

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**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

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON
PRECONTRAIT PAR POST-TENSION SUR
OUED DJER
(PENETRANTE DE TIPAZA)**

Proposé par :

**Mme DJAAFER .F
SAETI**

Présenté par :

**AMROUNI Saad
KHENIOU Yassine**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إهداء

أهدي هذا العمل المتواضع إلى أمي العزيزة [] حفظها الله لنا من كل
سوء، إلى الأب الكريم [] "رحمه الله" وأسكنه فسيح جناته ، و إلى كل الإخوة
و الأخوات خاصة [] و [] وابن أختي "رحمها الله" حفظهم الله
كلهم ورعاهم .

إلى كل العائلة و الأقارب؛

إلى كل الأصدقاء و الأحباب؛

وإلى كل من ساعدني من قريب أو من بعيد على إنجاز و إتمام هذه المدكرة

إليكم جميعا اقول لكم شكرا

ياسين خنيو

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protégeant et les gardent.

A toute ma famille sans aucune exception.

A toute la promotion 2012 et tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

A tous ce qui ont aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.

A toutes les chères je vous dis merci pour tous.

AMROUNI SAAD

Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITE.

I.1- Introduction :	02
I.2- Généralités sur les ponts	02
I.2.1- Définition d'un pont	02
I.2.2- Les éléments constitutifs du pont	02
I.2.3- Classification des ponts.....	03
I.3- But de l'étude	04
I.4- Présentation de l'ouvrage	05
I.5- Données fonctionnelles	06
I.5. 1- Trace en plan	06
I.5.2- Profil en long	06
I.5.3- Profil en travers	07
I.6- Données naturels	08
I.6.1- La topographie	08
I.6.2- Données géotechnique	08
I.6.3- Données hydrauliques.....	08
I.6.4-Données sismologiques	09
I.7- Choix des portées	09
I.8- Les variantes possibles	10
I.8.1-variante possible °1 « un tablier mixte ».....	11
I.8.2-variante possible °2 «pont dalle en béton arme».....	12
I.8.2-variante possible°3«pont a poutre précontrainte vipp (post 1tension)	14
I.9- La comparaison	15
I.10- La conclusion	15

CHAPITRE II : MATERIAUX.

II.1- introduction	17
II.2- Le béton	17
II.2.1- Les Caractéristiques mécaniques du béton	17
II.3- L'acier	21
II.3.1- Les aciers passifs	21
II.3.1- Les aciers actifs	23

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER.

III.2- La poutre	26
III.2.1- Définition.....	26
III.2.3- Nombre des poutres (N)	26
III.2.4- Hauteur des poutres.....	26
III.2.5- Largeur de la table de compression (b).....	26

III.2.6- Epaisseur de la table de compression	26
III.2.7- largeur du talon (Lt).....	27
III.2.9 Epaisseur du talon (Et).....	27
III.2.10- Epaisseur de l'âme	27
III.3- L' hourdis	27
III.3.1- Définition.....	27
III.3.2- Longueur de l'hourdis.....	27
III.3.3- Largeur de l' hourdis.....	27
III.3.4- Epaisseur de la dalle.....	27
III.3- Les dalles	27
III.4- Les équipements du tablier.....	28
III.4.1- Trottoirs.....	28
III.4.2- Garde-corps.....	28
III.4.2- Corniche	28
III.5- Les caractéristiques géométriques de la poutre	29

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES.

IV.1- Introduction	40
IV.2- Les charges permanentes	40
IV.2.1- Poids propre des poutres et entretoises	40
IV.2.1- Dalle	41
IV.2.2- complément des charges permanentes	41
IV.2- Surcharges des ponts routiers : fascicule 61 titre II.....	42
IV.2.1- Système de charge A(l)	42
IV.2.2- Système de charge B	43
IV.2.3- Charges militaire.....	46
IV.2.4- Charge exceptionnelle	46
IV.2.5- Charges sur le trottoir	47
IV.3- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant longitudinaux	47
IV.3.1- Système de charge A(l)	47
IV.3.2- Système de charge B	48
IV.3.3- Charges militaire	50
IV.3.4- Charges exceptionnelles	51
IV.3.5- Surcharge de trottoir	52

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE

V.1- Introduction	55
V.2- Hypothèses de la méthode	55
V.3- Détermination des coefficients	56
V.3.1- Paramètres adimensionnelles	56
V.4- Calcul des paramètres α et θ	57
V.4.1- Paramètre d'entretoisement θ	57
V.4.2- Paramètre de torsion α	58
V.5- Coefficients de répartition transversale K	59
V.6- Calcul du moment fléchissant longitudinal.....	62

V.6.1- Calcul de k.....	62
V.6.2- Calcul de coefficients $K\alpha$	63
V.6.3- Détermination des positions des poutres.....	64
V.6.4- Le coefficient $K\alpha$ pour les différentes poutres	65
V.7- Combinaisons des actions	68
V.7.1- Combinaisons pour le moment fléchissant $x=0.5 L$	68
V.7.1- Combinaison pour le moment fléchissant $x=0.25 L$	69
V.8- Répartition transversale des efforts tranchants	70
V.8.1- Coefficient $\epsilon\alpha$	71
V.8.2- Coefficient $\epsilon\alpha$ pour les différentes positions des poutres	74
V.8.3- Coefficient $\epsilon'\alpha$	74
V.8.4- Coefficient $\epsilon'\alpha$ pour les différentes positions des poutres	75
V.9- Combinaisons des actions.....	78
V.9.1- Combinaison pour l'effort tranchant $x= 0,00L$	79
V.9.2- Combinaison pour effort tranchant pour $x=0,25 L$	79

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1-Introduction	82
VI.1.1- Calcul de la précontrainte	82
VI.1.2- Mise en œuvre des câbles et ancrages	82
VI.1.3- Programme de mise en tension des câbles	83
VI.1.3- Montage de la précontrainte	83
VI.1.4- Injection des câbles	84
VI.2- Dimensionnement de la précontrainte	85
VI.2.1-CALCUL NOMBRE DE CABLE	85
VI.2.2- Tracé des câbles.....	91
VI.2.3- Caractéristiques géométriques des sections nettes	94
VI.3- Calcul des pertes de tension	97
VI.3.1- Pertes instantanées	97
VI.3.2- Pertes différées	102
VI.3.3 Calcule du pourcentage des pertes totales (instantanées et différées.....	105
VI.3- vérification des contraintes	106
VI.3.1- Vérification des contraintes normales	106
VI.3.1- Vérification des contraintes tangentielles	110
VI.4- Vérification à la rupture	111
VI.4.1- Sécurité à la rupture en flexion	111
VI.4.2- Sécurité à la rupture par l'effort tranchant	112
VI.4- Ferrailage de la poutre	114
VI.4.1- Calcul des armatures passives longitudinales	114
VI.4.2- Armatures de peau	114
VI.4.3- Cadre du talon	115
VI.4.4- Armatures supérieurs de la table de compression	115
VI.4.5- Vérification des contraintes de cisaillement	115
VI.4.6- Etude de la zone d'about.....	119

CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATIONS

VII.1- Introduction	122
---------------------------	-----

VII.2- Flèche et contre flèche	122
VII.2.1- Flèche due au poids propre	122
VII.2.2- Contre flèche due à la précontrainte	122
VII.2.3- Flèche due aux surcharges	124
VII.2.4- Flèche de Construction	124
VII.2.5- La flèche totale.....	124
VII.3- Calcul des rotations	124
VII.3.1- Rotation sous le poids propre	125
VII.3.2- Rotation d'appui due à la précontrainte	125
VII.3.3- Rotation sous la surcharge D240	125
VII.4- Calcul des déplacements	125
VII.4.1- Déplacement dû à la rotation d'appuis	125
VII.4.2- Déplacement dû au retrait	126
VII.4.3- Déplacement dû au fluage	126
VII.4.4- Déplacement dû à la variation de température	127

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L' HOURDIS

VIII.1- Généralité.....	129
VIII.2- Etude de la flexion transversale	129
VIII.2.1- Calcul des coefficients μ_{moy} sous différent cas de charges	130
VIII.3- Calcul des moments M_y à mi- travée	132
VIII.3.1- Surcharge A(L)	132
VIII.3.2- Surcharge de trottoir.....	133
VIII.3.3- Surcharge B_c	133
VIII.3.4- Surcharge B_t	134
VIII.3.5- Surcharge B_r	135
VIII.3.6- Surcharge M_{C120}	135
VIII.3.6- Convoi D_{240}	135
VIII.4- Étude de la flexion localisée	137
VIII.4.1- Moments M_a et M_b au centre de la dalle	137
VIII.4.2- Moment de continuité sur appui	142
VIII.4.3- Étude de l'effort tranchant	144
VIII.5- Ferrailage du hourdis	146
VIII.5.1- Transversalement	146
VIII.5.2- Longitudinalement	147

CHAPITRE IX : LES EQUIPEMENTS

IX.1- Introduction.....	150
IX.2- Dimensionnement des appareils d'appuis	150
IX.2.1- Détermination de la section	150
IX.2.2- Détermination de la hauteur (distorsion)	150
IX.2.3- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	150
IX.2.4- Répartition des efforts horizontaux	151
IX.2.5- Vérification des contraintes	152
IX.2.6- Dimensionnement des frettes	155

IX.2.7- Ferrailage du dé d'appui	156
IX.3- Les joints de chaussés	157
IX.3.1- Calcul du souffle des joints	157
IX.4- Les gargouilles.....	158
IX.4- Revêtement de tablier	158

CHAPITRE X : ETUDES DE LA PILE.

X.1- Introduction	160
X.2- Pré dimensionnement des éléments de la pile	160
X.2.1- Chevêtre	160
X.2.1- Fûts	160
X.2.1- Semelle	160
X.3- Implantation des piles	161
X.4- Répartition Des Charges Sur la pile (calcul des réactions max)	162
X.4 .1- Réaction du au poids propre	162
X.4.2- Réactions dues surcharges	162
X.5- Etude et ferrailage de la pile	165
X.5.1- Le chevêtre	165
X.5.2- Etude du fût	171
X.6- La semelle	175
X.6.1- caractéristique de la semelle.....	175
X.6.2- Evaluation des efforts sur la semelle.....	175
X.6.3- Détermination du nombre des pieux	176
X.6.4- Effort revenant à chaque pieu	176
X.6.5- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)	177
X.6.6- Etude et ferrailage des pieux	181
X.7- plot parasismique	186

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

XI.1- INTRODUCTION	188
XI.2- IMPLANTATION DES CULEES	189
XI.3- PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES	190
XI.4- Évaluation des efforts sollicitant la culée	192
XI.4.1- Détermination du coefficient de poussée Kad	192
XI.4.2- Calcul des efforts	192
XI.4.3- Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux	195
XI.5- Ferrailage des éléments de la culée	196
XI.5.1- La dalle de transition	196
XI.5.2- Corbeau	198
XI.5.3- Mur garde grève	200
XI.5.4- Mur frontal	203
XI.5.5- mur en retour	207
XI.6- Etude de la semelle (culée)	211
XI.6.1- évaluation des efforts	211
XI.6.2- Effort revenant à chaque pieu	212
XI.6.3- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	212
XI.7- Etude et ferrailage des pieux	215

XI.7.1- Actions sur les pieux	215
XI.7.2- Calcul des pieux par la formule de WARNER	215
XI.7.3- Ferrailage des pieux	217

CHAPITRE XII : CONCLUSION.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1- Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

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

I.2- Généralités sur les ponts :

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

I.2.1- Définition d'un pont :

Tout simplement un pont est un ouvrage de franchissement, il permet de franchir un obstacle qui peut être un Oued, une Route, une Voie Ferrée,...ect.

I.2.2- Les éléments constitutifs du pont :

Quelle que soit l'utilité du pont : pont-route, pont-rail, pont-canal, passerelle piétons, ou autres, ils sont constitués de deux éléments principaux :

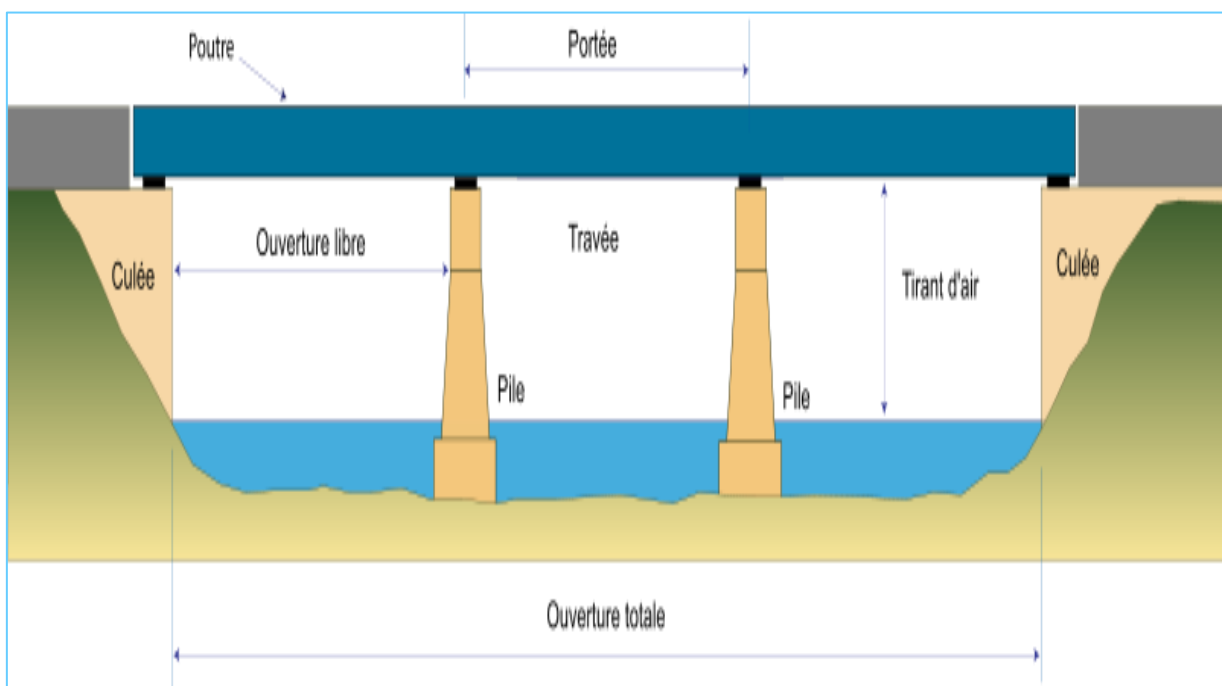


Figure I.1:représentation globale d'un pont a poutre

Le tablier: Partie sensiblement horizontale de l'ouvrage qui assure le franchissement.

Les appuis : Peuvent avoir des configurations très variées : voiles, poteaux et chevêtres, piles, pylônes, culées, piles-culées, piédroits...etc.

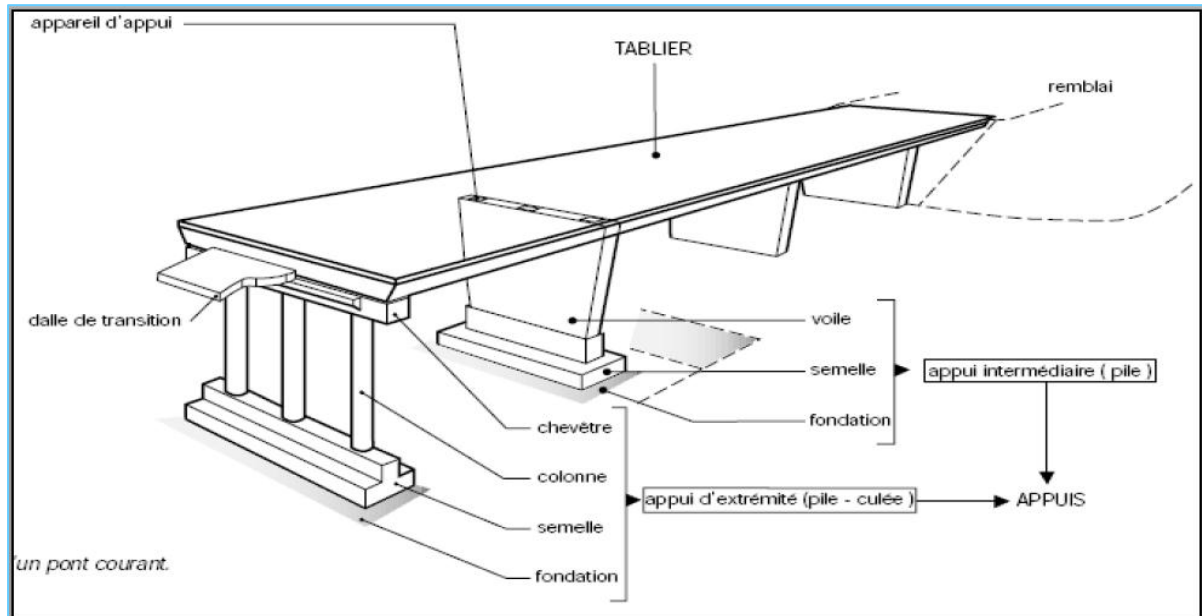


Figure I.2:représentation globale d'un pont dalle

I.2.3- Classification des ponts:

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

- La fonction.
- Les matériaux de construction.
- La méthode de construction du tablier.

a) Selon la fonction :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir :

- Un pont-route ou pont routier : C'est un ouvrage portant une route.
- Un pont-rail ou pont ferroviaire : Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- Un aqueduc : C'est un ouvrage portant une canalisation d'eau, à l'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.
- 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

b) 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.

c) 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 étaielement.
- Construction en encorbellement.
- Construction par déplacement de la structure du tablier qui est réalisée à terre (pont poussés, par levage).

I.3- But de l'étude :

Le présent mémoire de fin d'étude consiste en l'étude d'un pont franchissant oued DJER sur l'axe de la pénétrante appartenant au projet intitulé optimisation de l'étude de la pénétrante TIPAZA Autoroute Est Ouest en 2x3 voies.

Cette étude doit accomplir les étapes suivantes afin d'envisager plusieurs solutions de pont en considérant leurs avantages et leurs inconvénients.

- Définition des différentes variantes.
- Analyse multicritère.
- Retenu de variante avec pré dimensionnement détaillé.

I.4- Présentation de l'ouvrage :

Le but de notre mémoire est l'étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension qui s'inscrit dans le cadre de la construction de la pénétrante qui relie la voie express de TIPAZA et l'Autoroute Est/Ouest.

Il est conçu afin de franchir un oued exigé par la ligne rouge. il se compose de 3 travées de 33,40m chacune, et compris entre le PK20+075 et le PK 21+075.

L'ouvrage est composé de deux ponts jointifs identiques. On se contente d'étudier le pont allant de TIPAZA vers l'Autoroute est/ouest.

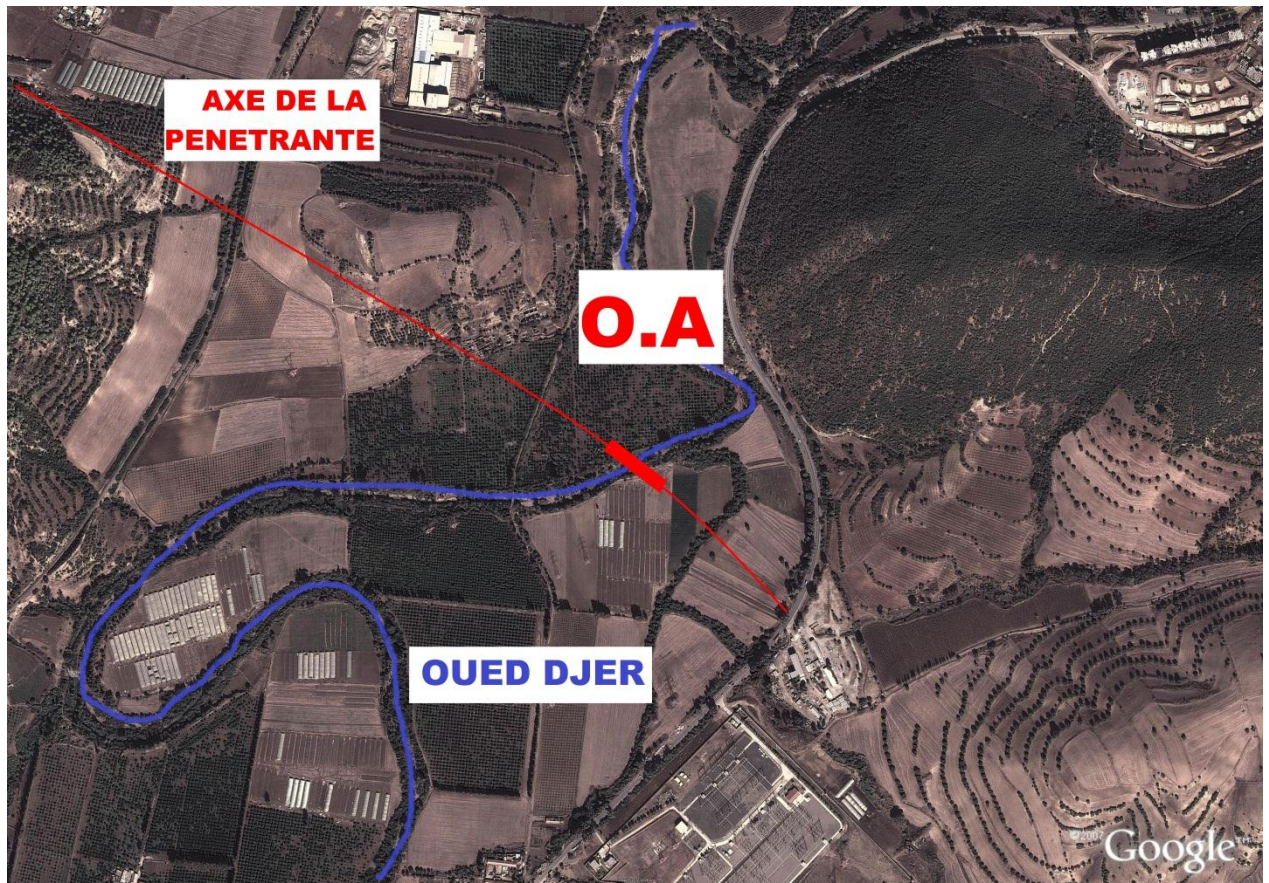


Figure I.3:vue satellite du site de l'ouvrage

I.5- Données fonctionnelles :

Les caractéristiques de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

I.5.1- Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Cet axe conduit à un ouvrage biais de longueur totale de 100 m.

- Biais géométrique $\Phi=75\text{grad}$
- Biais de franchissement $\Phi'=75\text{grad}$.

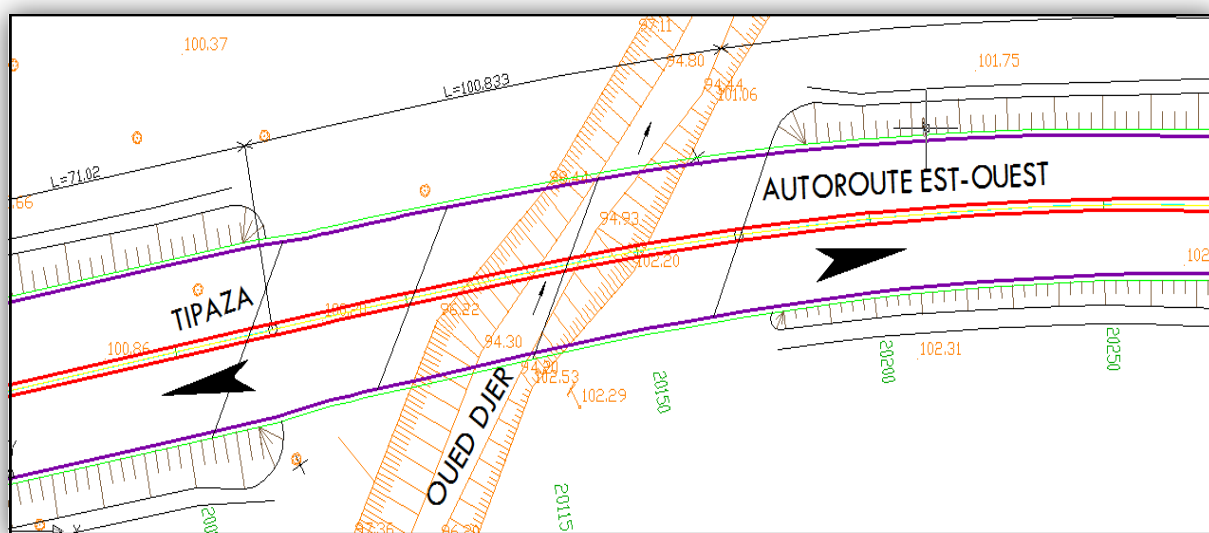


Figure I.4:tracé en plan

I.5.2- 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 il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

Il présente une :

- Longueur de 100 m.
- Pente longitudinale de 1%.

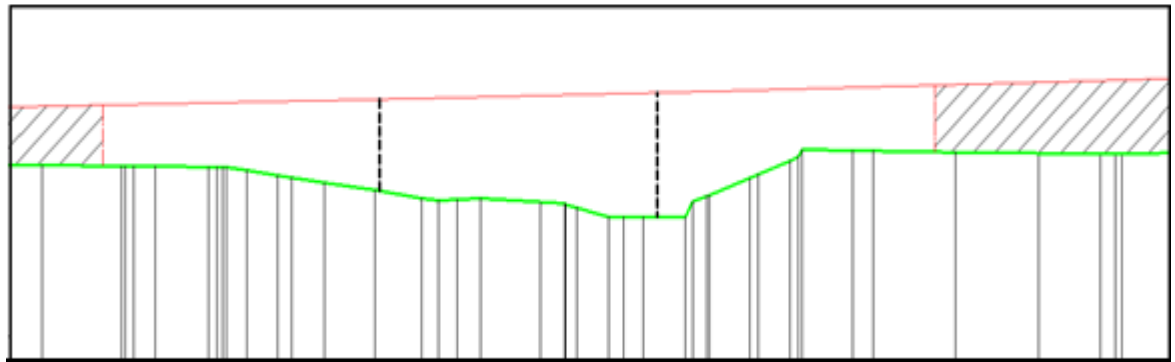


Figure I.5:le profil en long

I.5.3- 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 car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable: $l_r=14\text{m}$.
- Largeur de trottoir : $l=1,15\text{m}$.
- Nombre de voies de circulation : trois voies de 3,5m.
- Une bande d'arrêt d'urgence de 2,5m.deux bandes dérasées gauche et droite de 0,50 m chacune
- Dévers unique de 2,5%.

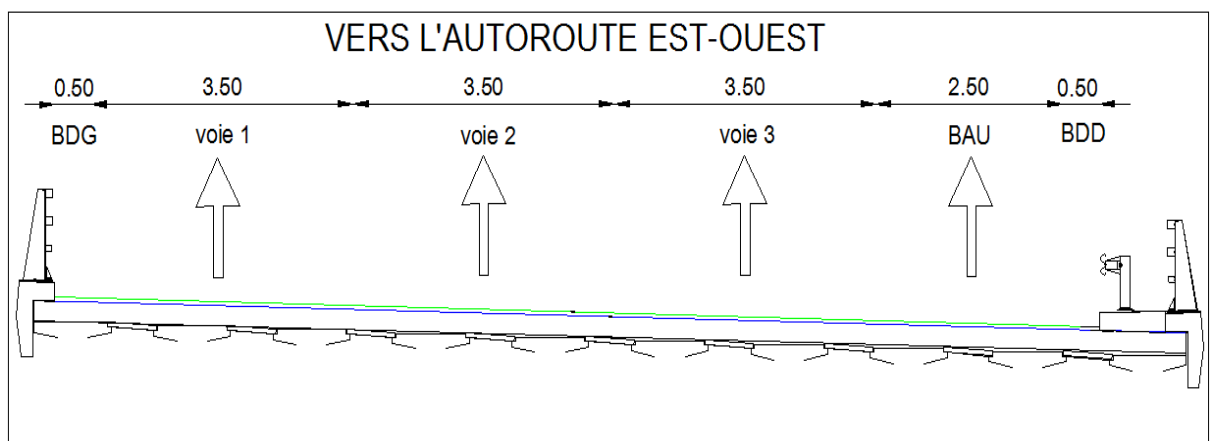


Figure I.6:le profil en travers

I.6- Données naturels :

I.6.1- La topographie :

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

I.6.2- Données géotechnique :

Une étude géotechnique a été effectuée et d'après les résultats de cette étude nous avons opté pour des fondations profondes avec pieux circulaires.

Les résultats de l'essai au pénétromètre statique ont donné la profondeur de la fondation à 16m ayant atteint une capacité portante de avec un pieu de diamètre de 1,20m foré dans le sol et travaillant par frottement latéral et par pointe.

I.6.3- Données hydrauliques:

L'ouvrage objet de l'étude franchit un cours d'eau (oued Djer), donc un certain nombre de renseignements hydrauliques sont nécessaires soient :

- La relève précise de la topographie du lit.
- Les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale de franchissement et son implantation dans l'espace, les principaux niveaux à définir sont :
 - Les plus hautes eaux (PHE) : permet de caler le profil en long de l'ouvrage .En effet, il effet d'usage de dessiner un pont en plaçant ces appareils d'appui au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquent (généralement 1m).
 - Les plus basses eaux ou étiage (PBE).
- Le débit solide et les charriages éventuels susceptibles de heurter (frapper) les piles.
- Les affouillements : entonnoir creusé par l'eau à la base des appuis.
 - L'affouillement général : est estimés à 1m. (en Algérie).
 - L'affouillement local : est conditionnée par la géométrie des appuis notamment la forme hydrodynamique (bec ou ronde), et l'angle d'incidence.

$$H_{\text{aff}}=h_g+ h_l$$

I.6.4-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 en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

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.

Dans notre cas :

- L'ouvrage est situé dans la ville de TIPAZA cette région est classée comme une zone à forte sismicité selon le règlement parasismique Algérien 2008.
- Le pont est classé en groupe 2.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appareils appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Aussi, il y a lieu :

- Concevoir des plots parasismiques.
- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Respecter le repos d'appui minimal.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

I.7- Choix des portées :

Le choix des portées est conditionné par les possibilités ou non d'implantation des appuis en respectant quelque règle :

- Minimiser l'impact du projet sur l'écoulement dans le lit majeur et dans le lit mineur en minimisant le nombre des appuis dans le cours d'eau.

- Reculer les culées par rapport aux berges afin de protéger les remblais d'accès.
- Si un appui de pont est implanté dans le lit d'oued il faut prendre des précautions particulières contre les phénomènes d'affouillement.
- Descendre le niveau de fondation sous la profondeur d'affouillement.
- Protéger les appuis avec les des rideaux de palplanche.

I.8- Les variantes possibles :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

D'après ce qui vient d'être dit, il y a trois solutions qui, après une analyse soignée des données, sont apparus être les plus raisonnables pour le franchissement du oued DJER, les trois solutions proposées ont des différences typologiques très marquées, valables et efficaces du point de vue technique elles satisfont en effet au problème

Sur l'oued DJER il est possible de point de vue économique de penser sur les trois possibilités au mois :

I.8.1-Variante possible °1 « UN TABLIER MIXTE »

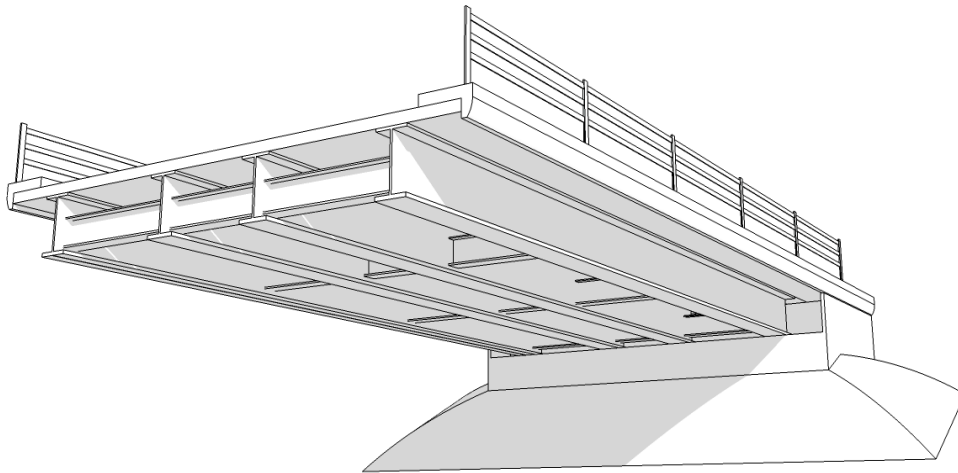


Figure I.7:le tablier mixte

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé solidaire par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Tableau I. 1 : les avantages et les inconvénients d'un tablier mixte.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> -La possibilité de franchir des portées assez importante. -La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux. -La rapidité d'exécution globale. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le problème majeur des ponts mixtes est la 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. -Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs). -Le risque de voilement. -L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques. -Le coût est plus élevé. -du à point de vue esthétique : mauvais.

I.8.2-Variante possible °2 «PONT DALLE EN BETON ARME»

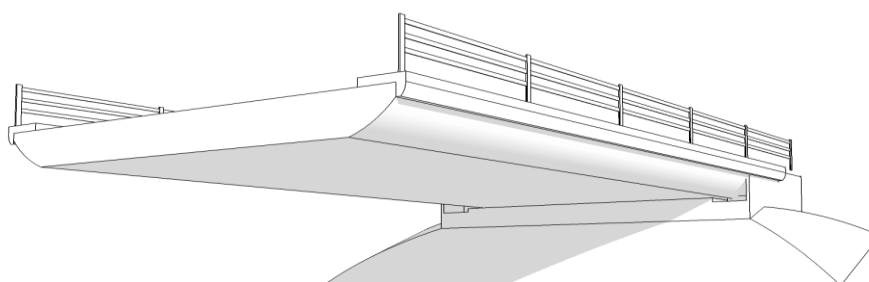


Figure I.8:pont dalle

La dalle en béton armé est la plus intéressante pour les portées déterminantes allant jusqu'à 15m, elle peut rester compétitive jusqu'à 18m de portée voir 20m, avec une section transversale avec encorbellement latéraux (ce qui permet d'alléger le poids propre).

Tableau I. 2: les avantages et les inconvénients d'un tablier à dalle.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - liberté dans la conception des formes - coffrage simple. - minceur du tablier - permet le réemploi des coffrages. - structure robuste et relativement souple - construction simple - au la pointe de vue esthétique : bon. 	<ul style="list-style-type: none"> - portée limitée. - Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en B.P. - Echafaudage important.

I.8.2-Variante possible³«PONT A POUTRE PRECONTRAINT VIPP (post tension)

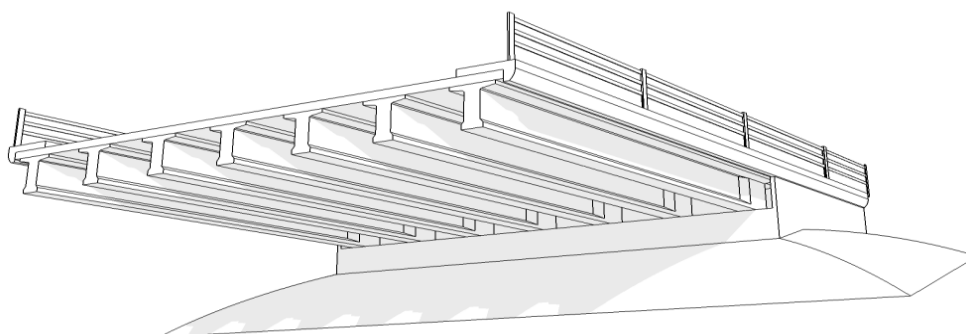


Figure I.9: pont en béton précontraint

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension), Leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m à 50m.

Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

Tableau I. 3:les avantages et les inconvénients d'un tablier en béton précontraint.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none">-Limitation des fissures (béton comprimé).-franchissement des grandes portées.-La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.-La maîtrise de la méthode d'exécution.	<ul style="list-style-type: none">-Poids très important.-Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.-L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

I.9- La comparaison :

	Pont dalle de BA	Pont a poutres préfabriqué VIPP	Pont mixte
économie	Coût plus élevé	Coût moins élevé	Coût très élevé par rapport les autres possibilités
Entretien	Dans le cas normal il ne nécessite pas de contrôle continu	De faible fréquence	C'est l'inconvénient major
Exécution	facile	moyen	Facile a exécuté par rapport les autres variantes
Esthétique	bon	moyen	Mauvais vue longitudinale

I.10- Conclusion :

Après la comparaison des trois variantes nous prenons la variante « pont à poutres préfabriquées; post tension », il est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES

MATERIAUX

II.1- Introduction :

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- Le choix des techniques de mise en oeuvre ;
- Le choix des méthodes d'essais.

Dans ce chapitre, nous présenteront les caractéristiques du béton et d'aciers utilisées pour cet ouvrage.

II.2- Le béton :

Le béton : c'est un matériau composite obtenu en mélangeant un ensemble de constituants à savoir : du ciment (comme liant), du gravier et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton armé : c'est un matériau composite constitué de béton et d'acier qui lie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.

Le béton précontraint : c'est du béton plus torons (acier actifs) plus a de l'acier ordinaire (passifs).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup du béton armé sauf qu'on l'utilise sous contrainte plus élevée.

Remarque :

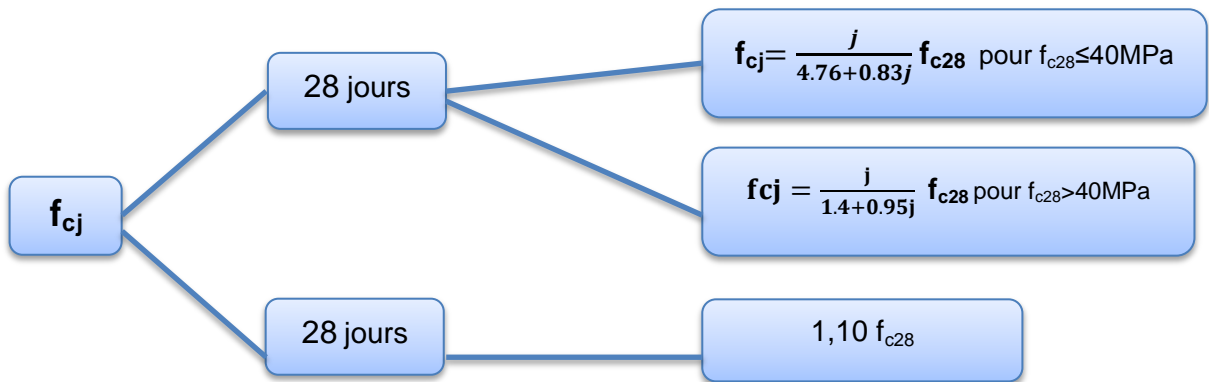
Nous avons utilisés les règles B.A.E.L 91 (Béton Armé Aux Etats Limites) révisées 99, pour le calcul en béton armé de l'ouvrage.

II.2.1- Les Caractéristiques mécaniques du béton :

a) La résistance Caractéristique à la compression :

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton.

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).



On peut admettre une résistance au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement dont f_{c28} ne dépasse pas 40MPa).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément.

$$f_{c28} = \begin{cases} 27 \text{ MPa pour le béton de tablier.} \\ 35 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

b) La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

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

Dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées MPa.

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa}) \\ 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,70 \text{ MPa} (f_{c28} = 35 \text{ MPa}) \end{cases}$$

c) Contraintes admissibles :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION :

CALCUL A L' E . L . U :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

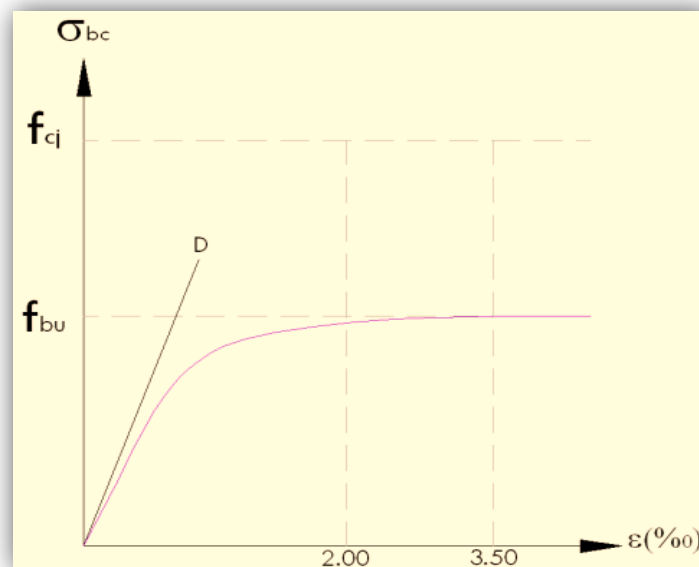


Figure II.1:Diagramme parabole rectangle du béton

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

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

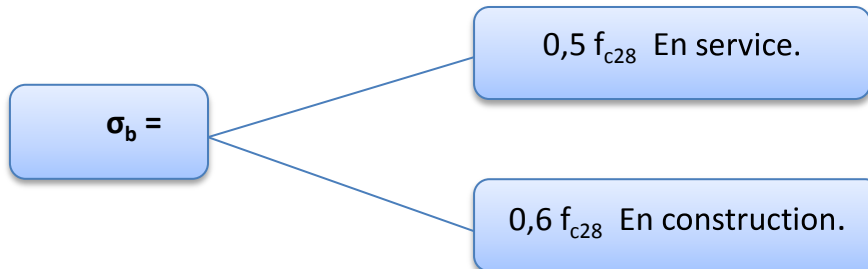
$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires (fondamentales).} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge (effet de Rûch).
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

CALCUL À L' E . L . S :

Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique



f_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
35	17,50	21,00
27	13,50	16,20

d) Déformation du béton

Déformation longitudinale E :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$$

Module de déformation différée E_{vj} (longue durée >24h) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$$

f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
35	35982	12103
27	34180	11496

Déformation transversale G :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Où : ν représente le coefficient de poisson :

I-5-coefficient de Poisson :

Le coefficient Poisson du béton non fissuré est pris égale à 0.20.en cas de fissuration, il est pris égale à zéro.

II.2- L'acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15à 0,25 %) ou des aciers mi-durs et durs (0,25à 0,4 %).

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs
- Les aciers actifs

II.2.1- Les aciers passifs :

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

a) Caractères des armatures passives :

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :

Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200 000 MPa.

Limite d'élasticité garantie :

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « F_e ».

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE400, sa limite d'élasticité $F_e = 400$ MPa.

Diagramme contrainte-déformation :

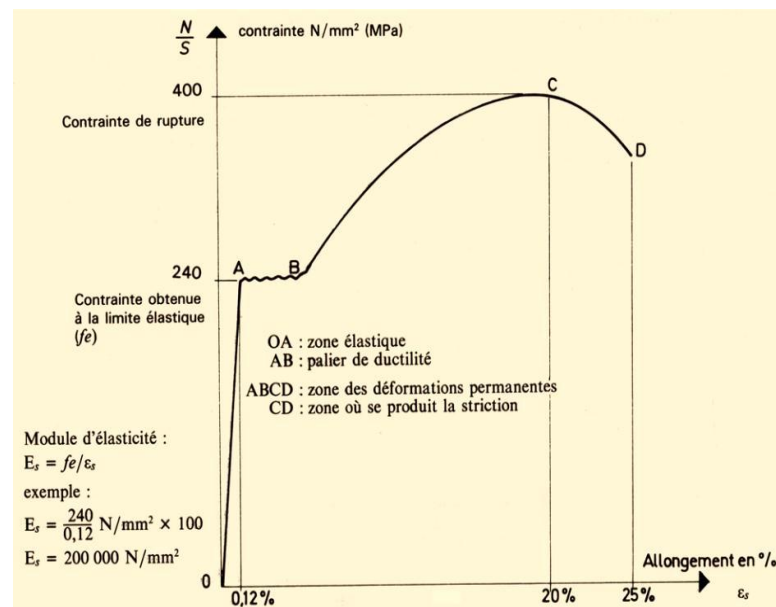


Figure II.1: Diagramme de traction d'un acier de nuance

Contrainte limite de traction σ_s :

Calcul à l'E.L.U :

Dans le calcul à l'E.L.U on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.00 & \text{combinaisons accidentelles.} \\ 1.15 & \text{cas générales.} \end{cases}$$

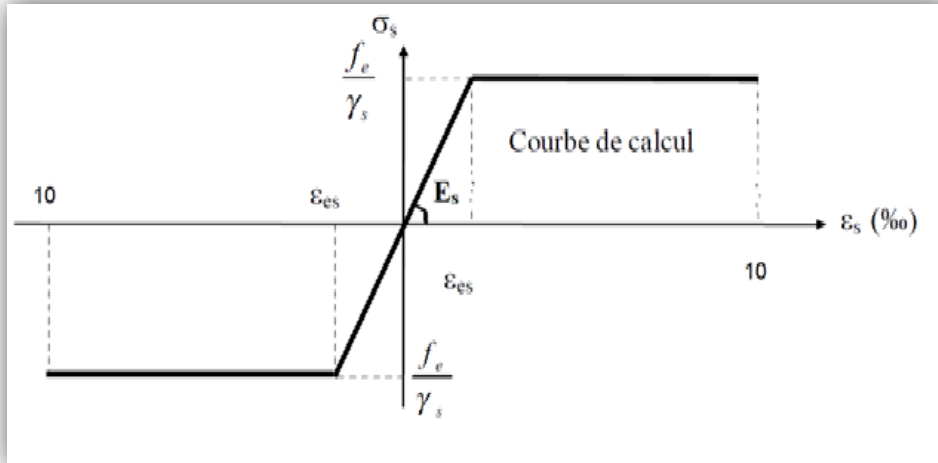


Figure II.3: Diagramme contraintes déformation

Calcul   l' E . L . S :

Pour le calcul aux E.L.S nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Cas de fissuration	σ_{st} (MPa)
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation de contrainte
Fissuration préjudiciable	<p>– ronds lisse: $\sigma_{st} = \frac{2}{3} f_e$</p> <p>– barres HA: $\sigma_{st} = \{0,5 f_e; 110\sqrt{\eta} f_{tj}\}$</p>
Fissuration très préjudiciable	<p>– ronds lisse: $\sigma_{st} = 0,8 * \frac{2}{3} f_e$</p> <p>– barres HA: $\sigma_{st} = \{0,4 f_e; 88\sqrt{\eta} f_{tj}\}$</p>

II.2.1- Les aciers actifs :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. à l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

Catégorie : fils, barres, torons.

Classe de résistance.

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câble utilisé sont de type 12T15.

- Caractéristiques géométriques :
 - Nombre de torons par câble : 12 torons.
 - Section nominale de l'acier : $A_p=12 \times 139 \text{mm}^2=1669 \text{mm}^2$.
 - Diamètre extérieure de la gaine : $\Phi_{\text{ext}}=80 \text{mm}$.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Contrainte de rupture garantie : $f_{\text{prg}}=1860 \text{MPa}$.
 - Contrainte limite élastique garantie : $f_{\text{peg}}=1660 \text{MPa}$.
 - Coefficient de frottement en courbe : $f=0,18 \text{ rad}^{-1}$.
 - Coefficient de frottement en ligne : $\varphi=2. 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
 - Le module d'élasticité longitudinale(E_p) pour les torons est 190000MPa .

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DU

TABLIER

III.1- Dimensionnement des éléments du tablier :

III.2- La poutre :

III.2.1- Définition:

Une poutre est une pièce longue horizontale servant à reprendre des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie donc elle est un élément porteur.

III.2.2- Espacement entre axe des poutres :

L'espacement des poutres varie en pratique entre 2,50 et 3,50 mètres, exceptionnellement 4,00 mètres. Dans notre tablier nous avons choisis un hourdis général coulé par-dessus les poutres, qui implique un espacement un peu petit, donc on prend $e = 1,60\text{m}$.

III.2.3- Nombre des poutres (N) :

Le nombre de poutres –N- en section transversal dépend essentiellement de la largeur du tablier-La- et de la position des poutres de rive.il est déterminé par la relation suivante :

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 \quad \text{Donc :} \quad N = \frac{14,4}{1,6} + 1 = 10$$

III.2.4- Hauteur des poutres :

On considère généralement que l'élancement optimal, égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, il se situe entre 22 et 16.

Ça implique que h compris entre $\frac{L}{22}$ et $\frac{L}{16}$

Dans notre poutre nous avons pris $h = 1,50$ et $L = 33,40\text{m}$ donc la recommandation précédente est vérifiée.

III.2.5- Largeur de la table de compression (b):

La largeur de table de compression des poutres est comprise $0,6h \leq b \leq 0,9h$
donc $0,9 \leq b \leq 1,35\text{m}$

Nous avons adopté une largeur de 1,03 m

III.2.6- Epaisseur de la table de compression :

L'épaisseur à l'extrémité des ailes des membrures doit être de l'ordre de 8 à 10cm. Pour vos poutres l'épaisseur à l'extrémité $e = 11\text{cm}$, donc il est de l'ordre des valeurs recommandées.

III.2.7- largeur du talon (Lt) :

La largeur des talons dépend de l'élançement des poutres, pour l'élançement recommandé ci-après, elle varie de 60 à 90 cm.

Pour notre section, avons pris $L_t=47\text{cm}$.

III.2.8 Epaisseur du talon (Et) :

Nous avons pris $e_t=15\text{ cm}$ en travée.

Pour l'inclinaison de faces supérieures du talon nous avons choisis un angle de 45° pour faciliter la tâche de bétonnage.

III.2.9- Epaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est égale à 21 cm en travée, et égale à la Largeur du talon (47cm) aux abouts de la poutre.

III.3- L' hourdis

III.3.1- Définition:

L' hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, elle assure la circulation du trafic, et elle sert à transmettre les surcharges aux poutres (les éléments porteuses).

Notre dalle est définie comme un hourdis général (disposer au-dessus des poutres).

III.3.2- Longueur de l'hourdis:

Dans le sens longitudinal du pont, nous avons deux dalles séparées par un joint de chaussée (une dalle par chaque travée), dont la longueur de chaque une est égale à la longueur des poutres. Donc $L_d = 33,40\text{m}$.

III.3.3- Largeur de l' hourdis:

La largeur de la dalle est égale à largeur de la chaussée roulable plus la largeur des deux trottoirs, ça nous donne une largeur de 16,70 mètre.

III.3.4- Epaisseur de la dalle :

Évidemment l'épaisseur de l'hourdis varie proportionnellement avec l'entre axe des poutres, et l'épaisseur recommandé est compris entre 18 et 22cm.

Pour notre dalle, nous avons choisis une épaisseur de 22cm.

III.3- Les dallettes :

En règle générale, la portée des dallettes de coffrage perdu est comprise entre 0,60 et 1m.

Les prédalles s'appuyant aux extrémités des ailes des poutres, dans des feuillures de

5 à 6 cm de largeur et de 2 à 3 cm d'épaisseur .Ainsi, pour d'évidents problèmes de résistance, l'épaisseur à l'extrémité des ailes des membrures doit être de l'ordre de 8 à 10 cm.

Les entretoises :

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton, soit une épaisseur de 25 cm.

III.4- Les équipements du tablier :

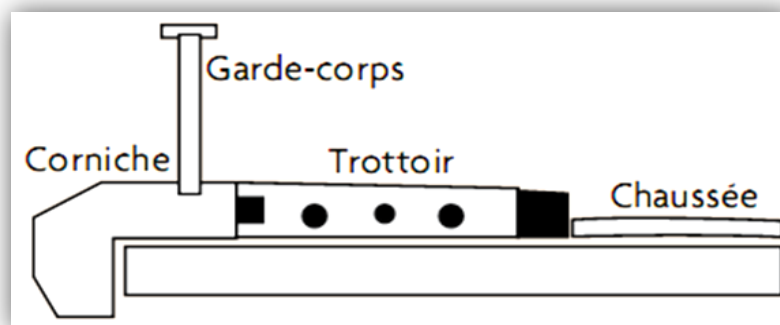


Figure III.1:les équipements du tablier

III.4.1- Trottoirs :

Un trottoir est un espace réservé aux piétons de chaque côté du pont, En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

Pour notre pont, nous avons choisis des trottoirs de largeur L_t de 1,15m, et d'épaisseur de 25 cm.

III.4.2- Garde-corps :

Sur les ponts, nous aurons des bords libres sur les deux côtés, et pour assurer la sécurité des piétons, nous placerons le long de la dalle de chaussée des dispositifs de retenue (simple barrière de sécurité) qui sont les garde- corps.

Pour notre tablier, nous avons opté pour un garde- corps de type BN4 en acier, qui est couramment utilisé, a un poids propre de 0,15t/ml (de chaque côté).

III.4.2- Corniche :

C'est une finition décorative à l'extrémité du tablier (située à la partie haute du tablier au bord latéral extérieur), elle a un rôle essentiellement esthétique.

La corniche joue également d'autre fonction indépendante de l'esthétique : scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir.

III.4- Les caractéristiques géométriques de la poutre :

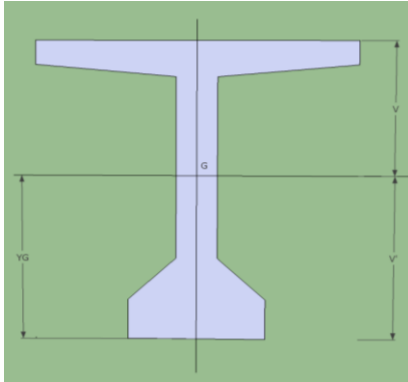


Figure III.2:notation pour la section

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I/(\Delta)$: moment d'inertie par rapport à Δ

$S/(\Delta)$: Moment statique de la section considérée par rapport à Δ .

$V = \frac{S/(\Delta)}{B}$: Distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$

I_G : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

A_i : aire de la section i.

Y_i : position du c.d.g de la section i par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donné par $Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$

B : section de la poutre.

B (nette) = B (brute) - 5% B (brute).

$S/(\Delta)$ (nette) = $S/(\Delta)$ (brute) - 5% $S/(\Delta)$ (brute).

$I/(\Delta)$ (nette) = $I/(\Delta)$ (brute) - 10% $I/(\Delta)$ (brute).

$\rho = I_G / (V \cdot V \cdot B)$

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE POUTRE A MI-TRAVEE

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/ (Δ)=B*Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
1*1	21	150	3150	75	236250	5906250	23625000
2*2	36	5	360	147,5	53100	750	7833000
3*2	41	6	492	142	69864	1476	9922164
4*2	31	6	186	137	25482	372	3491406
5*2	10	6	120	136	16320	360	2219880
6*2	10	10	100	129,67	12967	555,556	1681986
7*2	13	19,5	253,5	21,5	5450,25	5355,19	122535,6
8*2	13	15	390	7,5	2925	7312,5	29250

B brute	5051,5
B nette	4798,925
S/(Δ) brute	422358,25
s/(Δ) nette	401240,338
I/(Δ) brute	48925222
I/(Δ) nette	44032699,8

$V' = S/_{(\Delta)}/B$	83,61046224
$V = h - V'$	66,38953776
$I_G = I/_{(\Delta)} - (S_{(\Delta)} V')$	10484809,72
ρ	39,36 %

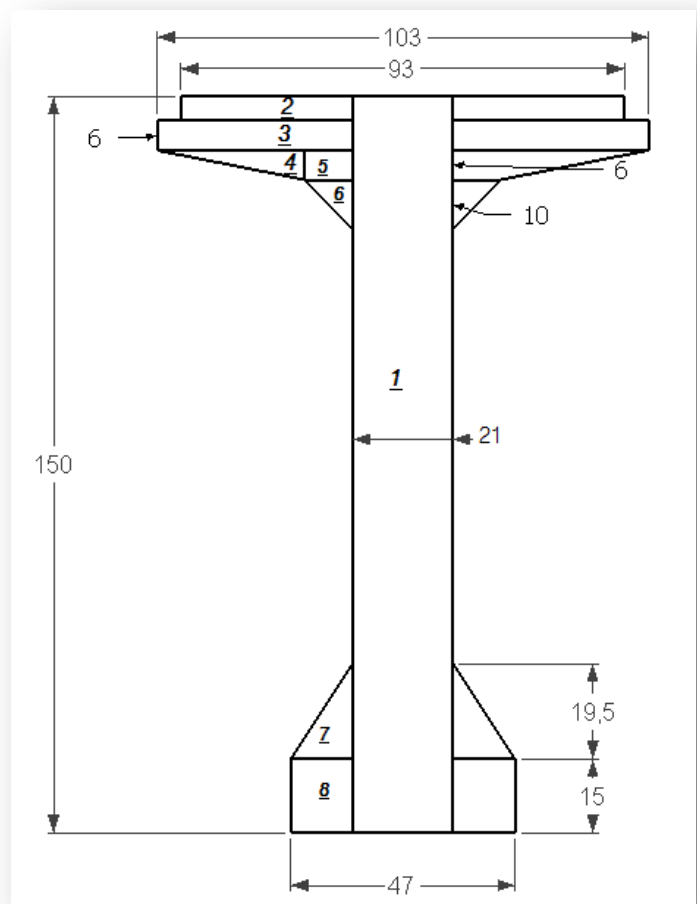


Figure III.3 : poutre à mi- travée

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE POUTRE A MI-TRAVEE
AVEC HOURDIS

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/(Δ)=B.Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	-	-	5051,5	83,61	422358,25	-	48925222,01
Section hourdis	160	22	3520	161	566720	141973,3333	75106137,3

B brute	8571,5
B nette	8142,925
S/(Δ) brute	989078,25
s/(Δ) nette	939624,3375
I/(Δ) brute	140309115,3
I/(Δ) nette	126278203,8

$V'=S/_{(\Delta)}/B$	115,3915009
$V=h-V$	56,6084991
$I_G=I/_{(\Delta)}-(S_{(\Delta)} v')$	17853541,22
ρ	33,57 %

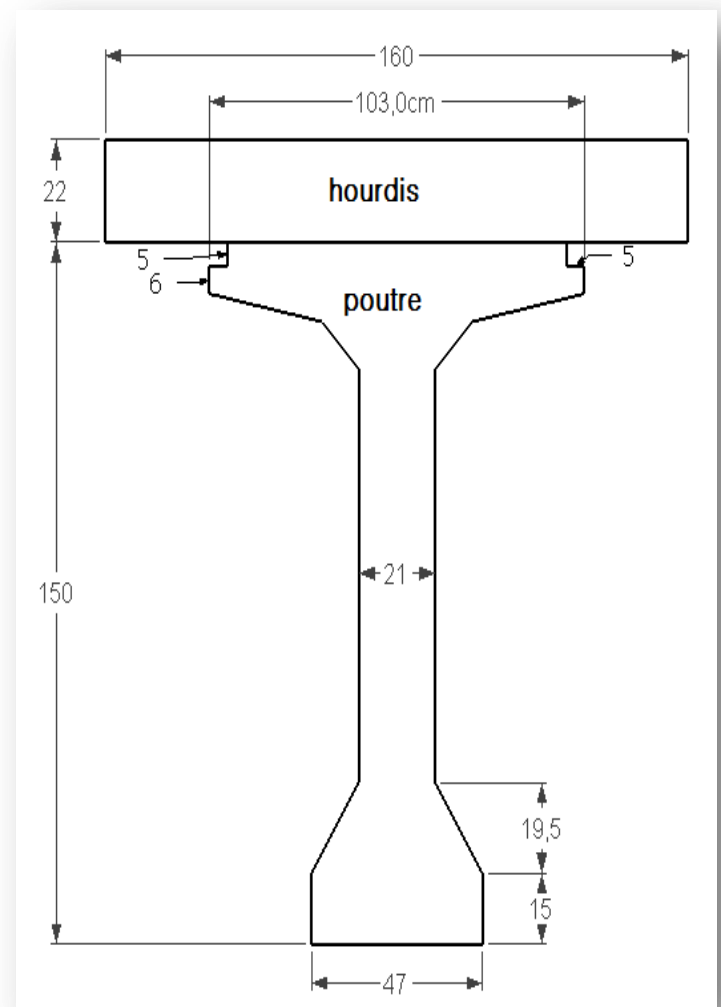


Figure III.4 : poutre à mi- travée avec hourdis

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURDIS

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/(Δ)=B.Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	-	-	5051,5	83,6105	422358	-	48925222
Section hourdis	131,5	22	2893	161	465773	116684	75106137,3

B brute	7944,5
B nette	7547,275
S/(Δ) brute	888131,25
s/(Δ) nette	843724,688
I/(Δ) brute	124031359
I/(Δ) nette	111628223

$V'=S/_{(\Delta)}/B$	111,791963
$V=h-v$	60,20803701
$I_G=I/_{(\Delta)}-(S_{(\Delta)} v')$	17306584,37

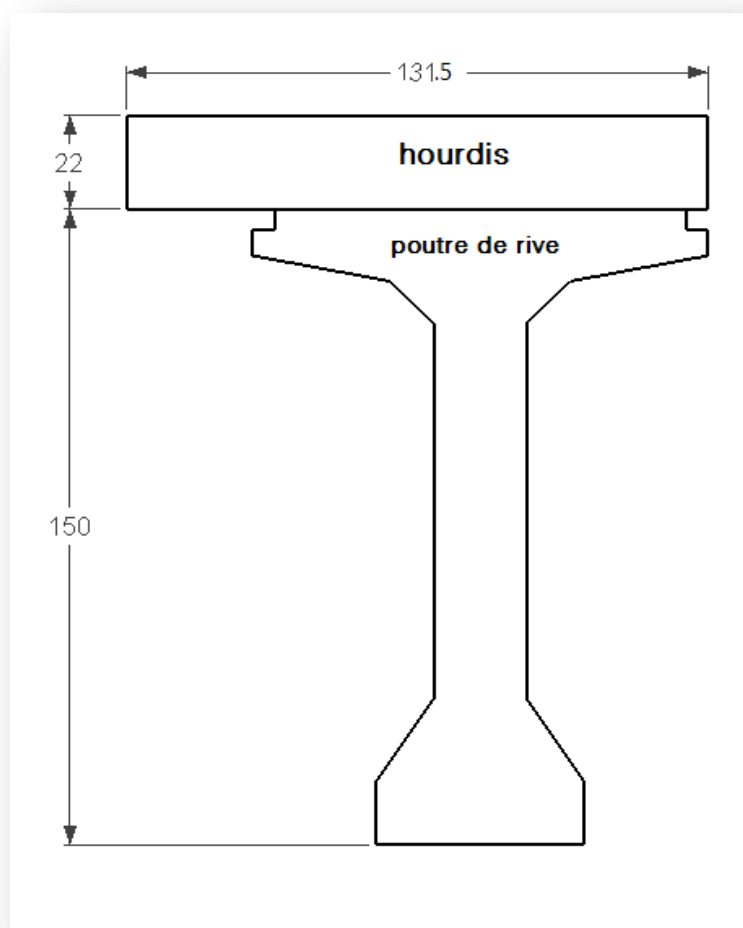


Figure III.5: poutre de rive à mi- travée avec hourdis

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE POUTRE ABOUT
INTERMEDIAIRE

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/ (Δ)=B*Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
1*1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
2*2	29	5	290	147,5	42775	604,167	6309917
3*2	34	6	408	142	57936	1224	8228136
4*2	31	6	186	137	25482	372	3491406
5*2	3	6	36	136	4896	108	665964
6*2	3	3	9	132	1188	4,5	156821
7*2	6	9	54	18	972	243	17739
8*2	6	15	180	7,5	1350	3375	13500

B brute	6413
B nette	6092,35
S/(Δ) brute	528349
s/(Δ) nette	501931,55
I/(Δ) brute	58258482,17
I/(Δ) nette	52432633,95

$V' = S/_{(\Delta)}/B$	82,38718229
$V = h - V'$	67,61281771
$I_G = I/_{(\Delta)} - (S_{(\Delta)} v')$	11079907,85

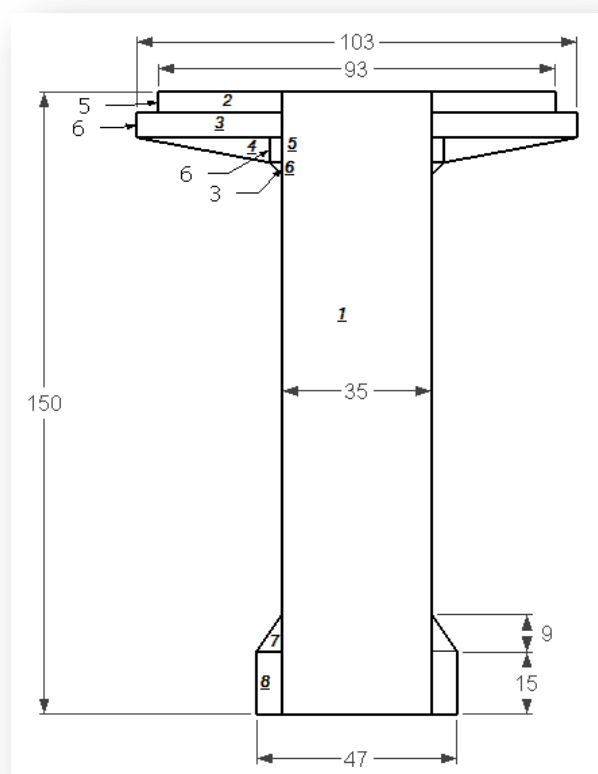


Figure III.6: poutre about intermédiaire

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE POUTRE ABOUT
INTERMEDIAIRE AVEC HOURDIS

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/(Δ)=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	--	-	6413	82,3871	528349	-	58258482,17
Section hourdis	160	22	3520	161	566720	141973,33	91383893,33

B brute	9933
B nette	9436,35
S/(Δ) brute	1095069
s/(Δ) nette	1040315,55
I/(Δ) brute	149642375,5
I/(Δ) nette	134678138

$V'=S/_{(\Delta)}/B$	110,2455452
$V=h-v$	61,75445485
$I_G=I/_{(\Delta)}-(S_{(\Delta)} v')$	19987983,01

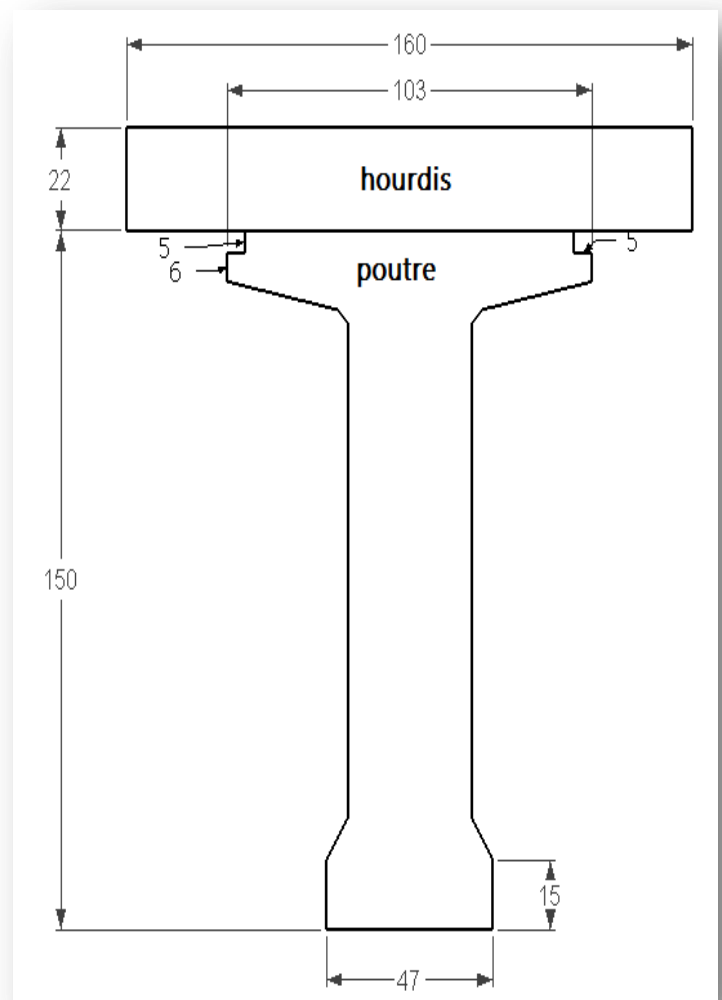


Figure III.7: poutre about intermédiaire avec hourdis

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE DE POUTRE ABOUT DE RIVE
INTERMEDIAIRE AVEC HOURDIS

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/(Δ)=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	-	-	6413	82,3871	528349	-	58258482,17
Section hourdis	131,5	22	2893	161	465773	116684,33	75106137,33

B brute	9306
B nette	8840,7
S/(Δ) brute	994122
s/(Δ) nette	944415,9
I/(Δ) brute	133364619,5
I/(Δ) nette	120028157,6

$V' = S/(\Delta)/B$	106,8259188
$V = h - V'$	65,17408124
$I_G = I/(\Delta) - (S/(\Delta) V')$	19140061,34

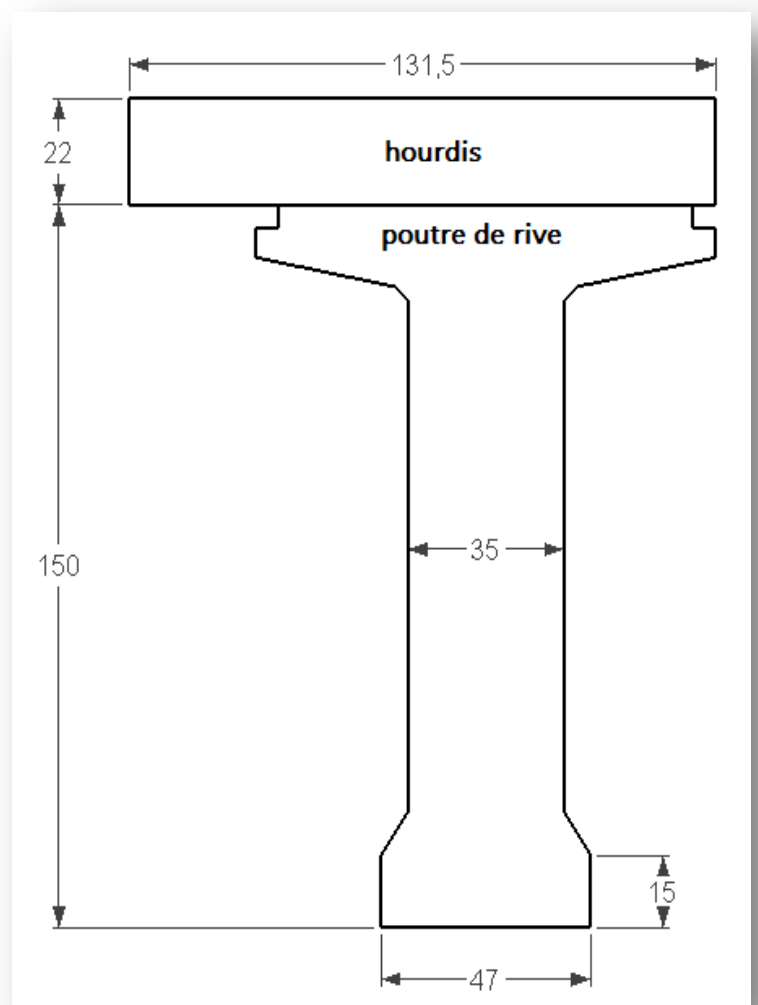


Figure III.8: poutre about intermédiaire de rive avec

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION ABOUT

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/ (Δ)=B*Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
1*1	47	150	7050	75	528750	13218750	52875000
2*2	23	5	230	147,5	33925	479,16667	5004416,7
3*2	28	6	336	142	47712	1008	6776112
4*2	28	5,419	151,732	137,19333	20816,619	247,53863	2856148,9

B brute	7767,732
B nette	7379,3454
S/(Δ) brute	631203,6188
s/(Δ) nette	599643,4379
I/(Δ) brute	67511677,52
I/(Δ) nette	60760509,77

$V' = S/_{(\Delta)}/B$	81,25970603
$V = h - V'$	68,74029397
$I_G = I/_{(\Delta)} - (S_{(\Delta)} v')$	12033660,29

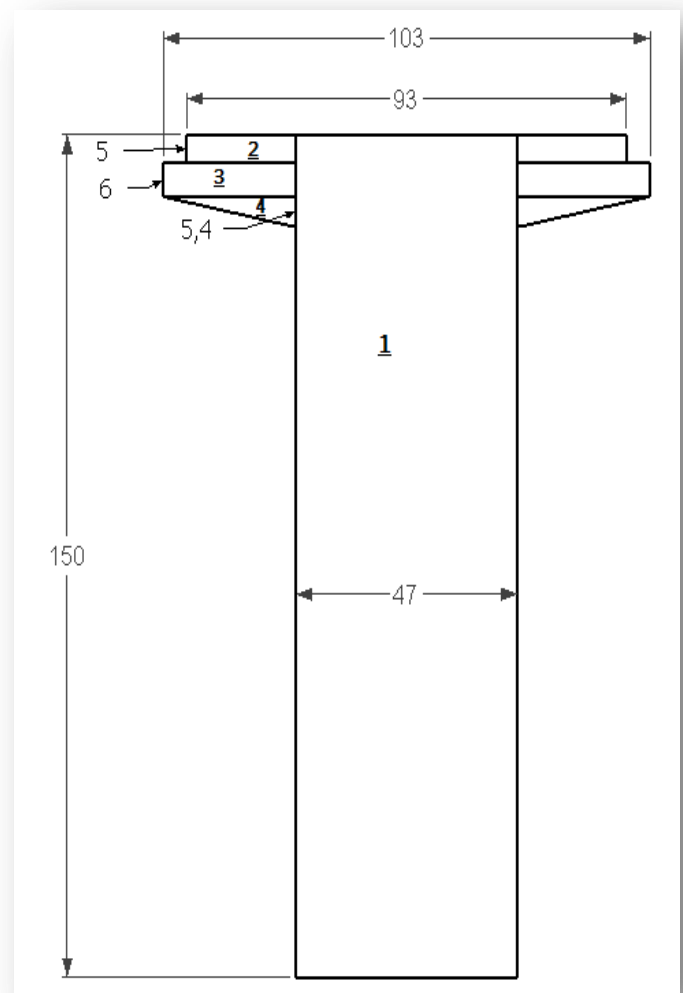


Figure III.9: poutre de l'about

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION ABOUT AVEC
HOURDIS :

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/ (Δ)=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/ (Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	-	-	7767,7	81,25	631203,6	-	67511677,52
Section hourdis	160	22	3520	161	566720	141973,33	91383893,33

B brute	11287,7
B nette	10723,34
S/(Δ) brute	1197923,61
s/(Δ) nette	1138027,43
I / (Δ) brute	158895570,9
I/ (Δ) nette	143006013,8

$V'=S/_{(\Delta)}/B$	106,126157
$V=h-v$	65,87384296
$I_G=I/_{(\Delta)}-(S_{(\Delta)} v')$	22231535,19

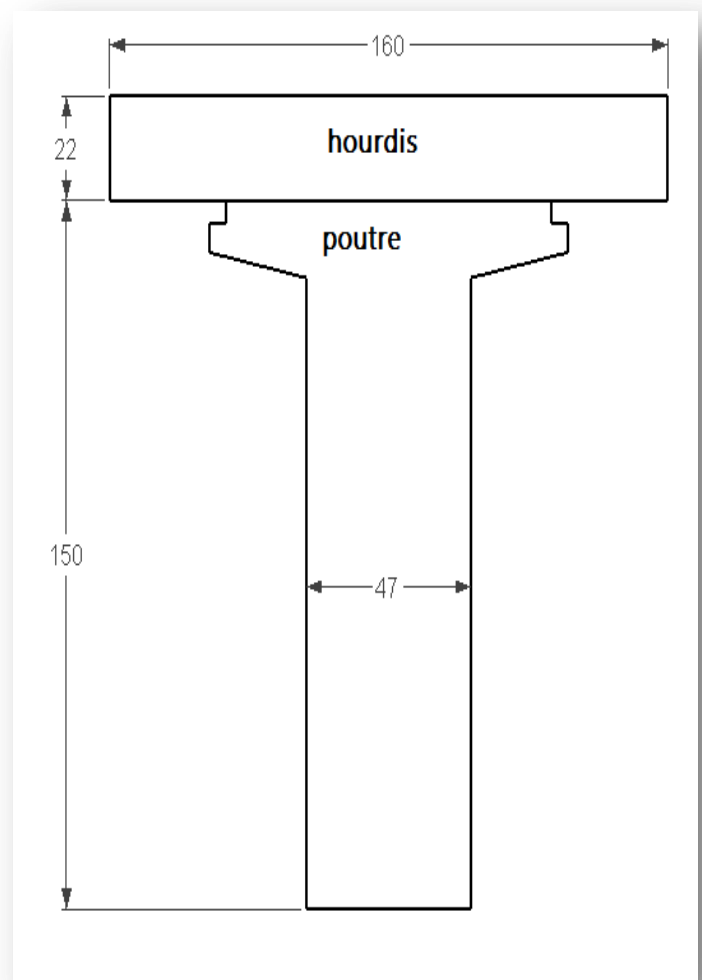


Figure III.10: poutre de l'about avec hourdis

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA POUTRE SECTION ABOUT RIVE AVEC
HOURDIS

DESIGNATION	Dimension de la section		B (cm ²)	Z (cm)	S/ (Δ)=B.Z (cm ³)	I _o (cm ⁴)	I/(Δ) (cm ⁴)
	X	Y					
Section poutre	-	-	7767,73	81,25	631203,61	-	67511677,52
Section hourdis	131,5	22	2893	161	465773	116684,33	75106137,33

B brute	10660,73
B nette	10127,69
S/(Δ) brute	1096976,6
s/(Δ) nette	1042127,78
I/(Δ) brute	142617814,9
I/(Δ) nette	128356033,4

$V'=S/_{(\Delta)}/B$	102,8988083
$V=h-V$	69,10119166
$I_G=I/_{(\Delta)}-(S_{(\Delta)} v')$	21122325,86

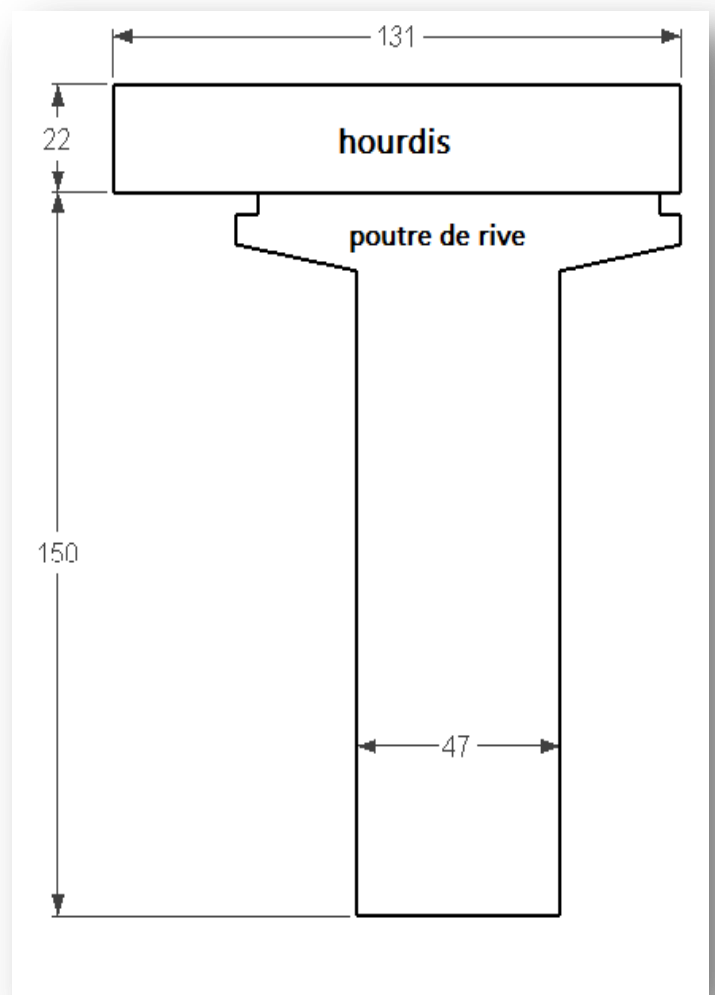


Figure III.11: poutre de l'about de rive avec hourdis

CHAPITRE IV

CALCUL DES CHARGES

ET SURCHARGES

IV.1- Introduction :

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G ;
- La charge routière type A (I) ;
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br) ;
- La charge militaire Mc120 ;
- Convoi exceptionnel : D240 ;
- Surcharges sur trottoirs : S_T ;
- Vent w ;
- Température ;
- Force de freinage ;
- Séisme.

IV.2- Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs (CP) tels que les poutres et la dalle, et le poids des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps (CCP).

IV.2.1- Poids propre des poutres et entretoises :

On a pour la moitié de la poutre :

$$P_S = P_{S1} + P_{S2} + P_{S3} + P_{S4} + P_{S5}$$

$$P_{Si} = L_i \times \text{poids volumique BP} \times \text{la surface de } S_i$$

Tell que L_i : longueur de la section

$$P_{S1} = 0,7768 \times 0,6 \times 2,5 = 1,1652 \text{ t}$$

$$P_{S3} = 0,6413 \times 6,35 \times 2,5 = 10,1806 \text{ t}$$

$$P_{S2} = \frac{0,7768 + 0,6413}{2} \times 0,05 \times 2,5 = 0,0887 \text{ t}$$

$$P_{S5} = 0,5051 \times 9,2 \times 2,5 = 11,6173 \text{ t}$$

$$P_{S4} = 0,5732 \times 0,5 \times 2,5 = 0,7165 \text{ t}$$

Pour la totalité de la poutre:

$$P = 2 \times \sum P_{Si} = 47,5366 \text{ t}$$

$$\text{Pour un mètre linéaire : } P = \frac{47,5366}{33,40} = 1,4233 \text{ t/ml}$$

Et pour l'entretoise :

$Se = 1,0303\text{m}$ (surface de parement de l'entretoise entre deux poutres)

Épaisseur biais = 27 cm

$P_E = 1,0303 \times 0,27 \times 2,5 = 0,6954 \text{ t}$

9 x poids (E) = 9 x 0,6954 = 6,2590 t

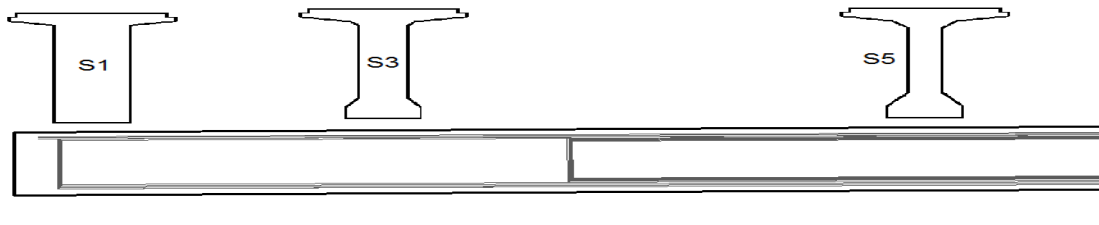


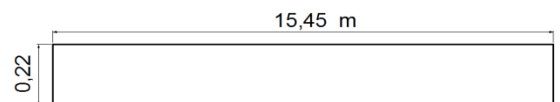
Figure IV 1: variation de la section

IV.2.1- Dalle :

Épaisseur de la dalle est de 22 cm

Le poids de la dalle de la prédalle est :

$P_D = 0,22 \times 15,45 \times 2,5 + 2,5 \times (0,05 \times 0,65) = 8,5783 \text{ t/ml}$

**IV.2.2- complément des charges permanentes :****a) Le revêtement et l'étanchéité :**

Poids de revêtement et de l'étanchéité

$P_R = 0,08 \times 2,4 \times 14 = 2,6880 \text{ t/ml}$

Donc $P_R = 2,6880 \text{ t/ml}$

b) Le trottoir :

$S_T = 0,1912 \text{ m}^2$

Tell que : S_T : la surface du trottoir transversalement

$P_T = 0,1912 \times 2,5 = 0,478 \text{ t/ml}$

c) La corniche :

$S_c = 0,2195 \text{ m}^2$; telle que : S_c la surface de la corniche

$P_c = 0,2195 \times 2,5 = 0,5487 \text{ t/ml}$

d) Le garde-corps :

On utilise la barrière de type BN4

Le poids de la barrière BN4 est $P_{\text{garde-corps}} = 0,065 \text{ t/ml}$

e) Glissière de sécurité :

$P_G = 0,015 \text{ t/ml}$

IV.2.3- Moment fléchissant :

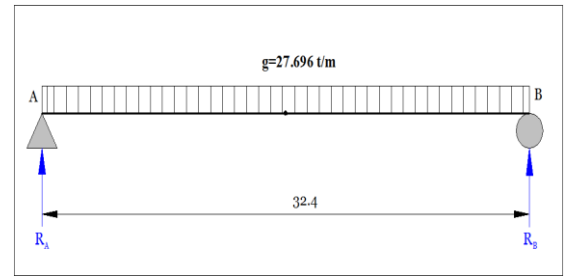
$$G=925,038 \text{ t}$$

$$T(x = 0) = R_A = \frac{G}{2} = \frac{925,038}{2} = 462,519 \text{ t.m}$$

$$T(x = \frac{l}{4}) = R_A = \frac{G}{2} = \frac{925,038}{2} = 462,519 \text{ t.m}$$

$$M(x = \frac{l}{2}) = \frac{g l^2}{8} = \frac{27,696 \times 32,4^2}{8} = 3634,269 \text{ t.m}$$

$$M(x = \frac{l}{4}) = \frac{3}{4} \cdot \frac{g l^2}{8} = \frac{3}{4} \cdot \frac{27,696 \times 32,4^2}{8} = 2725,702 \text{ t.m}$$

**IV.2- Surcharges des ponts routiers : fascicule 61 titre II**

D'après le fascicule 61 titre II ; tous les ponts supportant des chaussées roulable dont $L_R \geq 7\text{m}$ font partis de la première classe.

- Largeur roulable $l_r=14\text{m}$
- Largeur chargeable $l_c=13\text{m}$
- **Nombre de voie :**

Il est égal à la partie entière de la fraction $\frac{l_c}{3}$.

$$N=l_c/3=13/3=4$$

IV.2.1- Système de charge A(l) :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{L + 12} \quad (\text{t/m}^2)$$

L: la portée

Pour les ponts comportant des portée unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égal au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients résultant de l'application des tableaux suivant :

Tableau IV. 1:coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{33,40 + 12} = 1,023(\text{t/m}^2)$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} A(l) \cdot a_1 \\ \text{ou} \\ 4 - 0,002l \end{array} \right.$$

$a_2 = \frac{v_0}{v}$; v : la largeur d'une voie (4,25 m).

v_0 en fonction de classe de pont.

Tableau IV. 2: valeur de v_0

Classe de pont	v_0
Première de classe	3,5m

Pour une voie chargée :

$$a_1 = 1$$

$$A_1 = 4 - 0.002L = 3,93 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$A_1 = a_1 A(l) = 1,023 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

$$\text{Donc } A_1 = 1,023 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

$$a_2 = 1.077$$

$$A_2 = a_2 A_1$$

$$A_2 = 1,102 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) = 1,102 \times 3,25 = 3,5815 \text{ t/ml}$$

Le tableau suivant donne la valeur de $A(l)$ en fonction de nombre de voies chargées

Tableau IV. 3: valeur de $A(l)$

.Nombre de voies	$A(L)$ (t/ml)
1 voie	3,5815
2 voies	7,1630
3 voies	9,6681
4 voies	10,7419

IV.2.2- Système de charge B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camion types.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems
- Le système Br se compose d'une roue isolée.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques

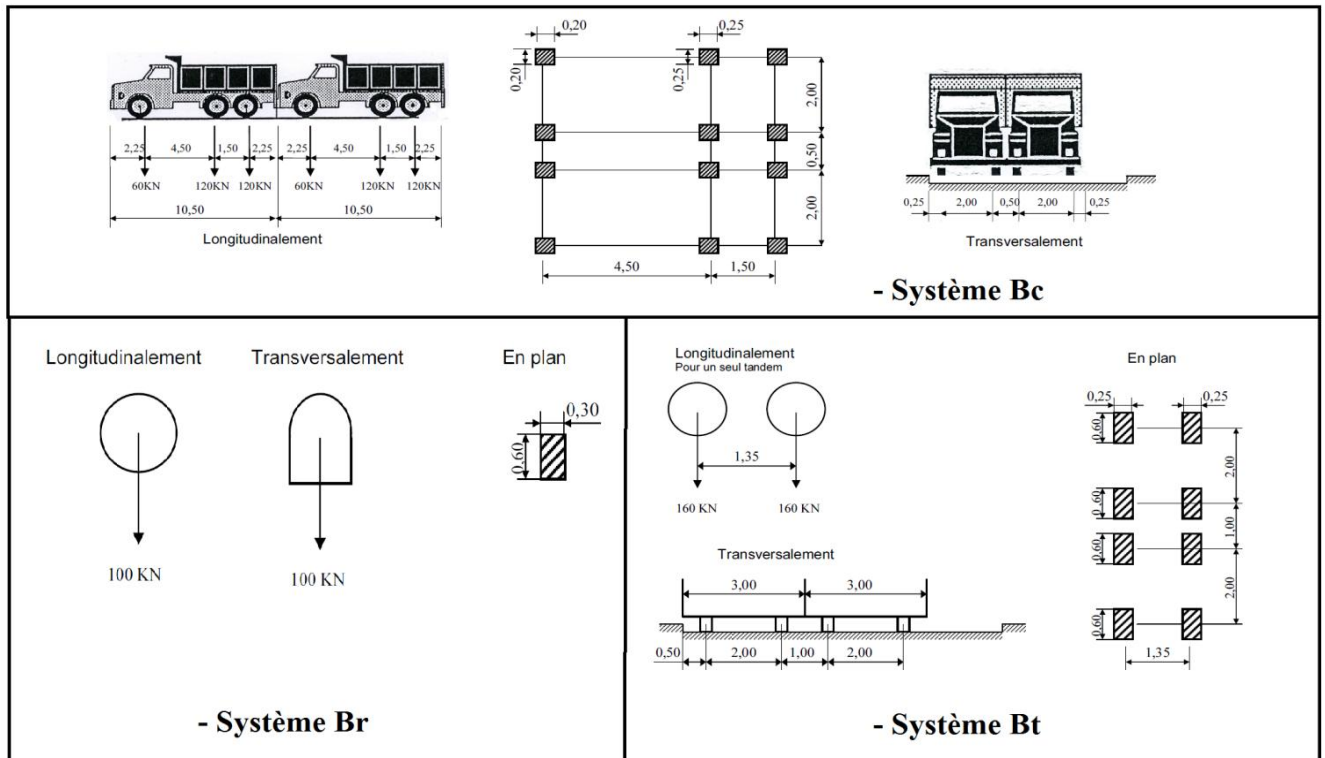


Figure IV .2: système B

a) **Système B_c** :

- Coefficient bc :

En fonction de nombre de voie et de la classe de pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prise en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau IV . 4:coefficient bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4
Classe de pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80

- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0,2L} + \frac{0.6}{1+4,\frac{G}{S}} ;$$

L : représente la longueur de l'élément.

G : poids totale de l'élément.

S : la charge maximale de b(S=B x b_c)

1 cas: une file de B_c :

b_c = 1,20.

S = 60t x 1,2

G = 925,04t

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 32,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{925,04}{72}}$$

Donc : $\delta_1 = 1,064$

Le tableau suivant donne les valeurs de δ en fonction de nombre de voie chargée.

Tableau IV. 5: coefficient de majoration dynamique (Bc)

système Bc	bc	δ
1 file	1,20	1,064
2 files	1,10	1,074
3 files	0,95	1,080
4 files	0,80	1,083

b) Système Bt :

- Coefficient b_t :

En fonction de classe du pont, les valeur des charges du système bt prise en compte sont multipliées par les coefficient bt suivants :

Tableau IV. 6: coefficient bt

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1,0	0,9

Pont de 1^{ère} classe :

D'après le tableau $b_t = 1,0$

- Coefficient de majoration dynamique :

1^{er} cas : un tandem de B_t :

$$S = 32t \times 1,0$$

$$G = 925,038 t$$

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 32,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{925,04}{32}}$$

Donc $\delta_1 = 1,058$

Le tableau suivant donne les valeurs de δ en fonction de nombre de tandems :

Tableau IV. 7: coefficient de majoration dynamique (Bt)

Système Bt	bt	δ
1 tandem	1	1,058
2 tandems		1,064

c) **Système Br :**

- *Calcul du coefficient de majoration dynamique :*

$S=10t$.

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 32,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{925,04}{10}}$$

Donc $\delta_1=1,055$

IV.2.3- **Charges militaires:**

Pour permettre la circulation des convois militaires les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule type suivante :

- a) **Convoi Mc120 :** appartient aux véhicules type à chenilles.

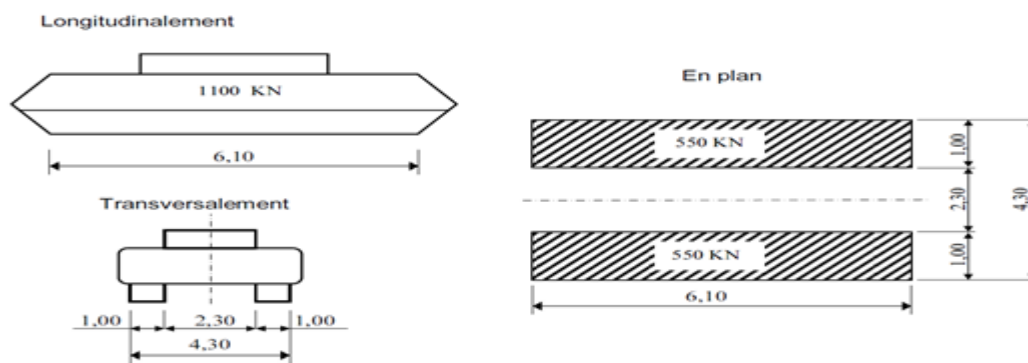


Figure IV .3: charge militaire Mc120

Les charges militaires sont frappées de majoration dynamique.

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0,2 \times 32,4} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{925,04}{110}}$$

Donc $\delta_1=1,071$.

IV.2.4- **Convois exceptionnelles :**

- a) **Convoi type D₂₄₀:**

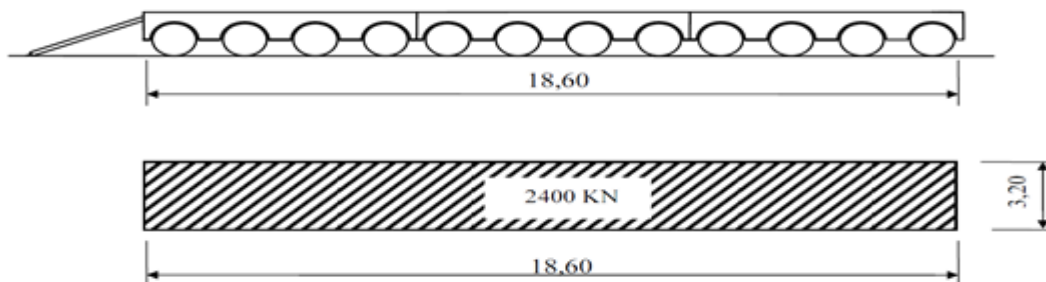


Figure IV .4: convoi exceptionnelle D240

IV.2.5- les surcharge sur le trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme (générale) de 150 kg/m^2 .

Un Trottoir de $1,25 \text{ m}$ de largeur chargé de 150 kg/m^2 donc :

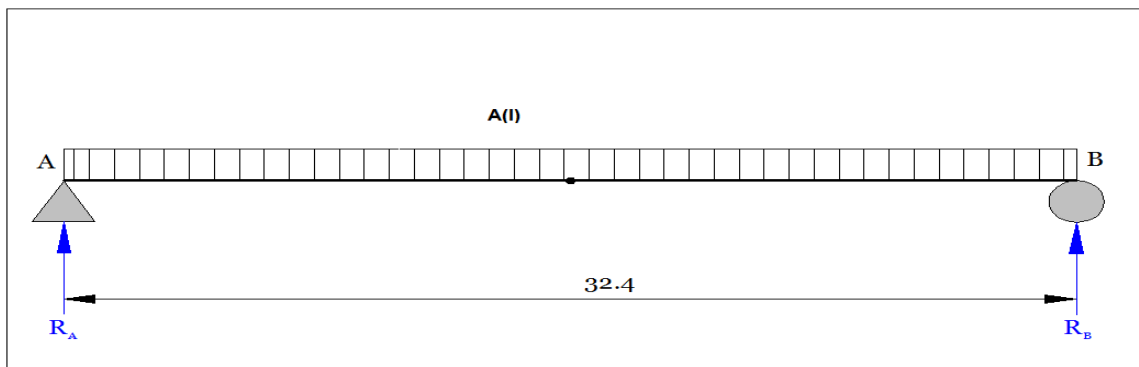
$$Tr (1T) = 1,25 \times 0,150 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

IV.3- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant longitudinaux :

On considère la section sur appui pour l'effort tranchant et la section à mi travée pour le moment fléchissant.

IV.3.1- Système de charge A(l) :

Pour une voie chargée :



$$R_A = R_B = A(1l) \times \frac{L}{2} = 58,02 \text{ t}$$

Calcul de moment fléchissant à $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(1l) \times \frac{L^2}{8} = 3,58 \times \frac{32,42}{8} = 469,94 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérées:

Tableau IV. 8:valeurs de T et M dues à A(l)

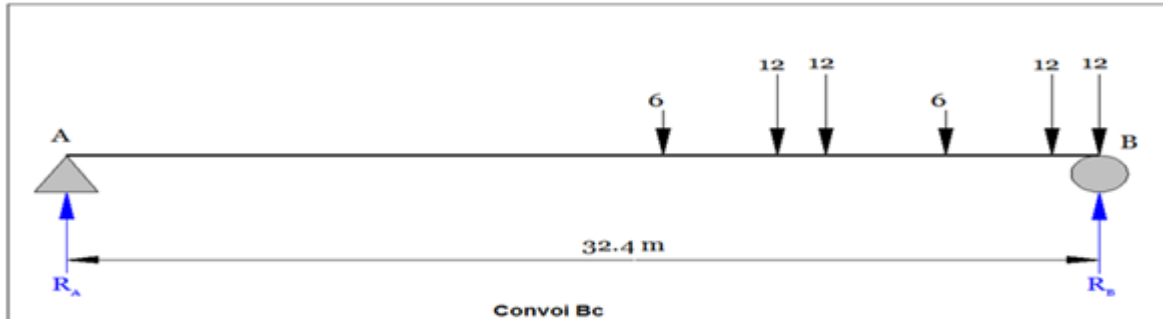
Nombre de voies chargées	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
1 voie	58,0203	469,944
2 voies	116,0406	939,929
3 voies	156,623	1268,648
4 voies	174,018	1409,552

IV.3.2- Système de charge B :

a) Système Bc :

Pour une file de Bc :

- L'effort tranchant :



$\sum M_{/A} = 0$; donc on a :

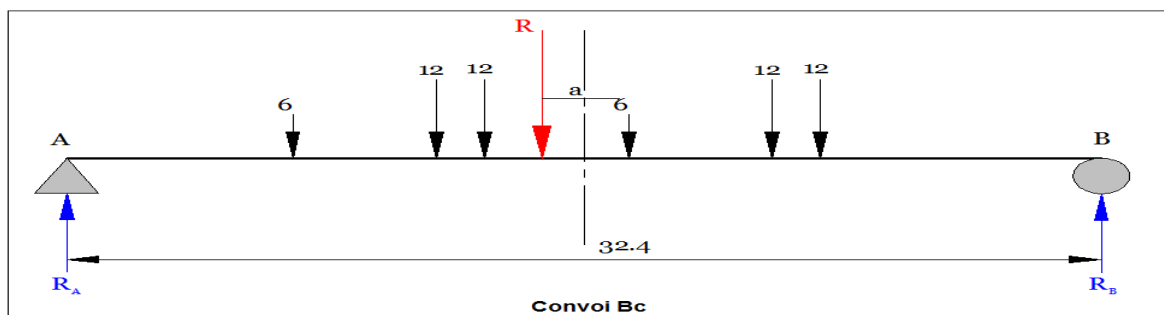
$$R_B \times 32,4 = 12 \cdot (32,4 + 30,9 + 21,9 + 20,4) + 6 \cdot (26,4 + 15,9)$$

$$R_B = 46,94 \text{ t}$$

$$R(1B_c) = R_B \times b_c \times \delta_1 = 46,944 \times 1,2 \times 1,064$$

$$R(1B_c) = 59,93 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : (théorème de BARREE)



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

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

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

$$\text{Donc : } \frac{a}{2} = 1,725 \text{ m}$$

$$M_{Bc} = M_o$$

$\sum M_{/B} = 0$; donc

$$R_A = \frac{6 \times (23,925 + 13,425) + 12 \cdot (7,425 + 8,925 + 19,425 + 17,925)}{32,4}$$

$$R_A = 26,805t$$

$$M_o = R_A \times 14,475 - 6 \times 6 - 12 \times 1,5 = 334 \text{ t.m}$$

$$M(1B_c) = M_o \times b_c \times \delta_1 = 334 \times 1,20 \times 1,064 = 426,451 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérées :

Tableau IV. 9: valeurs de T et M pour Bc

	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
1 file	59,938	426,451
2 files	110,920	789,175
3 files	144,494t	1028,052
4 files	162,690t	1157,510

b) Système Bt :

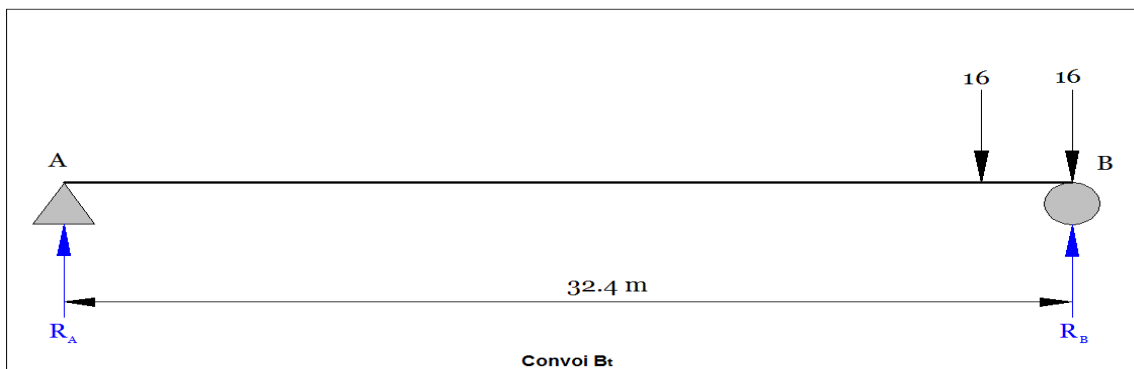
▪ L'effort tranchant :

$$\sum M_{/A} = 0 ; \text{ donc on a : } R_B \times 32,4 = 16 \cdot (31,05 + 32,4)$$

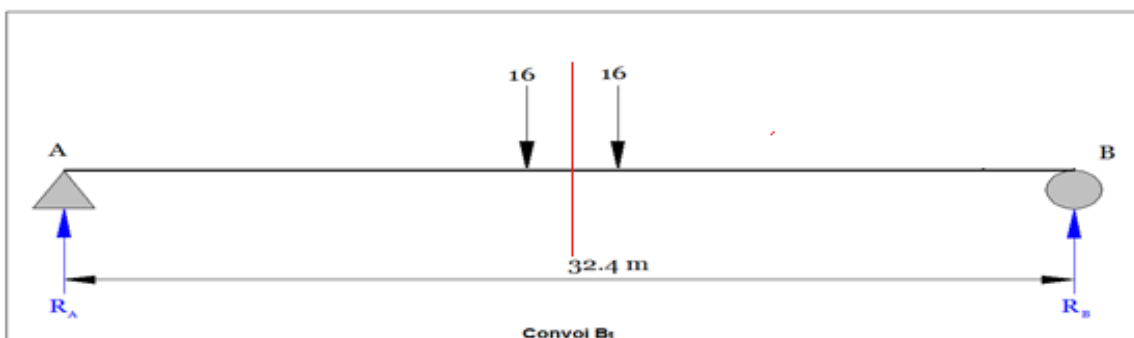
$$R_B = 31,333 \text{ t.}$$

$$R(1B_t) = R_B \times b_t \times \delta_1 = 31,333 \times 1 \times 1,058 = 33,150 \text{ t}$$

$$R(1B_t) = 33,150 \text{ t}$$



▪ Moment fléchissant :



$$R_A = R_B = 16t$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Bt} = R_A \cdot \left(\frac{32,4}{2}\right) - 16 \times 0,675 = 248,400 \text{ t.m.}$$

$$M(1B_t) = M_{Bt} \times b_t \times \delta_1 = 248,4 \times 1 \times 1,058 = 262,807 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérées:

Tableau IV. 10: valeurs de T et M pour Bt

	X=0,00 L	X=0,50 L
	Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
1 tandem	66,676	262,807
2 tandems	66,676	528,595

c) Système Br :

▪ L'effort tranchant :

$$R_B = 10t$$

$$R(B_r) = R_B \times \delta_1 = 10 \times 1,055 = 10,55 \text{ t.}$$

▪ Moment fléchissant :

A cause de la symétrie $R_A = R_B = 5t$.

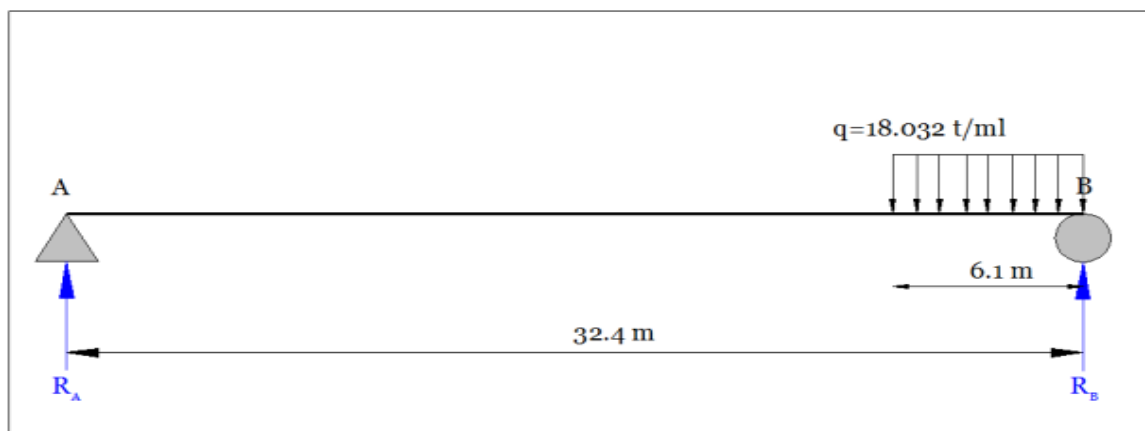
$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Br} = 5 \times \left(\frac{32,4}{2}\right) = 81 \text{ t.m}$$

$$M(B_r) = M_{Br} \times \delta_1 = 81 \times 1,055 = 85,455 \text{ t.m}$$

IV.3.3- Charges militaire :

a) Convoi M_{c120} :

▪ L'effort tranchant :



$\sum M/A = 0$ donc on a :

$$R_B \times 32,4 = 110 \times 29,35$$

$$\text{Donc } R_A = 99,645 \text{ t}$$

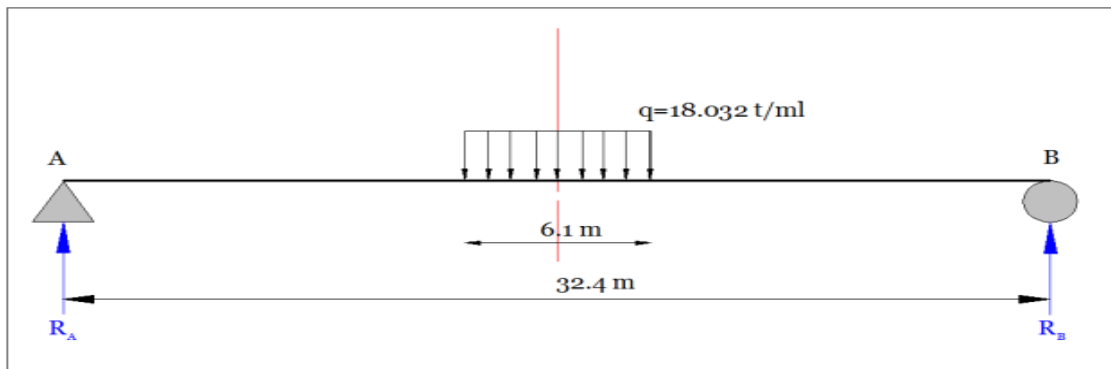
$$R(M_{c120}) = R_A \cdot \delta_1 = 99,645 \times 1,071 \\ = 106,720 \text{ t}$$

▪ Moment fléchissant :

$$R_B = R_A = 55 \text{ t.}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 55 \times \left(\frac{32,4}{2}\right) - 18,032 \times \left(\frac{3,05^2}{2}\right) = 807,129 \text{ t.m}$$

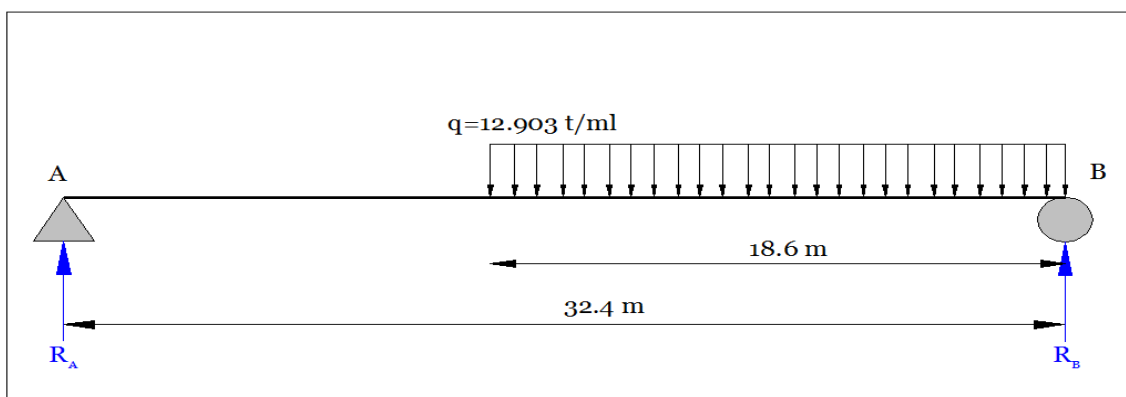
$$M(M_{c120}) = M\left(\frac{L}{2}\right) \times \delta_1 = 807,129 \times 1,071 = 864,435 \text{ t.m}$$



IV.3.4- Charges exceptionnelles :

a) Convoi D_{240} :

▪ L'effort tranchant :



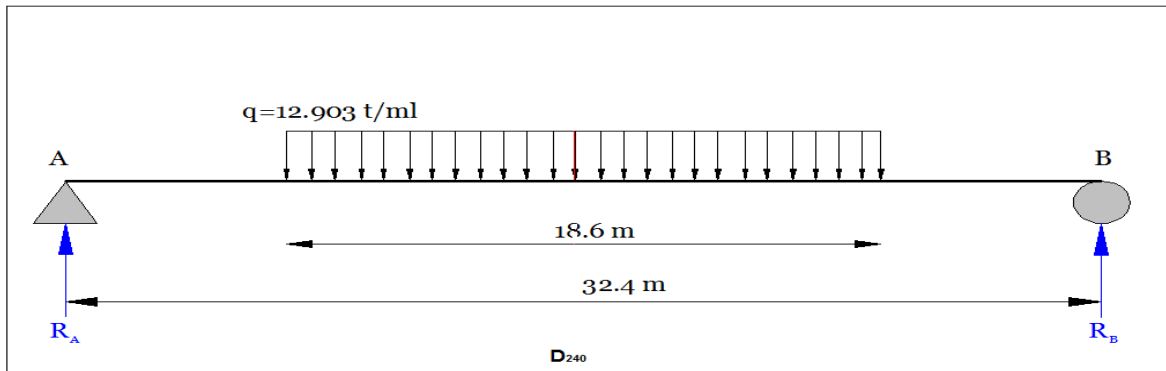
$$\sum M_{/A} = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_B \times 32,4 = 240 \times 23,1$$

$$\text{Donc } R_B = 171,111 \text{ t}$$

$$R(D_{240}) = R_B = 171,111 \text{ t}$$

- Moment fléchissant :

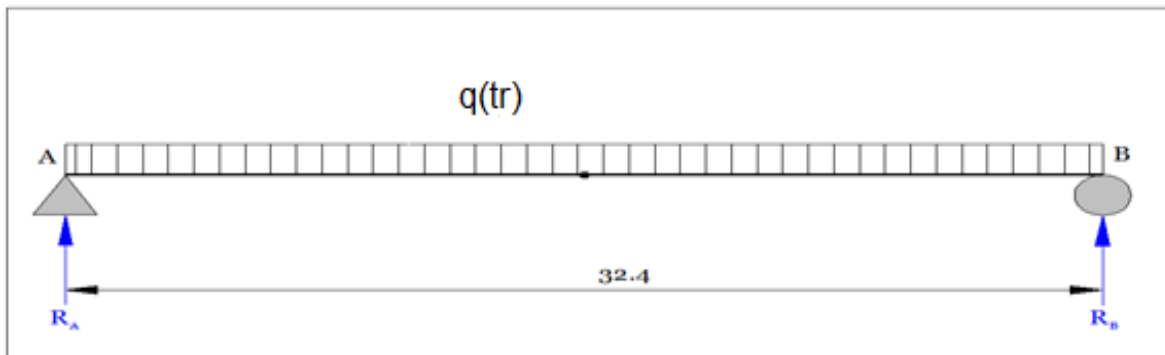


$$R_B = R_A = 120 \text{ t.}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_o = R_A \times \left(\frac{L}{2}\right) - \frac{Q_{D240} \times 9,3^2}{2} = 120 \times \left(\frac{32,4}{2}\right) - \frac{12,903 \times 9,3^2}{2} = 1386 \text{ t.m}$$

$$M(D_{240}) = 1386 \text{ t.m.}$$

IV.3.5- Surcharge sur le trottoir :



- L'effort tranchant : à (x=0) :

$$R_A = R_B = Tr(1T) \times \left(\frac{L}{2}\right) = 0,1875 \times \left(\frac{32,4}{2}\right) = 3,037 \text{ t}$$

$$R(Tr) = 3,037 \text{ t}$$

- Moment fléchissant

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = M_o = Tr(1T) \times \left(\frac{L^2}{8}\right) = 0,1875 \times \left(\frac{32,4^2}{8}\right) = 24,603 \text{ t.m.}$$

$$M(Tr) = M_o = 24,603 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant regroupe le moment fléchissant (0,50 L et 0,25 l) et l'effort tranchant (0,00 L et 0,25 L):

Tableau IV. 11:récapitulation de calcul de M et T

Les charge et les surcharge		Effort tranchant totale(t) 0,00 L	Moment fléchissant (t.m) 0,50 L	Effort tranchant totales(t) 0,25 L	Moment fléchissant (t.m) 0,25 L	
Charges Permanentes	G	448,675	3634,269	224,338	2725,702	
Surcharge A(L)	1 voie	58,020	469,944	29,006	352,424	
	2 voies	116,04	939,928	58,020	704,947	
	3 voies	156,623	1268,648	78,311	951,476	
	4 voies	174,018	1409,552	87,010	1057,174	
Surcharge B	B _c	1 file	59,938	426,451	40,755	330,372
		2 files	110,920	789,175	75,420	611,374
		3 files	144,494	1028,052	98,250	796,431
		4 files	162,690	1157,510	110,620	896,724
	B _t	1 file	31,150	262,807	24,681	199,962
		2 files	66,676	528,595	49,642	402,92
		B _r	10,550	85,455	7,912	6,400
Charges Militaires	M _{c 120}	106 ,720	864.435	77,287	625,835	
Charges exceptionnelles	D ₂₄₀	171,111	1386	111,000	1381,961	
Surcharge de trottoir	1 trottoir	3,037	24,603	1,519	18,453	

CHAPITRE V

REPARTITION TRANSVERSALE

DES EFFORTS

V.1- Introduction :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

-Longitudinalement, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARRE.

-Transversalement, la méthode de GUYON – MASSONNET reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

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

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

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

V.2- Hypothèses de la méthode :

H1 : la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope.

H2 : la répartition transversale réelle des chargements est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe de l'ouvrage, elle est sinusoïdale de forme:

$$p(x) = p_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

x : l'abscisse de la section

l : portée de l'ouvrage.

V.3- Détermination des coefficients :**V.3.1- Paramètres adimensionnelles :**

a) Paramètre d'entretoisement : caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b^4 \sqrt{\rho_p}}{I \sqrt{\rho_e}} \quad \begin{array}{l} p : \text{poutre} \\ e : \text{entretoise} \end{array}$$

$$2b = nb_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} b : \text{demi largeur de l'ouvrage.} \\ b_0 : \text{entraxe des poutres.} \\ n : \text{nombre de poutre.} \end{array} \right.$$

b) Paramètre de torsion: (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad \text{Tell que} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :

$$\rho_P = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_P}{b_1} \quad \text{et} \quad \rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{l_1}$$

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{l_1} \quad \text{et} \quad \gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$$

$$I_P = I_0 + 8 (I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

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

Avec :

b : demi largeur active de la dalle.

l : portée de la travée.

ρ_P : rigidité flexionnelle unitaire des poutres.

ρ_E : rigidité flexionnelle unitaire des entretoises.

γ_P : rigidité torsionnelle unitaire des poutres.

γ_E : rigidité torsionnelle unitaire des entretoises.

b₁ : distance entre-axe des poutres.

l_1 : distance entre-axe des entretoises. Elle est égale à l'entraxe des poutres.

I_0 : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

I_M : Inertie de la Section de la poutre à mi- travée.

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

V.4- Calcul des paramètres α et θ :

V.4.1- Paramètre d'entretoisement θ :

L'entraxe entre les poutres $b_0=b_1=l_1=1,60$ m

Portée de l'ouvrage : $l=32.40$ m.

La dalle d'étude aura comme pour largeur $2b=n \times b_0=10 \times 1.60=16$ m.

Donc $b=8$ m.

a) Rigidité flexionnelle unitaire de la poutre avec hourdis :

Les poutres ont des sections variables à l'about et au milieu, donc le calcul d'inertie se fera à partir de la formule suivante :

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

I_0 : moment d'inertie de la section sur appuis avec hourdis.

I_M : moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis.

$$I_0 = 19987983,01 \text{ cm}^4.$$

$$I_M = 17853541,22 \text{ cm}^4.$$

$$I_p = 18175293,59 \text{ cm}^4.$$

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} = \frac{18175293,59}{160} \cdot E = 113595,58E$$

b) Rigidité flexionnelle unitaire de l'entretoise (dalle) :

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{I_1}$$

$$I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{160 \cdot 22^3}{12} = 141973,33 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{l_1} = \frac{141973,33}{160} \cdot E = 887,33 E$$

$$\theta = \frac{8}{32.4} \sqrt{\frac{113595.58 E}{887.33 E}} = 0.83$$

V.4.2- Paramètre de torsion α :

Détermination de la Section équivalente :

Pour simplifier le calcul des rigidités, on modifie légèrement la géométrie de la poutre en gardant la section et l'inertie constante.

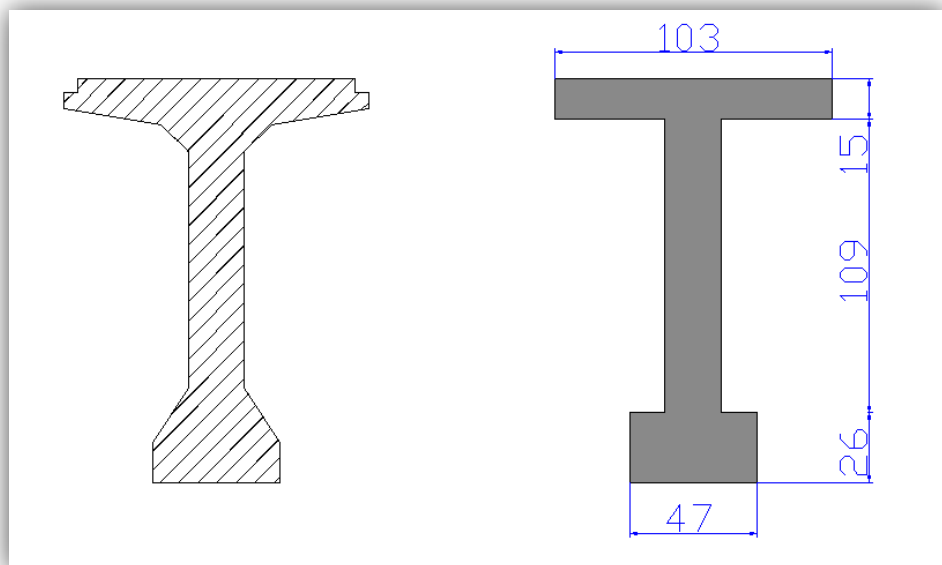


Figure V.1: la section équivalente

Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre :

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

$$C_p = \frac{G}{3} \left(103 \times 15^3 + 109 \times 21^3 + 47 \times 26^3 + \frac{160 \times 22^3}{2} \right) = 1011662 G$$

$$G = 0.41667 E \quad \text{pour } \nu = 0.2$$

Donc $C_p = 4215258.333 E$

Donc la rigidité torsionnelle unitaire de la poutre dans le sens transversal est: $b_1 = 160 \text{ cm}$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{4215258.333 E}{160} = 2634.536 E$$

Rigidité torsionnelle unitaire de la dalle :

$$C_E = C_D = 2GI_E = 2 \times 0.41667 \times 141973,33 E \text{ donc : } C_E = 118312.054 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_D}{l_1} = \frac{118312.054}{160} = 739.45 E$$

$$\alpha = \frac{2634.536 + 739.45}{2 \cdot \sqrt{887.33 \times 113595.5}} = 0.168$$

$$\alpha = 0.168$$

V.5- Coefficients de répartition transversale K :

$$k = f(y, e, \alpha, \theta)$$

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretorsement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'excentricité relative (e/b) de la charge
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment;
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour ($\alpha=0$ et $\alpha=1$) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de Massonnet.

Pour le calcul rigoureux de K dans le cas où ($0 < \alpha < 1$) on utilisera les formules d'interpolation suivantes :

$$0 < \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$$

Tableau V.6:valeurs de K_1 pour $\theta =0,83$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6015	0,7554	0,9755	1,2486	0,9206	1,2486	0,9755	0,7554	0,6015
b/4	0,3684	0,4857	0,6635	0,9270	1,2486	1,4713	0,8767	1,1506	0,9795
b/2	0,2308	0,3161	0,4494	0,6635	0,9755	0,8767	1,6660	1,6604	1,5631
3b/4	0,1523	0,2155	0,3161	0,4857	0,7554	1,1506	1,6604	2,1520	2,4045
b	0,1040	0,1523	0,2308	0,3684	0,6015	0,9795	1,5631	2,4045	3,4789

V.6- Calcul du moment fléchissant longitudinal:**V.6.1- Calcul de k:**

Une fois les lignes d'influence tracés on dispose convenablement nos surcharges, pour

Les surcharges concentrées $k = \frac{\sum p_i k_i}{\sum p_i} = \sum \frac{k_i}{n}$

k_i : ordonné k au droit de la charge p_i

n:nombre de roue de la rangée

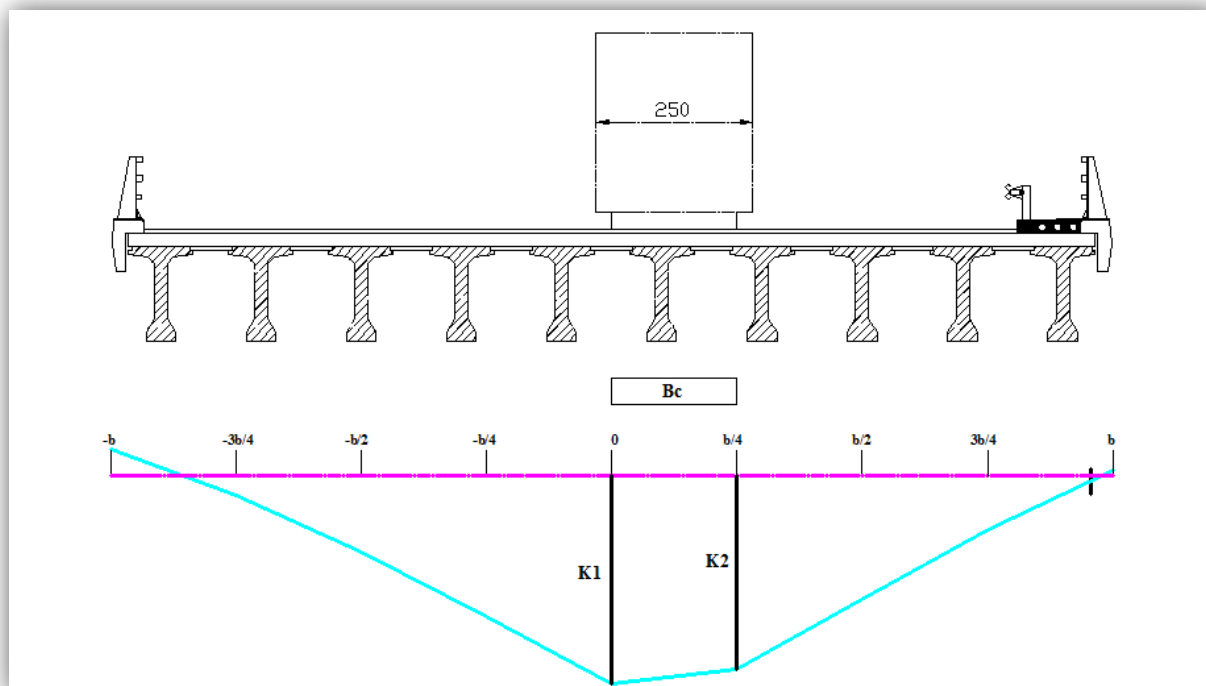


Figure V.2 : calcul de K moy cas d'une charge concentrée

Pour les surcharges réparties $K = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$

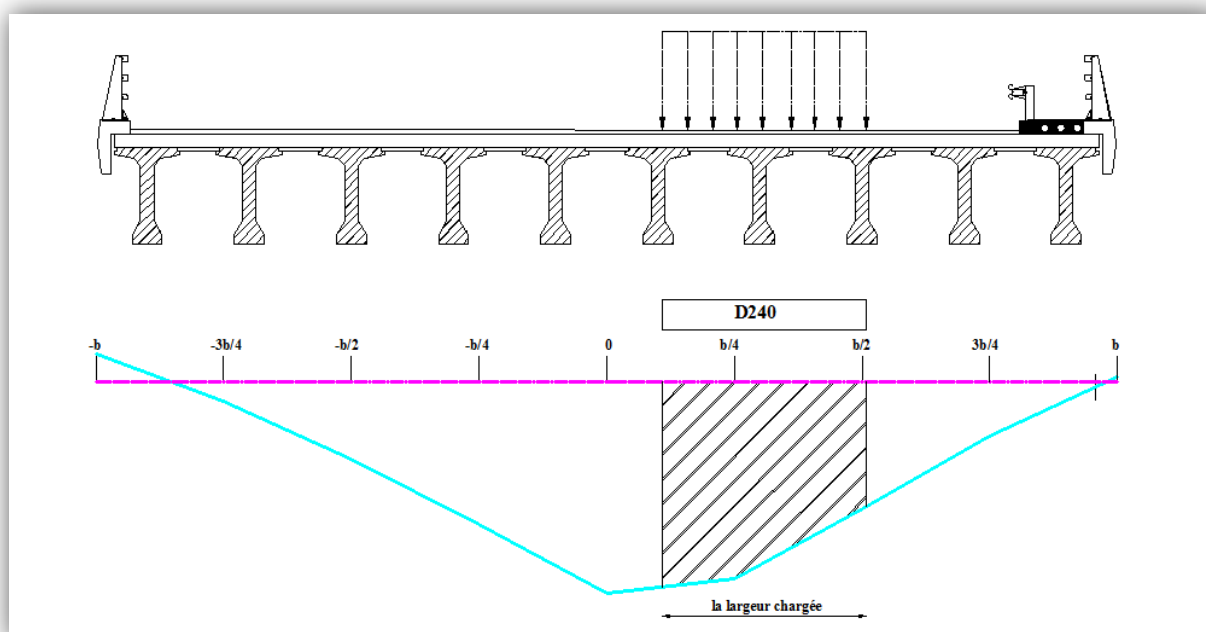


Figure V.3: calcul de K moy cas d'une charge répartie

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{poutre 5:} & 0 \leq y = 0.80 \leq b/4 \\ \text{poutre 4 :} & b/4 \leq y = 2.40 \leq b/2 \\ \text{poutre 3:} & y = 4.0 \\ \text{poutre 2 :} & b/2 \leq y = 5.6 \leq 3b/4 \\ \text{poutre 1:} & 3b/4 \leq y = 7.2 \leq b \end{array} \right.$$

V.6.3- Le coefficient K_α pour les différentes poutres :

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chacune des cinq poutres on interpole entre les valeurs de tableau précédent et la position des poutres par rapport à l'axe de symétrie de la dalle.

Tableau V.7:valeurs de K_α pour les différentes poutres

y poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	-0,1024	-0,1474	-0,1656	-0,0978	0,1587	0,7435	1,7929	3,3364	5,1951
Poutre 2	-0,1839	-0,1019	0,0136	0,2203	0,5888	1,0585	1,9303	2,6827	3,2577
Poutre 3	-0,2513	-0,0371	0,2165	0,5625	1,0323	1,0170	1,9675	1,9211	1,7075
Poutre 4	-0,2525	0,1004	0,4933	0,9576	1,4534	1,6690	1,5395	1,2393	0,7628
Poutre 5	-0,1335	0,3406	0,8444	1,3578	1,6336	1,6680	1,1924	0,7142	0,1782

Tableau V.8:valeurs de k_α moy pour les différentes poutres

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
		k_α moy				
Charges permanentes		1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
A(l)	1 voie	2.1928	2.0987	1.9104	1.5299	1.1166
	2 voies	1.3656	1.7243	1.6308	1.6398	1.4463
	3 voies	0.9918	1.0982	1.2797	1.3685	1.3659
	4 voies	0.6267	0.8090	0.9735	1.0867	1.1542
Bc	1 file	2.4500	2.2400	1.9300	1.7150	1.6950
	2 files	1.7225	1.7800	1.7725	1.6325	1.5875
	3 files	1.2167	1.3867	1.5184	1.5100	1.4884
	4 files	0.8862	1.0813	1.2525	1.3337	1.3425
BT	1 tandem	2.2900	2.1450	1.9050	1.7150	1.6950
	2 tandems	1.4900	1.6100	1.6725	1.6000	1.5575
Mc 120		2.2106	2.0886	1.8780	1.6701	1.6534
D240		1,0840	1,4030	1,6740	1,7060	1,5170
Trottoir gauche		4.4051	3.0133	1.7983	0.9653	0.4060

V.7- Combinaison des actions :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir la sollicitation correspondante aux différents états limites à considérer.

Etat limite	Combinaisons
Etat limite de service	$G+1,2(B_c + S_T)$
	$G+1,2(A(l) + S_T)$
	$G+M_{c120}$
	$G+D_{240}$
Etat limite ultime	$1.35 G+1,6 (A(l) + S_T)$
	$1.35 G+1,6 (B_c + S_T)$
	$1.35 G+1,35 M_{c120}$
	$1.35 G+1,35 D_{240}$

V.7.1- Combinaison pour le moment fléchissant $x=0.5 L$:

Tableau V.10:valeurs de moment pour les différentes poutres

Poutres	Poutres1	Poutres2	Poutres3	Poutres4	Poutres5
actions					
G	363,4270	363,4270	363,4270	363,4270	363,4270
A(l) max	128,3555	162,0704	162,3479	173,6134	173,2835
Bc max	135,9345	142,5597	156,0991	155,2356	155,3957
Mc120	191,0909	180,5448	162,3400	144,3598	142,9162
D240	197,7216	255,9072	305,3376	311,1744	276,7008
Trottoir S_T	10,8365	7,4127	4,4238	2,3746	0,9988

V.9- Combinaison des actions:

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

Etat limite	Combinaisons
Etat limite de service	$G + (B_c + S_T)$
	$G + (A(l) + S_T)$
	$G + M_{c120}$
	$G + D_{240}$
Etat limite ultime	$1.35 G + 1.5 (A(l) + S_T)$
	$1.35 G + 1.5 (B_c + S_T)$
	$1.35 G + 1.35 M_{c120}$
	$1.35 G + 1.35 D_{240}$

V.9.1- Combinaison pour l'effort tranchant $x=0L$:**Tableau V.29: valeurs de l'effort tranchant pour les différentes poutres à $x=0L$**

Poutres	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
actions					
G	44,8670	44,8670	44,8670	44,8670	44,8670
A(l) max	2,5935	2,9366	3,6924	3,7009	3,6868
Bc max	3,1196	3,5551	4,0616	3,8405	3,8391
Mc120	3,8729	4,1439	3,8441	3,3638	3,2731
D240	2,9893	3,9715	5,6056	5,6381	4,6200
Trottoir S_T	0,2006	0,1427	0,0709	0,0326	0,0096

Tableau V.32: combinaison des 'efforts tranchants vis-à-vis l'ELU et l'ELS pour x=0.25L

	COMBINAISON	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G+1,2 (B _c + S _T)	24,5558	24,6978	25,0513	24,9670	25,1095
	G+1,2(A(I) +S _T)	23,7628	23,9112	24,1739	24,2561	24,2244
	G+M _{c120}	25,1129	25,0866	24,9861	24,7759	24,7017
	G+D ₂₄₀	24,2999	24,7872	25,7862	25,8539	25,3433
ELU	1.35 G+1,6 (A(I) +S _T)	32,2791	32,5017	32,8958	33,0191	32,9715
	1.35 G+1,6 (B _c +S _T)	33,4686	33,6816	34,2119	34,0854	34,2992
	1.35 G+1.35 M _{c120}	33,9024	33,8669	33,7312	33,4475	33,3473
	1.35 G+1.35 D ₂₄₀	33,6865	34,5746	36,3953	36,5187	35,5881

A l'ELS la poutre la plus sollicitée : est la poutre4 sous la combinaison : **G+D₂₄₀**

A l'ELU la poutre la plus sollicitée : est la poutre4 sous la combinaison :

$$1,35 \mathbf{G+1,35D_{240}}$$

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1- Introduction :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post- tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

VI.1.1- Calcul de la précontrainte :

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- **Phase de mise en tension :**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- **Variation dans le temps de la tension dans le câble :**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

VI.1.2- Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le fretage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus

proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

VI.1.3- Programme de mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0,9 f_{c28min}$.

VI.1.3- Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines ;
- Montage des ancrages ;
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage) ;
- Pré blocage des ancrages fixés ;
- Bétonnage ;
- Mise en tension des câbles ;
- Coupe des sur longueurs ;
- Injection ;
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VI.1.4- Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

La recette d'un coulis de ciment :

25 kg de ciment + 6 kg de sable 0/2 mm (tamisé) + 12 litre d'eau+ Plastifiant.

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements ;
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement ;
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

d' : 10% de la hauteur

ρ : Rendement mécanique de la section.

$$\sigma_{bt} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 6,746 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 3,634 \text{ MN.m}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$d' = h/10 = 0,15 \text{ m}$$

Application numérique:

$$P_I = \frac{6,746 - 3,634}{1,5 \times 0,3356} + (-2,7 \times 0,8142) = 3,983 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{6,746 + \frac{0,1785}{1,1539} \times (-2,7)}{0,3356 \times 0,566 + 1,154 - 0,15} = 5,30 \text{ MN}$$

Donc: $P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = 5,30 \text{ MN}$

Donc la section est sur critique.

b) Calcul nombre de câble :

b.1) Calcul de la tension à l'origine

$$\sigma_0 = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_0 = 12 \times 139 \times 10^{-6} \times 1488 = 2,482 \text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câble on doit vérifier la valeur de la précontrainte à long terme par une estimation des pertes de 25% ce qui donne :

$$P_0 = 0,75 \times 2,482 = 1,8615 \text{ MN}$$

$$P_{\min} \leq 0,75 \times N \times P_0$$

$$N = \frac{5,30}{1,86} = 2,85$$

Donc on a 3 câbles de 12T15

VI.3- Calcul des pertes de tension :

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

- **Les pertes instantanées :**

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

- **Les pertes différées :**

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

VI.3.1- Pertes instantanées :

a) Pertes dues au frottement :

$\sigma_p(x)$ est donnée par l'expression :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{f \cdot \alpha(x) - x \cdot \varphi}$$

α : L'angle de relevage du câble en rad.

x : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement en courbe, $f = 0,18/rad$ (BPEL)

φ : Coefficient de frottement en ligne, $\varphi = 0,002/m$. (BPEL)

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1488 MPa$

l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel **AUTOCAD**.

VI.3- vérification des contraintes :

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tous points de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{\min} \leq \sigma \leq \sigma_{\max}$$

VI.3.1- Vérification des contraintes normales :

On considère la section médiane.

La contrainte normale s'exerçant dans la section d'ordonnée « y » :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P \cdot e + M) \frac{y}{I}$$

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées j^{ème} jours après la mise en tension sont données par : $\Delta\sigma_{dg} = r(j) \cdot \Delta\sigma_d$

Avec : $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$

▪ **1^{ère} phase (7^{ème} jour) :**

- La poutre est sur le banc de préfabrication.
- Les câbles 1 et 2 sont tirés au 7^{ème} jour à 50% de P_0 .
- Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées.
- La Section résistante est la section nette de la poutre seule.
- Le moment dû au poids propre de la poutre seule.

▪ **2^{ème} phase (28^{ème} jour) :**

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
- Les 2 câbles sont tirés à 100% de P_0 ; et ils consomment 100% des pertes instantanées.

▪ **3^{ème} phase (30^{ème} jour) :**

- La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.
- Les câbles 1 et 2 consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(2) \cdot \Delta\sigma_d$$

Conclusion :

Les contraintes normales sont toutes vérifiées en construction et en service.

VI.3.1- Vérification des contraintes tangentielles :

On considère la section d'about en particulier l'appui (1ère famille)

On vérifie les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \dots \dots \dots (2)$$

D'où : σ_x : Contrainte normale longitudinale
 τ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

Détermination des contraintes :

Le calcul se fait au niveau de centre de gravité, suivant la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B}$$

Détermination des contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

V_{red} : effort tranchant réduit ; ($V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \cdot \sin \alpha_i$)

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

$S = 0,155 \text{m}^3$ poutre seul ; $S = 0,263 \text{m}^3$ poutre avec dalle.

b_n : Épaisseur nette de l'âme

$$(cm) \cdot \begin{cases} b_n = b_n - \Phi_{gaine} & \text{section nette.} \\ b_n = b_n - 0.5\Phi_{gaine} & \text{section homogène.} \end{cases}$$

I : Moment d'inertie de la section considérée (cm^4).

Tableau de vérification des contraintes tangentielles (section sur appuis) :

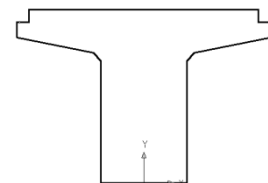


Figure VI. 3: moment statique

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après (La croix – Fuentes)

$$\tan(2\gamma) = \frac{2\tau_{red}}{\sigma'_b} = \frac{2 \times 50,12}{587,36} = 0,171$$

$$2\gamma = \arctan(0,171) = 9,77^\circ \quad \Rightarrow \gamma = 4,89^\circ$$

▪ **Résistance du béton :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot \tau_{red}}{\sin(2\gamma)} = \frac{2 \times 0,50}{\sin(9,77)} = 5,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2}{3} \times \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{2}{3} \times \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 13,22 \text{ MPa}$$

Donc la condition : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ vérifiée.

▪ **Résistance des armatures transversales :**

Pour l'angle α (qui fait l'étrier avec l'axe neutre), on le prend $\alpha = \frac{\pi}{2}$

On choisit les armatures transversales : 2HA8 pour $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_s \cdot f_e}{b_n \cdot S_n \cdot \gamma_n} \geq \left(\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan(\gamma)$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cm}$$

$$b_n = 43 \text{ cm}$$

$$\tau_{red} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 4,89^\circ$$

$$\frac{A_s \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} = 0,2723 \text{ MPa}$$

$$\left(\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan(\gamma) = -0,034 \text{ MPa}$$

Donc : $0,27 > -0,034$ vérifiée.

VI.4- Ferrailage de la poutre :

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VI.4.1- Calcul des armatures passives longitudinales :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{BT}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \quad \text{Avec :}$$

B_t : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton.

N_{BT} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera 4 ϕ 20 en nappe inférieure dans le talon et 4 ϕ 20 sur les deux périmètres latéraux du talon.

VI.4.2- Armatures de peau :

▪ Longitudinale :

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations température.

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

La section à prendre en compte est donnée par :

$A_{min} \geq 0,1$ % de la section de béton.

$$A = 0,1\% \times 8421 = 8,42 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{min} \geq 8,49 \text{ cm}^2$

On prendra 12HA10 avec une section nominale de 9,42 cm².

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

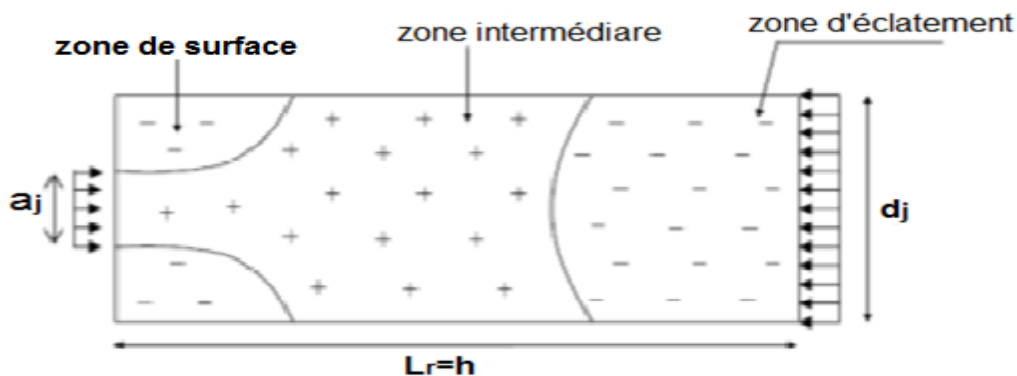


Figure VI. 5: zone de concentration des contraintes

▪ Détermination des dimensions du prisme :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j .

$$C_1=0,41 \text{ m} ; \quad C_2=0,50 \text{ m} ; \quad C_3=0,59 \text{ m}$$

$$d_1=\min (2C_1 ; C_2)=\min (82 ; 50)=50\text{cm.}$$

$$d_2=\min (C_2 ; 2C_3)=\min (50 ; 118)=50\text{cm.}$$

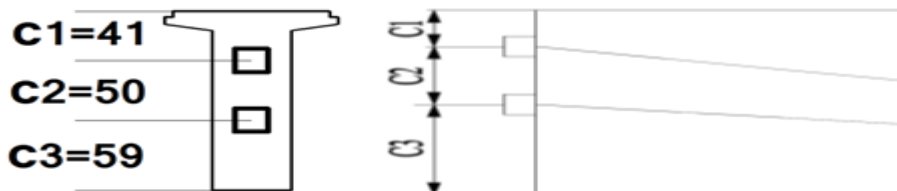


Figure VI. 6: le prisme symétrique à l'encrage

a) Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa} ; (\text{Fe E400})$$

$P_{j0} = P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p = \text{force maximale appliquer par un câble} ; P_{j0} = 2,48 \text{ MN /c (12T15)}$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,48}{266,67} = 3,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ cadre HA16 (4,02 cm}^2)$$

b) Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} \cdot f_{cj}$$

(La limite de résistance du béton a la compression)

$$\sigma_m = \frac{2,48}{0,47 \times 0,50} = 10,55 < 23,33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

c) Zone d'éclatement :

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj} ; a_j = 0,16 \text{ m}$$

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,27}{0,50} \right) \times \frac{2,48}{0,47 \times 0,50} = 2,42 \leq 3,38 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ Ferraillage d'éclatement :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \times \frac{\max(P_{j0})}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right.$$

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{0,27}{0,50} \right) \times \frac{2,48}{266,67} = 10,69 \text{ cm}^2. \\ 0,15 \times \frac{2,48}{266,67} = 13,95 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$A_e = 13,95 \text{ cm}^2$; Soit 4 cadres de HA16 pour chaque câble ($A_s = 16,08 \text{ cm}^2$).

▪ **Principe de ferrailage d'une poutre en béton précontraint :**

▪

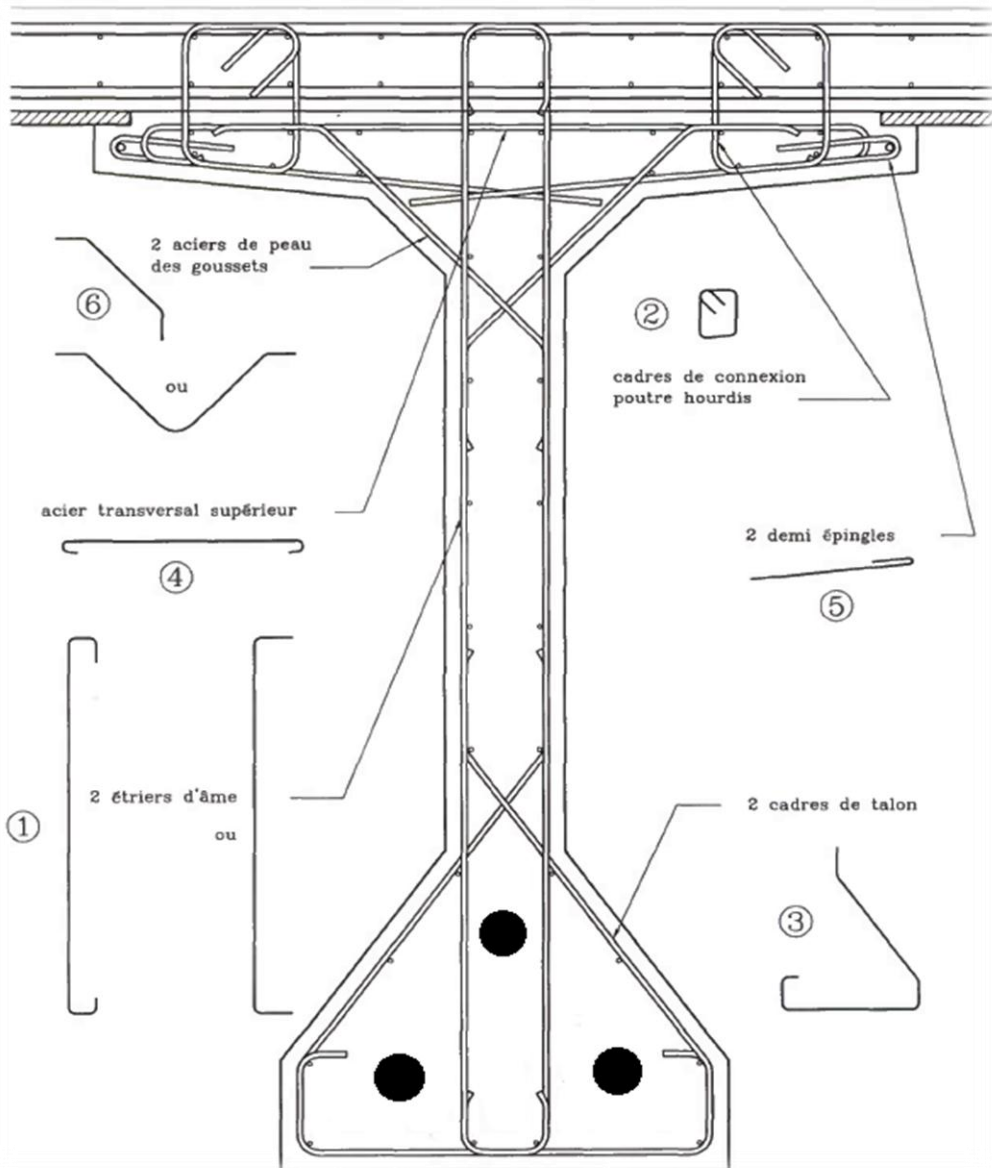


Figure VI.7: principe de ferrailage d'une poutre en béton précontraint

CHAPITRE VII

CALCUL DES DEFORMATIONS

VII.1- INTRODUCTION :

Le calcul des déformations est effectué pour répondre notamment à des préoccupations de deux ordres :

- Ordre constructif ; afin d'assurer la continuité des déformations entre les différentes parties du pont réalisé en plusieurs phases ;
- Des préoccupations d'ordre fonctionnel ; afin de vérifier que les déformations ne compromettent pas l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage.

Ces deux préoccupations conduisent notamment :

- Soit à évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contre flèches ;
- Soit à limiter de façon générale les déformations en service à des valeurs fixées réglementairement.

VII.2- Flèche et contre flèche :

VII.2.1- Flèche due au poids propre :

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi- travée, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$F_G = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_V \cdot I} \quad ; \text{ Avec } E_V = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$L = 32,4 \text{ m.}$$

$$q = 2,77 \text{ t/ml.}$$

$$I : \text{ inertie de la poutre + hourdis} = 2729447 \text{ cm}^4.$$

$$F_G = \frac{5 \times 2,77 \times 32,4^4}{384 \cdot 1210294 \times 0,2729} = 0,1203 \text{ m}$$

$$F_G = 12,03 \text{ cm.}$$

VII.2.2- Contre flèche due à la précontrainte :

La flèche à mi- travée est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^x \frac{M}{E \cdot I} \cdot x \cdot dx + \frac{1}{2} \int_x^l \frac{M}{E \cdot I} \cdot (l - x) \cdot dx$$

Et pour raison de symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{E \cdot I} \cdot x \cdot dx$$

On calcul les moments de précontrainte ($M=N \times e$) pour $x=0L$; $x=L/4$ et $x=L/2$; tel que :
 N : effort de précontrainte ;

e : excentricité.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 1:efforts normal et moment fléchissant dues a la précontrainte

section	$e(m)=y_i-v'$	$N(t)$	$M_p(MN.m)$
0,00L	-0,287	4,142	-1,191
0,25L	-0,911	6,058	-5,518
0,5L	-0,940	6,235	-5,859

Sachant que : $M_p(x)=N \cdot e(x)$

$$N = \sum P_i \cdot \cos(\alpha_i) \quad , \quad P_i = (\sigma_{p0} - \sigma_{Tot}) \cdot A_p$$

P :l'effort de précontraintes données par câbles.

Calcul du moment statique par rapport à l'appui :

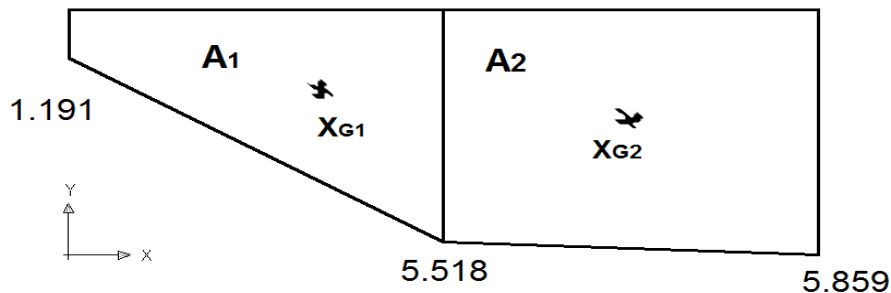


Figure VII. 1:calcul de moment statique

Tableau VII. 2:calcul de moment statique

i	$A_i (m)$	$X_{Gi} (m^2)$	$S / y (m^3)$
1	27.1714	4.9207	133.702
2	46.5842	12.1905	567.885
	total	701.587	

Donc la contre flèche due à la précontraint est :

$$f_p = \frac{701.58}{12102,94 \times 0,2729} = 0,2124 \text{ m}$$

$$f_p = 21,24 \text{ cm}$$

VII.2.3- Flèche due aux surcharges :

La flèche est maximum en milieu de travée pour le convoi D_{240} ($MQ=MD240=311,174 \text{ t.m}$)

La flèche due à ce chargement est donnée par la formule suivante : $f_Q = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_V \cdot I}$

$$\frac{q \cdot l^2}{8} = 311,17 \text{ t.m} \quad \text{D'où} \quad q = \frac{8 \times 311,17}{(32,4)^2} = 2,37 \text{ t/ml}$$

$$f_Q = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_i \cdot I} = \frac{5 \cdot 2,37 \cdot (32,4)^4}{384 \cdot 3598173 \cdot 0,2729} = 0,0346 \text{ m}$$

$$f_Q = 3,46 \text{ cm.}$$

VII.2.4- Flèche de Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieur à la flèche du poids propre de la Poutre. Celle-ci prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmentent La dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de Construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (21,24 - 12,03) = 6,91 \text{ cm}$$

VII.2.5- La flèche totale :

$$\text{En service à vide : } f = f_p + f_G + f_c = -21,24 + 12,03 + 6,91 = -2,03 \text{ cm}$$

$$\text{En service en charge : } f = f_p + f_G + f_c + f_Q = -21,24 + 12,03 + 6,91 + 3,46 = 1,16 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche admissible : ($L/300 = 10,8 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée ($1,16 < 10,8 \text{ cm}$ Vérifiée).

VII.3- Calcul des rotations :

On utilise pour les calculs :

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$I = 31907676 \text{ cm}^4$

E_v : module d'élasticité différée du béton

$E_v = 12102,94 \text{ MPa}$.

VII.3.1- Rotation sous le poids propre :

$$\theta_G = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E_v \cdot I}$$

D'où

$$\theta_G = \frac{2,77 \cdot (32,4)^3}{24 \cdot 1210294 \cdot 0,3191} = 0,010 \text{ rd}$$

VII.3.2- Rotation d'appui due à la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2 \cdot E \cdot I} \int_0^L M \cdot dx$$

On procède de la même façon que précédemment pour calculer la flèche.

$$\int_0^L M \cdot dx = -2 \times (27,17 + 46,58) = -147,5$$

D'où $\theta_p = -\frac{147,5}{2 \times 12102,94 \times 0,3191} = -0,019 \text{ rd}$

VII.3.3- Rotation sous la surcharge D_{240} :

La rotation est donnée par :

$$\theta_Q = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E_i \cdot I}$$

$$\theta_Q = \frac{2,37 \cdot (32,4)^3}{24 \times 3598173 \times 0,3191} = 0,003 \text{ rd}$$

Rotation totale :

- Rotation en service (à vide) : $\theta_G + \theta_p = 0,010 - 0,019 = -0,009 \text{ rd}$
- Rotation en servie (en charge) : $\theta_G + \theta_p + \theta_Q = 0,010 - 0,019 + 0,003 = -0,006 \text{ rd}$

VII.4- Calcul des déplacements :**VII.4.1- Déplacement dû à la rotation d'appuis :****À vide:**

$$\Delta f_{\theta} = \theta \times \frac{h}{2} = 0,009 \times \frac{1,72}{2} = 0,774 \text{ cm}$$

En charge :

$$\Delta f_{\theta} = \theta \times \frac{h}{2} = 0,006 \times \frac{1,72}{2} = 0,516 \text{ cm}$$

VII.4.2- Déplacement dû au retrait :

$$\Delta f_{retr} = \varepsilon_r \times \frac{l}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 33,4}{2} = 5,01 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.3- Déplacement dû au fluage :

La fibre inférieure est sous contraintes de compression, il faut tenir compte de ces contraintes, c'est pour cela qu'on doit prendre la valeur moyenne des contraintes.

$$\Delta f = \frac{l \times \sigma'_m}{2 \times E_v}$$

$$\sigma' : \text{Contrainte moyenne égale à : } \sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

σ'_A et σ'_M Contrainte moyenne à l'appui et au milieu de la travée.

Calcul des contraintes de compression :

$$\sigma = N \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times V'}{I} \right)$$

0,00L: la section considérée est celle de la poutre plus hourdis à l'about.

À la mise en tension :

$$P = 1668 \times 10^{-6} (1488 - 171,38) = 2,19 \text{ MN}$$

$$N = P \times \sum \cos \alpha_i = 4,34 \text{ MN}$$

$$\sigma_{iA} = 4,34 \times \left(\frac{1}{1,12} + \frac{0,22 \times 1,06}{0,32} \right) = 7,10 \text{ MPa}$$

En service :

$$P = 1668 \times 10^{-6} (1488 - 171,38 - 127,90) = 1,98 \text{ MN}$$

$$N = P \times \sum \cos \alpha_i = 3,93 \text{ MN}$$

$$\sigma_{dA} = 3,93 \times \left(\frac{1}{1,12} + \frac{0,22 \times 1,06}{0,32} \right) = 6,37 \text{ MPa}$$

0.50L : la section considérée est celle de la poutre plus hourdis à mi-travée.

À la mise en tension :

$$\sigma_{iM} = 21,20 \text{ MPa}$$

En service :

$$\sigma_{dM} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_A = \frac{7,10 + 6,37}{2} = 6,73 \text{ MPa} \quad ; \text{ et} \quad \sigma'_M = \frac{21 + 1,08}{2} = 11,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_m = \frac{6,73 + 11,04}{2} = 8,88 \text{ MPa}$$

$$\Delta f = \frac{33,4}{2} \times \frac{8,88}{12102,94} = 0,012 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \Delta f = 1,2 \text{ cm}$$

VII.4.4- Déplacement dû à la variation de température :

$\Delta L = \pm 2 \times 10^{-4}$ Pour une variation de température de $\pm 20^\circ\text{C}$; pour chaque appui on aura :

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{33,4}{2} = \pm 0,00334 \text{ m.}$$

$$\Delta t = 0,334 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta f_\theta + \Delta f_r + \Delta f)$$

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'HOURLDIS

VIII.1- Généralité:

Les ponts à poutres comportent en général des hourdis centraux et des hourdis en encorbellement qui sont tous des dalles appuyées sur un ou plusieurs côtés.

L'une des fonctions de ces hourdis est de transmettre les charges aux poutres et aux entretoises. Cette transmission s'effectue par des déformations locales, notamment de flexion des hourdis.

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle d'entretoisement, il assure donc la répartition transversale des efforts, On calcule les efforts(M,T) transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET Par ailleurs, parallèlement à ce raisonnement on supposera que le pont est rigidement entretois , ceci veut dire que dans une section transversale du tablier les poutres restent dans un même plan , les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'hourdis (flexion locale) .

Donc nous avons à étudier deux types de flexions

- flexion transversale des hourdis.
- flexion locale.

VIII.2- Etude de la flexion transversale :

D'après la méthode de GUYON-MASSONET, le moment fléchissant par unité de largeur de dalle est donné par la formule :

$$M_y = P \times b \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

Avec:

b : demi largeur biaise de tablier ($b/\sin\varphi$). ($\varphi = 75^\circ$)

$$b=8,6591 \text{ m}$$

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.

L : la portée droite($L\sin\varphi$) (m).

$$L=29,9336 \text{ m}$$

$\mu\alpha$: est donnée par l'une des trois formules d'interpolation suivantes :

$$\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

$$(\alpha=0,168 ; \theta = 0,83)$$

P : le poids de la charge à étudier selon le type.

- charge uniformément répartie q:

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4q}{\pi}$$

- charge concentrée Q :

$$p = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

- charge partiellement répartie q:

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

X : la moitié de charge.

d : la demi portée ($\frac{L}{2}$).

VIII.2.1- Calcul des coefficients $\mu_{\alpha moy}$ sous différent cas de charges :

Pour les surcharges uniformément répartie ou partiellement répartie nous appliquons la formule suivante :

$$S = h \times (\mu_1 + 4 \mu_2 + 2 \mu_3 + \dots + \mu_n) / 3$$

Pour les surcharges concentrées on applique la formule suivante :

$$\mu_{\alpha moy} = \sum \mu_i / n$$

Calcul de la valeur de $\mu_{\alpha m}$: pour notre cas on a $\theta = 0,83$

Tableau VIII. 1: donnant la valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0,83$

μ_0	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b	0,5b	0,75b	b
0	-835,47	-530,69	-152,83	451,63	1457,73	432,73	-152,83	-530,69	-835,47
0.25b	-419,11	-351,74	-244,45	40,18	511,31	1425,43	270,59	-588,28	1340,44
0.5b	-90,85	-170,96	-170,36	-109,65	84,10	500,97	1210,36	-313,61	1719,45
0.75b	-30,25	-45,33	-56,78	-53,57	-14,81	89,41	290,23	600,07	1515,73
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau VIII. 2:Tableau donnant la valeur de : $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0,83$

μ_0	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b	0,5b	0,75b	b
0	-251,74	-222,43	-140,87	129,78	921,64	129,78	-140,87	-222,43	-251,74
0.25b	-166,17	-175,56	-175,15	-115,89	136,39	908,38	94,00	-213,87	-358,45
0.5b	-103,41	-121,11	-142,87	-155,08	41,81	126,22	867,19	-11,05	-455,56
0.75b	-53,82	-67,25	-86,38	-110,10	-125,03	-89,19	108,03	737,14	-435,55
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau VIII. 3: Valeur de $\mu\alpha$ pour : $\alpha = 0.168$ et $\theta = 0,83$

μ_0	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b	0,5b	0,75b	b
0	-596,21	-404,34	-147,93	319,71	1238,00	308,56	-147,93	-404,34	-596,21
0.25b	-315,44	-279,53	-216,04	-23,79	357,64	1213,50	198,21	-434,82	-937,94
0.5b	-96,00	-150,53	-159,09	-128,27	66,77	347,37	1069,71	-189,59	-1201,41
0.75b	-39,91	-54,31	-68,91	-76,74	-59,98	16,21	215,55	656,25	-1072,99
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Le calcul de μ_α pour les différentes positions des poutres est inutile car on travaille ici avec l'hourdis et pas avec les poutres

Après avoir déterminé les μ_α correspondants on trace les lignes d'influences et on procède au chargement des systèmes [A(l), Bc, Bt, Mc120, D240] les surcharges sont placées dans le cas le plus défavorable de façon à obtenir les $\mu_{\alpha\max}$ et on respectant les prescriptions du cahier des prescriptions spéciales fascicule 61 titre II.

Valeurs des coefficients $\mu_{\alpha m}$ pour les différentes positions étudiées :

Après calcul on a les résultats suivants :

Tableau VIII. 4:les valeurs de $\mu_{\alpha moy}$ pour chaque position.

Désignation		Position 0b		Position $\frac{1}{4}b$		Position $\frac{1}{2}b$		Position $\frac{3}{4}b$	
		$\mu_{\alpha moy}$ Positif	$\mu_{\alpha moy}$ Négatif	$\mu_{\alpha moy}$ Positif	$\mu_{\alpha moy}$ Négatif	$\mu_{\alpha moy}$ Positif	$\mu_{\alpha moy}$ Négatif	$\mu_{\alpha moy}$ Positif	$\mu_{\alpha moy}$ Négatif
A(l)	1voies	10,54	209,95	214,93	110,56	589,59	13,6	339,13	-
	2voies	372,95	104,97	529,47	55,28	424,51	6,8	177,46	11,09
	3voies	392,02	71,21	375,24	56,41	282,35	224,78	118,3	32,28
	4voies	294,02	136,86	281,43	111,15	212,51	65,62	88,73	38,3
Bc	1voies	-	244,78	143,51	189,71	503,26	39,67	406,84	-
	2voies	157,08	122,39	438,12	94,85	520,69	19,83	240,45	2,29
	3voies	363,57	81,59	432,64	63,23	377,62	18,35	160,3	31,49
	4voies	331,29	70,18	329,36	70,52	283,21	47,22	120,22	31,31
Bt	1 tand	-	200,25	206,97	150,15	497,29	-	367,81	-
	2 tand	287,01	100,12	484,80	75,07	424,22	-	202,29	9,33
Br		1238	-	357,60	-	1069,7	-	639,52	-
Mc120		18,99	198,78	283,22	150,11	465,19	22,1	351,31	-
D240		381,19	3,72	835,36	-	586,59	-	80,52	2,37
Trottoir		-	451,44	-	661,91	-	771,37	-	417,56

VIII.3- Calcul des moments M_y à mi- travée :

Tous les moments transversales M_y dus aux surcharges BC, Bt, Br et MC120 seront majoré par leur coefficient adopté.

VIII.3.1- Surcharge A(L) :

Pour une voie chargée $A(L) = 3,58 \text{ t/ml} = 1,102 \text{ t/m}^2$.

Pour deux voies chargées $A(L) = 7,16 \text{ t/ml} = 1,102 \text{ t/m}^2$.

Pour trois voies chargées $A(L) = 9,67 \text{ t/ml} = 0,992 \text{ t/m}^2$

Pour quatre voies chargées $A(L) = 10,74 \text{ t/ml} = 0,826 \text{ t/m}^2$

Calcul de p :

$$p = \left(\frac{4A(L)}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4A(L)}{\pi}$$

On remplace p dans M_y et on trouve :

$$M_y = \frac{4A(L)}{\pi} \times b \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) \text{ avec } X = \frac{L}{2}$$

Application numérique :Pour une voie chargée :

$$M_y = \frac{4 \times 3,58}{\pi} \times 8,66 \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 39,49\mu\alpha$$

Pour deux voies chargées :

$$M_y = \frac{4 \times 7,16}{\pi} \times 8,66 \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 78,99\mu\alpha$$

Pour trois voies chargées :

$$M_y = \frac{4 \times 9,67}{\pi} \times 8,66 \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 106,68\mu\alpha$$

Pour quatre voies chargées :

$$M_y = \frac{4 \times 10,74}{\pi} \times 8,66 \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 118,48\mu\alpha$$

VIII.3.2- Surcharge de trottoir:

$$M_y = \frac{4 \times 0,18}{\pi} \times 8,66 \times \mu\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1,98\mu\alpha$$

VIII.3.3- Surcharge B_C:

- Première roue de 3 tonne situé à 7,425 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 7,425}{32,4}\right) = 0,6591$$

- La deuxième roue de 3 tonne situé à 17,925 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 17,925}{32,4}\right) = 0,9862$$

- Première roue de 6 tonne situé à 8,925 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 8,925}{32,4}\right) = 0,7610$$

- La deuxième roue de 6 tonne situé à 13,425 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 13,425}{32,4}\right) = 0,9638$$

- La troisième roue de 6 tonne situé à 19,425 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 19,425}{32,4}\right) = 0,9518$$

- La quatrième roue de 6 tonne situé à 23,925 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 23,925}{32,4}\right) = 0,7331$$

$$P = \sum\left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$= \frac{2 \times 3}{32,4} (0,6591 + 0,9862) + \frac{2 \times 6}{32,4} (0,7610 + 0,9638 + 0,9518 + 0,7331) = 1,567 \text{ t/ml}$$

$p = 1,567 \text{ t/ml}$ pour une file de roue.

$p = 3,134 \text{ t/ml}$ pour deux files de roues.

Pour un file de camion :

On doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3,13 \times 8,66 \times 1,2 \times 1,064 \times \mu_\alpha = 34,608 \mu_\alpha$$

Pour deux files de camion :

On doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = 2 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 3,13 \times 8,66 \times 1,10 \times 1,074 \times \mu_\alpha = 64,045 \mu_\alpha$$

Pour trois files de camion :

On doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = 3 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3 \times 3,13 \times 8,66 \times 0,95 \times 1,080 \times \mu_\alpha = 83,431 \mu_\alpha$$

Pour quatre files de camion :

on doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = 4 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 4 \times 3,13 \times 8,66 \times 0,80 \times 1,083 \times \mu_\alpha = 93,937 \mu_\alpha$$

VIII.3.4- Surcharge B_t :

- Première roue de 8 tonne situé à 15,525 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 15,525}{32,4}\right) = 0,9978$$

- la deuxième roue de 8 tonne situé à 16,875 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 16,875}{32,4}\right) = 0,9979$$

$$P = \sum\left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 8}{32} (0,9978 + 0,9979) = 0,9855 \text{ t/ml}$$

Donc pour un tandem :

$$p = 2 \times 0,9855 = 1,9711 \text{ t/ml}$$

AN:1. tandem:

$$My = P \times b \times b_t \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1,9711 \times 8,66 \times 1,058 \times 1 \times \mu_\alpha = 18,060 \mu_\alpha$$

2 .tandems:

$$My = 2 \times P \times b \times b_t \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 1,9711 \times 8,66 \times 1,064 \times 1 \times \mu_\alpha = 36,3244 \mu_\alpha$$

VIII.3.5- Surcharge B_r:

$$P = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 10}{32,4} = 0.617 \text{ t/ml}$$

$$My = P \times b \times \delta_{br} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0,617 \times 8,66 \times 1,055 \times \mu_\alpha = 5,637 \mu_\alpha$$

VIII.3.6- Surcharge M_{C120}:

M_{C120} est une surcharge partiellement répartie donc :

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$p = \left(\frac{4 \times 18.03}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16,2}{32,4}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 3,05}{32,4}\right) = 6,690 \text{ t/ml}$$

AN:

$$My = P \times b \times \delta_{M_{C120}} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 6,690 \times 8,66 \times 1,071 \times \mu_\alpha = 62,048 \mu_\alpha$$

VIII.3.6- Convoi D₂₄₀:

D₂₄₀ est une surcharge partiellement répartie donc

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$p = \left(\frac{4 \times 12.9}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16,2}{32,4}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 9.3}{32,4}\right) = 12,886 \text{ t/ml}$$

AN:

$$My = P \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 12,886 \times 8,66 \times \mu_\alpha = 111,597 \mu_\alpha$$

Tableau VIII. 5: Tableau Récapitulatif des moments My pour la position b et b/4.

Désignation		M_0	Position (0b)		Position (b/4)	
			My(+)	My(-)	My(+)	My(-)
A(l)	1voie	$39,49\mu_\alpha$	0,04	0,83	0,85	0,44
	2voies	$78,99\mu_\alpha$	2,95	0,83	4,18	0,44
	3voies	$106,68\mu_\alpha$	4,18	0,76	4,00	0,60
	4voies	$118,48\mu_\alpha$	3,48	1,62	3,33	1,32
Bc	1file	$34,608\mu_\alpha$	-	0,85	0,50	0,66
	2files	$64,045\mu_\alpha$	1,01	0,78	2,81	0,61
	3files	$83,431\mu_\alpha$	3,03	0,68	3,61	0,53
	4files	$93,937\mu_\alpha$	3,11	0,66	3,09	0,66
Bt	1tandem	$18,06\mu_\alpha$	-	0,36	0,37	0,27
	2tandems	$36,3244\mu_\alpha$	1,04	0,36	1,76	0,27
Br		$5,637\mu_\alpha$	0,70	-	0,20	-
Mc120		$62,048\mu_\alpha$	0,12	1,23	1,76	0,93
D240		$111,597\mu_\alpha$	4,25	0,04	9,32	-
Trottoir		$1,98\mu_\alpha$	-	0,09	-	0,13

Tableau VIII. 6: Tableau Récapitulatif des moments My pour la position b/2 et 3b/4

Désignation		M_0	Position (b/2)		Position (3b/4)	
			My(+)	My(-)	My(+)	My(-)
A(l)	1voie	$39,49\mu_\alpha$	2,32	0,05	1,34	-
	2voies	$78,99\mu_\alpha$	3,35	0,05	1,40	0,09
	3voies	$106,68\mu_\alpha$	3,01	2,39	1,26	0,34
	4voies	$118,48\mu_\alpha$	2,51	0,77	1,05	0,45
Bc	1file	$34,608\mu_\alpha$	1,74	0,13	1,41	-
	2files	$64,045\mu_\alpha$	3,33	0,12	1,54	0,01
	3files	$83,431\mu_\alpha$	3,15	0,15	1,34	0,26
	4files	$93,937\mu_\alpha$	2,66	0,44	1,13	0,29
Bt	1tandem	$18,06\mu_\alpha$	0,89	-	0,66	-
	2tandems	$36,324\mu_\alpha$	1,54	-	0,73	0,03
Br		$5,637\mu_\alpha$	0,60	-	0,36	-
Mc120		$62,048\mu_\alpha$	2,88	0,13	2,18	-
D240		$111,597\mu_\alpha$	6,54	-	0,90	0,02
Trottoir		$1,98\mu_\alpha$	-	0,15	-	0,08

Le moment max en travée : **My(+)= 9,32 t.m** du au convoi D₂₄₀.

Le moment max sur appuis : **My(-)= 2,39t.m** du à B_c (3 voies A(l)).

VIII.4- Étude de la flexion localisée :

Pour l'étude de la flexion localisée, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre côtés, ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telles poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres. Cependant, il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Les moments fléchissant au centre de la dalle se calculent en les supposant limitées au rectangle formé par les poutres et les entretoises et simplement appuyées sur celles-ci. Ces moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissant maximum produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

VIII.4.1- Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal »

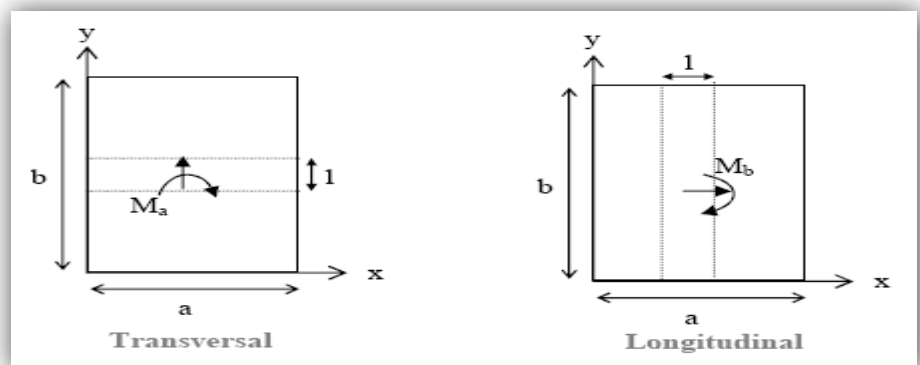


Figure VIII.1 : le moment au centre de la dalle

a hauteur de répartition est donnée par :

$$E = \frac{3}{4} (\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2} (\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = \frac{3}{4} \cdot 8 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 17 \text{ cm.}$$

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y .

$$l_x = a = 0,54\text{m.}$$

$$l_y = b = 32,40\text{m.}$$

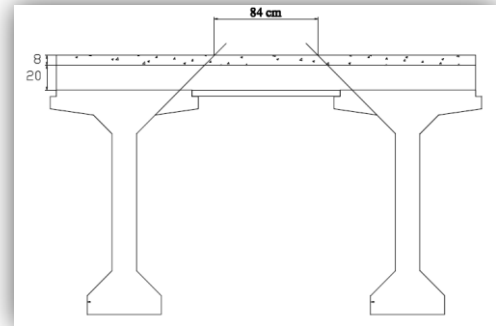


Figure VIII.2 : dimension de la dalle

a) Moment due à la charge permanente

Poids propre de l'hourdis :

$$0,22 \times 2,5 = 0,55 \text{ t/m}^2.$$

Poids propre de revêtement :

$$0,08 \times 2,4 = 0,192 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Poids total} = P \times l_x \times l_y = (0,55 + 0,192) \times 0,54 \times 32,40 = 12,982\text{t.}$$

Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de Pigeaud donnant les moments M_1 et M_2 en fonction de :

$$\rho = a / b \quad a < b.$$

$$\rho' = b / a \quad a < b.$$

M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée

$$l_x = a$$

M_2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée

$$l_y = b$$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2)P$$

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1)P$$

γ : Coefficient de poisson égal à 0.15 pour le béton armé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,54}{32,40} = 0,016 < 0,4.$$

Donc le panneau travail dans un sens (celui de la petite portée).

Moment longitudinal Mb :

$$\rho=0,016 \quad M_1=0,001.$$

$$\rho'=60 \quad M_2=0,003.$$

$$M_b=(M_2+\gamma M_1)P=(0,003+0,15 \times 0,001)12,98=0,041 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{br}=0,8 M_b=0,033 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{br}=-0,5 M_b=-0,021 \text{ t.m/ml.}$$

Moment transversal Ma :

$$\rho=0,016 \quad M_1=0,001.$$

$$\rho'=60 \quad M_2=0,003.$$

$$M_a=(M_1+\gamma M_2)P=(0,001+0,15 \times 0,003)12,98=0,019 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{ar}=0,8 M_a=0,015 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{ar}=-0,5 M_a=-0,010 \text{ t.m/ml.}$$

b) Moment due à la surcharge A(l) :

$$A(L) = 1,03 \text{ t / m}^2.$$

$$A(l)_{\max} = 1,03 \times 32,40 \times 0,54 = 18,02 \text{ t.}$$

$$\rho=0,016 \quad M_1=0,001.$$

$$\rho'=60 \quad M_2=0,003.$$

Moment longitudinal Mb :

$$M_b=(M_2+\gamma M_1)P=(0,003+0,15 \times 0,001)18,02=0,057 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{br}=0,8 M_b=0,045 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{br}=-0,5 M_b=-0,028 \text{ t.m/ml.}$$

Moment transversal Ma :

$$M_a=(M_1+\gamma M_2)P=(0,001+0,15 \times 0,003)18,02=0,026 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{ar} = 0,8 M_a = 0,021 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{ar} = -0,5 M_a = -0,013 \text{ t.m/ml.}$$

c) Moment due à la surcharge Bc :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec :

$L = \min [\text{sup (entre axes des poutres de rive, largeur roulable), portée de la travée}]$

$L = \min [\text{sup (15,58 ; 14), 32,40}] = 15,58\text{m.}$

Impact: $0,25 \times 0,25$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 15,58$ m.

Poids propre de l'hourdis : $0,22 \times 15,58^2 \times 2,5 = 133,50$ t.

Poids propre de revêtement : $0,08 \times 15,58^2 \times 2,4 = 46,60$ t.

Poids propre de la superstructure : $1,72 \times 15,58 = 26,79$ t.

Poids total: $G = 206,89$ t.

Surcharge maximal: $S = 2 \times 30 = 60$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 15,58} + \frac{0.6}{1+4\frac{206,89}{60 \times 1,2}} = 1,145$$

Moment longitudinal Mb :

Les abaques de Thenoz donnent les moments pour des valeurs de $a \geq 2\text{m}$ et nous avons dans notre cas $a = 0,54$ qui ne figure pas dans les abaques on prend $a = 2\text{m}$.

$b = \text{infini (32,40m)}$, $a = 2\text{m}$, $E = 0,17$

D'après l'abaque N°25 $M_b = 1,250$ t.m/ml

Le moment majoré est :

$$M'b = M_b \times b \times c \times \delta \times 1,2 \times 0,8$$

$$M'b = 1,250 \times 1,2 \times 1,145 \times 1,2 \times 0,8 = 1,649$$
 t.m/ml

Moment transversal Ma :

$b = \text{infini (32,4m)}$, $a = 2\text{m}$, $E = 0,17$

D'après l'abaque N°9 : $M_a = 2,50$ t.m/ml

$$M'a = 2,50 \times 1,2 \times 1,145 \times 1,2 \times 0,8 = 3,30$$
 t.m/ml

d) Surcharge Br :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1,104$$

Moment longitudinal Mb :

b = infini (32,4 m) , a = 2m , E = 0,17

D'après l'abaque N°30 : Mb = 1,650 t.m/ml.

M'b = 1,65 x 1,104 x 1,2 x 0,8 = 1,749 t.m/ml.

Moment transversal Ma :

b = infini (32,4m) , a = 2m , E = 0,17

D'après l'abaque N°20 : Ma = 1,150 t .m/ml.

M'a = 1,150 x 1,104 x 1,2 x 0,8 = 1,219 t.m/ml.

e) Surcharge Bt :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1,119 .$$

Moment longitudinal Mb :

b = infini (32,4m) a = 2m E = 0,17

D'après l'abaque N°15 : Mb = 1,100 t.m/ml.

M'b = 1,10 x 1,119 x 1,2 x 0,8 = 1,182 t.m/ml.

Moment transversal Ma :

b = infini (32,4m) a = 2m E = 0,17

D'après l'abaque N°15 : Ma = 2,280 t.m/ml

M'a = 2,28 x 1,119 x 1,2 x 0,8 = 3,008 t.m/ml

f) Surcharge Mc120 :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1,167$$

Moment transversal M_a :

$$b = \text{infini (32,4m)} \quad a = 2\text{m} \quad E = 0,17$$

D'après l'abaque N° 35 : $M_a = 2,80 \text{ t.m/ml}$.

$$M'a = 2,8 \times 1,167 \times 0,8 = 2,614 \text{ t.m/ml}$$

g) Surcharge du Convoie D240 :

On utilise les abaques de Pigeaud pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle concentrique $U \times V$ au milieu de la dalle :

$$U = a + 2E = 0,54 + 2 \times 0,17 = 0,88\text{m}$$

$$V = b' + 2E = 18,6 + 2 \times 0,17 = 18,94 \text{ m}$$

$$U / b = 0,027$$

$$V / b = 0,58$$

Moment transversal M_a :

$$M_a = (M_1 + 0,15 M_2) \times P$$

M_1 et M_2 étant les moments unitaires pour une charge concentrée $P = 1$ s'exerçant sur la surface réduite $U \times V$, on utilise les tableaux de Pigeaud pour avoir M_1 et M_2

On a : $\rho = 0,016$ donc on utilise les valeurs de $\rho = 0$.

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0,04 \quad M_2 = 0,0009$$

$$P = (240 \times 0,54 / 3,2 = 40,5 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) \times P = (0,04 + 0,15 \times 0,0009) \times 40,5 = 1,625 \text{ t.m/ml}$$

$$M'a = 0,8 M_a = 1,30 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal M_b :

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) \times P = (0,0009 + 0,15 \times 0,04) \times 40,5 = 0,279 \text{ t.m/ml}$$

$$M'b = 0,8 M_b = 0,223 \text{ t.m/ml}$$

VIII.4.2- Moment de continuité sur appui :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussée ; on considère les cas de charges symétriques par rapport aux appuis de la dalle qui sont les poutres principales, les abaques utilisées dans les documents SETRA déterminant les moments fléchissant maximum produits au milieu des côtés encastrés de la dalle ; par les surcharges réglementaires en fonction de l'épaisseur

E ($\frac{1}{2}$ épaisseur de la dalle + $\frac{3}{4}$ épaisseur de la chaussée) ; demi largeur 'A' de l'appui constitué par une poutre principale, 'A' est la demi-largeur de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessinée à 45° ; les dimensions : a et b de la dalle, b est parallèle à l'axe de l'ouvrage, et a perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

$$A=x+y = 0,105 + 0,10 = 0,205 \text{ m .}$$

a) Moment de continuité sur poutre M_{cp} :

On note pour un pont de 1^{ère} classe, les cas de charge les plus défavorables sont les systèmes Bc et Mc120

Systeme Bc :

$$b = \text{infini (32,4m)} \quad a = 2\text{m}, E = 0,17$$

$$A = 0,205 \text{ m}$$

$$\text{D'après l'abaque N°5 :} \quad M_{cp} = 2,7 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 2,7 \times 1,2 \times 1,145 \times 1,2 = 4,451 \text{ t.m/ml.}$$

Systeme Mc120 :

$$b = \text{infini (32,4m)} \quad a = 2\text{m}, E = 0,17$$

$$A = 25\text{cm}$$

$$\text{D'après l'abaque N°26 :} \quad M_{cp} = 1,9 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1,9 \times 1,167 = 2,217 \text{ t.m/ml.}$$

b) Récapitulation des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis :

▪ Flexion générale :

$$\text{Moment en travée} \quad M(+)= 9.32 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M(-)= 2,39 \text{ t.m}$$

▪ Flexion localisée :

b.1- Charges permanentes :

Moment transversal :

$$\text{Moment en travée} \quad M_1= 0,015\text{t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_2= 0,010 \text{ t.m}$$

Moment longitudinal :

$$\text{Moment en travée} \quad M_1= 0,033 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_2= 0,021 \text{ t.m}$$

b.2- Surcharge :Moment transversal :Moment en travée $M = 3,30 \text{ t.m (Bc)}$ Moment longitudinal :Moment en travée $M = 1,75 \text{ t.m (Br)}$ ▪ Moment de continuité :Moment de continuité $M_{cp} = 4,45 \text{ t.m}$ **b.3-Moments maximums :**Transversalement :Moment en travée $M_{\max} = 9,32 + 0,015 + 3,30 = 12,63 \text{ t.m .}$ Moment sur appui $M_{\max} = 2,39 + 0,01 + 4,45 = 6,85 \text{ t.m.}$ Longitudinalement :Moment en travée $M_{\max} = 0,033 + 1,75 = 1,78 \text{ t.m}$ Moment sur appui $M_{\max} = 2,39 + 0,021 = 2,41 \text{ t.m}$ **VIII.4.3- Étude de l'effort tranchant :****a) Charge(P) uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :**a.1- Poids propre : $P = 32,40 \times 0,54 \times (2,5 \times 0,22 + 2,4 \times 0,08) = 12,98 \text{ t.}$

Effort tranchant par unité de longueur est donc :

- au milieu du petit côté :

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0,133 \text{ t/ml}$$

- au milieu du grand coté :

$$T_b = \frac{P}{2b+a} = 0,198 \text{ t/ml.}$$

a.2- Surcharge : $A(L) = 1,1 \text{ t/m}^2$ $P = A(L) \times L \times a = 1,1 \times 32,40 \times 0,54 = 19,24 \text{ t.}$

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0,33 \text{ t/ml.}$$

$$T_b = \frac{P}{2b+a} = 0,29 \text{ t/ml.}$$

b) Charge(P) uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle :

Le rectangle de dimension U et V :

$$U > V$$

$$U < V$$

Au milieu de U:

Au milieu de U:

$$T_u = \frac{P}{2U+V}$$

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

Au milieu de V:

Au milieu de V:

$$T_v = \frac{P}{3U}$$

$$T_v = \frac{P}{2V+U}$$

b.1- Roue isolée :

$$P = 10 \text{ t} \begin{cases} \text{Impact réel} & U \times V = 30 \times 60 \text{ cm}^2 \\ \text{Impact diffusé} & U' = U + 2 E = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \\ & V' = V + 2 E = 60 + 2 \times 17 = 94 \text{ cm} \end{cases}$$

U < V :

$$T_u = \frac{P}{3V'} = \frac{10}{3 \times 94} = 3,54 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{P}{2V'+U'} = \frac{10}{2 \times 94 + 64} = 3,96 \text{ t/ml.}$$

Le Coefficient de pondération est : $\delta = 1,055$.

$$T_u = 3,54 \times 1,055 = 3,73 \text{ t/ml.}$$

$$T_v = 3,96 \times 1,055 = 4,17 \text{ t/ml.}$$

b.2-Mc120 :

$$P = 110 \text{ t} \begin{cases} \text{Impact réel} & U \times V = 1 \times 6.1 \text{ m}^2 \\ \text{Impact diffusé} & U' = U + 2 E = 1 + 2 \times 0,17 = 1,34 \text{ m} \\ & V' = V + 2 E = 6,1 + 2 \times 0,17 = 6,44 \text{ m} \end{cases}$$

U < V :

$$T_u = \frac{P}{3V'} = \frac{55}{3 \times 6,44} = 2,84 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{P}{2V'+U'} = \frac{55}{2 \times 6,44 + 1,34} = 3,86 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est : $\delta = 1,071$

$$T_u = 2,84 \times 1,07 = 3,04 \text{ t/ml}$$

$$T_v = 3,86 \times 1,07 = 4,13 \text{ t/ml.}$$

b.3 Convoi D240 :

$$P = 240 \text{ t} \begin{cases} \text{Impact réel} & U \times V = 1,53 \times 18,6 \text{ m}^2 \\ \text{Impact diffusé} & U' = U + 2 E = 1,53 + 2 \times 0,17 = 1,87 \text{ m} \\ & V' = V + 2 E = 18,6 + 2 \times 0,17 = 18,94 \text{ m} \end{cases}$$

$$P = \frac{240 \times 0,54}{3,2} = 40,50 \text{ t}$$

$$T_u = \frac{P}{3V'} = \frac{40,50}{3 \times 18,94} = 0,71 \text{ t/ml.}$$

$$T_v = \frac{P}{2V' + U'} = \frac{63}{2 \times 18,94 + 1,87} = 1,01 \text{ t/ml.}$$

Effort tranchant total :

$$T_{a \text{ total}} = T_a + T_s = 0,133 + 3,73 = 3,86 \text{ t/ml.}$$

$$T_{b \text{ total}} = T_b + T_s = 0,29 + 4,17 = 4,46 \text{ t/ml.}$$

VIII.5- Ferrailage du hourdis :**VIII.5.1- Transversalement :****a) En travée :**

$$M_u = 1,35 \times 0,015 + 1,6 (4,45 + 9,32) = 22,05 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ser} = 0,015 + 1,2 (4,45 + 9,32) = 16,53 \text{ t.m/ml}$$

Cas de fissuration : préjudiciable. (dimensionnement à l'ELS)

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\} = 228,63 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

Ferrailage par bandes de 1 ml (linéaire)

Ferrailage:

$$M_{ELS} = 16,53 \text{ t.m/ml}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 22 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,115 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,160 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 19,24 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 16,53 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 45,25 \text{ cm}^2$$

$A_s = 45,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 10HA25 ($A_s = 49,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 10cm

b) Sur appui :

$$M_{\text{ser}} = 0,010 + 1,2x(2,39 + 4,45) = 8,21 \text{ t.m/ml}$$

Le Ferrailage se fait en en flexion simple

Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELS

$$M_{\text{ELS}} = 8,21 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 22 \text{ cm}$$

$$x = 0,114 \text{ m}$$

$$z = 0,159 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = 19,24 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 8,21 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 22,46 \text{ cm}^2$$

$A_s = 22,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 5HA25 ($A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

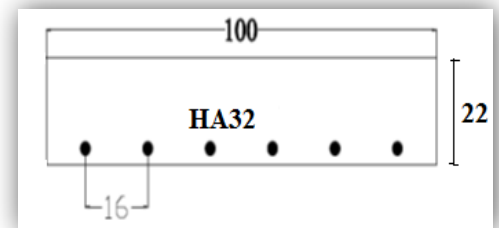


Figure VIII.3 : ferrailage en travée

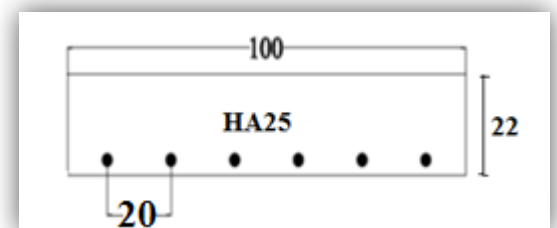


Figure VIII.4 : ferrailage sur appui

VIII.5.2- Longitudinalement :

a) En travée :

$$M_{\text{ser}} = 0,033 + 1,2x(1,75) = 2,13 \text{ t.m/ml}$$

Le Ferrailage se fait en en flexion simple

Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELS

$$M_{\text{ELS}} = 2,13 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 22 \text{ cm}$$

$$x = 0,114 \text{ m}$$

$$z = 0,159 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = 19,24 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 8,21 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 5,83 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 4HA14 ($A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 25cm.

a) Sur appui :

$$M_{\text{ser}} = 0,021 + 1,2 \times (4,45) = 5,36 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ELS}} = 5,36 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 22 \text{ cm}$$

$$x = 0,114 \text{ m}$$

$$z = 0,159 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = 19,24 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 5,35 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 14,67 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 8HA16 ($A_s = 16,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 12,5cm.

On prend 5 HA 14 pour $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

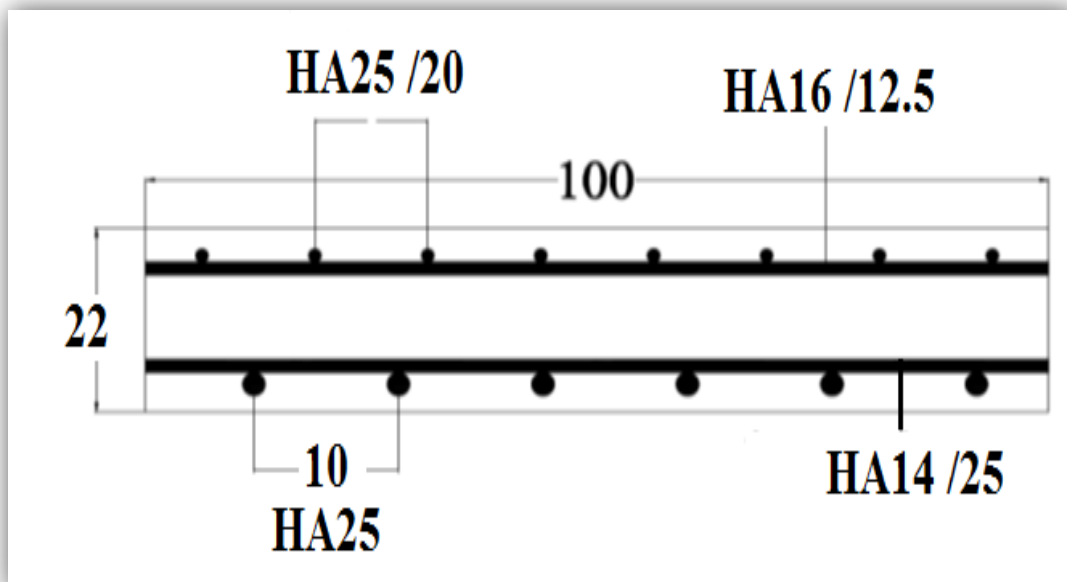


Figure VIII.5 : ferrailage général de la dalle

CHAPITRE IX

LES EQUIPEMENTS

IX.1- Introduction

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et rotations.

IX.2- Dimensionnement des appareils d'appuis :

IX.2.1- Détermination de la section :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante

$$2MPa \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15MPa \quad \text{avec :}$$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max} .

N_{max} : Réaction d'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

15 MPa : Condition de non écrasement.

Tel que : $N_{max} = V_G + V_{D240} = 0,505 \text{ MN}$

D'où : $0,034m^2 \leq a \cdot b \leq 0,253 m^2$

IX.2.2- Détermination de la hauteur (distorsion) :

$$T \geq \frac{U_1}{0,5}$$

U_1 : Déplacement due à la variation linéaire lente (retrait, fluage, température).

$$U_1 = 0,501 + 1,2 + 0,334 = 2,035 \text{ cm ;} \quad U_1 = 0,02m$$

$$T \geq \frac{2,03}{0,5} = 4,07 \text{ cm}$$

Soit : $T = 5 \text{ cm}$

Soit : cinq feuilles de 10 mm

IX.2.3- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut respecter la condition suivante :

- **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

D'où : $250 \text{ mm} \leq a \leq 500 \text{ mm}$

On prend : $\begin{cases} a = 300 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \end{cases}$

Nous avons donc :

4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $c = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $\frac{c}{2} = 5 \text{ mm}$

IX.2.4- Répartition des efforts horizontaux :

Les charges de chaussées, des systèmes A (I) et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation

- **Charge A (I) :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A (I) est: $f_A = \frac{P_A}{(20 + 0,35\%S)}$

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de A (I).

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans notre cas on a une voie chargée.

4 voies chargées :

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de système A (L).

S : surface chargée donnant l'effet le plus défavorable.

$$f_A = \frac{10,78 \cdot 33,4}{(20 + 0,0035 \times 13 \times 33,4)} = 17,90 \text{ t}$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$H_{A(I)} = \frac{17,9}{2 \times 10} = 0,895 \text{ t}$$

- **Système Bc :**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1,2}{2 \times 10} = 1,8 \text{ t}$$

- **Effet du vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 0,2 t/m²

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 33,4 \times 1,72 = 57,448 \text{ t}$$

$$H_{BC} = \frac{57,45 \times 0,2}{2 \times 10} = 0,57 \text{ t}$$

- **Effort dû au séisme**

L'intensité du séisme est :

$$\varepsilon_h = 0,3 \text{ G horizontalement}$$

$$\varepsilon_{v\pm} = 0,09 \text{ G verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier : G = 925,04

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = 13,87 \text{ t}$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = 1,24 \text{ t}$$

- **Effort dû aux déplacements :**

$$\Delta_{\max} = 1,98 \text{ cm}$$

G : module cisaillement de l'élastomère G=0,90 MPa.

La hauteur nette de l'élastomère : T=5 cm

$$F_\varepsilon = \frac{G \times a \times b \times \Delta_{\max}}{T} = \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,3 \times 1,98}{5} = 3,2 \text{ t}$$

IX.2.5- Vérification des contraintes :

a) **Contrainte de compression :**

$$N_{\max} = 50,50 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{0,50}{0,3 \times 0,3} = 5,61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

b) **Contrainte de cisaillement :**

b.1- Effort de cisaillement dû à l'effort normal:

$$\tau_N = \frac{1,5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3 G$$

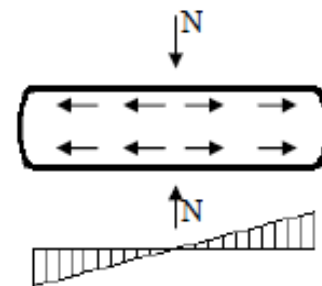


Figure IX. 1: contrainte de compression et de cisaillement

Avec : β : coefficient de forme .

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \cdot t \cdot (a+b)} = \frac{30 \times 30}{2 \times 1 \times (30+30)} = 7,50 \quad \text{Alors :}$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times \sigma_m}{\beta} = \frac{1,5 \times 5,61}{7,50} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_N \leq 3G \Rightarrow 1,12 \leq 2,7 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\text{Avec : } G = 0,90 \text{ MPa}$$

b.2- Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal:

Sous un déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} < 0,5G$$

U_1 : Déplacement dû au déplacement (température, retrait et fluage)

T : Hauteur nette de l'élastomère

$$\tau_{H1} = \frac{0,9 \times 2,03}{5} = 0,36 \text{ MPa} < 0,45 \text{ MPa}$$

Sous effet dynamique (freinage) :

$$\tau_{HBc} = \frac{H_{bc}}{a \cdot b} < 0,5G$$

H_{Bc} : Effort de freinage = 1,80 t développer par la charge Bc

$$\tau_{HBc} = \frac{0,018}{30 \times 30} = 0,20 \text{ MPa} < 0,45 \text{ MPa}$$

Sous effort de déformation lente +rapide due au freinage :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{HBc} \leq 0,7G$$

$$\tau_H = 0,36 + 0,5 \times 0,20 = 0,46 \text{ MPa} < 0,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{Ga^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n} < 1,5G$$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les poutres préfabriquées en BP : $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$ rd

α_T : Rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

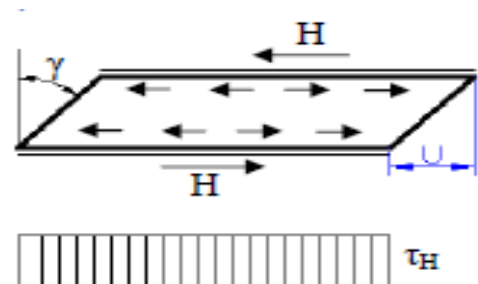


Figure IX. 2:contraintes de cisaillements

$$\alpha_T = -0,009 \text{ rad}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0,9 \times 30^2(-0,009 + 0,01)}{2 \times 1 \times 5} = 0,081 \text{ MPa} < 1,5G$$

$$0,081 \text{ MPa} < 1,35 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

c) Condition de non cheminement et non glissement:

$$\begin{cases} \sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{(a \times b)} > 2 \text{ MPa} \\ H < f \cdot N_{\min} \text{ telle que } f = 0,10 + 0,6/\sigma_{m \min} \end{cases}$$

N_{\min} : réaction due au poids propre de la poutre.

H : force horizontale correspondante à N_{\min}

$$\text{avec: } N_{\min} = 44,86 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{0,45}{(30 \times 30)} = 5 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}} = 0,1 + \frac{0,6}{5} = 0,22$$

$$f \times N_{\min} = 9,86 \text{ t}$$

▪ **H due à la déformation lente:**

$$H = G \times a \times b \times \frac{U_g}{T} = 90 \times 0,3 \times 0,3 \times \frac{2}{5} = 3,24 \text{ t} < 9,86 \text{ t} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

▪ **H due au séisme:**

$$H_s = 13,87 < 9,86 \text{ t} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Solution :

Alors pour stabiliser l'appareil d'appui, on doit l'équiper de butées. Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée. En aucun cas, la butée ne doit se faire sur le feuillet en élastomère. (Voir schéma)

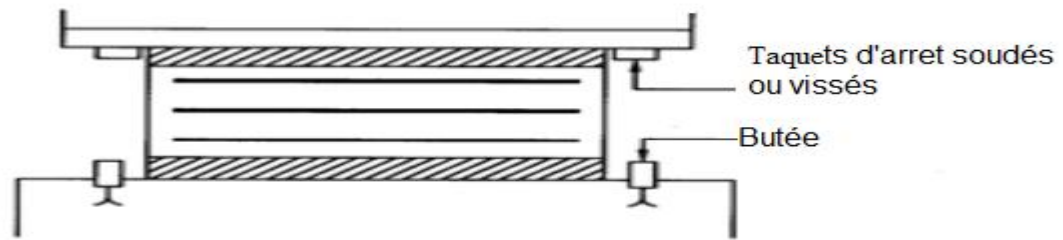


Figure XI. 3:butée pour l'appareil d'appui

d) Condition de non soulèvement:

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha_T}{n} = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_t \leq \frac{3 \times t^2 \times \sigma_{\min}}{\beta \times a^2 \times G} = \frac{3 \times 1 \times 5}{7,5 \times 30^2 \times 0,9} = 2,47 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\alpha_t = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < 2,47 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \text{ vérifiée.}$$

e) Condition de non flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} T \leq \frac{a}{5} \quad T = 5 \text{ cm} \leq \frac{30}{5} = 6 \text{ cm} \text{ vérifié.} \\ T \geq \frac{a}{10} \quad T = 5 \text{ cm} \geq \frac{30}{10} = 3 \text{ cm} \text{ vérifié.} \end{array} \right.$$

IX.2.6- Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa} \text{ (Acier E}_{24}\text{-1: } e < 3 \text{ mm \{SETRA Bulletin technique\})}$$

$$t_s \geq \frac{30 \times 5,61}{7,50 \times 220} = 0,1 \text{ cm}$$

On prendra : $t_s = 2 \text{ mm}$

5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2 \text{ mm}$

Désignation : $n \cdot [a \times b \cdot m(c + t)] = 60 \cdot [300 \times 300 \cdot 5(10 + 2)]$

n: nombre d'appareil d'appui dans l'ouvrage complet.

c: épaisseur d'une plaque d'élastomère.

t : épaisseur d'un frette métallique interposé entre deux plaque d'élastomère.

m : nombre de plaque d'élastomère.

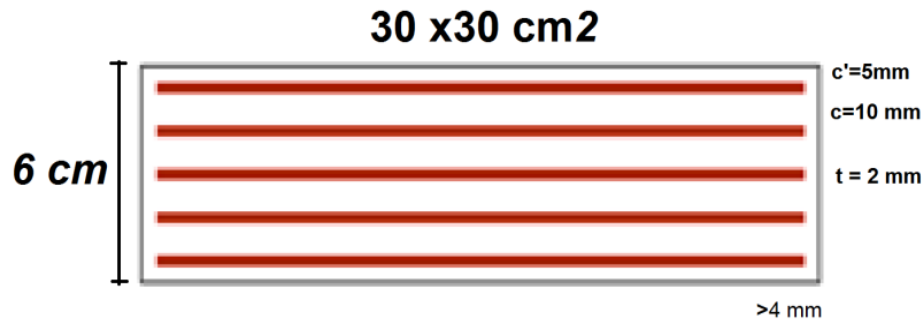


Figure IX. 4:l'appareil d'appui

IX.2.7- Ferrailage du dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions donnée au dé d'appuis est :(47x40x15).

a) Armatures de chaînage:

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25 R_{max}$

$R_{max}=50,50 \text{ t}$

$$A_c = \frac{0,25R_{max}}{\bar{\sigma}_s} ; \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa pour } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0,126}{266,67} = 4,72 \text{ cm}^2 \text{ On prend 4HA 12}(A_c = 6,16 \text{ cm}^2).$$

b) Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures

La section calculée doit reprendre un effort de :

$$R = 0,125 \cdot R_{max} = 6,31 \text{ t} = 0,063 \text{ MN}$$

$$A_p = \frac{0,125R_{max}}{\bar{\sigma}_s} = 2,37 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend 3HA12 } (A_p = 6,16 \text{ cm}^2)$$

c) Armatures de diffusion:▪ Ferrailage de surface (frettes sup) :

Ce sont des armatures capables de reprendre : $4\% R_{max}$

$$A_{fs} = 0,04 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 0,76 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend 3HA8 } (A_{fs} = 1,51 \text{ cm}^2)$$

▪ Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < Z < h$

$$A = 0,1 R_{max} / \bar{\sigma}_{fs} = 1,89 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend 5HA8 } (A_{fs} = 2,51 \text{ cm}^2) .$$

IX.3- Les joints de chaussés :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température, retrait, fluage et les charge d'exploitation .afin de limiter les effets parasites dues à ces déformation, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situer à ses extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité et ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage température et freinage), doit être inférieur à W [$(\Delta_t + \varepsilon_f) < W$.]
- Le déplacement dû aux variations linéaires et au séisme, doit être inférieur à 1.3W [$(\Delta_t + \varepsilon_s) < 1,3. W$]

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

IX.3.1- Calcul du souffle des joints :**a) Déplacement dû aux variations linéaires**

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T = 2,035 \text{ cm} .$$

b) Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$\varepsilon_f = \frac{T. H}{GS}$$

Avec G : module de déformation transversale.

G = 1,6 MPa pour des variations instantanées.

$$\varepsilon_f = \frac{5 \times 1,8}{160 \times 0,3 \times 0,3} = 0,625 \text{ cm}$$

c) Déplacement dû au séisme :

$$\varepsilon_s = \frac{T \cdot H}{G \cdot S} \text{ avec } H_s = 13,87 \text{ t}$$

$$\varepsilon_s = \frac{5 \times 13,87}{160 \times 0,30 \times 0,3} = 4,82 \text{ cm}$$

Combinaison :

$$\Delta_t + \varepsilon_f = 2,035 + 0,625 = 2,66 \text{ cm..}$$

$$\Delta_t + \varepsilon_s = 2,035 + 4,82 = 6,86 \text{ cm..}$$

D'après les combinaisons qu'on a eues on opte au joint FT100.



Figure IX. 5:joint de chaussée

IX.4- Les gargouilles:

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un côté de la chaussée (divers unique), puis évacuées par des gargouilles implantées au droit de fil d'eau.

IX.4- Revêtement de tablier :

Le revêtement de tablier comprend une couche d'étanchéité en feuillet préfabriqué et une couche de roulement en béton bitumineux d'épaisseur de 8 cm.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE

X.1- Introduction :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

X.2- Pré dimensionnement des éléments de la pile :

X.2.1- Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 16,70$ m.
- Largeur : $E = 2,10$ m.
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$. $H = 1,30$ m.

X.2.1- Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre quatre fûts à un diamètre constant de 1,40m, et un entraxe de 4,4 m.

X.2.1- Semelle :

- Epaisseur : 1,5m.
- Largeur : 5,6m.
- Longueur : 16,40 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre $\Phi = 1,2$ m avec un entraxe de 3,6m.

- Vue de la pile :

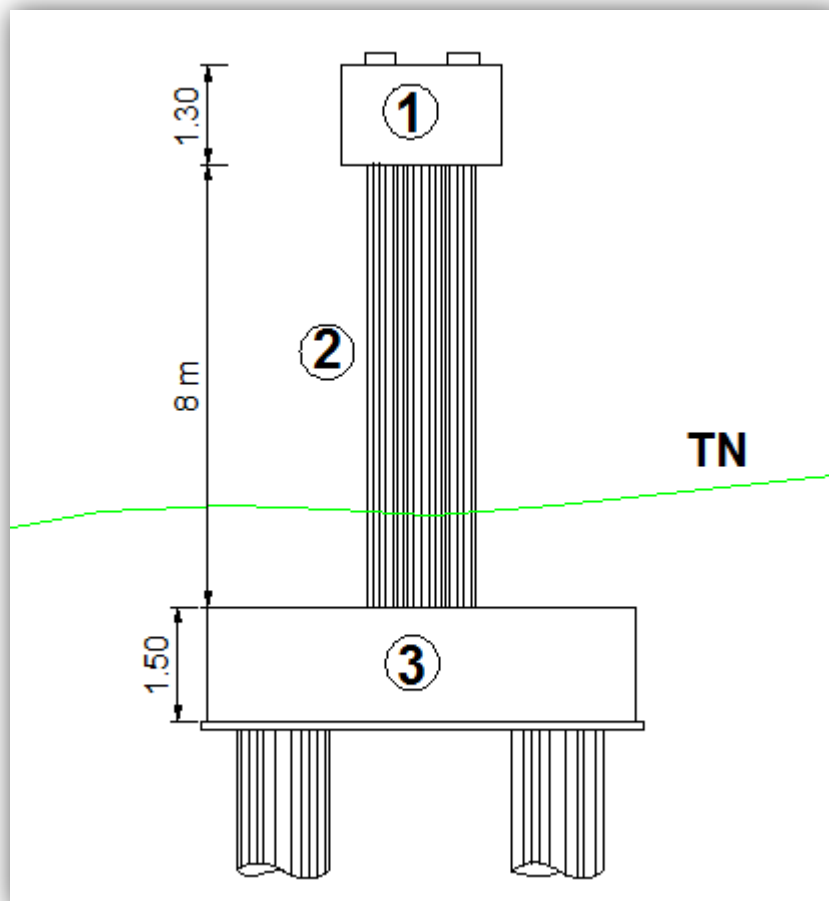


Figure X.1: type de pile retenu

- 1- Chevêtre
- 2- Futs
- 3- Semelle de liaison.

X.3- Implantation des piles :

Les hauteurs H des piles sont définies par :

- $H \text{ pile} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (\text{h appareil} + \text{dé appui} + \text{h tablier})$.

$H \text{ appareil} + H \text{ dé d'appui} = 0,21 \text{ m}$.

$h \text{ tablier} = 1,80 \text{ m}$.

Les positions, cotes et les hauteurs des piles et futs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 1:implantation des piles

N° de pile	1	2
PK	20+075	20+108.5
Cote projet (m)	104,74	105,03
Cote TN (m)	97,26	94,76
Cote de la fondation (m)	94,13	92,22
hauteur de pile (m)	7,10	9,30
Hauteur du fut (m)	5,80	8,00

X.4- Répartition Des Charges Sur la pile (calcul des réactions max) :

X.4.1- Réaction du au poids propre :

a) Poids propre du tablier :

$$G=925,04 \text{ t}$$

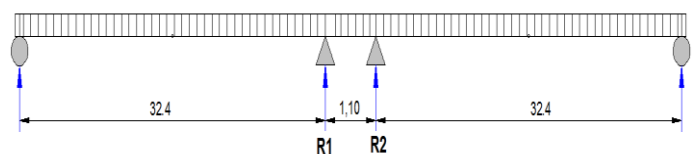
$$R1=R2=462,52 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 925,04 \text{ t}$$

b) poids propre du chevêtre :

$$G_c = 105,38 \text{ t}$$

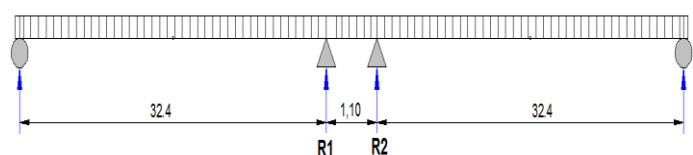
$$R_{\max} = 105,38 \text{ t}$$



X.4.2- Réactions dues surcharges :

a) La surcharge A (I) :

$$a_1=0,75 ; a_2=1,077$$



1 .travée chargée :

$$A (l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 33,40} = 1,02 \text{ t/m}^2.$$

$$13xA(l) \times a_1 \times a_2 = 10,74 \text{ t/ml.}$$

$$R_{\max} = \frac{10,74 \times 33,40}{2} = 179,36 \text{ t}$$

2 .travées chargées :

$$A (l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 66,80} = 0,69 \text{ t/m}^2.$$

$$A (2l) \times a_1 \times a_2 = 7,28 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = 7,28 \times 33,4 = 243,15 \text{ t}$$

b) système Bc :1travée :

$$b_c = 0.80 \quad \delta = 1.08.$$

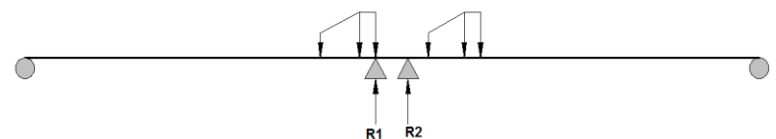
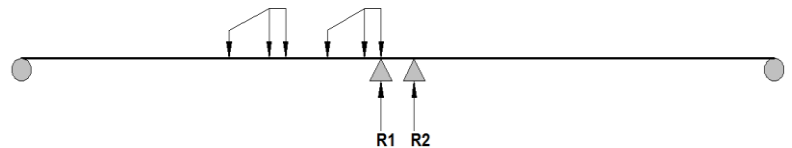
$$R_{\max} = 162,69 \text{ t}$$

2travée :

$$R_1 = 113.33 \text{ t.}$$

$$R_2 = 91,85$$

$$R_{\max} = (113,33 + 91,85) \times 0,8 \times 1 \\ = 177,27 \text{ t.}$$

**c) Convoi Mc120 :**

$$\delta = 1,07$$

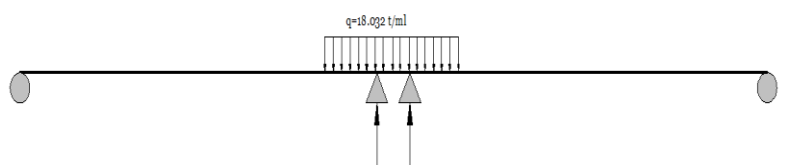
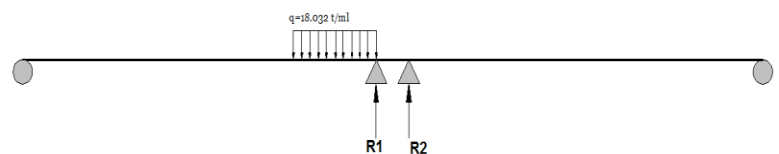
1travée :

$$R_{\max} = 106,72 \text{ t}$$

2travée :

$$R_1 = 57,07 \text{ t}$$

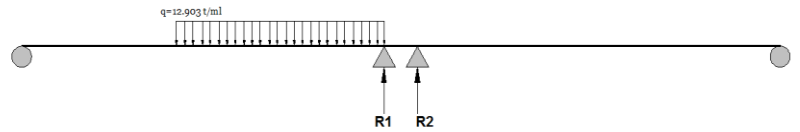
$$R_{\max} = 57.07 \times 2 = 114,14 \text{ t.}$$



d) Convoi D240 :

1 travée :

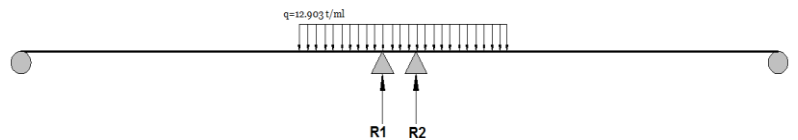
$R_{max} = 171,11t$



2 travée :

$R_1 = 104,81 \text{ t}$

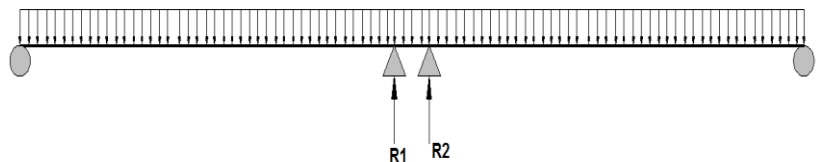
$R_{max} = 104,81 \times 2 = 209,62 \text{ t}$



e) Surcharge trottoirs :

1 travée :

$R_{max} = 3,13 \text{ t}$



2 travée :

$R_1 = 6,26 \text{ t}$

X.4.3- Tableau récapitulatif :

1 travée chargée :		
Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	10,74	179,36
Bc	4 x 60	162,69
Mc120	110	106,72
D240	240	171,11
Trottoir Tc	0,225	3,13

Tableau 2:reaction max pour 1 travée chargée

2 travées chargées :		
Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	7,28	243,15
Bc	4 x 60	177,27
Mc120	110	114,14
D240	240	209,62
Trottoir Tc	0,19	6,26

Tableau 3:Tableau 2:reaction max pour 2 travées chargées

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Poids du tablier /poutre (t)		92,5
poids du chevêtre (t/ml)		6,31
poids de surcharges /poutre	A (L)	24,31
	D240	20,96
	S _{Tr}	0,63
ELU	1,35G+1,6 (A (L) + S _{Tr})	164,78
	1,35G + 1,35 D240	153,17
	G chevêtre =1,35 G _C	8,52 t/ml
ELS	G +1,2(A (L) + S _{Tr})	122,43
	G + D240	113,46
	G chevêtre = G _C	6.31

Tableau X. 4: les combinaison les plus défavorable à l'ELS et à l'ELU

La réaction la plus défavorable est celle dû à la combinaison :

$$\text{ELU : } 1,35 \times G + 1,6 (A (L) + S_{Tr})$$

$$R_{\max} = 164.78 \text{ t.}$$

Avec le poids propre du chevêtre multiplie par le coefficient de majoration :

$$G \text{ chevêtre} = 1,35 \times G_c = 8 \text{ t/ml.}$$

X.5- Etude et ferrailage de la pile :

X.5.1- Le chevêtre :

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

a) Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

a.1- Evaluation des efforts :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel RDM 6, le chevêtre est modélisé comme une poutre continue simplement appuyer sur les fûts.

Résultats :

$$\text{A l'ELS : } M^+_{\text{MAX}} = 63,78 \text{ t.m ; } M^-_{\text{MAX}} = -156,70 \text{ t.m ; } T_{\text{MAX}} = 200,63 \text{ t.}$$

$$\text{A l'ELU : } M^+_{\text{MAX}} = 93,93 \text{ t.m ; } M^-_{\text{MAX}} = -210,95 \text{ t.m ; } T_{\text{MAX}} = 270,09 \text{ t.}$$

a.2- ferrailage :

Fissuration préjudiciable ; ferrailage a l'ELS

Section (2,1x1,3) m².

$f_{c28}=27$ MPa

Acier FeE40 A ($f_e=400$ MPa)

$d=0,9$ $h=1.17$ m

a.2.1- Armatures longitudinale :

- **Section d'armature supérieure (sur appui) :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 27 = 16,2 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 207,31 \text{MPa}$$

$$x = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,63 \text{m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,96 \text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot z$$

$$\bar{M}_1 = 10,29 \text{MN.m}$$

$$M_{ser} = 1,57 \text{MN.m} < \bar{M}_1$$

Donc section sans armatures comprimées(SSAC)

$$\bar{z} = \min(z; d) = 0.96 \text{m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z} \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 78,88 \text{cm}^2$$

On prend 10HA32 avec un espacement de 22cm ($A_s=80,42$ cm²)

- **Vérification à l'ELS :**

$$X=32,34 \text{cm}$$

$$I=12 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$\sigma = 4,10 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 173,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

Condition de non fragilité vérifiée .

▪ **Section d'armature inférieure (en travée) :**

$$x = 0,63m$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,96m$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z$$

$$\overline{M}_1 = 10,29MN.m$$

$$M_{ser} = 0,64 MN.m < \overline{M}_1$$

Donc section sans armatures comprimées (SSAC)

$$\bar{z} = \min(z; d) = 0,96m$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 32,16cm^2$$

On prend 10HA25 avec un espacement de 20cm ($A_s = 49,09 cm^2$)

▪ **Vérification à l'ELS :**

$$X = 26,16cm$$

$$I = 8,2 \times 10^6 cm^4$$

$$\sigma = 2,02MPa < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 113,39 MPa < \overline{\sigma}_{st}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 33,07cm^2$$

a.2.2- Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min[0,1f_{c28}; 4 MPa] = 2,7MPa$$

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{2,7}{2,1 \times 1,23} = 1,05 MPa < \bar{\tau} = 2,7MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}k)}{0,9 f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

Avec : $k=1$ pas de reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 5,15 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{t1} = 5,15 \text{ cm}^2$: 2 cadres de HA16 ($A_s=8.04 \text{ cm}^2$)

- Calcul de section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,4b_0S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 2,1 \times 0,2}{400} = 4,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{\min}) = 8,04 \text{ cm}^2.$$

Soit 2 cadres de HA16 ; pour $A_{t1} = 8,04 \text{ cm}^2$.

b) Etude du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e=0.55\text{m}$.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à :

$$\frac{\emptyset}{6} = 0,217 \text{ m Telle que : } \emptyset = 1,30 \text{ m.}$$

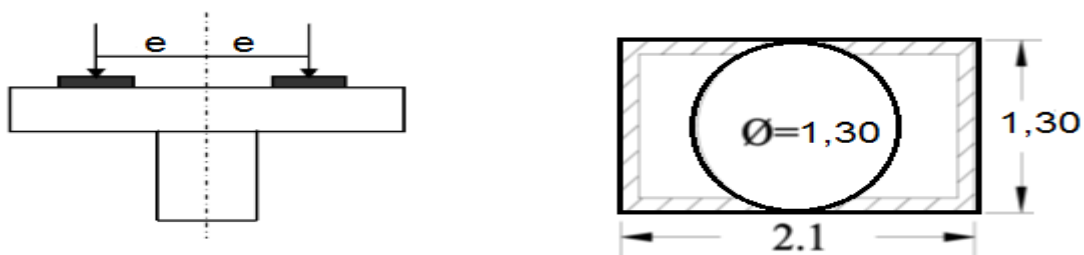


Figure X.2: torsion de chevêtre

b.1- Calcul des moments de torsion :

- moment de torsion du au surcharge $A(L)$:

$$M_{u1} = (1,35R_G \cdot e + 1,6 R_{A(L)}) \cdot e - 1,35 R_G \cdot e$$

$$M_{u1} = 1,6 \cdot R_{A(L)} \cdot e = 1,6 \cdot 17,93 \cdot 0,55$$

$$M_{u1} = 15,78 \text{ t.m}$$

▪ moment de torsion du au poids propre G :

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à-d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_G = \frac{925,04}{2 \times 10} = 46,25 \text{ t/poutre}$$

$$\text{Donc } M = 1,35 \cdot R_G \cdot e = 1,35 \cdot 46,25 \cdot 0,55 = 34,34 \text{ t.m}$$

$$\text{On prend } M_{u2} = \frac{M}{2} = \frac{34,34}{2} = 17,17 \text{ t.m (S.E.T.R.A)}$$

▪ moment de torsion du au force de freinage :

n considère un moment de torsion $Mu3$ dû à l'effort de freinage.

$$F_t = \frac{30}{2} \times 1,2 = 18 \text{ t}$$

$$Mu3 = F_t \times \frac{h}{2} = 1,8 \times \frac{1,3}{2} = 1,17 \text{ t.m}$$

$$M_{tu \text{ max}} = (Mu1, Mu2, Mu3)$$

$$M_{tu \text{ max}} = (15,78; 17,17; 1,17),$$

$$\text{Donc : } M_{tu \text{ max}} = 17,17 \text{ t.m}$$

b.2- Ferrailage de chevêtre à la torsion :

b.2.1- Contraintes tangentielles :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût(x).

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1,4 + 1,3 = 2,7 \text{ m} > b = 2,1 \text{ m} ; l_t = 2,1 \text{ m}$$

$$b_n = h / 6 = 1,3 / 6 = 0,22 \text{ m}$$

$$\Omega = (2,1 - 2 \times 0,22)(1,3 - 2 \times 0,22) = 1,43 \text{ m}^2$$

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu \text{ max}}}{2\Omega b_n} = \frac{17,17}{2 \times 1,43 \times 0,22} = 27,29 \text{ t/m}^2.$$

b.2.2- Armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{M_{tu \text{ max}} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,17 \times 6,8}{2 \times 1,43 \times \frac{400}{1,15}} 10^{-2} = 11,74 \text{ cm}^2.$$

Avec : U : périmètre extérieur U=6,8m.

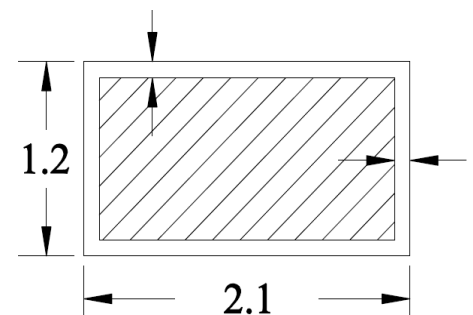


Figure X.3: section équivalente (torsion)

Donc, on prend 6HA16 pour $A_s=12,06 \text{ cm}^2$.

b.2.3- Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{M_{tu \max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,17 \times 0,2}{2 \times 1,43 \times \frac{400}{1,15}} 10^{-2} = 0,34 \text{ cm}^2.$$

D'où $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 5,15 + 0,34 = 5,49 \text{ cm}^2$. :

Soit 2 cadres de HA16 pour $A_{t1} = 8,04 \text{ cm}^2$

b.2.4- Vérification des contraintes :

• **Justification du béton :**

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2.$$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2,7}{2,1 \times 1,23} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$0,27^2 + 1,05^2 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \min[0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 2,7 \text{ MPa}$$

.Donc : $\tau_b^2 + \tau_v^2 = 1,17 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 7,29 \text{ MPa}$.

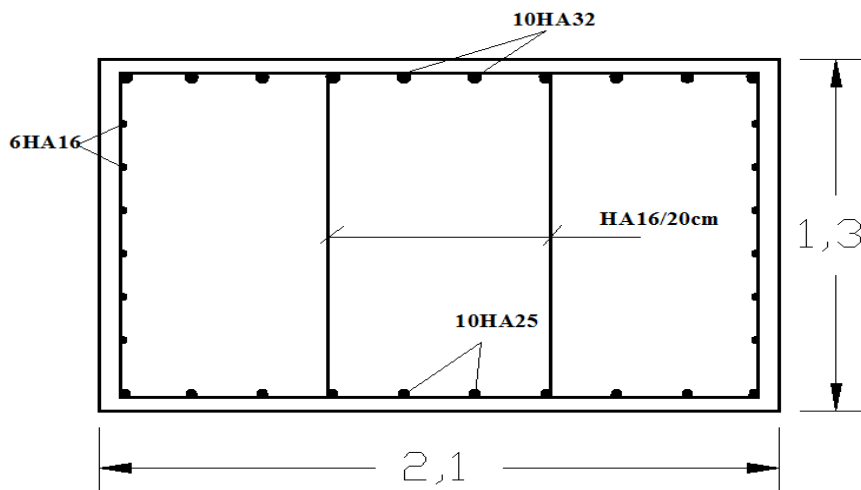


Figure X.3: ferrailage du chevêtre)

X.5.2- Etude du fût :**a) Introduction :**

La pile de l'ouvrage est constituée de quatre fûts circulaires de 1,4m de diamètre, encastre dans la base et articulés à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

c) évaluation des charges :

Tableau 5:efforts agissant sur les futs

Evaluation des charges				
	V (t)	X(t)	Bras de levier(m)	M _b (MN.m)
Poids propre du tablier	925,04	-	-	-
Poids propre du chevêtre	105,38	-	-	-
Poids propre du fut	123,16	-	-	-
A(L) +ST	249,41	-	-	-
D240	209,62	-	-	-
Séisme vertical	103,82	-	-	-
Freinage sous Bc	-	15	9,45	141,75
Séisme du tablier	-	227,51	9,45	2662,48
Séisme du chevêtre	-	31,61	8,65	273,46
Séisme du fut	-	36,95	4	147,80

Tableau X. 5:combinaisons des efforts

Combinaison des efforts :

Combinaison des efforts		
ELU	1,35G+KQ	K=1,6(A(L) +st)
ELS	G+KQ	K=1,2(A(L) +st)
ELA	G+F séisme	-

ELU: 1.35G+ 1, 6(A (L) +St)

ELS: G+ 1, 2(A (L) +St)

ELA: G+ F_S

Condition	Effort	H (t)	N (t)	M (t.m)
normale	ELU	24	1956,39	226,80
	ELS	18	1452,87	170,10
Sismique	ELA	296,07	1257,40	3083,74

Tableau 6: combinaison en condition normale et sismique

Pour chaque fut :

Condition	Effort	H (t)	N (t)	M (t.m)
normale	ELU	6	489,10	56,70
	ELS	4.5	363,22	42,52
Sismique	ELA	70,02	314,35	770,93

Tableau 7: combinaison en condition normale et sismique pour chaque fut

Donc les efforts les plus défavorables sont :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M = 56,70 \text{ t.m} \\ N = 489,10 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M = 42,52 \text{ t.m} \\ N = 363,22 \text{ t} \end{cases}$$

- Vérification de flambement du fût :

L'élanement :

$$\lambda = l_f / i$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 l_0 = 5,6\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = D/4$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0,7 \cdot l_0}{D/4} = \frac{8 \cdot 0,7 \cdot 4}{1,4} = 16$$

$\lambda = 16 < 50$; Donc le fut ne risque pas de flamber.

c) Ferrailage:

Le ferrailage se calcul en flexion composée, pour cela nous utiliserons l'abaque de WALTHER (voir l'annexe):

$$\text{ELU : } \begin{cases} M = 56,70 \text{ t.m} \\ N = 489,10 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_a = \frac{Mr}{\pi R^2 D f_{c28}} = 0,0097 \\ K_b = \frac{Nr}{\pi R^2 f_{c28}} = 0,117 \end{cases}$$

$$\omega = 0,13;$$

$$\omega = \frac{A_f}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{f_{c28}} \Rightarrow A_f = \frac{\omega \pi R^2 f_{c28}}{\sigma_f}$$

$$A_s = \frac{0,13 \times 3,14 \times 0,7^2 \times 27}{400} = 135,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 28 HA25 pour } A_s = 137,44 \text{ cm}^2$$

Pour l'armature transversale, On prend des cercles de HA16 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, On prend des cercles de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = \frac{0,23 \cdot 2,22}{400} \times 3,14 \times 1,5^2 = 90,18 \text{ cm}^2.$$

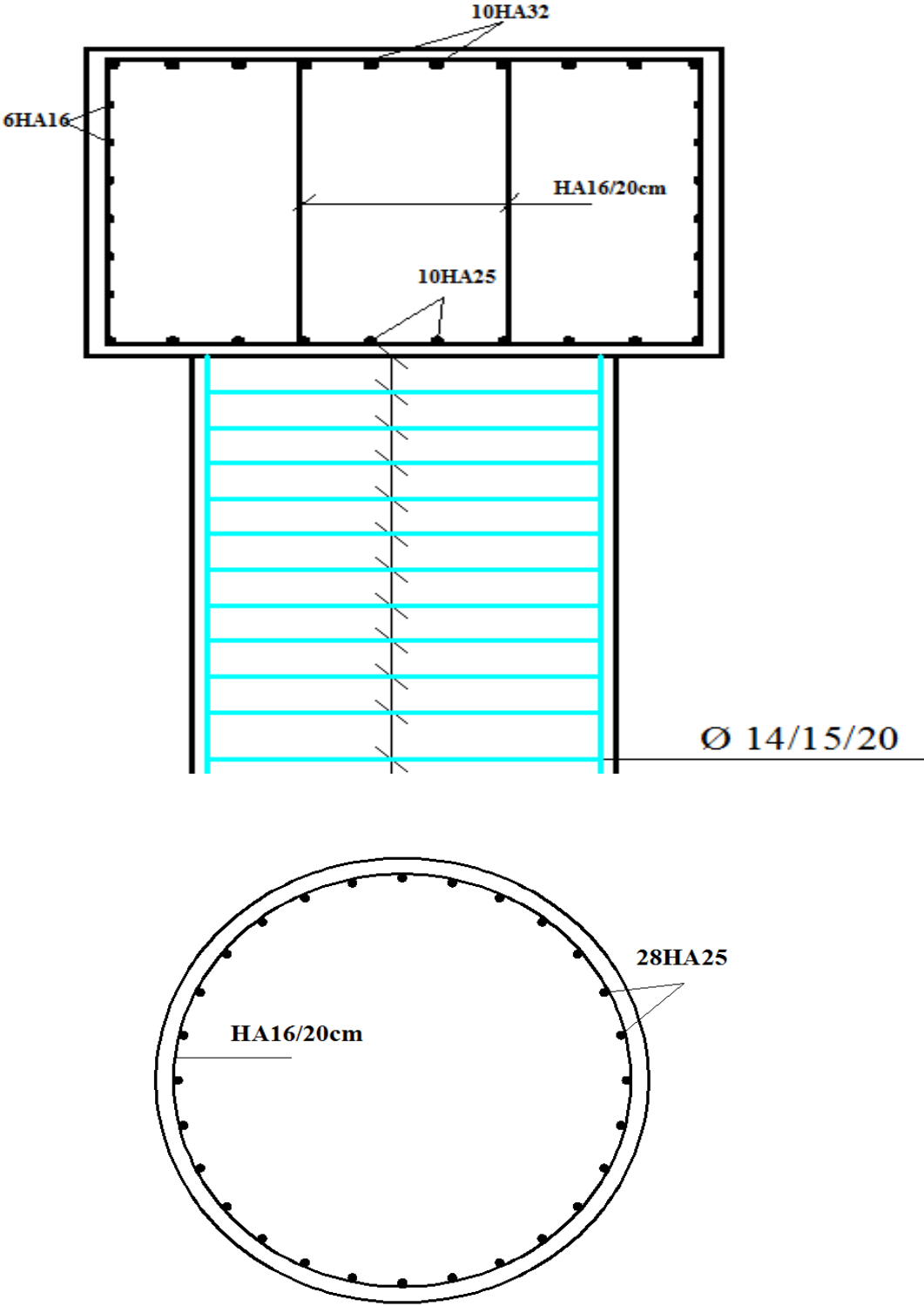


Figure X.4: ferrailage des futs

X.6- La semelle :**X.6.1- caractéristique de la semelle:**

- Epaisseur : 1,5m.
- Largeur : 5.6m.
- Longueur : 16.40 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre $\Phi=1,2$ m avec un entraxe de 3,6m.

X.6.2- Evaluation des efforts sur la semelle :

effort	Efforts verticaux(t)	Efforts horizontaux(t)	Bras de levier(m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	925,04	-	-	-
Poids propre du chevêtre	105,38	-	-	-
Poids propre du fut	123,16	-	-	-
Poids propre de la semelle	318,5	-	-	-
poids des T sur semelle	149,67	-	-	-
A(L) +St	249,41	-		
D 240	209,62	-		
Séisme vertical	117,27	-	-	-
Freinage sous Bc	-	15	10,95	164,25
Séisme du tablier	-	227,51	10,95	2491,2
Séisme du chevêtre	-	31,61	10,15	320,84
Séisme du fut	-	36,95	5,5	203,22
Séisme de la semelle	-	95,55	0,75	71,66

Tableau X. 9:evaluation des efforts sur la semelle

Combinaison des efforts :

ELU:	ELS:	ELA:
1.35G+ 1, 6(A (L) +St)	G+ 1, 2(A (L) +St)	G+ F séisme

Tableau X.10:combinaisons des efforts

Condition	Effort	H (t)	N (t)	M (t.m)
Normale	ELU	24	2588,42	262,80
	ELS	18	1921,04	197,10
Sismique	ELA	406,62	1739,02	3086,95

Tableau X.11: combinaison en condition normale et sismique

X.6.3- Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{2588,42}{300} = 8,62$$

On prend dix (10) pieux.

X.6.4- Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à deux axes (XX') et (YY'), et on négligeant les efforts agissants dans un sens perpendiculaire à l'axe l'ouvrage. L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

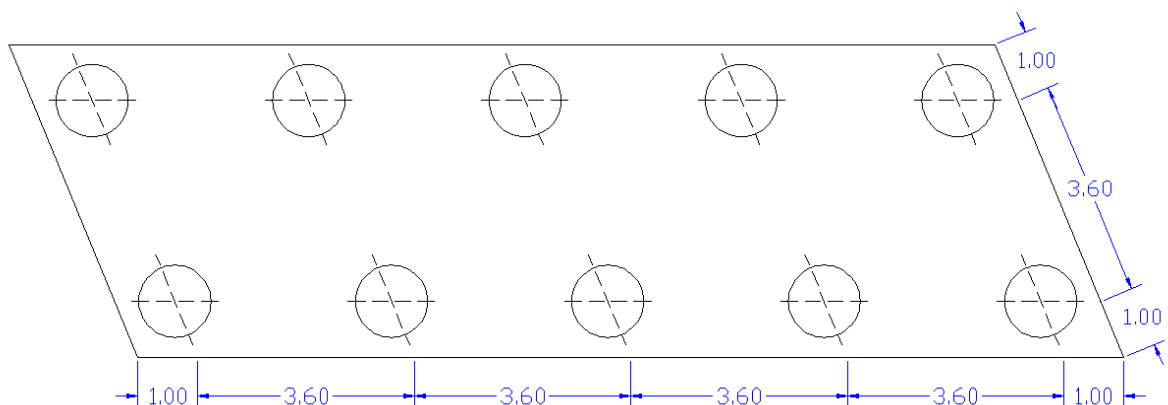


Figure X.5: vue en plan de la semelle

▪ Condition normale :

$$N_1 = \frac{2588,42}{10} + \frac{262,80 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 273,44 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2588,42}{10} - \frac{262,80 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 244,24 \text{ t}$$

▪ Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1739,02}{10} + \frac{3086,95 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 345,40 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1739,02}{10} - \frac{3086,95 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 2,40 \text{ t}$$

Pas de soulèvement et pas de poinçonnement.

X.6.5- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

Les conditions de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,4}{4}} = 1,03 \Rightarrow \alpha = 45,97 > 45^\circ$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,45 \text{ m} < H = 1,5 \text{ m}.$$

Donc les deux conditions de la méthode sont vérifiées.

a) Armatures transversales inférieures :

▪ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,67 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right) = \frac{2,73}{266,67} \times \left(\frac{\frac{3,6}{2} - \frac{1,4}{4}}{1,5} \right) = 98,96 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 98,96 \text{ cm}^2.$$

▪ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{3,45}{400} \times \left(\frac{\frac{3,6}{2} - \frac{1,4}{4}}{1,5} \right) = 83,37 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 83,37 \text{ cm}^2.$$

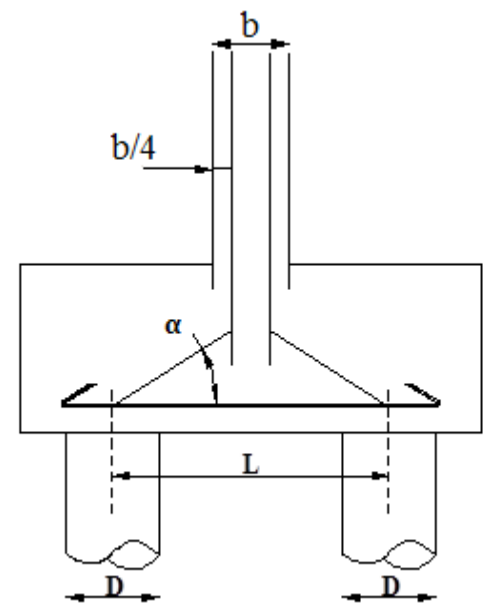


Figure X.6 diffusion des efforts dans la semelle

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 98,96 \text{ cm}^2$, on prend 21HA25 ($A_s = 103,08 \text{ cm}^2$).

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 21 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{21 - 1} = 0,13 \text{ m.}$$

On prend: $S_t = 13 \text{ cm}$.

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$$

b) Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 2,7 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{98,96}{3} = 32,98 \text{ cm}^2$$

On prend 11HA20 ($A_1 = 34,36 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{11 - 1} = 0,26 \text{ m}$$

Soit: 4HA20 / ml ($A_1 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 25 \text{ cm}$.

c) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{98,96}{3} = 32,98 \text{ cm}^2$$

Soit: 7HA25/ml ($A_2 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

d) Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{98,96}{10} = 9,90 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 /ml ($A_{ts} = 10,05 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{98,96}{3} = 32,98 \text{ cm}^2$$

Soit: 7HA25/ml ($A_2 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{98,96}{10} = 9,90 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA16 /ml ($A_{ts} = 10,05 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$.

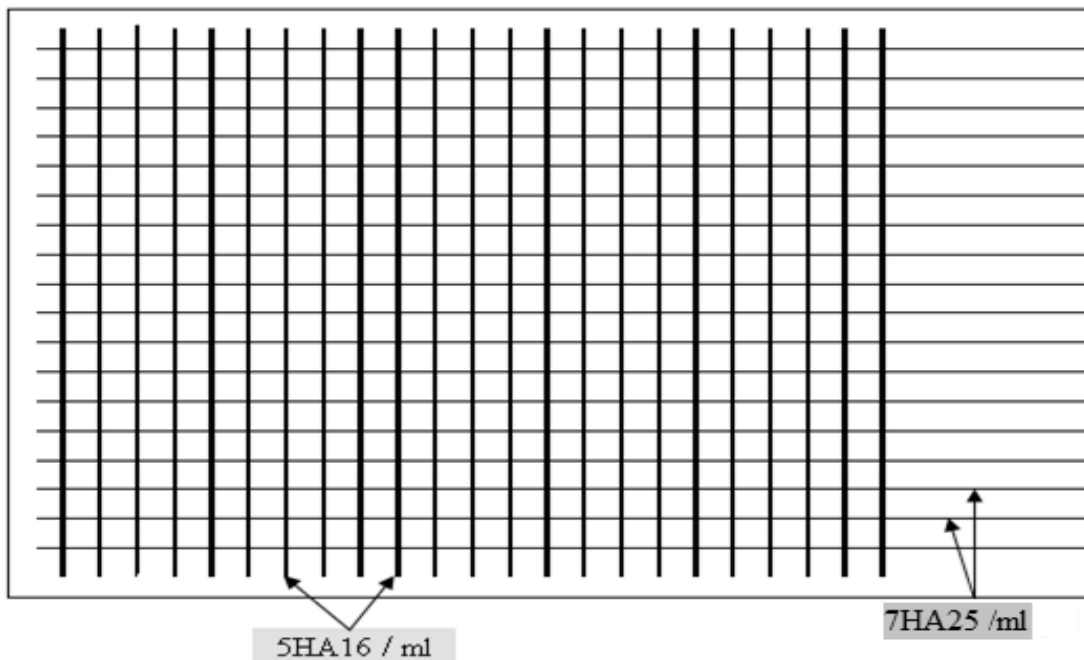


Figure X.7 ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

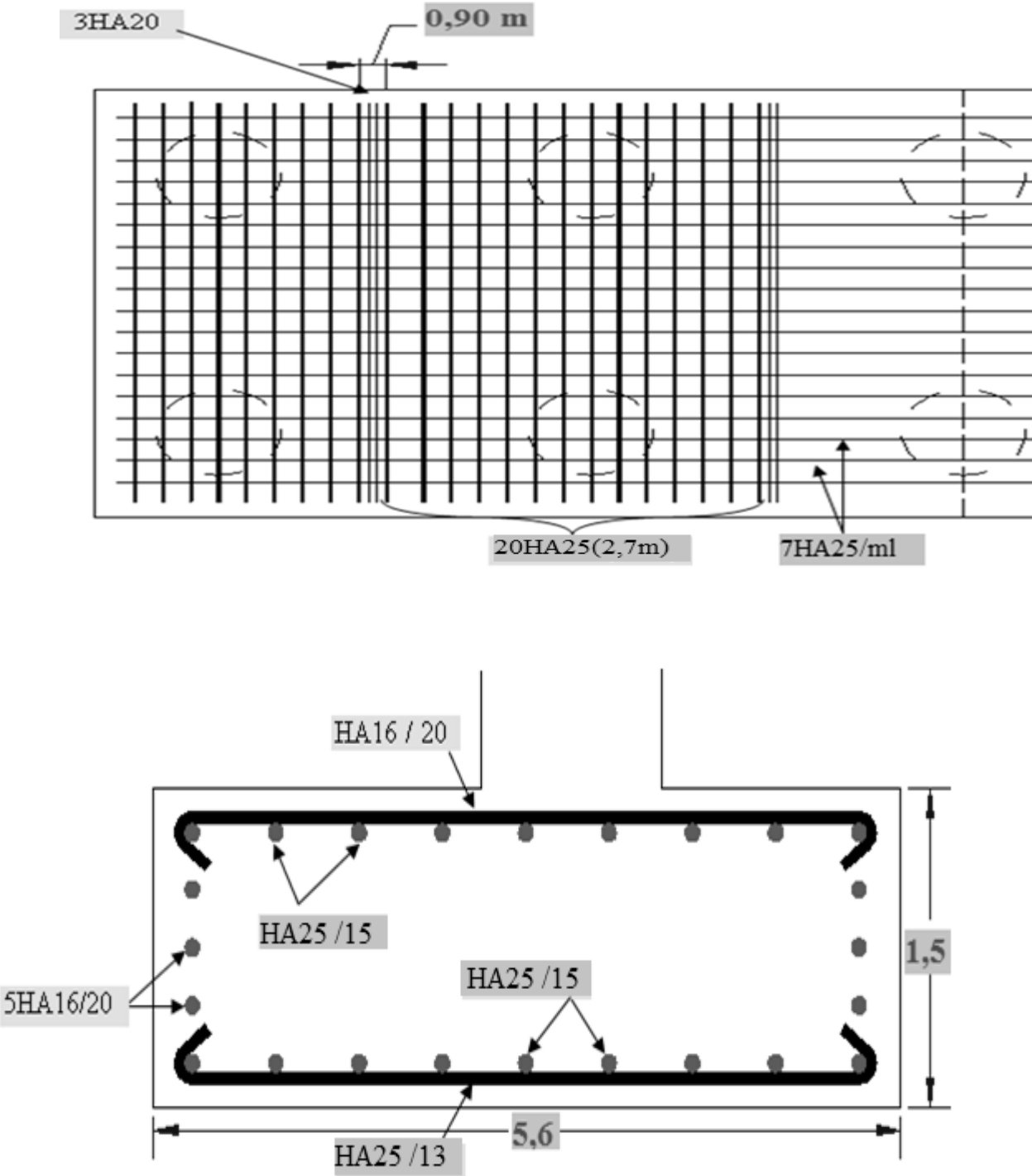


Figure X.8 ferrailage de la semelle

X.6.6- Etude et ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

a) Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre des pieux,

C_u : module de réaction du sol,

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

b.1- Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 3500 \text{ t/m}^3$. (en fonction de nature de sol)

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

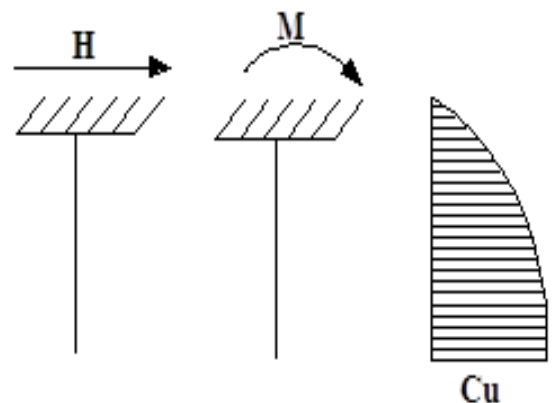


Figure X.8 efforts en tête de pieu module de réaction

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1,2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}\right)} = 0,2365 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.193 \times 16 = 3,78 \text{ m}$.

b.2- Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale : $\bar{P} = 2,4 \text{ t / pieu}$

Condition sismique : $\bar{P} = 40,66 \text{ t / pieu}$.

c) Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}$$

c.1) Détermination des coefficients $X_{\theta P}$, $X_{\theta M}$ le long du pieu :

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}\right)$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

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

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

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta_0 = \left(X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \rightarrow X_{\theta P} = 1,16, X_{\theta M} = 1,43 \\ \lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1,26, X_{\theta M} = 1,54 \end{cases}$$

donc : $\lambda L = 3,78 \rightarrow X_{\theta P} = 1,238 ; X_{\theta M} = 1,516$

Condition normale : $\bar{P} = 2,4 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = - 8,29 \text{ t.m.}$

Condition sismique : $\bar{P} = 40,66 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -140,40 \text{ t}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z \ X	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta P}$	0,360	0,600	0,680	0,69	0,60	0,44	0,27	0,13
$\chi_{\theta M}$	0,980	0,920	0,780	0,60	0,43	0,25	0,12	0,05

Tableau X. 8: valeur de coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$

c.2) Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

- **Condition normale** : $M(Z) = (- 8,29 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{2,4}{0,236} \times \chi_{\theta P}\right)$
- **Condition sismique** : $M(Z) = (-140,40 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{40,66}{0,236} \times \chi_{\theta P}\right)$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z \ Cas	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-4,463	-1,525	0,449	2,043	2,537	2,402	1,751	0,908
CS	-75,568	-25,795	7,644	34,639	43,001	40,707	29,670	15,377

Tableau 9: valeur de M le long de pieu

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 140,40 \text{ t.m.}$

d) Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

- Armatures longitudinales :

$$\left. \begin{array}{l} N_r = 3,45 \text{ MN} \\ M_r = 1,40 \text{ MN.m} \end{array} \right\} \text{ (Condition sismique)}$$

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{1,40}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 27} = 0,038$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{3,45}{3,14 \times 0,6^2 \times 27} = 0,113$$

Avec : β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 27 \text{ MPa}$)

R : rayon du pieu.

Alors : $\omega = 0,21$

$$\text{On a de l'abaque : } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,21$$

$$F_a = \frac{0,21 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,21 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 160,234 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 20HA32 ($A_s = 160,85 \text{ cm}^2$).

- L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 55}{20} = 17,27 \text{ cm}$$

Soit un espacement de 17 cm.

- Armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction.

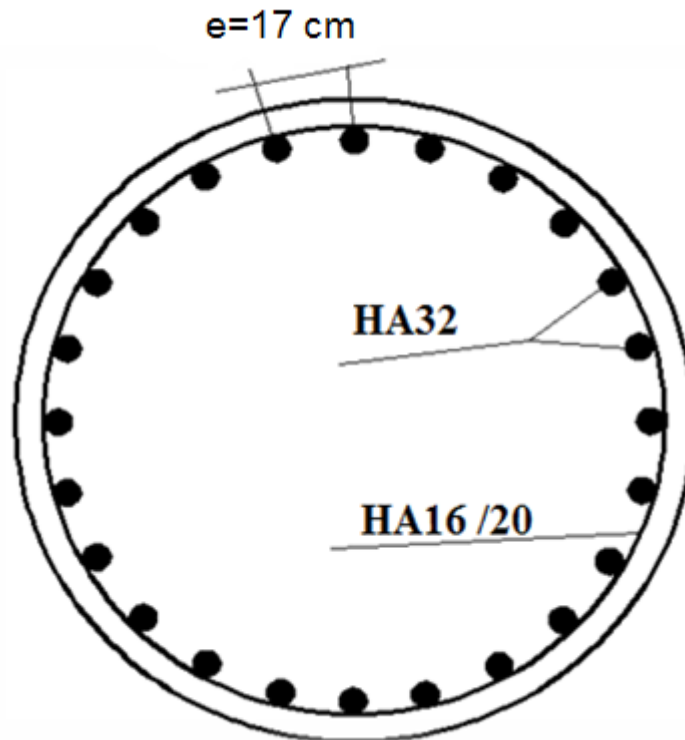


Figure X.8 ferrailage de pieu

X.7- Plot parasismique :

Les plots parasismiques sont des dispositifs qui ont pour rôle d'empêcher le déplacement des appareils d'appuis sous l'effet d'un éventuel séisme transversal. Ils sont généralement encastrés sur la partie supérieure du mur frontal sur le sommier d'appuis entre les appareils d'appuis.

a) Estimation des efforts agissants sur le bloc :

Le bloc est soumis à un effort sismique horizontal égal à $0,3 G/2$.

$G/2 = 462,52 \text{ t}$; Poids du tablier qui revient à la culée ou la pile.

$$F = 138,76 \text{ t}$$

Le plot étant encastré dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale.

$$M = 138,76 \times 0,30 = 41,63 \text{ t.m.}$$

b) Le ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{ELA} = 41,63 \text{ t.m.}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 0,60 \text{ m}; h=0,50$$

$$A_s = 23,70 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 20 \text{ HA14 pour } A_s = 30,79 \text{ cm}^2.$$

Pour l'armature transversale, On prend des cadres HA10 espacés de 10cm.

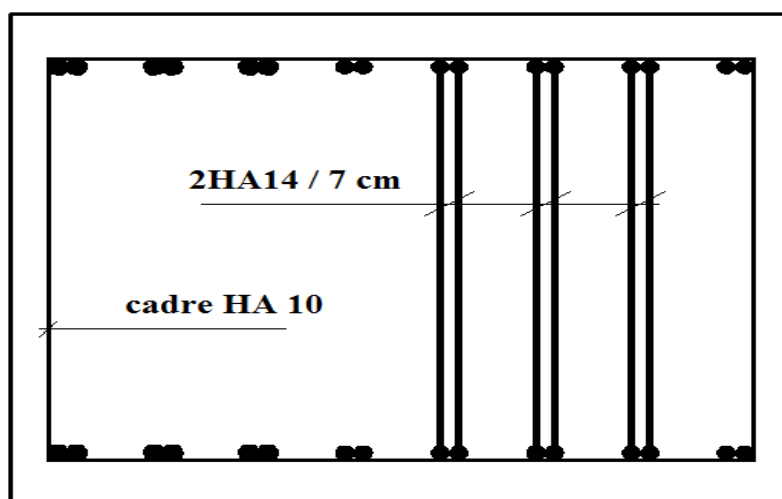


Figure X.13 : ferrailage de plot parasismique

CHAPITRE XI

ETUDE DE LA CULEE

XI.1- INTRODUCTION :

La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception : en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayées).
- Culée enterrée.

XI.2- IMPLANTATION DES CULEES :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$\text{Culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau XI. 1:implantation des culées

N° de Culée	1 (gauche)	2 (droite)
PK	20+075	20+175
cote projet (m)	104,87	105,38
cote TN (m)	100,36	101,84
Cote de la fondation (m)	98,37	99,37
hauteur de la culée (m)	4,43	4,43

XI.3- PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée gauche au PK : 20+075.

XI.3.1- Mur garde grève :

- Hauteur : $h = 1,93$ m.
- Épaisseur : $e = \text{Sup}(0,30 ; \frac{h}{8}) \Rightarrow e = 30$ cm
- Longueur : et celle du tablier = 16,70 m.

XI.3.2- Mur de front :

- Hauteur : $H = 2,50$ m
- Épaisseur : $E_f = 1,40$ m.
- Longueur : et celle du tablier = 16,70 m.

XI.3.3- Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1,40$ m.
- Longueur : 16,30 m.

XI.3.4- La semelle :

- Épaisseur : la semelle doit satisfaire aux conditions de rigidité de fonctionnement mécanique.

Dans le cas de deux files de pieux : $h_t = 0.50 \left(1 - \frac{A}{2}\right) + d$ avec :

A : épaisseur de mur frontale

d : enrobage de la nappe inférieure d'armature ($d=4$ cm)

l : entraxe entre deux pieux ($l=3\Phi=3,60$ m)

$h_t = 1,50$ m

- Largeur : $B=3\Phi+2=5,60$ m.
- Longueur : 17 m.
- Ancrage : $D \approx 2$ m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilise des pieux de diamètre $\varnothing=1,2$ m (Fondation profonde).

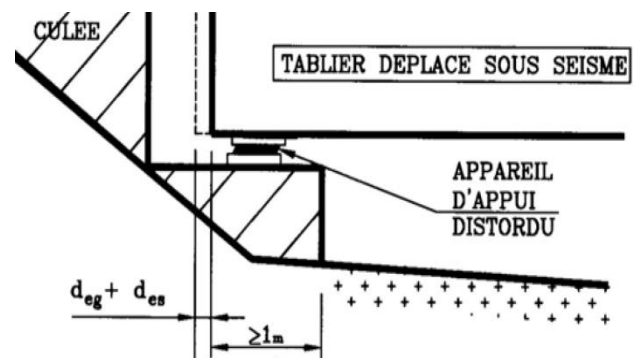


Figure 1 : repos d'appuis minimal

XI.3.5- Mur en retour :

Le mur en retour à une épaisseur constante de 0,40 m. Il a une longueur de 5,10 m et hauteur de 4,43m.

XI.3.6- Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, sa longueur variée 3 à 6m selon la hauteur de remblais, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m}, \max (3\text{m}, 0,6H)]$$

On fixe une longueur de 4 m avec une pente de 3%.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis par l'intermédiaire des goujons.

XI.3.7- Le corbeau :

- Hauteur : $H_1 = 0,60$ m.
- Hauteur : $H_2 = 0,30$ m.
- Epaisseur : $E_f = 0,30$ m.
- Longueur : $L = 15,85$

X.3.8- Plot parasismique:

- hauteur : 0,60 m.
- Largeur : 0,5 m.
- Longueur : 0,60 m.

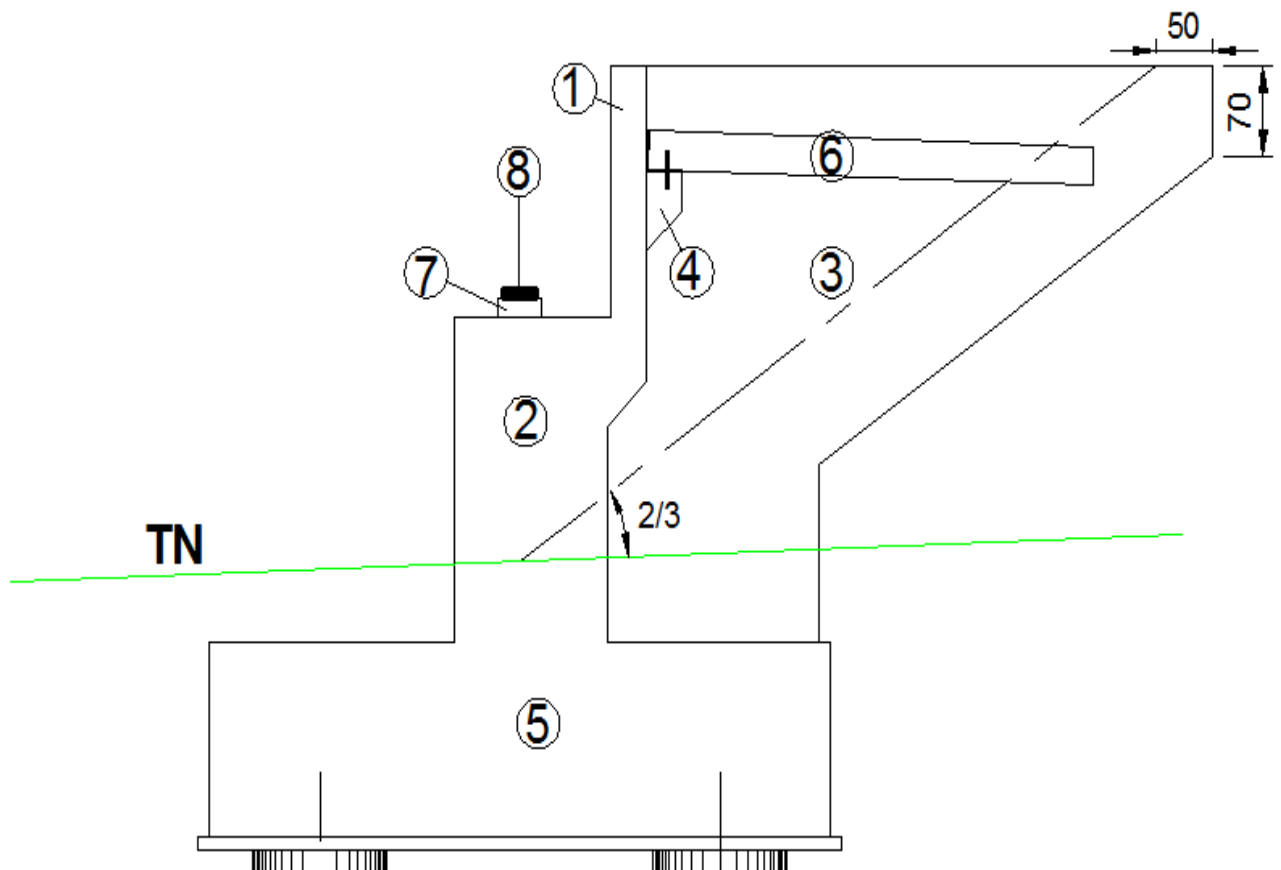


Figure X1. 2: type de culée retenu

- 1- Mur garde grève.
- 2- Mur frontal.
- 3- Mur en retour.
- 4- Corbeau arrière.
- 5- Semelle de liaison.
- 6- Dalle de transition.
- 7- Dè s d'appui.
- 8- Appareil d'appui.

XI.4- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

XI.4.1- Détermination du coefficient de poussée Kad :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}}\right)^2} \rightarrow (\text{Selon RPOA2008}) ; \text{ Avec :}$$

$\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \rightarrow \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right) \rightarrow (\text{Selon RPOA2008})$$

Tel que :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = A & \text{avec } A = 0.3 \text{ (Z III ; groupe 2)} \\ \varepsilon_V = 0.3 \varepsilon_H \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

CN	H+V+	H	H+V+
Cas normal	Séisme horizontale et verticale	Séisme horizontale	Séisme horizontale et verticale

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous:

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N:1	0	0	0	0,271
H + V+	Cas N:2	0,3	0,09	15,388	0,456
H	Cas N:3	0,3	0	16,699	0,478
H+V-	Cas N:4	0,3	-0,09	18,245	0,506

Tableau XI. 2:coefficient de poussée

XI.4.2- Calcul des efforts :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants :

a) efforts dû au poids propre :

Désignation	Cas	P(t)	$\varepsilon h \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN	462,5	0	462,5	0	4,21	0	0
	H + V+	462,5	138,75	504,13	0	4,21	584,14	0
	H	462,5	138,75	462,5	0	4,21	584,14	0
	H+V-	462,5	138,75	420,88	0	4,21	584,14	0
Mur garde-grève	CN	24,19	0	24,19	0,98	4,96	0	23,61
	H + V+	24,19	7,26	26,37	0,98	4,96	35,97	25,73
	H	24,19	7,26	24,19	0,98	4,96	35,97	23,61
	H+V-	24,19	7,26	22,01	0,98	4,96	35,97	21,49
Corbeau	CN	5,79	0	5,79	1,28	4,88	0	7,42
	H + V+	5,79	1,74	6,31	1,28	4,88	8,46	8,09
	H	5,79	1,74	5,79	1,28	4,88	8,46	7,42
	H+V-	5,79	1,74	5,26	1,28	4,88	8,46	6,75
Mur frontal	CN:	154,45	0	154,45	0,1	2,75	0	15,44
	H + V+	154,45	46,33	168,35	0,1	2,75	127,42	16,83
	H	154,45	46,33	154,45	0,1	2,75	127,42	15,44
	H+V-	154,45	46,33	140,55	0,1	2,75	127,42	14,05
Mur en retour	CN:	28,4	0	28,4	2,9	4,2	0	82,29
	H + V+	28,4	8,52	30,96	2,9	4,2	35,76	89,69
	H	28,4	8,52	28,4	2,9	4,2	35,76	82,29
	H+V-	28,4	8,52	25,85	2,9	4,2	35,76	74,88
Semelle	CN:	357	0	357	0	0,75	0	0
	H + V+	357	107,1	389,13	0	0,75	80,33	0
	H	357	107,1	357	0	0,75	80,33	0
	H+V-	357	107,1	324,87	0	0,75	80,33	0
Dalle de transition	CN:	43,92	0	43,92	1,3	5,11	0	57,1
	H + V+	43,92	13,18	47,87	1,3	5,11	67,33	62,23
	H	43,92	13,18	43,92	1,3	5,11	67,33	57,1
	H+V-	43,92	13,18	39,97	1,3	5,11	67,33	51,96
Dés d'appui	CN:	0,71	0	0,71	0	4,08	0	0
	H + V+	0,71	0,21	0,77	0	4,08	0,86	0
	H	0,71	0,21	0,71	0	4,08	0,86	0
	H+V-	0,71	0,21	0,64	0	4,08	0,86	0
Plot parasismique	CN:	0,9	0	0,9	0	4,3	0	0
	H + V+	0,9	0,27	0,98	0	4,3	1,16	0
	H	0,9	0,27	0,9	0	4,3	1,16	0
	H+V-	0,9	0,27	0,82	0	4,3	1,16	0
Poids des remblais sur la DT	CN:	32,17	0	32,17	1,3	5,68	0	41,83
	H + V+	32,17	9,65	35,07	1,3	5,68	54,82	45,59
	H	32,17	9,65	32,17	1,3	5,68	54,82	41,83
	H+V-	32,17	9,65	29,28	1,3	5,68	54,82	38,06

Poids des remblais sur la semelle	CN:	287,02	0	287,02	1,89	3,18	0	541,18
	H + V+	287,02	86,11	312,86	1,89	3,18	273,56	589,89
	H	287,02	86,11	287,02	1,89	3,18	273,56	541,18
	H+V-	287,02	86,11	261,19	1,89	3,18	273,56	492,48
Surcharges sur remblai 1 t/m2Poids	CN:	35,14	0	35,14	1,3	5,93	0	45,68
	H + V+	35,14	10,54	38,3	1,3	5,93	62,51	49,79
	H	35,14	10,54	35,14	1,3	5,93	62,51	45,68
	H+V-	35,14	10,54	31,97	1,3	5,93	62,51	41,57

Tableau XI. 3:effort dus aux poids propres de la culée

b) Calculs des efforts dues poussées des terres :

Sous séisme la pousse dynamique globale, comportant à la fois l'effet statique et dynamique de la pousse active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Désignation	cas	P(t)	(1±kv)	V	MR
Mur GG + Mur frontal	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 4,43^2 \times 15,85$	1	2,977	225,85
	H +V+	$0,5 \times 0,456 \times 1,8 \times 4,43^2 \times 15,85$	1,09	3,715	516,92
	H	$0,5 \times 0,478 \times 1,8 \times 4,43^2 \times 15,85$	1	3,715	497,12
	H+V-	$0,5 \times 0,506 \times 1,8 \times 4,43^2 \times 15,85$	0,91	3,715	478,88
Semelle	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 17$	1	0,5	4,66
	H +V+	$0,5 \times 0,456 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 17$	1,09	0,75	12,83
	H	$0,5 \times 0,478 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 17$	1	0,75	12,34
	H+V-	$0,5 \times 0,506 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 17$	0,91	0,75	11,89

Tableau XI. 4:poussée des terres

c) Calculs des efforts dues poussées des surcharges sur remblai :

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos\beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

Désignation		P(q) (t)	(1±kv)	V	MR
Mur GG + Mur frontal	CN:	1,2 × 4,43 × 0,271 × 15,85	1	3,517	80,31
	H + V+	1,2 × 4,43 × 0,456 × 15,85	1,09	3,715	155,58
	H	1,2 × 4,43 × 0,478 × 15,85	1	3,715	149,62
	H+V-	1,2 × 4,43 × 0,506 × 15,85	0,91	3,715	144,13
Semelle	CN:	1,2 × 1,5 × 0,271 × 17	1	0,75	6,22
	H + V+	1,2 × 1,5 × 0,456 × 17	1,09	0,75	11,41
	H	1,2 × 1,5 × 0,478 × 17	1	0,75	10,97
	H+V-	1,2 × 1,5 × 0,506 × 17	0,91	0,75	10,57

Tableau XI. 5: poussées des surcharges sur remblai

XI.4.3- Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

a) Le point de calcul est le milieu de la semelle :

condition	$\varepsilon H \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	MR	MS
CN:	317,05	1432,18	317,05	814,54
H + V+	1126,41	1561,08	2029,06	887,85
H	1099,72	1432,18	2002,37	814,54
H+V-	1075,13	1303,28	1977,78	741,23

Tableau XI.6: renversement par rapport au milieu de la semelle

b) Le nu de mur frontal :

condition	$\varepsilon H \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	MR	MS
CN:	317,05	1432,18	317,05	1652,32
H + V+	1126,41	1561,08	2029,06	1801,03
H	1099,72	1432,18	2002,37	1652,32
H+V-	1075,13	1303,28	1977,78	1503,61

Tableau XI. 7: renversement par rapport au nu de mur frontal

c) L'extrémité de la semelle :

condition	$\varepsilon H \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	MR	MS
CN:	317,05	1432,18	317,05	4824,65
H + V+	1126,41	1561,08	2029,06	5258,87
H	1099,72	1432,18	2002,37	4824,65
H+V-	1075,13	1303,28	1977,78	4390,43

Tableau XI. 8: renversement par rapport à l'extrémité de la semelle

XI.5- Ferrailage des éléments de la culée :

Cas de fissuration : préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\} = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

Ferrailage par bandes de 1 ml (linéaire)

XI.5.1- La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

a) Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0,50 \times 1 = 0,9 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,4 \times 0,08 \times 1 = 0,192 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,84 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1,2 \text{ t/m}^2$.

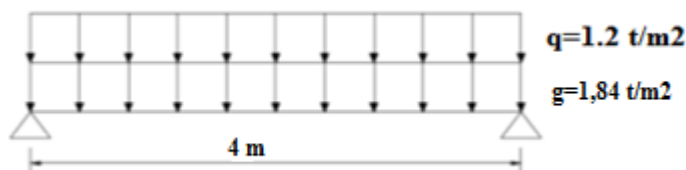


Figure XI. 3:schema statique de dalle de transition

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	1,84	3,68	3,68
Surcharge Q	1,2	2,40	2,40

Tableau XI. 9:effort appliquée sur la DT

b) Combinaison des efforts :

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 8,81 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELU}} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 8,81 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = 8,81 \text{ t.m /ml ; et } T_{\text{ELU}} = 8,81 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_Q = 6,56 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELS}} = T_G + 1.2 T_Q = 6,56 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = 6,56 \text{ t.m /ml ; et } T_{\text{ELS}} = 6,56 \text{ t /ml.}$$

c) Ferrailage :

$$M_{\text{ELS}} = 6,56 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1\text{m}; h=30\text{cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,145 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,221$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 26,13 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 6,56 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 14,29 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

▪ Pour l'armature de construction :

$$\text{On prend: } A'_s = \frac{A_s}{3} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12 pour ($A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$) avec espacement de 20cm.

▪ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \quad \text{D'où } 3,57 < A_r < 7,14$$

On prend HA14 pour les la nappe inferieure, et HA12 pour la supérieures avec espacement égale de 25 cm.

d) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 6,56 \text{ t.m}; d = h - c' - \Phi/2 = 26 \text{ cm}; x = 8,96 \text{ cm}; I = 9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = 6,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 181 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 207 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec (} A_s \text{ : section d'armature tendus).}$$

$$14,07 \geq 0,23 \times \frac{1 \times 0,26 \times 2,22}{400} = 3,31 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \text{vérifiée.}$$

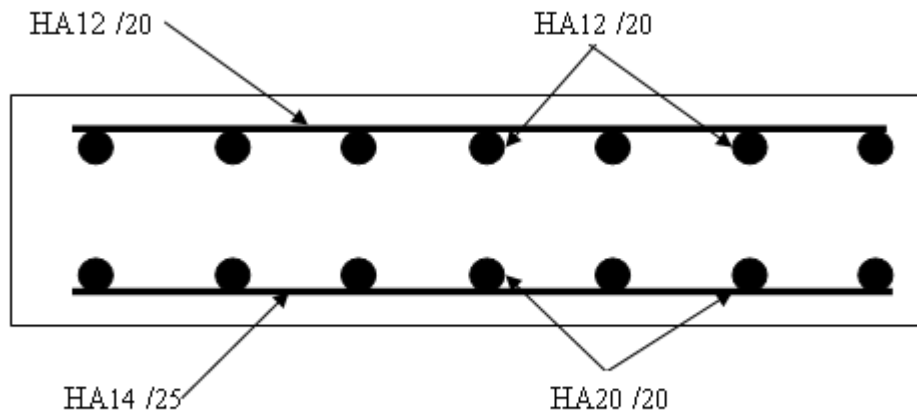


Figure XI. 4: ferrailage de la DT

XI.5.2- Corbeau :

a) Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition + poids propre : $R_1 = 4,05 \text{ t/ml}$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_2 = 2,40 \text{ t/ml}$.
 - Réactions : $R_{ELU} = 1,35 R_1 + 1,6 R_2 = 9,31 \text{ t/ml}$.
 $R_{ELS} = R_1 + 1,2 R_2 = 6,93 \text{ t/ml}$.
 - Moments : $M_{ELU} = (1,35 R_1 + 1,6 R_2) \times 0,15 = 1,40 \text{ t/ml}$.
 $M_{ELS} = (R_1 + 1,2 R_2) \times 0,15 = 1,04 \text{ t/ml}$.

b) Ferrailage :

$$M_{ELU} = 1,40 \text{ t.m /ml}; M_{ELS} = 1,04 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 60 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,291 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,443 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 104,5 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 1,40 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 7,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA10 ($A_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 10 cm.

- Le ferrailage type de corbeau est donné dans PP73 de SETRA.

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

$M_{\text{ser}}=1,04 \text{ t.m}$; $d=h-c'-\Phi/2=54,5 \text{ cm}$; $x=10,21 \text{ cm}$; $I=26 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$;

$\sigma_{bc}=0,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}=16.2 \text{ MPa}$. → vérifiée.

$\sigma_s=26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s=207 \text{ MPa}$. → vérifiée.

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

$$7,85 \geq 0,23 \times \frac{1 \times 54,5 \times 2.22}{400} = 6,95 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

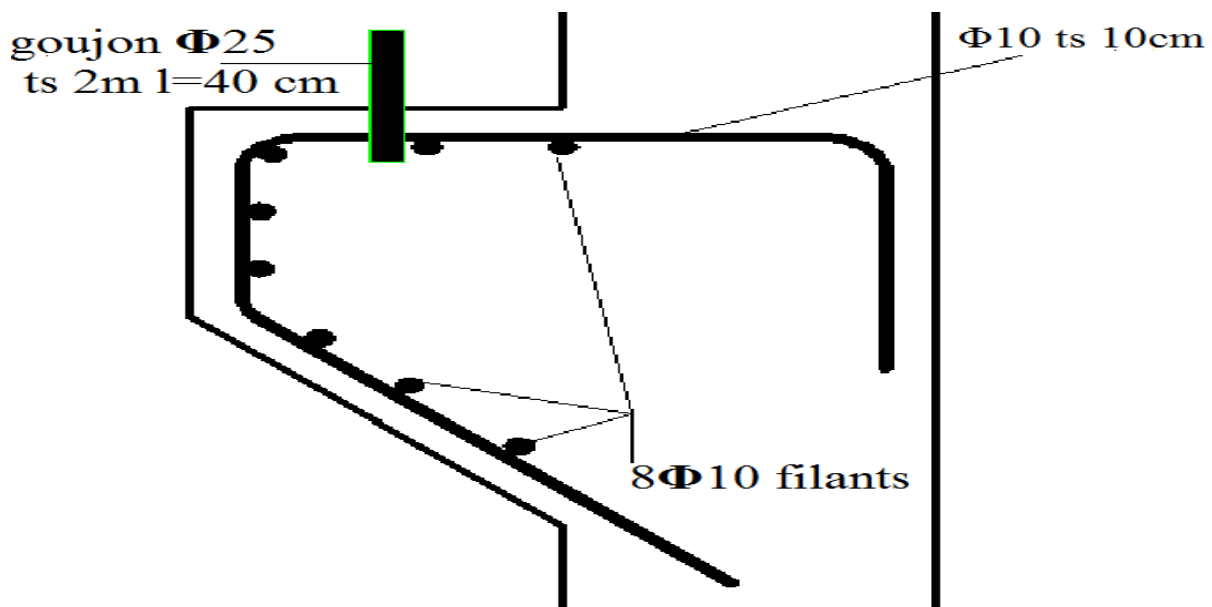


Figure XI. 5: ferrailage type de corbeau (S.E.T.R.A)

XI.5.3- Mur garde grève :

a) Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

- Forces verticales :
 - Du poids propre.
 - De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
 - De la réaction de la dalle de transition.
- Forces horizontales :
 - Poussée des terres.
 - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
 - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a. Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.271$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.93 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne du remblai.

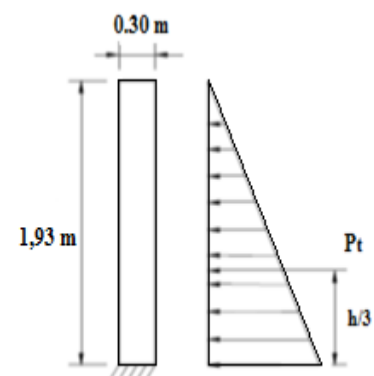


Figure XI. 6: poussée des terres sur le MGG

D'où : $M_t = 0,58 \text{ t.m/ml}$.

b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_C (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6T chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de

(0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

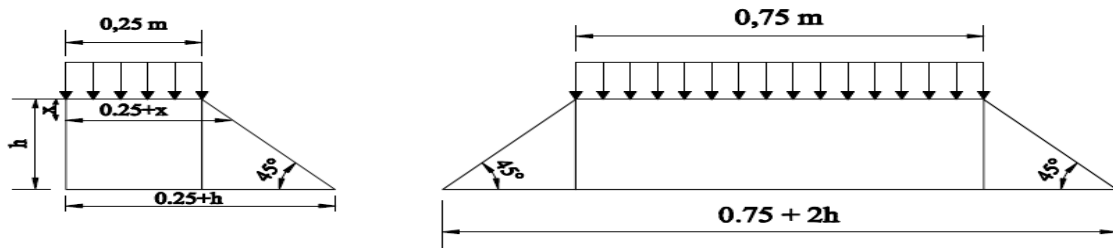


Figure XI. 7: Poussée de la charge locale située en arrière du mur transition

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx$$

Avec : $k = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$b_c = 1,1$: coefficient de pondération du système B_c .

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0,271$.

$h = 1,93$ m.

$K_{ELS} = 0,271 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,36$

$K_{ELU} = 0,271 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,48$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de $\frac{M_p}{K} = f(h)$ (d'après S.E.T.R.A) :

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tableau XI. 10: tableau des valeurs de Mp/K

D'après le tableau pour $h=1.93$ m, on trouve $\frac{M_p}{K} = 7.2624$

ELS: $M_p = 7,2624 \times 0,36 = 2,61$ t.m/ml

ELU: $M_p = 7.2624 \times 0,48 = 3,49$ t.m/ml.

c. Moment du à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule

roue .Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$M_f = \frac{6 \cdot h}{0.25 + 2h} \cdot \mu = 2.82 \times \mu$$

Avec: μ : coefficient de pondération

$$\mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U}$$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S}$$

$$\text{ELU: } M_f = 4.51 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELS: } M_f = 3.38 \text{ t.m/ml.}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{\text{ELU}} = 1.35 M_t + (M_p + M_f) = 8.78 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = M_t + (M_p + M_f) = 6.57 \text{ t.m/ml.}$$

b) Ferrailage :

a- Verticalement :

$$M_{\text{ELU}} = 8.78 \text{ t.m /ml}; M_{\text{ELS}} = 6.57 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 30 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0.145 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0.221$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 26.13 \text{ t.m} > M_{\text{ser}} = 6.57 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 14.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : 8HA16 ($A_s = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 12,5 cm.

Pour l'armature de construction on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit: 4HA14 pour $A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement doublé de 25 cm.

b- Horizontalement :

On disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

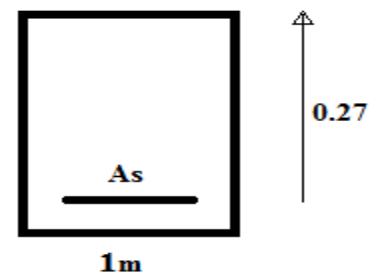


Figure XI. 8:section de ferrailage de MGG

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

$M_{ser}=6,57 \text{ t.m}$; $d=h-c'-\Phi/2=26,3 \text{ cm}$; $x=9,11 \text{ cm}$; $I=9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$;

$$\sigma_{bc}=6,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}=16.2 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s=176 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}=207 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec (} A_s \text{ : section d'armature}$$

tendus).

$$16,08 \geq 0,23 \times \frac{1 \times 0,26 \times 2,22}{400} = 3,36 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

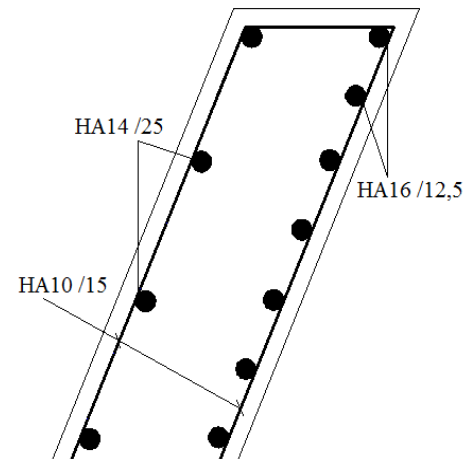


Figure XI. 9:ferrailage de MGG

XI.5.4- Mur frontal :**a) Evaluation des efforts sur le mur frontal :**

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

- 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.
- 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 Bc.

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	Cas	P(t)	$\varepsilon h \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN:	462,50	0,00	462,50	-0,10	2,71	0,00	-46,25
	H + V+	462,50	138,75	504,13	-0,10	2,71	376,01	-50,41
Mur garde- grève	CN	24,19	0,00	24,19	0,88	3,46	0,00	21,19
	H + V+	24,19	7,26	26,37	0,88	3,46	25,08	23,10
Corbeau	CN	5,79	0,00	5,79	1,18	3,38	0,00	6,84
	H + V+	5,79	1,74	6,31	1,18	3,38	5,86	7,46
Mur frontal	CN:	154,45	0,00	154,45	0,00	1,25	0,00	0,00
	H + V+	154,45	46,33	168,35	0,00	1,25	57,92	0,00
Mur en retour	CN:	28,40	0,00	28,40	2,80	2,70	0,00	79,45
	H + V+	28,40	8,52	30,96	2,80	2,70	22,98	86,60
Dalle de transition	CN:	43,92	0,00	43,92	1,20	3,61	0,00	52,70
	H + V+	43,92	13,18	47,87	1,20	3,61	47,56	57,45
Dés d'appui	CN:	0,71	0,00	0,71	-0,10	2,58	0,00	-0,07
	H + V+	0,71	0,21	0,77	-0,10	2,58	0,54	-0,08

Plot parasismique	CN:	0,90	0,00	0,90	-0,10	2,80	0,00	-0,09
	H + V+	0,90	0,27	0,98	-0,10	2,80	0,76	-0,10
remblais sur la DT	CN:	32,17	0,00	32,17	1,20	4,18	0,00	38,61
	H + V+	32,17	9,65	35,07	1,20	4,18	40,35	42,08
Surcharges sur remblai (1	CN:	35,14	0,00	35,14	1,20	4,43	0,00	42,16
	H + V+	35,14	10,54	38,30	1,20	4,43	46,69	45,96
Remblai sur la semelle	CN:	287,02	0,00	/	1,79	1,68	0,00	/
	H + V+	287,02	86,11	/	1,79	1,68	144,40	/

Tableau XI. 11:efforts dus aux poids propres

Poussée des terres et force de freinage :

Désignation	cas	Fad (t)	(1±kv)	Ph(t)	V	MR
pousse des terres	CN	75,866	1	75,86	1,48	112,05
	H + V+	127,66	1,09	139,14	2,21	308,21
pousse des surcharges	CN	22,83	1	22,83	2,02	46,05
	H + V+	38,422	1,09	41,88	2,21	92,76
freinage	CN	15	1	15	2,71	40,65
	H + V+	0	1	0	0	0

Tableau XI. 12:poussées et force de freinage

- Récapitulation des efforts appliqués sur le mur frontale :

cas	H	V	Mr	Ms
CN	113,70	788,16	198,76	194,54
H + V+	503,58	859,09	1169,13	212,05

Tableau XI.13:efforts appliqués sur le MF

- **Condition normale :**

Effort normal : $V=788,16t$

ELS: $N = 47,20 \text{ t/ml.}$

ELU : $N = 63,71 \text{ t/ml.}$

Moment: $M = \sum M_R - \sum M_S = 4,22 \text{ t. m}$

ELS: $M = 0,25 \text{ t. m /ml.}$

ELU: $M = 0,35 \text{ t.m /ml.}$

- **Condition sismique:**

Effort normal : $V=859,09 \text{ t.}$

ELA : $N = 51,44 \text{ t/ml. ;}$

Moment: $M = \sum M_R - \sum M_S = 957,08 \text{ t. m.}$

ELA : $M = 57,31 \text{ t.m /ml.}$

b) Ferrailage :▪ Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée avec la méthode forfaitaire :

$$e_i = \frac{M}{N} = 1,11m$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250} = \frac{250}{250} = 1cm\right) = 2cm$$

$$e_1 = e_i + e_a = 1,13m$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3 \times 1,75^2}{1,2 \cdot 10^4} (2 + 1 \cdot 2) = 0,003m$$

$$e = e_1 + e_2 = 1,133m$$

$\frac{l_f}{h} = 1,46 < \max\left(15; 20 \times \frac{e_1}{1,2}\right) = 18,33 \Rightarrow$ On peut tenir compte forfaitairement des effets de second ordre.

$$\text{La sollicitation corrigée est : } \begin{cases} N = 51,44 \text{ t / m} \\ M = N \cdot e = 51,44 \times 1,133 = 58,28 \text{ t / m} \end{cases}$$

Section EC ou non :

$$A = (0,337h - 0,81xC') \text{ bhf}_{bu} = (0,337 \times 1,20 - 0,81 \times 0,05) 1 \times 1,2 \times 23,48 = 10,25$$

$$B = N_u (d - C') - M_{uA} ; M_{uA} = M_{uG} + N_u (d - h/2) \quad (\text{moment corrigé})$$

$$M_{uA} = 58,25 + 51,44 (1,08 - 1,2/2) = 82,94 \text{ t.m}$$

$$B = 51,44 (1,08 - 0,05) - 82,94 < 0 \Rightarrow A > B \text{ (SPC)}$$

$$M = 82,94 \text{ t.m / ml}$$

$$b = 1m; h = 1,20m$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,58 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,88m$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 418 \text{ t.m} > M = 82,94 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \sigma_{bc}} = 45,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 45,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : 6HA32 ($A_s = 48,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 15 cm.

▪ horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELA avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

$$M = 57,31 \text{ t.m}$$

$$A_s = 14,3 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

Pour des raisons de réalisation :

Verticalement : HA32 /15

Horizontalement : HA20 /20

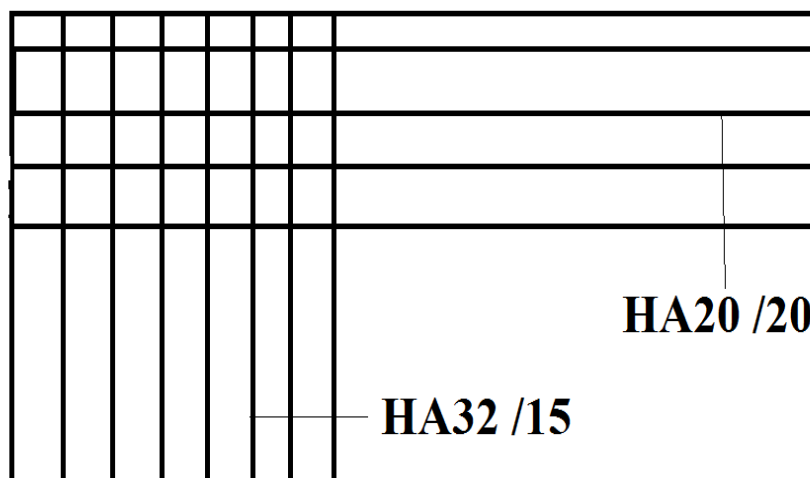


Figure XI. 10: ferrailage de MF

XI.5.5- mur en retour :

En générale on divise le mur en retour en trois parties et le ferrailage de celle-ci se fera séparément.

- Les murs en retour sont soumis à la poussée des terres et à la poussée de la surcharge de remblai.

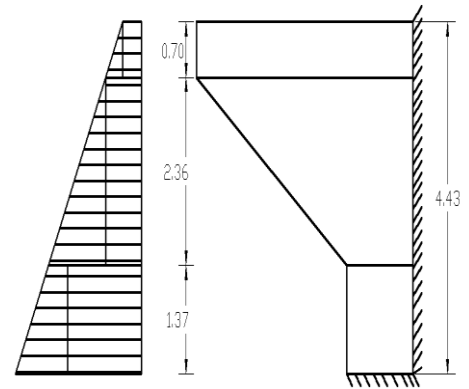


Figure XI. 11: poussées de terres et surcharge sur le mur en retour

a) Armatures horizontale :**a.1-Evaluation des efforts :****▪ Partie 1 :**

- Poussée de remblai :

$$P_{1\text{moy}} = \frac{1}{2} \gamma (K_a h_1 + 0) = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,27 \times 0,70 = 0,17 \text{ t/m}^2$$

- Poussée de surcharge :

$$P_{S1} = Q_1 K_a = 1,2 \times 0,27 = 0,32 \text{ t/m}^2$$

Moments à l'encastrement :

$$M = (P_{1\text{moy}} + P_{S1}) \times \frac{5,1^2}{2} = 6,37 \text{ t. m/ml}$$

▪ Partie 2 :

Grace à la présence de la dalle de transition la poussée due aux surcharges sur remblai est éliminé.

$$P_{2\text{moy}} = \frac{1}{2} \gamma (K_a h_2 + 0) = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,27 \times 2,36 = 0,57 \text{ t/m}^2$$

Moments à l'encastrement :

$$M_2 = P_{1\text{moy}} \times \frac{3,3^2}{2} = 3,10 \text{ t. m/ml}$$

▪ Partie 3 :

$$P_{3\text{moy}} = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) = \frac{1}{2} (\gamma K_a h_3 + P_2)$$

$$= \frac{1}{2} (1,8 \cdot 0,27 \cdot 1,37 + 1,14) = 0,90 \text{ t/m}^2$$

Moments à l'encastrement : $M_3 = P_{3\text{moy}} \times \frac{1,9^2}{2} = 1,62 \text{ t. m/ml}$

a.2- Ferrailage :

Section : $b \cdot h = (100 \cdot 40) \text{ cm}^2$; fissuration préjudiciable ; ferrailage à ELS

- le ferrailage de trois parties se fait en flexion simple par des bandes de 1ml.

Le ferrailage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

- **Partie 1 :**

$$M_{ELS} = 6,37 \text{ t.m /ml}$$

$$A_s = 8,80 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 5HA16 ($A_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

- Vérification :

$$M_{ser} = 6,37 \text{ t.m}; d = h - c' - \Phi/2 = 36,2 \text{ cm}; x = 9,05 \text{ cm}; I = 13 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = 4,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 191 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$10,05 \geq 0,23 \cdot \frac{1 \times 0,36 \times 2,22}{400} = 4,6 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Partie 2 :**

$$M_{ELS} = 3,10 \text{ t.m /ml}$$

$A_s = 4,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 3HA16 ($A_s = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 25 cm.

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 2,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 152 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité vérifiée

- **Partie 3 :**

$$M_{ELS} = 1,62 \text{ t.m /ml}$$

$A_s = 4,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 3HA16 ($A_s = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 25 cm.

(ferrailage déterminé par la CNF)

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$\sigma_s = 79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 207 \text{ MPa}$. → vérifiée.

- Condition de non fragilité vérifiée

b) Armatures verticale :

b.1- Dans ce cas le mur est supposé encastré dans la semelle les efforts de dimensionnement est la pousse des terres et la poussée des surcharge

$$P_T = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,27 \times 4,43^2 = 4,76 \text{ t/ml}$$

$$P_S = Q K_a H = 1,2 \times 0,27 \times 0,70 = 0,23 \text{ t/ml}$$

Moment à l'encastrement :

$$M = P_S \times 4,08 + P_T \times 1,48 = 7,98 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

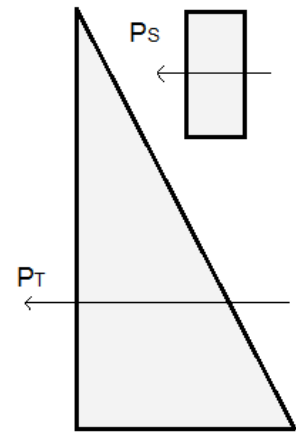


Figure XI. 12: poussées sur le MR

b.2-Ferraillage :

Section : $b \cdot h = (100 \cdot 40) \text{ cm}^2$; fissuration préjudiciable ; ferraillage à ELS

-le ferraillage de trois parties se fait en flexion simple par des bandes de 1ml.

Le ferraillage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$M_{ELS} = 7,98 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$A_s = 11,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Soit : 6HA16 ($A_s = 12,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) avec un espacement de 16 cm.

b.3- Vérification :

$\sigma_{bc} = 4,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16,2 \text{ MPa}$. → vérifiée.

$\sigma_s = 201 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 207 \text{ MPa}$. → vérifiée.

- Condition de non fragilité vérifiée.

Armature de construction (face extérieure) :

- Armature horizontale :

Partie1 : HA12 avec espacement de 20cm

Partie2 : HA12 avec espacement de 25cm

Partie3 : HA12 avec espacement de 25cm

- Armature verticale :

On prend des HA12 avec des espacements de 16 cm

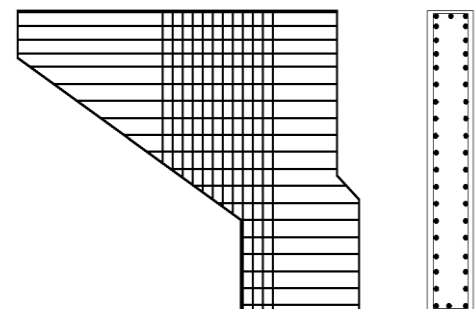


Figure XI. 13: ferraillage de MR

XI.6- Etude de la semelle (culée) :

(on suit la même méthode que dans la pile)

▪ Caractéristique de la semelle:

- Longueur =17m
- Largeur =5,60m
- Hauteur H=1,50m

XI.6.1- évaluation des efforts :

Le tableau suivant donne l'ensemble des efforts agissants sur la semelle.

CAS	CHARGE	H	N	MR	MS
CN	Poids propre	116,32	1432,18	317,05	814,54
	A(l) +St	15	249,41	24,94	/
Condition sismique		959	1561,08	2029,06	887,49

Tableau 14:effort agissants su la semelle (culée)

- Condition normale :

ELS : $N_{max}=1731,47t$

$M_{max}=346,98-814,54=467,56t.m$

ELU : $N_{max}=2332,45t$

$M_{max}=467,92-814,54=346,62t.m$

- Condition sismique :

ELA : $N_{max}=1561,08t$

$M_{max}=2029,06-887,49=1141,57 t.m$

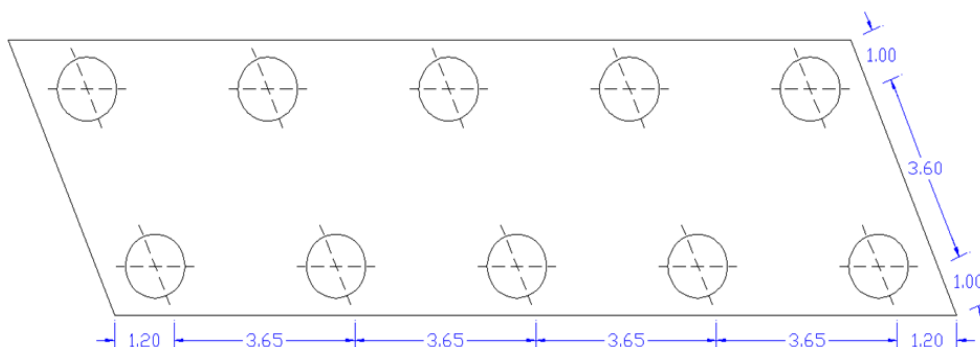


Figure XI.14:Vue en plan de la semelle (culée)

XI.6.3- Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

▪ Condition normale :

$$N_1 = \frac{2332,45}{10} + \frac{346,62 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 252,50 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2332,45}{10} - \frac{346,62 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 214 \text{ t}$$

▪ Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1561,08}{10} + \frac{1141,57 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 219,53 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1561,08}{10} - \frac{1141,57 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 92,69 \text{ t}$$

XI.6.4- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m.}$$

Donc les deux conditions de la méthode sont vérifiées.

a) **Armature transversale inférieure :**

▪ Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,67 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{2,52}{266,67} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{1,5} = 94,68 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 94,68 \text{ cm}^2.$$

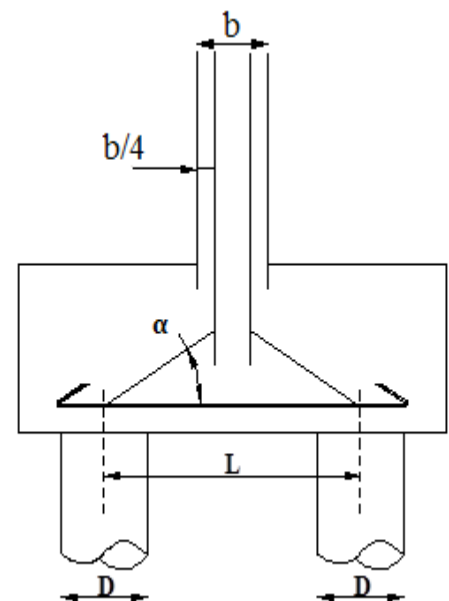


Figure XI. 15: diffusion des efforts dans la semelle

- Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{2,19}{400} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{1,5} = 54,75 \text{ m}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 94,68 \text{ cm}^2$, on prend 20HA25 ($A_s = 98,17 \text{ cm}^2$).

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{20 - 1} = 0,13 \text{ m.}$$

On prend: $S_t = 13 \text{ cm}$.

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$$

- Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 2,7 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{94,68}{3} = 31,56 \text{ cm}^2$$

On prend 11HA20 ($A_1 = 34,36 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{11 - 1} = 0,26 \text{ m}$$

Soit: 4HA20 / ml ($A_1 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{94,68}{3} = 31,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 7HA25/ml ($A_2 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures:

$$A_{TS} = \frac{A}{10} = \frac{94,68}{10} = 9,46 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 /ml ($A_{TS} = 10,78 \text{ cm}^2$), $S_t = 13 \text{ cm}$

(même espacement de la nappe inférieure)

- Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{LS} = \frac{A}{3} = \frac{94,68}{3} = 31,56 \text{ cm}^2$$

Soit: 7HA25/ml ($A_2 = 34,36 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{94,68}{10} = 9,46 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA16/ml ($A_S = 10,05 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$.

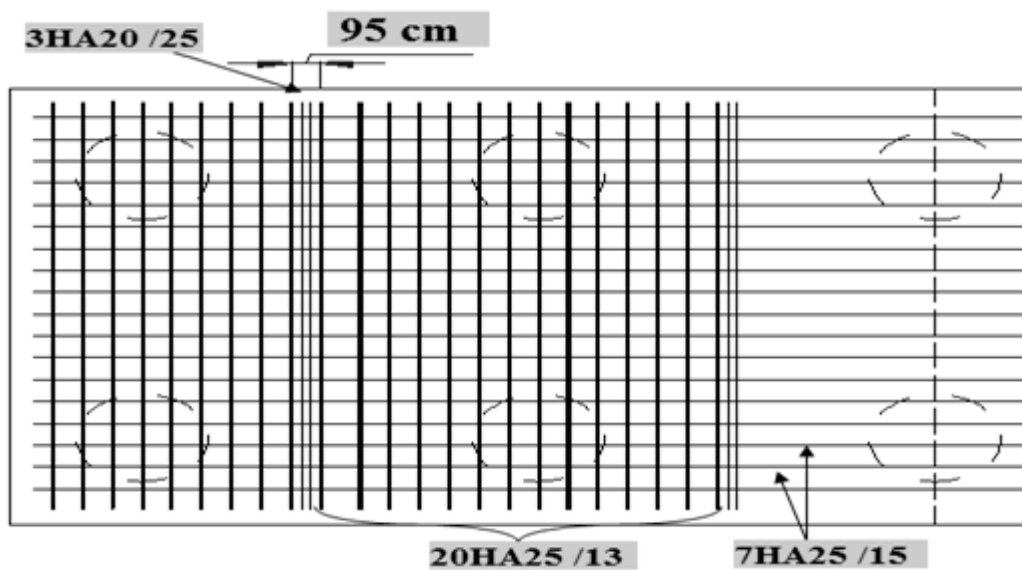


Figure XI.16:ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

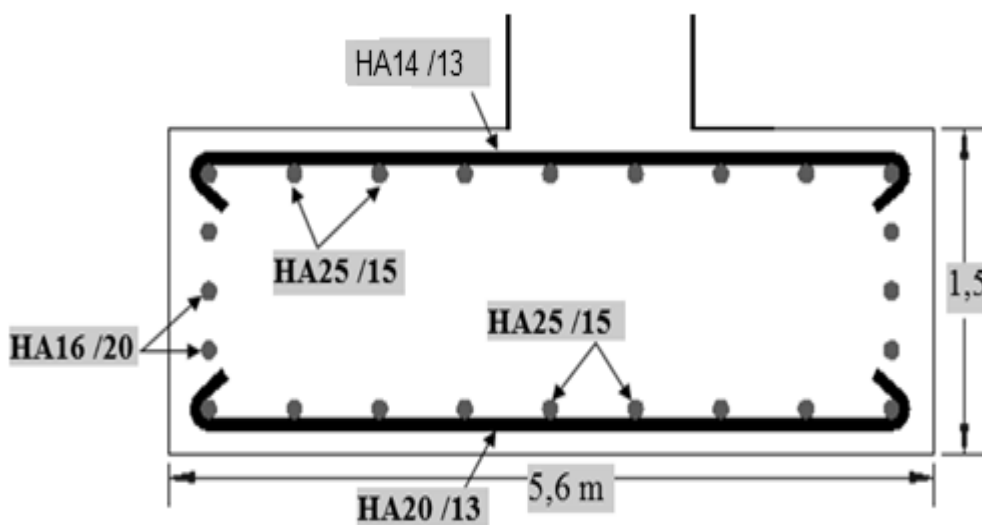


Figure XI.17:ferrailage de la semelle

XI.7- Etude et ferrailage des pieux : (*Même méthode que dans la pile*)**XI.7.1- Actions sur les pieux :****a) Calcul de λ :**

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

$$C_u = 3500 \text{ t/m}^3.$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}\right)} = 0,2365 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.193 \times 16 = 3,78 \text{ m.}$

b) Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale : $\bar{P} = 18,10 \text{ t / pieu}$

Condition sismique : $\bar{P} = 95,90 \text{ t / pieu.}$

XI.7.2- Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}$$

a) Détermination des coefficients $X_{\theta P}$, $X_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}\right)$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

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

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

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Donnée par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta_0 = (X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \rightarrow X_{\theta P}=1,16, X_{\theta M}=1,43 \\ \lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P}=1,26, X_{\theta M}=1,54 \end{cases}$$

Donc : $\lambda L = 3,78 \rightarrow X_{\theta P} = 1,238$; $X_{\theta M} = 1,516$

Condition normale : $\bar{P} = 18,10$ t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -62,50$ t.m.

Condition sismique : $\bar{P} = 95,90$ t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -331,14$ t.m

Valeurs des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

X \ Z	Z							
	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$X_{\theta P}$	0,360	0,600	0,680	0,69	0,60	0,44	0,27	0,13
$X_{\theta M}$	0,980	0,920	0,780	0,60	0,43	0,25	0,12	0,05

Tableau XI.15: Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$.

b) Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P})$$

- Condition normale :

$$M(Z) = (-8,29 \times X_{\theta M}) + (\frac{2,4}{0,236} \times X_{\theta P})$$

- Condition sismique :

$$M(Z) = (-140,40 \times X_{\theta M}) + (\frac{40,66}{0,236} \times X_{\theta P})$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Cas \ Z	Z							
	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-33,70	-11,58	3,29	15,31	19,04	18,05	13,16	6,82
CS	-178,54	-61,35	17,45	81,11	100,91	95,63	69,75	36,16

Tableau 16: Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 331,14 \text{ t.m.}$

XI.7.3- Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

$$\begin{cases} N = 0,92 \text{ MN} \\ M = 3,31 \text{ MN.m} \end{cases} \quad (\text{Condition sismique})$$

a) Armature longitudinale :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{3,31}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 27} = 0,09$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{0,92}{3,14 \times 0,6^2 \times 27} = 0,03$$

Alors : $\omega = 0,29$.

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,29$$

$$F_a = \frac{0,29 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,29 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 221,27 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **28HA32** ($A_s = 225,19 \text{ cm}^2$).

- L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 50}{28} = 11,21 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,67 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de HA14 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction.

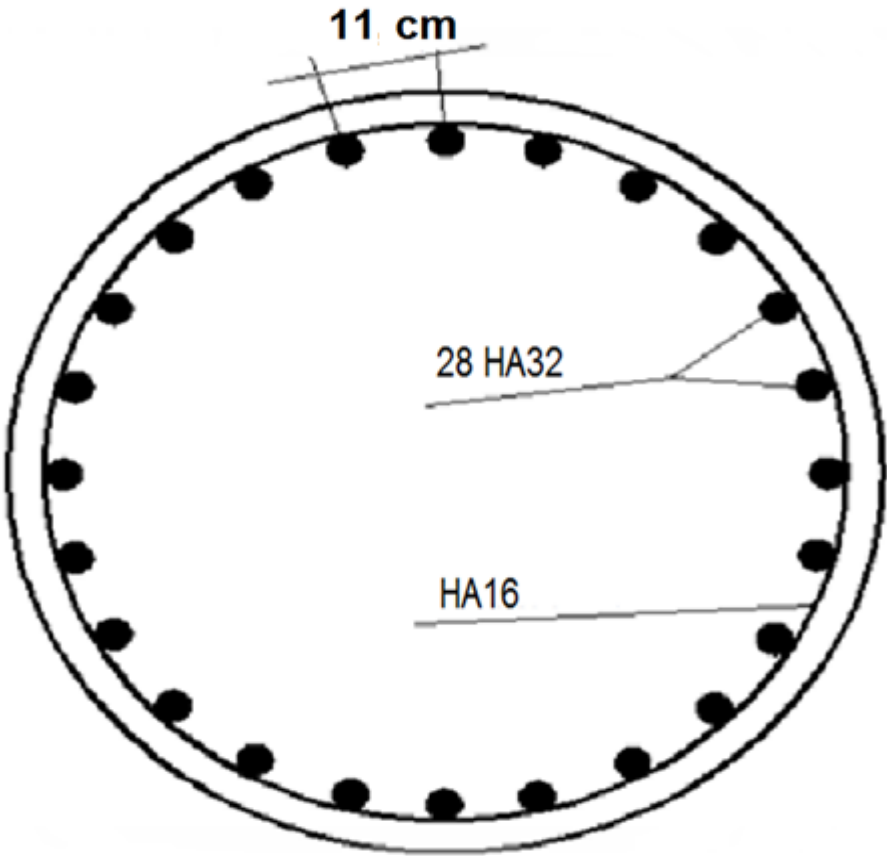


Figure XI.18: ferrailage de pieu

CONCLUSION

Ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en travaux public et son rôle dans la réalisation des infrastructures qui ne se limite pas simplement au simple calcul mais adopte les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

- calcul des grillages de poutres et dalles orthotrope selon la méthode de GUYON-MASSONNET.
- J.A. CALGARO, Projet et construction des ponts.
- HENRY. THONIER, le béton précontraint aux états limite.
- J.A. CALGARO. Conception des ponts
- BAEL91mod99.
- Le BPEL91.
- Documents SETRA.
- Appuis des tabliers, PP73 SETRA
- Règle des charges des ponts routes(RCPR).
- Règlement parasismique des ouvrages d'arts (RPOA 2008).

Cours:

- Cours ouvrages d'art.
- Cours mécaniques des sols.
- Cours béton armé.

Thèses :

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).

Logiciels :

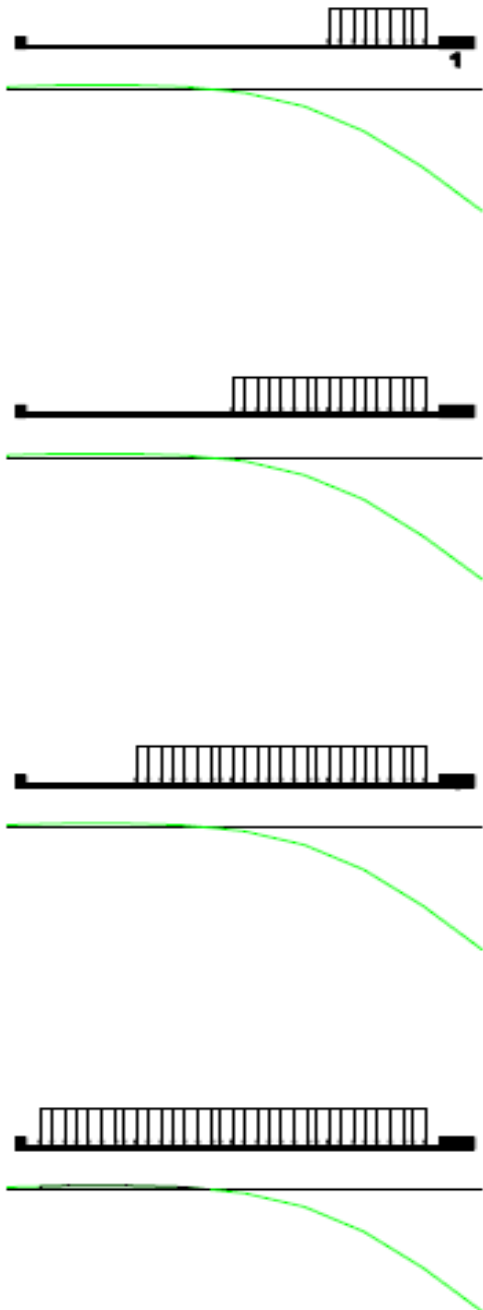
- ROBOT EXPERT : ferrailages.
- AUTOCAD 2008 : dessin.
- RDM6 : calcul RDM.
- MICROSOFT OFFICE 2010 : calcul, traitement de texte.

Annexes

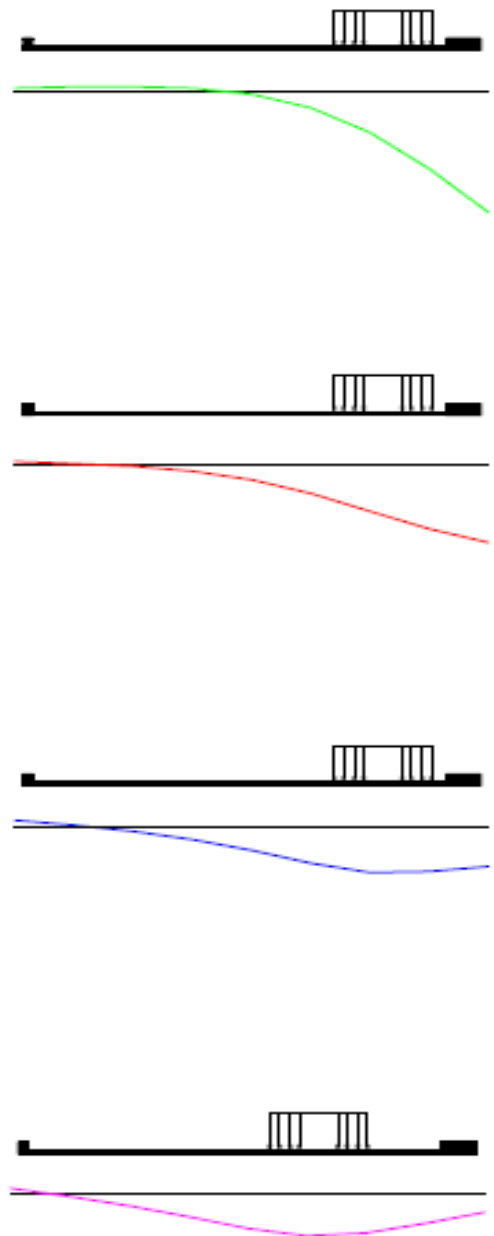
Annexe1 : Méthodes de Guyon Massonnet :

Exemple des Coefficients de répartitions de M

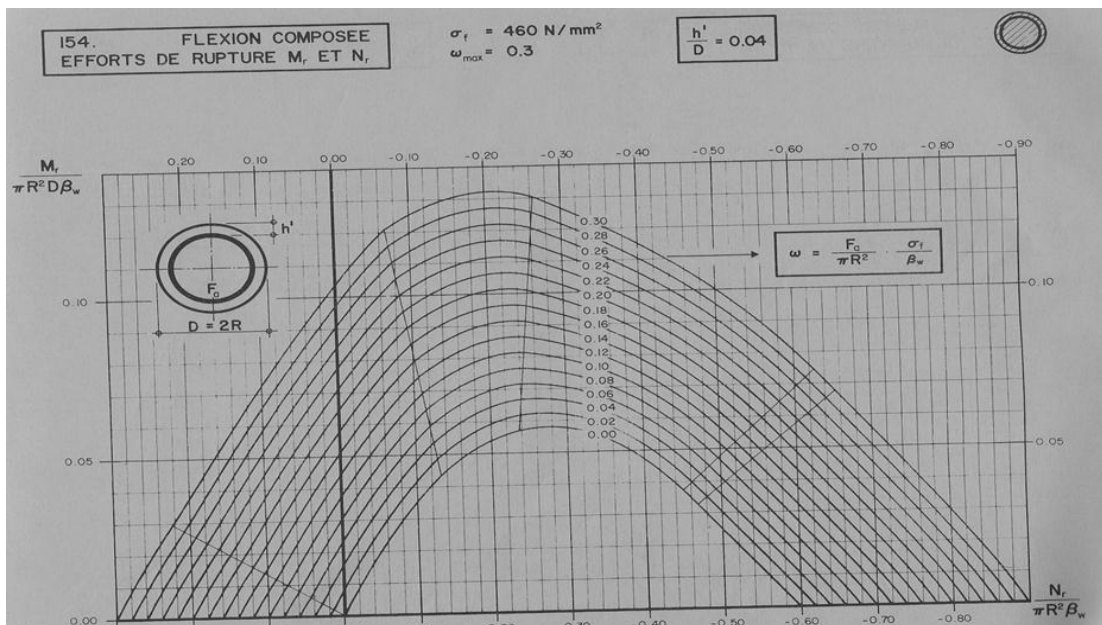
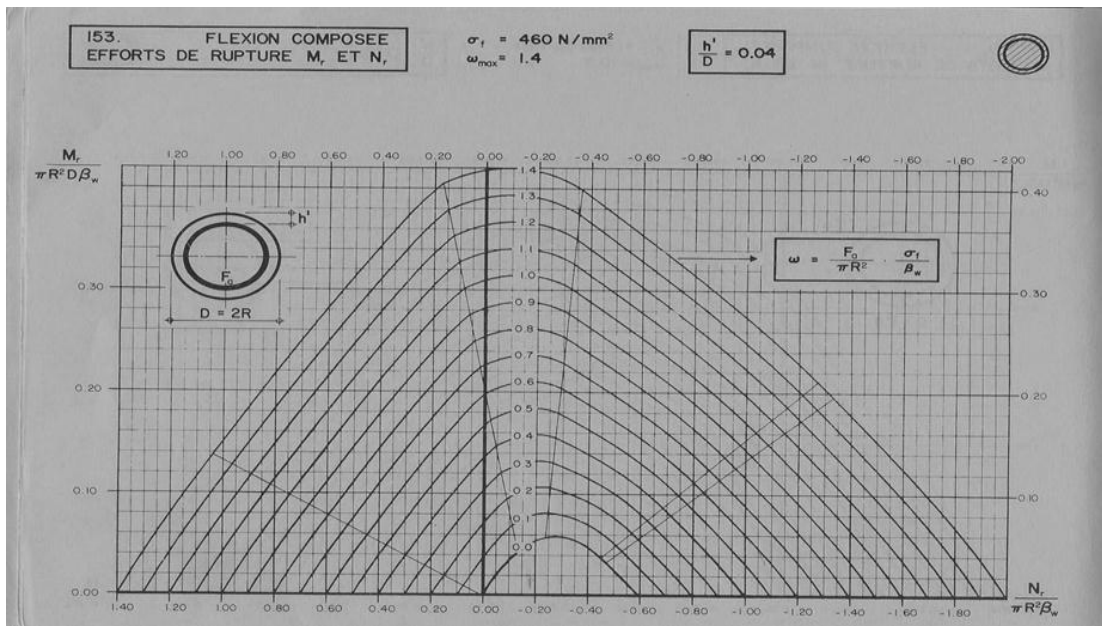
A(l)
poutre 1



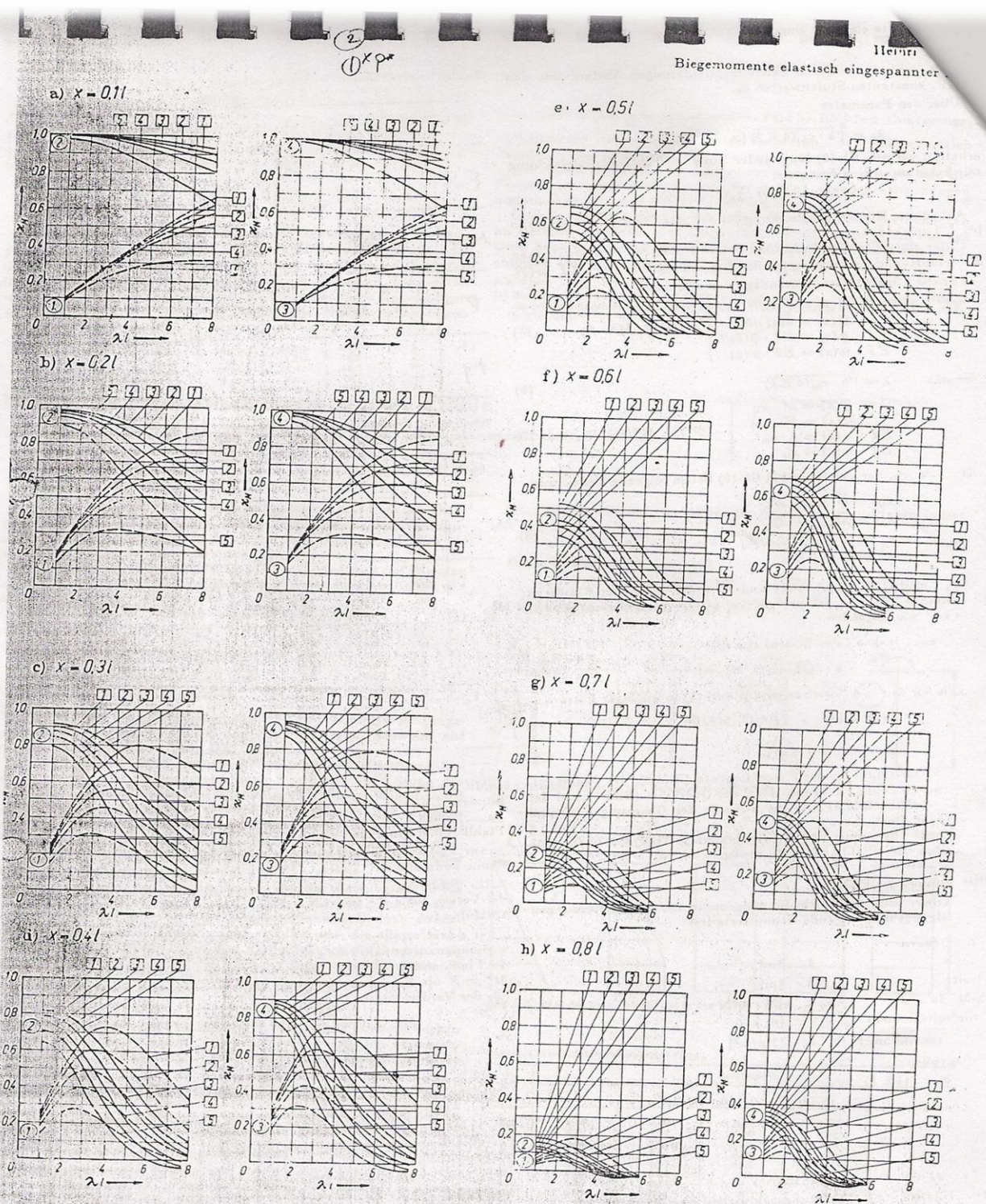
Mc 120



Annexe2 : Les abaques de WALTHER



Annexe3 : Abaques de WARNER



Id 3. x_M -Werte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = x_M \cdot P^*/\lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = x_M \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnitten $x = 0.1 \cdot l$ bis $0.9 \cdot l$. (Bettungsverläufe 1 bis 5 nach Bild 2)