

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : GENIE CIVIL
Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES
Filière : Master
Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAIT**

Présenté par : CHAFI Mohamed Dia Eddine

Encadrant : Dr DJOUINI Chawki

Grade : MCB

Université Badji Mokhtar Annaba

jury de Soutenance :

Mr KEBAILI Bachir	MCA	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
Mr DJOUINI Chawki	MCB	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Mr KHELIFI Walid	MAA	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier mes encadreurs Mr DJOUINI Chawki et Mr MENAA Tarek pour leurs précieux conseils et leur aide durant toute la période du travail.

Mes sincères remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je tiens également à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à :

Ma très chère mère pour tout son amour et son dévouement, à mon père qui a toujours été là pour moi et qui m'a donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

Ma sœur : Ines pour son soutien moral, encouragement et mon petit frère Wassim.

Toute ma famille en particulier ma grand-mère.

Mon professeur de Stage MENAA Tarek.

Tous mes amis spécialement : Mohamed ,Lamine, Wissem , Dounia et tous ceux qui me sont chers et que j'ai omis de citer.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

1	Introduction	1
2	Présentation de l'ouvrage	1
3	Caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage projeté	3
4	Données fonctionnelles	3
4.1	Tracé en plan :	3
4.2	Profil en long:.....	3
4.3	Profil en travers:.....	3
5	Les données naturelles	6
5.1	la topographie du terrain naturel	6
5.2	La géomorphologie du terrain.....	6
5.3	Formation lithologique	6
6	Dimensionnement des fondations	8

CHAPITRE II : ETUDE DU TABLIER

1	Prédimensionnement du tablier	9
1.1	Tablier.....	9
1.2	Les éléments de tablier	9
1.3	Caractéristiques géométriques des sections.....	14
2	Calcul des charges permanentes	20
2.1	Calcul du Poids propre de la poutre seule	20
2.2	Les Entretoises	20
2.3	L'hourdis.....	20
2.4	Les corniches.....	20
2.5	Trottoir.....	21
2.6	Etanchéité.....	21
2.7	Glissière de sécurité.....	21
2.8	Garde corps	21
3	Tableaux récapitulatif des charges permanentes sur le tablier	21
4	Calcul des Surcharges	22
4.1	Surcharges roulantes.....	22
4.2	La modélisation du tablier	27

CHAPITRE III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1	Etude de la poutre de précontrainte	35
1.1	Introduction.....	35
1.2	Les procédés de la précontrainte	35
1.3	Données nécessaires aux calculs	36
1.4	Calcul de la précontrainte	38
1.5	Justification de la flexion.....	43
1.6	Calcul des pertes de la précontrainte	47
1.7	Justification à l'ELU.....	51
1.8	Tracé des câbles de la précontrainte.....	60
1.9	Ferraillage de la poutre	62
1.10	Justification vis-à-vis l'effort tranchant.....	65
1.11	Conclusion	67
2	Etude de l'hourdis	68
2.1	Introduction.....	68
2.2	Moment fléchissant	68
2.3	Calcul des armatures transversales.....	71
2.4	Calcul des armatures longitudinales.....	72
2.5	Condition de non fragilité	74
2.6	Justification aux efforts tranchants.....	74
3	Etude de l'entretoise	76
3.1	Introduction.....	76
3.2	La modélisation des entretoises	76
3.3	Hypothèses de calcul.....	77
3.4	Détermination de ferraillage	79

CHAPITRE IV : APPAREILS D'APPUI

1	Introduction	80
2	Appareil d'appuis en élastomère frété.....	80
2.1	L'élastomère	80
2.2	Les frettes.....	80
3	Dimensionnement des appareils d'appuis	81
3.1	Les sollicitations de calcul.....	81
3.2	Aire de l'appareil d'appui.....	81
3.3	Epaisseur nette de l'élastomère.....	81
3.4	Epaisseur des frettes	82
4	Les efforts horizontaux en tête des appuis	82
4.1	Déplacement dû au retrait	83
4.2	Déplacement dû au fluage.....	83
4.3	Déplacement dûe à la température	86

4.4	Déplacement total maximum	86
5	Vérification des contraintes	86
5.1	Limitation des contraintes de cisaillement	86
6	Les bossages d'appuis	89
6.1	Dimensionnement de bossage d'appuis	89
6.2	Ferraillage de dé d'appui	90

CHAPITRE V : INFRASTRUCTURE

1	Introduction	91
2	Etude de la culée	91
2.1	Choix du type de culee	91
2.2	Hypothèses de calcul	91
2.3	Pré dimensionnement des culées.....	91
2.4	Charges permanentes.....	94
2.5	Surcharges d'exploitation.....	94
2.6	Calcul sismique	98
2.7	Dimensionnement du pieu	112
2.8	Dimensionnement de la semelle de liaison.....	115
2.9	Calcul du ferraillage	116
3	Etude de la pile	120
3.1	Predimensionnement de la pile	120
3.2	Calcul des charges et surcharges.....	122
3.3	Calcul sismique	126
3.4	Dimensionnement du pieu	131
3.5	Dimensionnement de la semelle de liaison :.....	134
3.6	Calcul du ferraillage	135

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure 1.1 Situation de l'ouvrage	2
Figure 1.2 le pont existant.....	2
Figure 1.3 Caractéristique du Pont	4
Figure 1.4 Tracée en Plan	4
Figure 1.5 Profil en travers sur ouvrage	5
Figure 1.6 Sondage préssiométrique	7
Figure 2.1 Vu de la Poutre en 3D.....	12
Figure 2.2 Coupe A-A Figure 2. 3 Coupe B-B	13
Figure 2.4 Coupe C-C.....	13
Figure 2.5 Changement de Section.....	13
Figure 2.6 Coupe transversale de l'entretoise	14
Figure 2.7 Coupe transversale de la poutre a mi travée.....	15
Figure 2.8 les sections de la poutre a mi travée	15
Figure 2.9 Coupe transversale de la poutre a l about	17
Figure 2.10 les Sections de la poutre à l'about	18
Figure 2.11 Dispostion du système bc sur le pont.....	24
Figure 2.12 les dimensions de système Br.....	24
Figure 2.13 dispostion de système Bt.....	25
Figure 2.14 Système de charge	26
Figure 2.15 Les dimensions de convoi D240.....	26
Figure 2.16 Modélisation de tablier (Robot Structural Analysis)	28
Figure 2.17 le moment max a l'ELU sous la charge.....	30
Figure 2.18 le moment max a l'ELS sous la charge	31
Figure 2.19 Effort tranchant max a l'ELU sous la charge D240	33
Figure 2.20 Effort tranchant max a l'ELS sous la charge D240.....	34
Figure 3.1 : toron de fils Ø5	34
Figure 3.2 : câble de 12 torons T13.....	36
Figure 3.3 Diamètresdelagainedecâble("ADDBETON",s.d.).....	37
Figure 3.4 Contraintes limites selon les classes en situation d'exploitation.....	39
Figure 3.6 passage de câble moyen de la Section sous critique.....	40
Figure 3.5 vue longitudinalede passagedecâblemoyenne	40
Figure 3.8 vuelongitudinaledepassagedecâblemoyen	41
Figure 3.7 passage de câble moyen de la Section sur-critique.....	41
Figure 3.9 La Section équivalente de La Poutre avec Dalle	51
Figure 3.10 diagramme des contraintes à l'état limite ultime	53
Figure 3.11 diagramme des déformations a l ELU	54
Figure 3.12 le repère (x,y), dans la Poutre.....	60
Figure 3.13 La position des câbles dans la section de milieux	60
Figure 3.14 La positions des câbles dans la section d'about.....	61
Figure 3.15 vue Longitudinal des câbles	62
Figure 3.16 ferrailage de la poutre	64
Figure 3.17 ferrailage de la poutre vertical.....	67

Figure 3.18 Hourdis ELU D240 Mxx.....	69
Figure 3.19 Hourdis ELU D240 Myy.....	69
Figure 3.20 Hourdis Els D240 Mxx	70
Figure 3.21 Hourdis Els D240 Myy	70
Figure 3.22 les données de ferrailage transversale de hourdis.....	71
Figure 3.23 les résultats de calcul de ferrailage transversale de hourdis.....	72
Figure 3.24 les données de ferrailage longitudinal de hourdis	73
Figure 3.25 les résultats de calcul de ferrailage transversale de hourdis.....	73
Figure 3.26 Hourdis Elu D240 Qxx	74
Figure 3.27 Hourdis ELU D240 Qxx	75
Figure 3.28 le ferrailage de l'hourdis transversale et longitudinale	76
Figure 3.29 les vérins de lavage de tablier.....	77
Figure 3.30 réaction de tablier	77
Figure 3.31 le model en rebot structural analysis.....	78
Figure 3.32 Diagramme des Moments état limite ultimes.....	78
Figure 3.33 Diagramme des Moments état limite de service.....	79
Figure 3.34 ferrailage de l'entretoise.....	79
Figure 4.1 détail de l'appareil d'appuis	82
Figure 4.2 la contraintes de cisaillement τ_n	87
Figure 4.3 contrainte de cisaillement.....	88
Figure 5.1 la tête de culée	92
Figure 5.2 coupe transversale de culée	93
Figure 5.3 ferrailage de pieu	114
Figure 5.4 vue au-dessus de la semelle.....	115
Figure 5.5 vue transversale de la semelle culée	116
Figure 5.6 moment de flexion transversale a L'ELU	116
Figure 5.7 moment de flexion transversale à l'ELS	117
Figure 5.8 donnée de ferrailage de la semelle Culée.....	117
Figure 5.9 résultats de ferrailage de la semelle Culée	118
Figure 5.10 ferrailage de la semelle culée	119
Figure 5.11 coupe transversal de la pile	120
Figure 5.12 vu au-dessus de la semelle de la pile	134
Figure 5.13 vu transversale de la semelle pile	135
Figure 5.14 moment de flexion transversale à l'ELU	135
Figure 5.15 moment de flexion transversale à l'ELS	136
Figure 5.16 donnée de ferrailage de la semelle pile	136
Figure 5.17 Résultats de ferrailage semelle pile	137
Figure 5.18 ferrailage de la semelle pile.....	138

Liste des tableaux

Tableau 2.1 les caractéristiques géométrique de chaque partie de la section médiane	16
Tableau 2.2 les caractéristiques géométrique de la section médiane	16
Tableau 2.3 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section médiane avec la dalle	16
Tableau 2.4 les caractéristiques géométrique de la section médiane avec la dalle	17
Tableau 2.5 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section d'about.	18
Tableau 2.6 les caractéristiques géométrique de la section d'about.	18
Tableau 2.7 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section d'about avec la dalle	19
Tableau 2.8 les caractéristiques géométrique de la section d'about	19
Tableau 2.9 L'aire des Sections	20
Tableau 2.10 récapitulatif des charges permanentes sur le tablier	21
Tableau 2.11 Tableau des valeurs de coefficient a1	22
Tableau 2.12 Tableau des valeurs de coefficient bc	24
Tableau 2.13 Valeur de coefficient (bt)	25
Tableau 2.14 récapitulatif des surcharges	27
Tableau 2.15 Coefficients de pondérations	28
Tableau 2.16 Coefficients de pondérations finales	29
Tableau 2.17 valeur des moments fléchissant dans les poutres	29
Tableau 2.18 valeur des moments fléchissant à l'ELU	30
Tableau 2.19 valeurs des moments fléchissant a l'ELS	31
Tableau 2.20 valeurs des efforts tranchants dans les poutres	32
Tableau 2.21 valeur des effort tranchant a l'ELU	32
Tableau 2.22 valeur des effort tranchant a l'ELS	33
Tableau 3.1 Caractéristiques de câble	36
Tableau 3.2 Caractéristiquesdelagainedecâble.("ADDBETON"),	37
Tableau 3.3 récapitulatifdecontrainteadmissible.	39
Tableau 3.4 les contraintes de P1 et P2 Situation d'exécution	44
Tableau 3.5 les contraintes de P1 et P2 quasi permanente	45
Tableau 3.6 les Valeur de P1 et P2 fréquente	45
Tableau 3.7 les valeurs de P1 et P2 combinaison rare	46
Tableau 3.8 les pertes de tension par frottements	48
Tableau 3.9 les pertes de tensions par recul d'ancrage	48
Tableau 3.10 les pertes par raccourcissent de béton	49
Tableau 4.1 Contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure	85
Tableau 5.1 Valeurs T ₁ , T ₂ et S pour la composante horizontale	99
Tableau 5.2 Tableau des valeurs T ₁ , T ₂ et S pour la composante horizontale	102
Tableau 5.3 Valeurs T ₁ , T ₂ pour la composante verticale	105

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

1 Introduction

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine on peut citer la famille des ouvrages d'art qui comprend :

- Les tunnels.
- les barrages
- Mur de soutènement de hauteur supérieure à quinze mètres.
- Les ponts.

Ces derniers constituent une partie assez grande de cette famille vue sa présence dans le site terrestre.

Le pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. La Conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences.

On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Cette présente étude a pour objectif le remplacement d'un ancien pont par un nouvel ouvrage afin de régler le problème de gabarit (rétrécissement de la largeur de la chaussée.)

2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont route qui sera réalisé sur Oued Seybouse entre RN 20 et Nador.

Ce pont sera construit pour remplacer l'ancien pont métallique réalisé à l'époque coloniale, qui présentait plusieurs problèmes de sécurité et de fonctionnalité.

Ce pont comporte 3 travées de 30 mètres de longueur chacune à poutres en béton précontraint, sa longueur totale est de 90 m composé d'une chaussée de deux voies de 3.50 m chacune encadré par deux trottoirs de 1.50 m.



Figure 1. 1 Situation de l'ouvrage



Figure 1. 2 le pont existant

3 Caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage projeté

Nombre de travées = 3 travées.

Tracé en plan : le pont est inscrit dans un alignement droit.

Nombre de poutres (7) poutres.

Poutres principales (B.P) d'une longueur (**L=30,00 m**).

La largeur du tablier est **10 m**. **Voir Figure 1-3**

4 Données fonctionnelles

4.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation. **Voir figure 1-4**

4.2 Profil en long:

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. [1] Notre ouvrage présente une longueur de 90.33 m et une pente de 3%.

4.3 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 l'ouvrage est défini comme suit :

Largeur rouable : $L_r = 7$ m

Largeur utile : $L_u = 10$ m

Largeur de trottoir : = 1.5 m

Nombre de voies de circulations : $N = 2$ voies **voir figure 1-5**

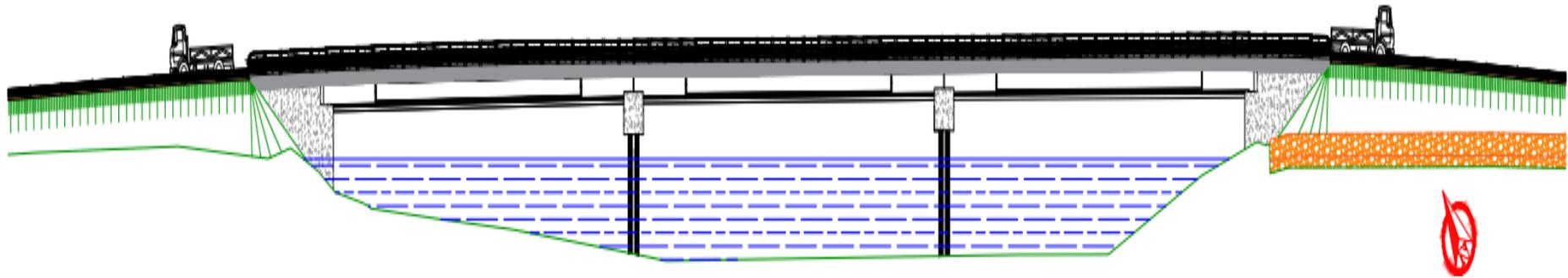


Figure 1. 3 Caractéristique du Pont

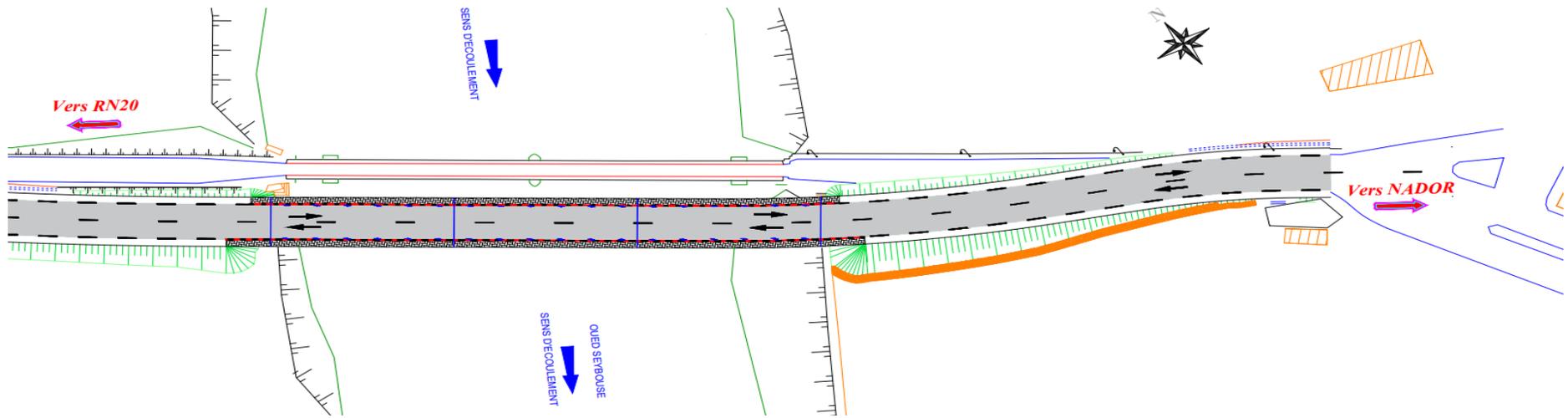


Figure 1. 4 Tracée en Plan

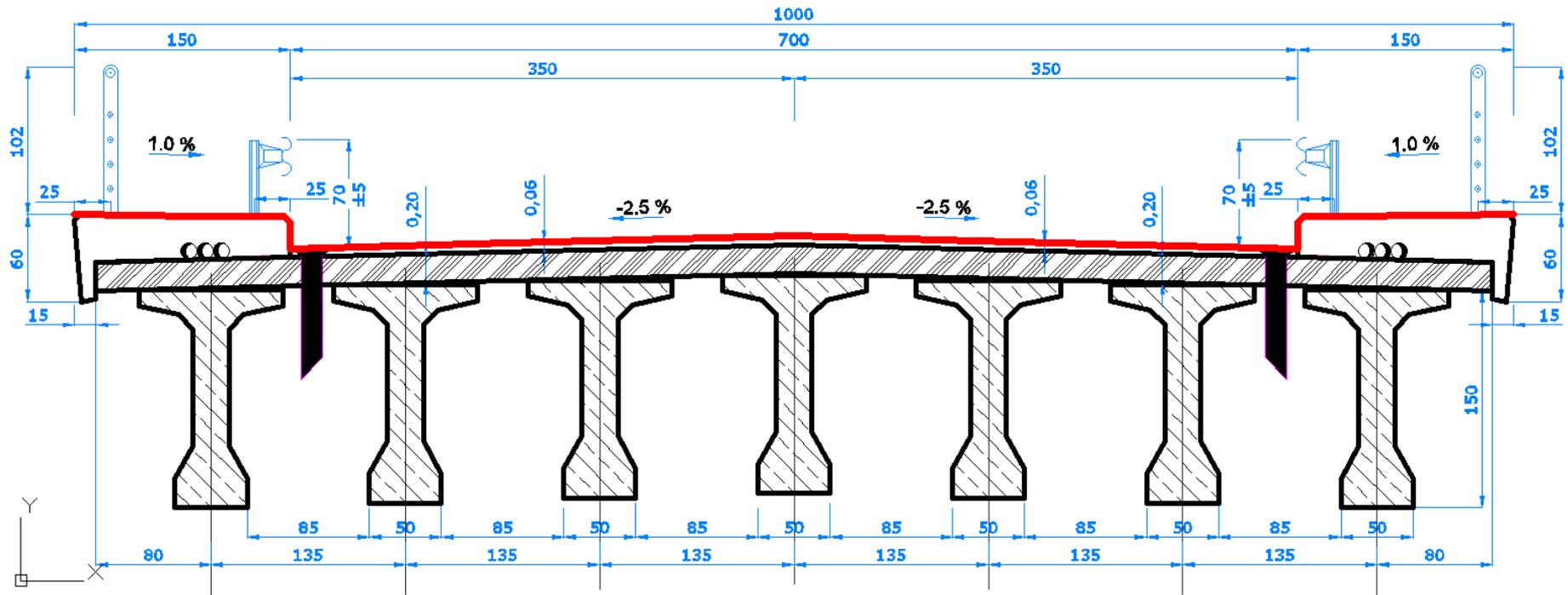


Figure 1. 5 Profil en travers sur ouvrage

5 Les données naturelles

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure. Il peut s'agir de paramètres sur lesquels la construction de l'ouvrage va agir en modifiant le milieu naturel préexistant (solicitation des terrains, modification des écoulements,) ou de données agissant directement sur le dimensionnement et la conception de l'ouvrage (effet d'un cours d'eau, de la neige, du vent,.....)

5.1 la topographie du terrain naturel

Le site destiné pour la construction de l'ouvrage traverse Oued Sybouse, il s'étend sur un terrain plat, où il n'ya aucun risque d'instabilité.

5.2 La géomorphologie du terrain

Le site du projet est un terrain plat composé par les dépôts alluvionnaires fluviaux actuels et récents du lit mineur et majeur de l'oued Seybouse.

C'est un terrain à hautes valeurs agro-pédologiques dont les sols sont constitués d'argiles limoneuses, sables graviers et galets recouverts d'une épaisse couche de terre végétale.

5.3 Formation lithologique

Le Sondage carotté

0,00 m – 6,00 m : Argiles limoneuses avec graviers.

6,00 m – 27,00 m : Alluvions limoneuses à cailloux roulés.

27,00 m – 30,00 m : Argiles légèrement sableuses.

Les coupes des sondages carottés indiquent la présence de sous-sol homogène composé de dépôts alluvionnaires fluviaux qui débutent par une couche d'argiles limoneuses jusqu'à 6 m de profondeur puis des alluvions caillouteuses à matrice limoneuse jusqu'à 27m-28m et se terminent par des argiles légèrement sableuses.

Le sondage pressiométrique donnent de faibles pressions limites jusqu'à 20 m de profondeur à partir de laquelle elles augmentent progressivement pour atteindre 24 bars à 30 m de profondeur

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

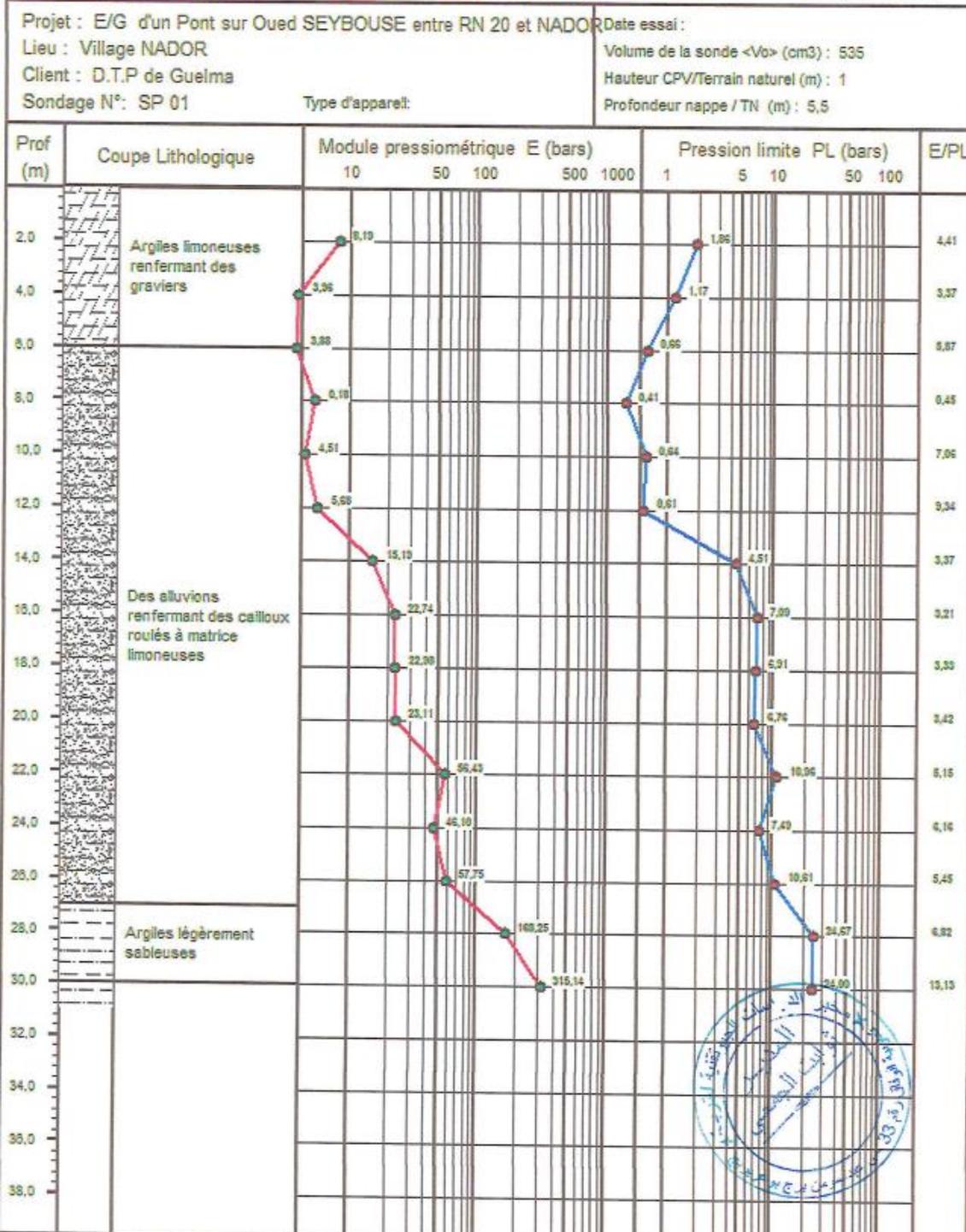


Figure 1. 6 Sondage préssiométrique

6 Dimensionnement des fondations

Le sondage pressiométrique nous préconise pour l'ouvrage en question des fondations profondes sur pieux forés Ø 1200 mm de 30 m de longueur sous la base des semelles qui sont situées à 3m sous le TN.

L'estimation de la capacité portante admissible du sol a été basée sur les essais du sondage pressiométrique

Capacité portante d'un pieu isolé :

Données du pieu : L = 30m B= 1,2 m

Etat limite de mobilisation de la capacité portante du sol

La charge axial Q appliquée sur le pieu considéré doit être comprise entre les limites suivantes

Q_{max} : valeur maximale autorisée pour Q_r en compression

Q_{min} : valeur minimale autorisée pour Q_r en arrachement

la capacité portante totale

ELU fondamentale : Q_{max} = 294.09 tf

ELU fondamentale : Q_{min} = -130.46 tf

ELU SIS : Q_{max} = 343.11 tf

ELU SIS : Q_{min} = - 140.49 tf

ELS : Q_{max} = 220.36 tf

ELS : Q_{min} = -91.32 tf

CHAPITRE II

ETUDE DU TABLIER

1 PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

1.1 Tablier

L'ouvrage est un pont à poutre sous chaussée , son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide S.E.T.R.A des ponts routes à poutres

1.1.1 Nombre et largeur des voies

Le pont comporte 03 travées de 30m chacune , la longueur total sera de 90m .

Largeur des voies :

La largeur d'une voie est de 3,5m ; la largeur roulable étant 2x3,5m avec deux trottoirs de 1,5 m chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10 m .

1.2 Les éléments de tablier

1.2.1 La poutre

1.2.1.1 L'espace entre axes des poutres (λ)

L'espace entre des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées ; nécessitant de nombreuses manutentions, et les poutres plus lourdes mais plus espacées. Donc : $\lambda = 1.35$ m

1.2.1.2 Le nombre des poutres

On peut calculer le nombre de poutres par la formule empirique suivante : (Setra, 1996)

$$N = \frac{L_t}{\lambda}$$

$$N = \frac{8.1}{1.35} + 1 = 7$$

Avec

L_t : entre axe des poutres de rive

λ : L'espace entre des poutres.

1.2.1.3 Longueur entre axe des appareil d'appuis

L_a : Longueur total – Longueur entre axe

L_a : $30 - 2 \times 0.45 = 29.10$ m

1.2.1.4 Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que l'élançement optimal h_t se situe entre $L/22$ et $L/17$.

Avec (L : est la portée d'une travée et h : la hauteur des poutres)

$L/22 \leq H_t \leq L/17$ Avec : $L_a = 29.10$ m

Donc $1,32 \leq H_t \leq 1,71$ m ;

soit $H_t = 1,70$ m

$H_p = H_t - H_h = 1,50$ m

H_p : hauteur de la poutre

H_t : hauteur total de tablier (poutre + hourdis)

H_h : épaisseur de la dalle

1.2.1.5 Epaisseur des âmes

en zone médiane l'épaisseur de l'âme dépend de mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisée pour la réalisation des poutres. dans notre cas (coffrage métallique) $e_a = 25$ cm

en zone d'about (appuis) les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant et aussi pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontrainte ;

Donc : $40 \leq e_b \leq 50$ cm

l'épaisseur de l'âme est $e_b = 50$ cm

1.2.1.6 Table de compression

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères. Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. toute fois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur, ce qui conduit dans notre cas à une largeur de $b = 1.00$ m.

1.2.1.7 Epaisseur de table de compression (e)

Dans le cas fréquent d'un hourdis générale coulé par-dessus des poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, on pratique, elle ne pourra guère descendre de 10 cm en prend : $e = 11$ cm

la face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de $1/10$ à $1/15$

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un double rôle :

facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,

il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,

Ses dimensions sont de $0,10$ m x $0,10$ m avec une inclinaison sensiblement égale à 45° .

1.2.1.8 Largeur du talon (bt)

les talons des poutres ,constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement .

On prend $b_t=50$ cm

La partie verticale du talon au pied de talon est généralement comprise entre 0.10 m et 0.20 m, pour des largeurs de talons variant de 0.60 m a 0.90 m .

On prend e_t : épaisseur de talon = 0.20 m

le pan inclinée du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable a une bonne mise en œuvre du béton et conduit a faciliter le relevage des câbles de précontraintes.

La tangente de la l'angle de l'inclinaison est normalement comprise entre 1 et 1.5

1.2.1.9 Changement de section :

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée.

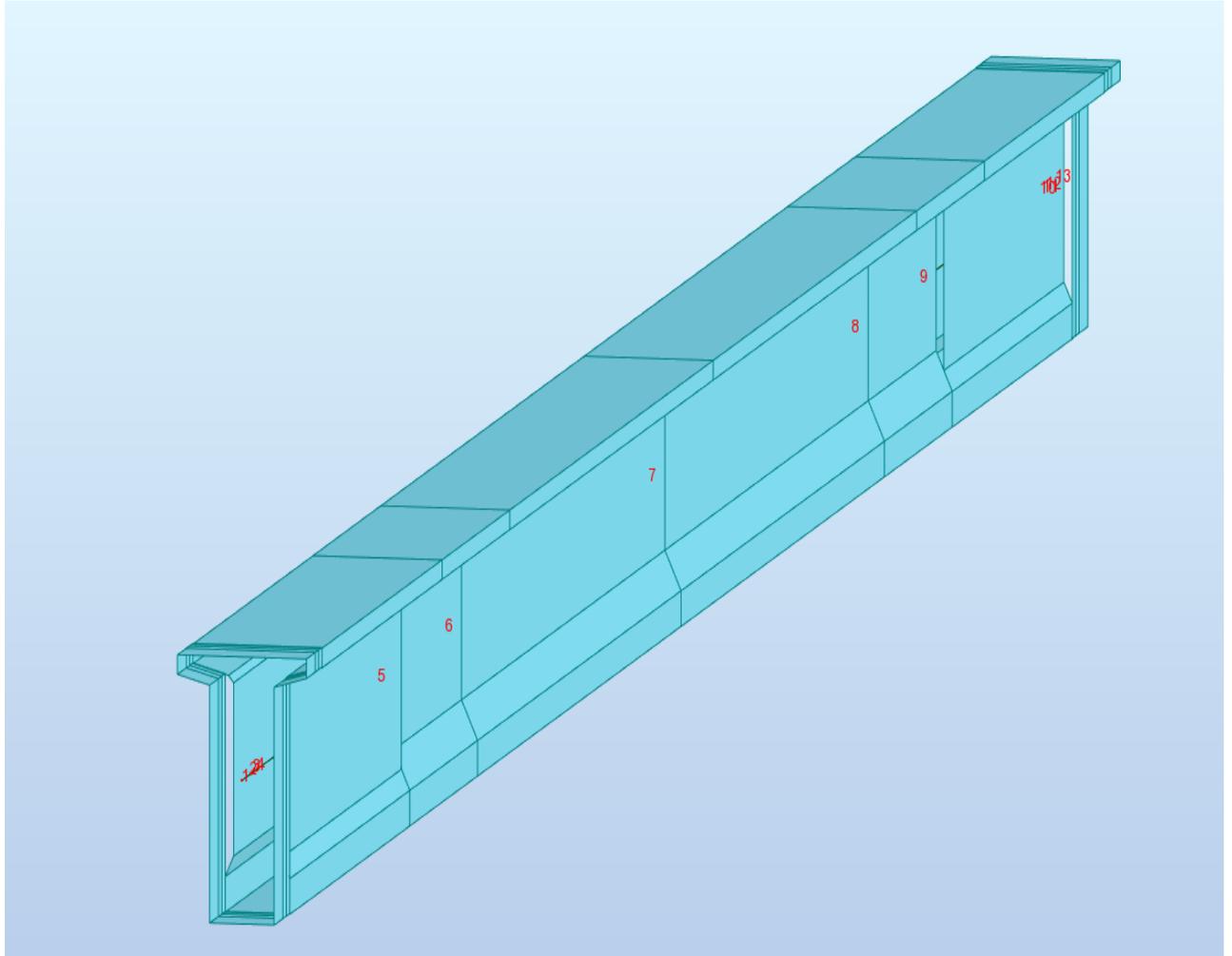


Figure 2. 1 Vu de la Poutre en 3D

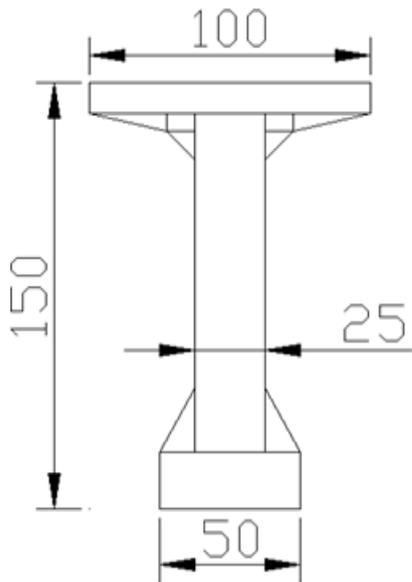


Figure 2. 2 Coupe A-A

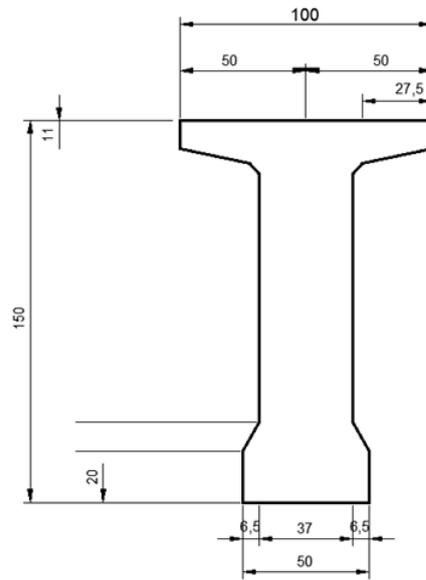


Figure 2. 3 Coupe B-B

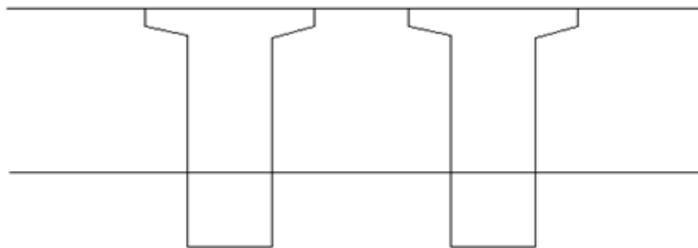


Figure 2. 4 Coupe C-C

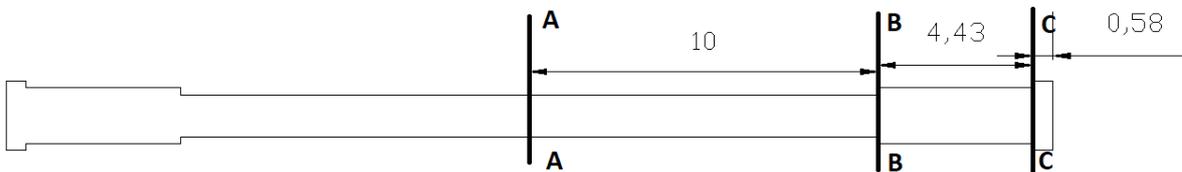


Figure 2. 5 Changement de Section

1.2.2 Entretoise

Les entretoise ont pour rôle de répartir les charges entre

les poutres et les encastrent à la torsion sur appuis.

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur de l'ordre de 25 à 30 cm, ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance. (VIPP, 1996)

On prend $E_e = 0.30m$

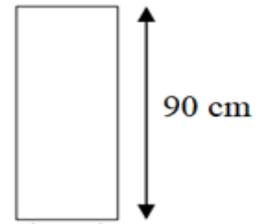


Figure 2. 6 Coupe transversale de l'entretoise

1.2.3 hourdis

épaisseur du hourdis est voisine du 1/16 de la portée transversale .

On prend $h_d = 0.20$ m

1.3 Caractéristiques géométriques des sections

Dans le calcul des caractéristiques géométriques d'une section (position du centre de gravité, aire, moments d'inertie...), on tient compte des dimensions que présente la section dans la phase considérée. (CCTG, 1991b)

Pour l'évaluation,

- du poids propre d'une structure: coupe transversal de longrine extérieure avec la corniche.

- des rigidités des différentes pièces constituant la structure (en vue de calculer - les sollicitations hyperstatiques) ;

des déformations pour les parties d'ouvrages respectant les conditions de la classe II ; on prend en compte les sections brutes ainsi définies : ce sont les sections du béton seul, telles qu'elles résultent des dessins de coffrage, sans déduction des évidements, encoches et conduits destinés à recevoir les armatures de précontrainte ou leurs ancrages.

1.3.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

1.3.1.1 Poutre Seul

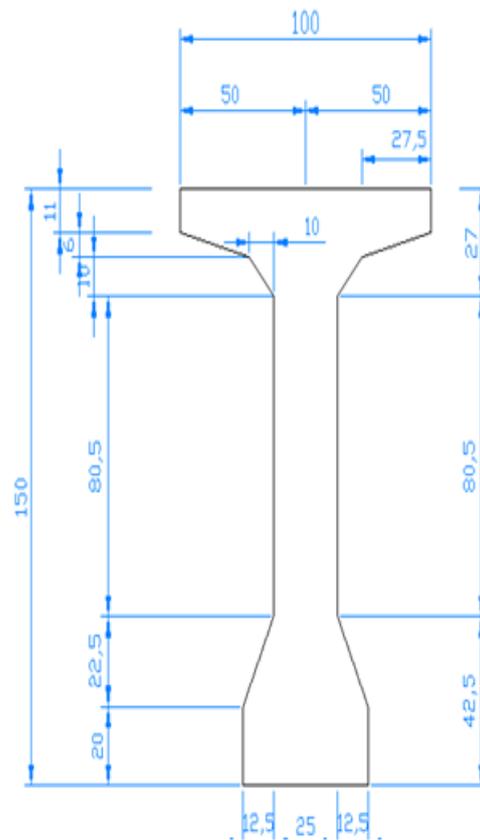


Figure 2. 7 Coupe transversale de la poutre a mi travée

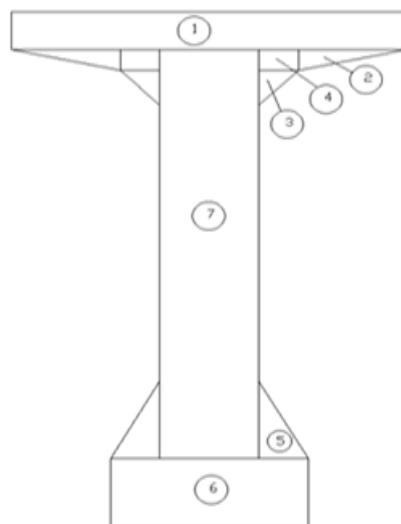


Figure 2. 8 les sections de la poutre a mi travée

Section	Dimension(cm)	B(cm ²)	Z(Cm)	I/o(cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	100*11	1100	144,5	11091,6667	22979366,7
2	27,5*6	165	137	330	3097215
3	10*10	100	129,6667	555,55	1681900,86
4	10*6	120	136	360	2219880
5	12,5*22,5	281,25	27,5	7910,15	220605,47
6	50*20	1000	10	33333,33	133333,33
7	25*119	2975	79,5	3510747,92	22313491,7

Tableau 2. 1 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section médiane

v` (cm)	S(cm ³)	ΣB(cm ²)	V(cm)	IΔ(cm ⁴)	IG(cm ⁴)
81,01	465088,54	5741,25	68,99	52645793	14969789,57

Tableau 2. 2 les caractéristiques géométrique de la section médiane

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{IG}{(B \times V \times V')} \implies = 0,466533478$$

Avec ρ : Rendement géométrique de la section

IG: Moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section.

B: La section brute.

V: Distance du C.D.G à la fibre supérieure de la section.

V': Distance du C.D.G à la fibre inférieure de la section.

Z: Distance du centre de gravité de la section (i).

I: Moment d'inertie propre de la section considérée.

S: Moment statique de la section brute (S=B. Z).

1.3.1.2 Poutre avec Dalle

Section	Dimension(cm)	B(cm ²)	Z(Cm)	I/o(cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	100*11	1100	144,5	11091,6667	22979366,7
2	27,5*6	165	137	330	3097215
3	10*10	100	129,6667	555,55	1681900,86
4	10*6	120	136	360	2219880
5	12,5*22,5	281,25	27,5	7910,15625	220605,469
6	50*20	1000	10	33333,33	133333,33
7	25*119	2975	79,5	3510747,92	22313491,7
8	135*20	2700	160	90000	69210000

Tableau 2. 3 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section médiane avec la dalle

v (cm)	S (cm ³)	ΣB (cm ²)	V (cm)	I Δ (cm ⁴)	I G (cm ⁴)
106,27	897088,54	8441,25	63,72	121855793	26518271

Tableau 2. 4 les caractéristiques géométrique de la section médiane avec la dalle

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{IG}{(B \times V \times V')} \implies = 0,46386945$$

1.3.2 Caractéristiques géométriques de la poutre a l'about

1.3.2.1 Poutre Seule

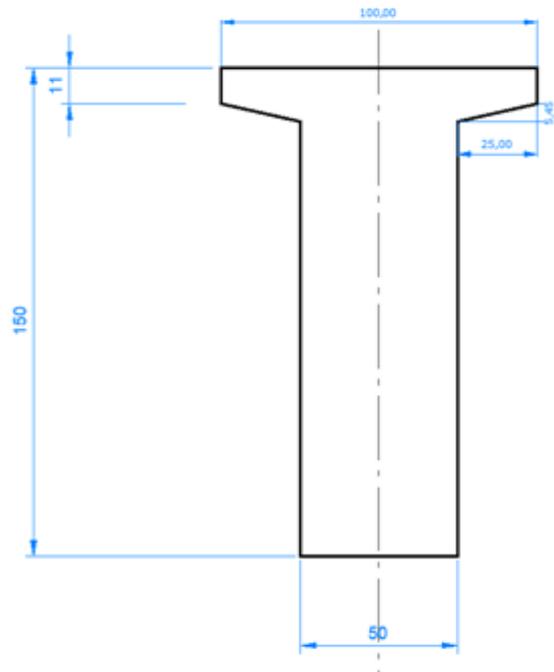


Figure 2. 9 Coupe transversale de la poutre a l about

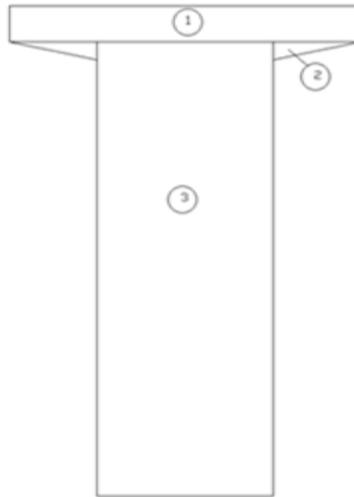


Figure 2. 10 les Sections de la poutre à l’about

Section	Dimension(cm)	B(cm ²)	Z(Cm)	I/o(cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	100*11	1100	144,5	11091,6667	22979366,7
2	25*5,45	136,25	137,1833	224,831424	2564348,71
3	50*139	6950	69,5	11190079,2	44760316,7

Tableau 2. 5 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section d’about.

v` (cm)	S(cm ³)	ΣB (cm ²)	V (cm)	IΔ(cm ⁴)	IG(cm ⁴)
80,7043792	660666,225	8186,25	69,2956208	70304032	16985374,49

Tableau 2. 6 les caractéristiques géométrique de la section d’about.

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{IG}{(B \times V \times V')} \implies = 0,37101138$$

Avec :

ρ : Rendement géométrique de la section

IG: Moment d’inertie par rapport au C.D.G de la section.

B: La section brute.

V: Distance du C.D.G à la fibre supérieure de la section.

V': Distance du C.D.G à la fibre inférieure de la section.

Z: Distance du centre de gravité de la section (i).

I: Moment d’inertie propre de la section considérée.

S: Moment statique de la section brute (S=B. Z).

1.3.2.2 Poutre avec Dalle

Section	Dimension(cm)	B(cm ²)	Z(Cm)	I _o (cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	100*11	1100	144,5	11091,6667	22979366,7
2	25*5,45	136,25	137,1833	224,831424	2564348,71
3	50*139	6950	69,5	11190079,2	44760316,7
4	135*20	2700	160	90000	69210000

Tableau 2. 7 les caractéristiques géométrique de chaque parti de la section d'about avec la dalle

v̂(cm)	S(cm ³)	∑B (cm ²)	V (cm)	IΔ(cm ⁴)	IG(cm ⁴)
100,37	1092666,22	10886,25	69,62	139514032	29841786,9

Tableau 2. 8 les caractéristiques géométrique de la section d'about

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{IG}{(B \times V \times V)} \Rightarrow = 0,39223698$$

2 Calcul des charges permanentes

2.1 Calcul du Poids propre de la poutre seule

La section	S1	S2	S3
L'air de section[cm ²]	5741,25	6808,05	8186,25

Tableau 2. 9 L'aire des Sections

$$G1 = (S1 \times L1 + S2 \times L2 + S3 \times L3) \times \rho$$

$$G = (Ps1 + PS2 + PS3) \times \rho$$

$$Ps_1 = 10 \times 0.574125 \times 2 = 11.4825 \text{ m}^3$$

$$Ps_2 = 4.425 \times 0.680805 \times 2 = 6.025 \text{ m}^3$$

$$Ps_3 = 0.575 \times 0.818625 \times 2 = 0.9414 \text{ m}^3$$

Avec :

S1 : La section de la poutre à mi- travée.

S2 : La section de la poutre intermédiaire.

S3 : La section de la poutre d'about.

L1 : La longueur de la section à mi- travée.

L2 : La longueur de la section intermédiaire.

L3 : La longueur de la section d'about.

Poids volumique du béton $\rho = 2.5 \text{ tf/m}^3$

$$\text{On trouve : } G1 = 18.4489 \times 2.5 = 46.123 \text{ tf}$$

2.2 Les Entretoise

$$G2 = (\text{épaisseur de l'entretoise} \times \text{la hauteur} \times n \times \text{entre axe des poutres}) \times \rho_{\text{béton}}$$

$$G2 = (0.30 \times 0.90 \times 6 \times 2 \times 1.35) \times 2.5$$

$$G2 = 10.935 \text{ tf}$$

2.3 L'hourdis

$$G3 = (\text{épaisseur de l'hourdis} \times \text{la largeur de l'hourdis} \times \text{la longueur totale}) \times \rho_{\text{béton}}$$

$$G3 = (0.20 \times 9.70 \times 30) \times 2.5$$

$$G3 = 145.5 \text{ tf}$$

2.4 Les corniches

$$G4 = (\text{épaisseur de la corniche équivalente} \times \text{la largeur} \times \text{la longueur totale}) \times \rho_{\text{béton}}$$

$$G4 = (0.69 \times 0.20 \times 30) \times 2.5$$

$$G4 = 10.35 \text{ tf}$$

2.5 Trottoir

$G5 = (\text{épaisseur équivalente du trottoir} \times \text{la largeur du trottoir} \times \text{la longueur totale}) \times \rho_{\text{béton}}$

$$G5 = (0.30 \times 1.15 \times 30) \times 2.5$$

$$G5 = 25.875 \text{ tf}$$

2.6 Etanchéité

$G6 = (\text{épaisseur d'étanchéité} \times \text{la largeur d'étanchéité} \times \text{la longueur totale}) \times \rho_{\text{étanchéité}}$

$$G6 = (0.005 \times 7 \times 30) \times 2.2$$

$$G6 = 2.31 \text{ tf}$$

1-7 Revêtement de la chaussée

$G7 = (\text{épaisseur du Revêtement} \times \text{la largeur du Revêtement} \times \text{la longueur totale}) \times \rho_{\text{revêtement}}$

$$G7 = (0.06 \times 7 \times 30) \times 2.4$$

$$G7 = 30.24 \text{ tf}$$

2.7 Glissière de sécurité

$$G8 = 0.06 \text{ tf/ml}$$

2.8 Garde corps

$$G9 = 0,1 \text{ tf/ml}$$

3 Tableaux récapitulatif des charges permanentes sur le tablier

Charge	G
Poutre	322.861 tf
Entretoise	10.935 tf
Hourdis	145.5 tf
corniches	20.7 tf
Trottoir	51.75 tf
Etanchéité	2.31 tf
Revêtement	30.24 tf
Glissière de sécurité	3.6 tf
Garde corps	0.2 tf
G max	588.096 tf

Tableau 2. 10 récapitulatif des charges permanentes sur le tablier

4 Calcul des Surcharges

4.1 Surcharges roulantes

D'après le DTR Règles définition les charges a appliquée le calcul et les épreuves des pont Route, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

La surcharge de type A (L).

Système B

La surcharge militaire Mc120.

La surcharge exceptionnelle convoi D240.

Les surcharges sur trottoirs.

4.1.1 Système de charge A (L)

A (L) : exprimée en KN/m² est donnée en fonction de la longueur chargée L exprimée en m par la formule suivante:

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} \text{ KN/m}^2$$

$$A2(L) = a1 \times a2 \times A(L)$$

Avec :

A (L) pour une travée chargée

L : Longueur de portée.

$$L = 29,10\text{m}$$

$$A (L)=2.30+ [360/ (29,10+12)] = 11,059 \text{ KN/m}^2$$

En fonction de la classe du pont

A(L) sera multiplié par les coefficients a1 et a2 tel que :

a₁ : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

1 ère classe	a1
une vois chargé	1
deux vois chargé	1
trois vois chargé	0,9

Tableau 2. 11 Tableau des valeurs de coefficient a1

a_2 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et de la largeur d'une voie.

La valeur de coefficient a_2 :

$a_2 = V_0 / V$ tel que :

$V_0 = 3.5$ pour les ponts de première classe

Le nombre de voies = (La largeur chargeable / 3) = $6/3 = 2$ voies

V : La largeur d'une voie = (la largeur chargeable / le nombre de voies) = $6/2 = 3$ m

Largeur de deux voies = 6m

Donc : $V = 3$ m == > $a_2 = V_0 / V = 3.5/3$

Donc $a_2 = 1,167$

$A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$

$A_2(L) = 1 \times 1,167 \times 11,059 = 12,906 \text{ KN/m}^2 = 1,29 \text{ tf/m}^2$

4.1.2 Système de charge B

4.1.2.1 Système Bc

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

Charge total 30 tf .

Charge portée par chacun des essieux arrière = 12 tf .

Charge portée par l'essieu avant = 6 tf.

Longueur d'encombrement = 10,5 m.

Largeur d'encombrement = 2,5 m.

Distance des essieux arrière = 1.5 m.

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière = 4,5 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu = 2 m.

Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25 x 0.25 m de coté.

Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de coté.

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

Dans notre cas on peut disposer 2 files de Camions parce que nous avons deux voies de circulation .

Dans le sens longitudinal le nombre de camion par file est limité a deux

Donc au total nous avons 4 camions .

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

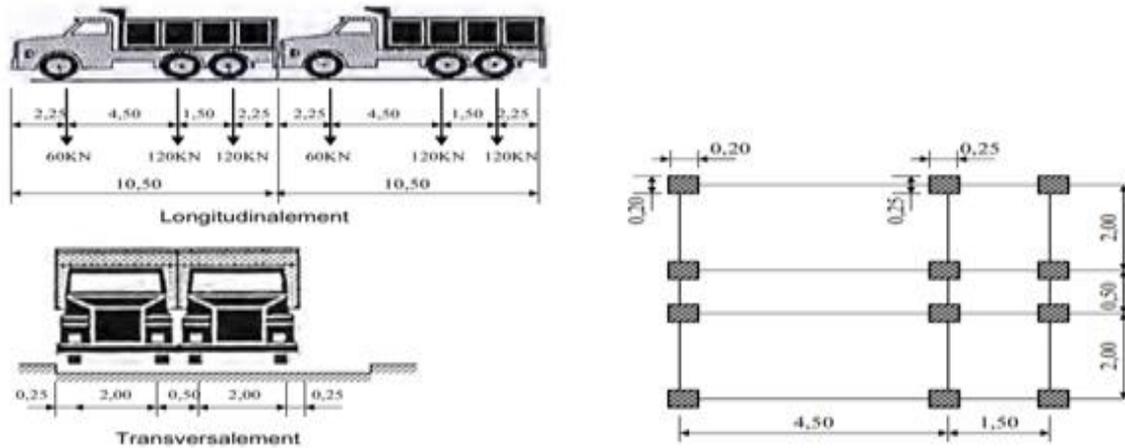


Figure 2. 11 Disposition du système bc sur le pont

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	troisième	1	0.8	-	-	-

Tableau 2. 12 Tableau des valeurs de coefficient b_c

bc pont 1ere classe nombre de voies chargées 2
Donc $BC=1.10$

4.1.2.2 Système B_r

Le système B_r est une roue isolée de 10 t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.

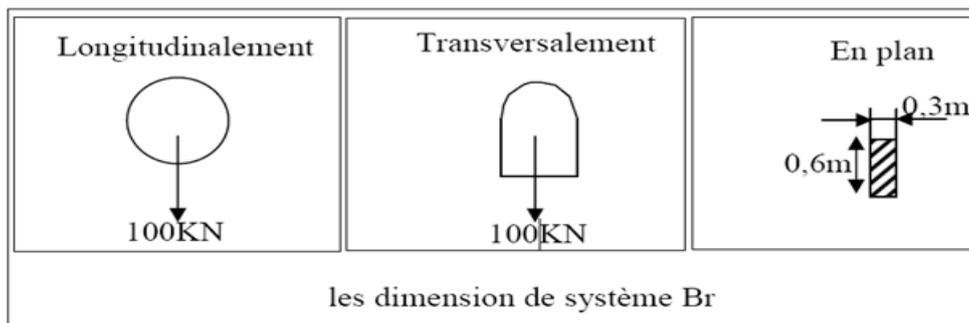


Figure 2. 12 les dimension de système B_r

4.1.2.3 Système B_t

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16tf), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes

En fonction de la classe du pont , les valeurs des charges de système bt prises en compte sont multipliées par les coefficient bt suivant

Classe de pont	bt
Première classe	1
Deuxième classe	0.9

Tableau 2. 13 Valeur de coefficient (bt)

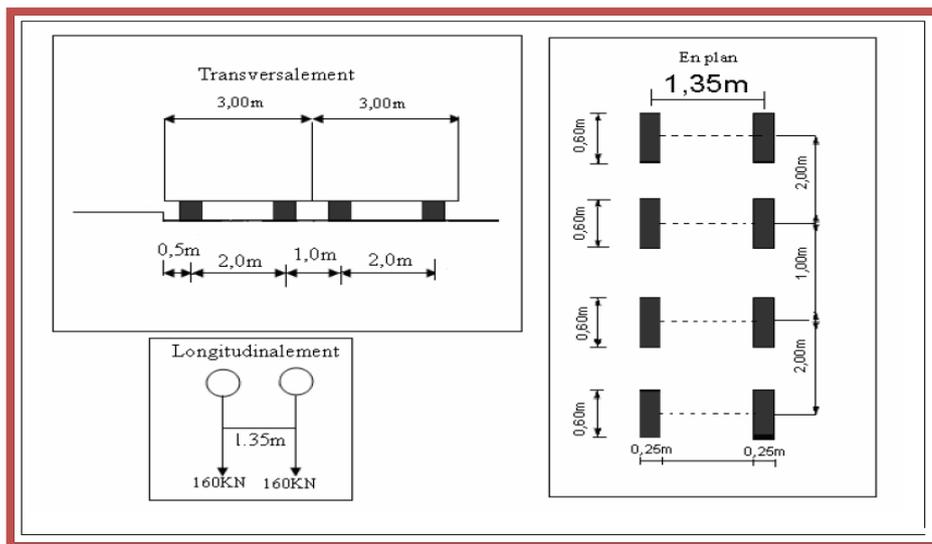


Figure 2. 13 disposition de système Bt

4.1.3 Système militaire M_C 120

C'est un système de deux chenilles qui a un poids totale de 110 t. chaque chenille a une Surface de contact de 6,1 m² ce qui engendre une charge répartie de :

$$q_{MC120} = 55 / (6,1 \times 1) = 9.016 \text{ tf/m}$$

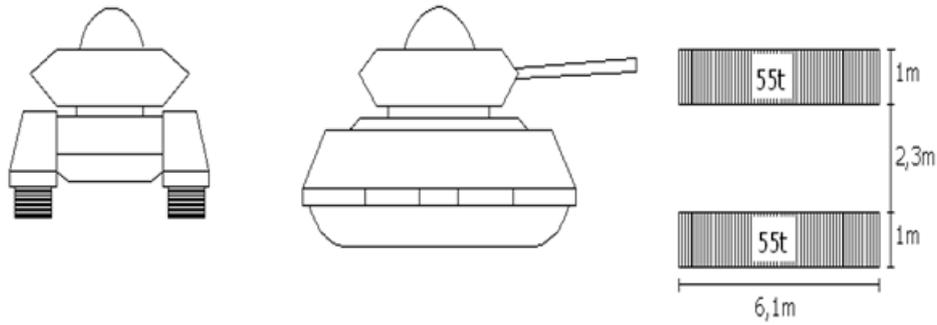


Figure 2. 14 Système de charge

4.1.4 Convoi D 240

Le convoi type D240 tf

charge total/surface = $240 / (3,2 * 18,6)$

D240 = 4.032 tf / m^2

Ce dernier comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60m de long .

Le convoi exceptionnel est supposé circuler au milieu de la voie chargeable

Cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.

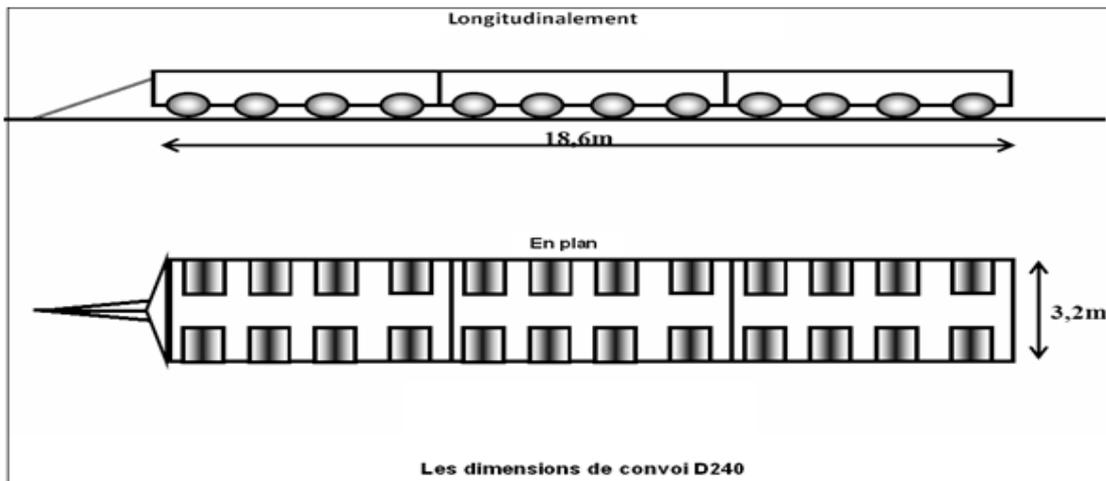


Figure 2. 15 Les dimensions de convoi D240

4.1.5 Coefficient de Majoration dynamique

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc , Br , Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule

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

$$L = 29.10 \text{ m}$$

$$S_{bc} = 120 \times 1.10 = 132 \text{ tf}$$

$$\delta_{bc} = 1.09$$

$$S_{bt} = 32 \times 2 \times 1.2 = 76.8 \text{ tf} \implies \delta_{bt} = 1.08$$

$$S_{br} = 10 \text{ tf} \implies \delta_{br} = 1.06$$

$$\delta_{bc} = \delta_{bt} = \delta_{br} = 1.09$$

$$S_{mc120} = 110 \text{ tf} \implies \delta_{mc120} = 1.084$$

Avec

L: La portée de la travée

G :Le poids total de l'ouvrage dans cette travée .

S : Le poids total le plus des essieux de système b .

4.1.6 Tableau récapitulatif des surcharges

Type de charge	Valeur
A(l)	1.290tf/m ²
Bc	143.88 tf
Br	10.9 tf
Bt	69.76 tf
S trottoir	2× 0.15 tf /m ²
MC120	2× 9.773 tf/m ²
D240	4.032 tf/m ²

Tableau 2. 14 récapitulatif des surcharges

4.2 La modélisation du tablier

Le calcul des éléments résistants des ponts, dépend des sollicitations les affectants et de la méthode utilisée. Pour les sollicitations, on utilise les actions calculées dans les tableaux, et on utilise le logiciel Robot Structural Analysis , qui se base dans l'analyse sur la méthode des éléments finis .

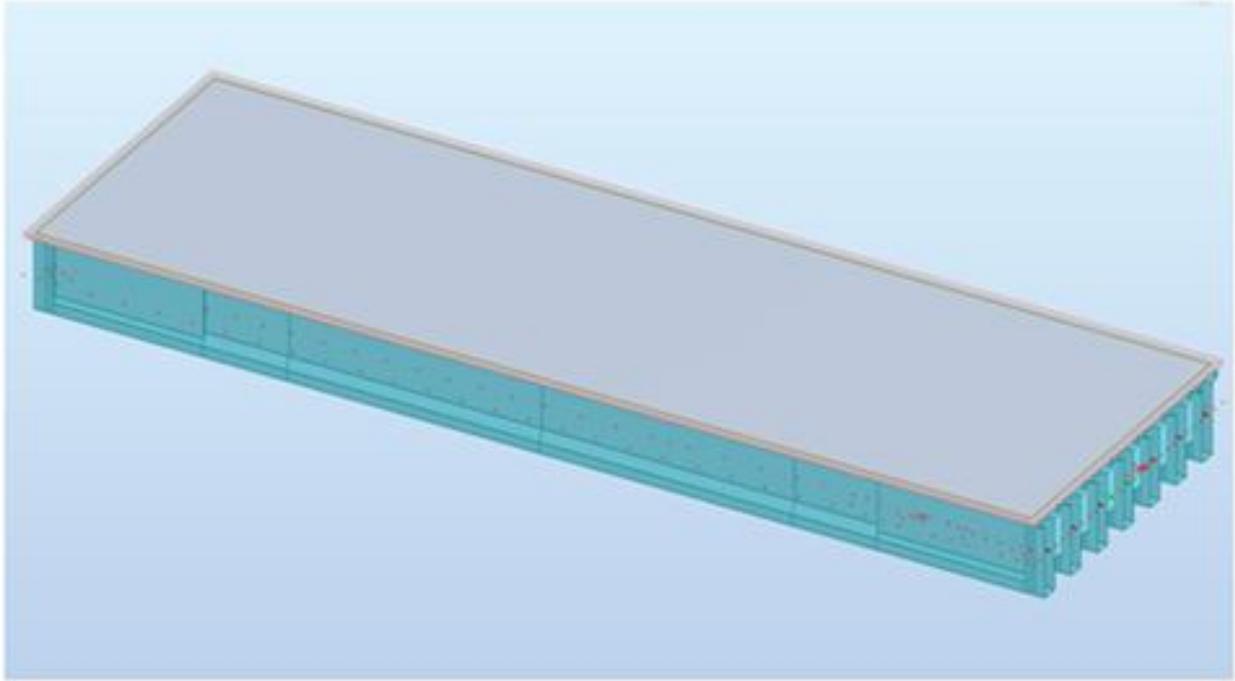


Figure 2. 16 Modélisation de tablier (Robot Structural Analysis)

4.2.1 Valeurs nominales des charges

Les valeurs nominales à considérer sont celles du titre II du fascicule 61 du CPC (arrêté ministériel du 28-12-71), multipliées par les coefficients du tableau ci-après qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé aux articles de ce titre II du fascicule 61. (CCTG, 1991a) .

charges	Nature de l'état limite	
	ELU	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes	1,07	1,20
- Charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)		
- Charges militaires et charges exceptionnelles (art. 9 et 10)	1.00	1.00
- Charges sur trottoirs, passerelles piétons et gardes-corps	1.00	1.00

Tableau 2. 15 Coefficients de pondérations

4.2.2 Les valeurs des coefficients

Les valeurs des coefficients relatifs aux charges sont fixées par l'annexe (8). (CCTG, 1991b)

Action	ELU		ELS	
Charge permanent	1.35x1	1.35	1x1	1
Surcharge A(l) + Strot	1.5x1.07	1.6	1x1.2	1.2
Surcharge B + Strot	1.5x1.07	1.6	1x1.2	1.2
Surcharge Mc120+Strot	1.35x1	1.35	1x1	1
Surcharge D240	1.35x1	1.35	1x1	1

Tableau 2. 16 Coefficients de pondérations finales

4.2.3 Moments fléchissant dans les poutres

Moment fléchissant dans les poutres [tf.m]							
Cas de Charge	Poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
G MAX	301,72	288,93	280,06	276,95	279,94	288,85	301,75
A(l)	102,36	115,21	124,72	128,35	124,65	115,25	102,34
Bc	69,32	78,39	86,57	93,85	86,34	78,36	69,25
Br	6,14	8,24	11,60	20,19	11,61	8,25	6,13
Bt	48,74	64,16	69,00	77,42	69,35	63,76	48,70
S trottoir	5,88	4,61	3,69	3,36	3,68	4,60	5,89
MC120	111,70	127,75	119,38	116,23	105,82	76,17	54,56
D240	131,60	163,76	191,59	203,39	191,66	163,98	131,39

Tableau 2. 17 valeur des moments fléchissant dans les poutres

4.2.4 Moment de Flexion sous la combinaison d'actions [tf.m]

4.2.4.1 À l'état limite ultime (ELU)

Combainaison ELU	Poutre 1	poutre 2	Poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
ELU1 :1,35G+1,6(A(l)+Strot)	580,506	581,768	583,537	584,619	583,247	581,708	580,5305
ELU2 :1,35G+1,6(BC+Strot)	527,642	522,856	522,497	529,419	521,951	522,684	527,5865
ELU3 :1,35G+1,6(Br+Strot)	426,554	410,616	402,545	411,563	402,383	410,508	426,5945
ELU4 :1,35G+1,6(Bt+Strot)	494,714	500,088	494,385	503,131	494,767	499,324	494,7065
ELU5 :1,35G+1,35Mc120+Strot	563,997	567,128	542,934	534,153	524,456	497,377	486,9085
ELU6 :1,35G+1,35D240	584,982	611,132	636,7275	648,459	636,66	611,321	584,739

Tableau 2. 18 valeur des moments fléchissant à l'ELU



Figure 2. 17 le moment max a l'ELU sous la charge

4.2.4.2 l'état limite de service (ELS)

Combainaison ELS	Poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
ELS1 : G MAX +1,2 (A(l)+Strot)	431,608	432,714	434,152	435,002	433,936	432,67	431,626
ELS2 : G MAX +1,2 (BC+Strot)	391,96	388,53	388,372	393,602	387,964	388,402	391,918
ELS3 : G MAX +1,2 (Br+Strot)	316,144	304,35	298,408	305,21	298,288	304,27	316,174
ELS4 : G MAX +1,2 (Bt+Strot)	367,264	371,454	367,288	373,886	367,576	370,882	367,258
ELS5 : G MAX +Mc120+Strot	419,3	421,29	403,13	396,54	389,44	369,62	362,2
ELS6 : G MAX +D240	433,32	452,69	471,65	480,34	471,6	452,83	433,14

Tableau 2. 19 valeurs des moments fléchissant a l'ELS

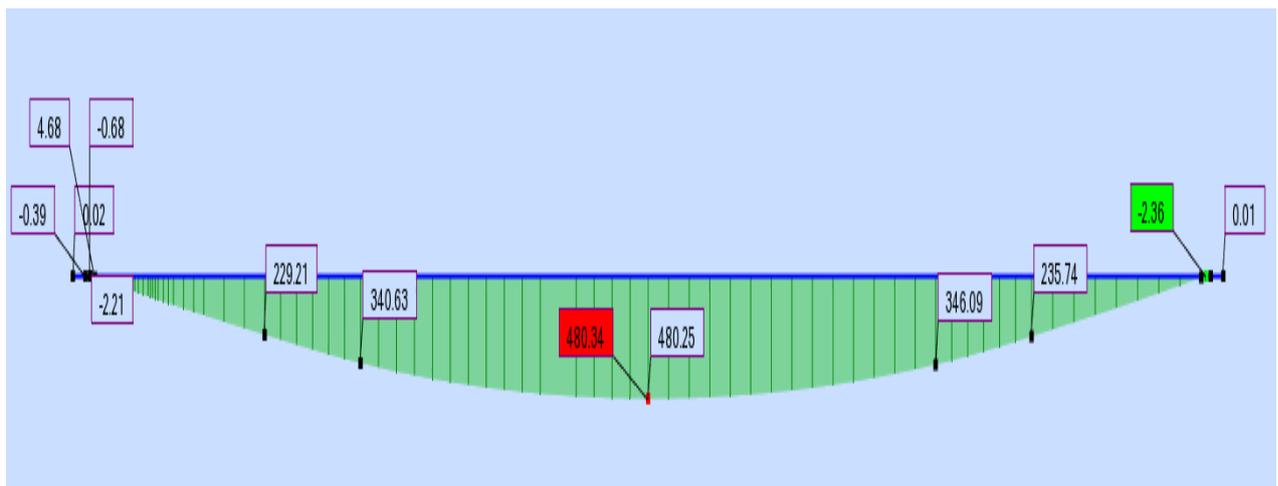


Figure 2. 18 le moment max a l'ELS sous la charge

4.2.5 Les Efforts tranchants dans les poutres [tf]

Cas de Charge	Poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
G MAX	44,02	39,53	38,84	38,6	39	39,52	43,04
A(l)	12,06	15,59	17,51	17,97	17,55	15,64	12
Bc	8,17	10,59	11,62	14,46	11,58	10,65	8,12
Br	0,75	1,04	1,78	8,65	1,77	1,04	0,75
Bt	5,55	10,6	9,57	14,88	9,7	10,61	5,53
S trottoir	1	0,55	0,45	0,43	0,46	0,55	1
MC120	13,12	21,89	15,85	17,89	18,57	9,34	6,68
D240	15,34	19,56	28,25	32,8	28,18	19,61	15,28

Tableau 2. 20 valeurs des efforts tranchants dans les poutres

4.2.6 Les Efforts tranchants sous les combinaisons d'actions . [tf]

4.2.6.1 À l'état limite ultime (ELU)

Combinaison ELU	Poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
ELU1 1,35G+1,6(A(l)+Strot)	80,323	79,1895	81,17	81,55	81,466	79,256	78,904
ELU2 1,35G+1,6(BC+Strot)	74,099	71,1895	71,746	75,934	71,914	71,272	72,696
ELU3 1,35G+1,6(Br+Strot)	62,227	55,9095	56,002	66,638	56,218	55,896	60,904
ELU4 1,35G+1,6(Bt+Strot)	69,907	71,2055	68,466	76,606	68,906	71,208	68,552
ELU5 1,35G+1,35Mc120+Strot	78,139	83,467	74,2815	76,6915	78,1795	66,511	68,122
ELU6 : 1,35G+1,35D240	80,136	79,7715	90,5715	96,39	90,693	79,8255	78,732

Tableau 2. 21 valeur des effort tranchant a l'ELU

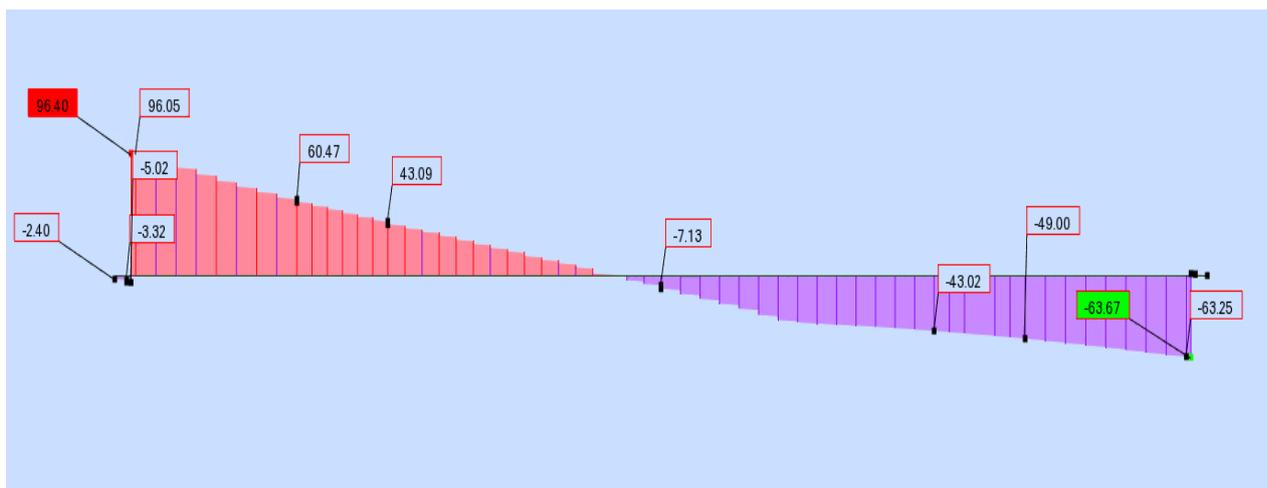


Figure 2. 19 Effort tranchant max a l'ELU sous la charge D240

4.2.6.2 À l'état limite de service (ELS)

Combinaison ELS	Poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
ELS1 : G MAX +1,2 (A(l)+S trot)	59,692	58,898	60,392	60,68	60,612	58,948	58,64
ELS2 : G MAX +1,2 (BC+S trot)	55,024	52,898	53,324	56,468	53,448	52,96	53,984
ELS3 : G MAX +1,2 (Br+Strot)	46,12	41,438	41,516	49,496	41,676	41,428	45,14
ELS4 : G MAX +1,2 (Bt+Strot)	51,88	52,91	50,864	56,972	51,192	52,912	50,876
ELS5 : G MAX +Mc120+Strot	58,14	61,97	55,14	56,92	58,03	49,41	50,72
ELS6 : G MAX +D240	59,36	59,09	67,09	71,4	67,18	59,13	58,32

Tableau 2. 22 valeur des effort tranchant a l'ELS

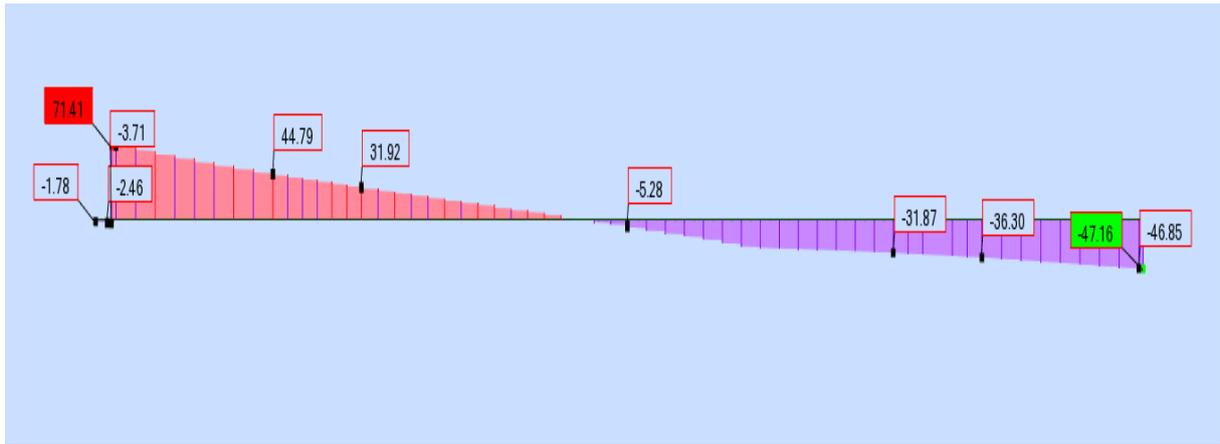


Figure 2. 20 Effort tranchant max a l'ELS sous la charge D240

CHAPITRE III

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1 Etude de la poutre de précontrainte

1.1 Introduction

Le mot «précontraint», créé par E.FREYSSINET, signifie contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile. (Thonier, 1985)

1.2 Les procédés de la précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets (Thonier, 1985)

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories : (Thonier, 1985)

- la précontrainte par pré-tension

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

- la précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. Les procédés de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Les principaux procédés son :

Le système Freyssinet exploité par la STUP (Société Technique d'utilisation de la Précontrainte) ou Freyssinet-International.

Le système PAC. exploité par la SFP (Société Française pour la Précontrainte),

Le système BBR-B exploité par la CIPEC.

1.2.1 Le Procédé Freyssinet

Le procédé Freyssinet utilise des câbles composés de fils Ø5, Ø7 et Ø8 et de torons T 13 de 12.9 mm (1/2 pouce) et T 15 de 15.2 mm (0,6 pouce) Les forces de rupture nominales varient par étapes de 18,7t pour un monotoron T 13 à 1 028t pour un câble de 55 T 13 (0,183 MN a 10 MN). (Thonier, 1985)

1.3 Données nécessaires aux calculs

1.3.1 Caractéristiques de câble

Le tableau ci-dessous indique les caractéristiques principales des torons les plus courants, utilisables avec le système de précontrainte Freyssinet selon la norme prEN10138-3. (Groupe Sol étanche Freyssinet, 2014)

Classe 1670 MPa	Diamètre nominal (mm)	Section nominale (mm ²)	Masse nominale (kg/m)	Resistance A la traction nominal garantie (Fprg MPA)	Limite élastique Garantie (F _{peg} MPA)	relaxation maximale à 1000 heures sous 0,7 fpk.	allongement minimum sous charge maximal.
1T13	12.9	100	0,785	1860	1580	≤ 2,5%	≥ 3,5%
12T13	188,4	1200	9,42	22320	18960		

Tableau 3. 1 Caractéristiques de câble

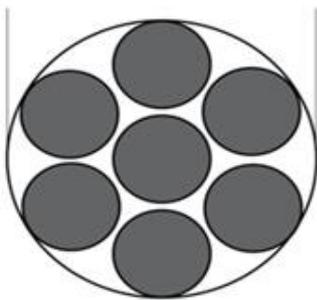


Figure 3. 1 : toron de fils Ø5

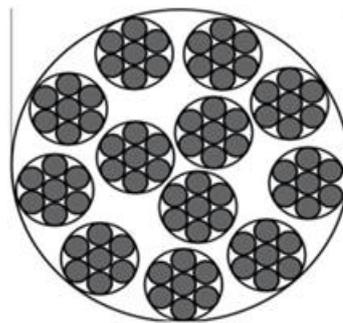


Figure 3. 2 : câble de 12 torons T13

1.3.2 Caractéristiques de la gaine

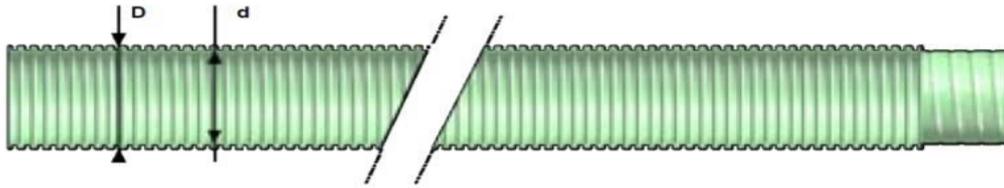


Figure 3. 3 Diamètres de la gaine de câble ("ADD BETON", s.d.)

câble	Référence	Poids(Kg)	D(mm)	d(mm)	L(m)
12T13	GNECO 105	0,63	117	100	100

Tableau 3. 2 Caractéristiques de la gaine de câble. ("ADD BETON"),

1.3.3 Valeurs numériques des coefficients de frottement

Dans le cas fréquent où les câbles sont constitués soit de fils tréfilés ronds et lisses, soit de torons, on peut, pour l'évaluation a priori des pertes de tension dues au frottement, s'appuyer sur les valeurs moyennes des coefficients f et j figurant au tableau ci-après : (CCTG, 1991b)

cas	Nature des armatures	F (rad ⁻¹)		Φ (rad/m)
		3 ≤ R ≤ 6(m)	R ≥ 6(en m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22-R)/100	0.16	0.002
	torons	(24-R)/100	0.18	0.002

Tableau 3-3 : Valeurs des coefficients de frottement.

L'ensemble de ces éléments entraîne des dispersions très importantes puisque les mesures effectuées sur de nombreux chantiers montrent que les pertes à la transmission peuvent s'écarter de 25 % des estimations faites à partir des valeurs précédemment définies pour f et ϕ . (CCTG, 1991b)

1.3.4 Glissement à l'ancrage « g »

Les pertes d'allongements g (recul à l'ancrage) sont de 6 à 8 mm lors de la mise en tension pour les torons. Il est possible toutefois d'ajuster la tension à la valeur voulue en utilisant un bloc d'ancrage extérieur et bague de callage. L'auteur du projet décide de préconiser cette opération si l'abaissement de la tension à l'extrémité du câble a un effet sur les sections d'acier déterminantes de l'ouvrage. (CCTG, 1991b)

1.4 Calcul de la précontrainte

1.4.1 La classe de vérification

Le marché fixe les conditions de rattachement aux différentes classes. Les classes correspondantes sont des classes de vérification et non pas des classes de qualité. (CCTG, 1991b)

La classe II est particulièrement destinée aux éléments exposés à une ambiance agressive (cas de certains bâtiments industriels) et à ceux qui comportent de nombreux joints. (CCTG, 1991b)

La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

1.4.2 Calcul des contraintes

Le béton utilisé dans la fabrication des poutres c'est RN35, $f_{c28}=35$ MPa.

f_{c28} c'est la résistance caractéristique du béton à 28 jours .

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton

Quelle que soit la classe de vérification retenue, les contraintes de compression du béton sont, en règle générale, limitées aux valeurs suivantes :

- 0,50 f_{c28} sous l'effet de la combinaison quasi permanente
- 0,60 f_{c28} sous l'effet des combinaisons rares et des combinaisons fréquentes
- 0.60 f_{c28} en cours d'exécution

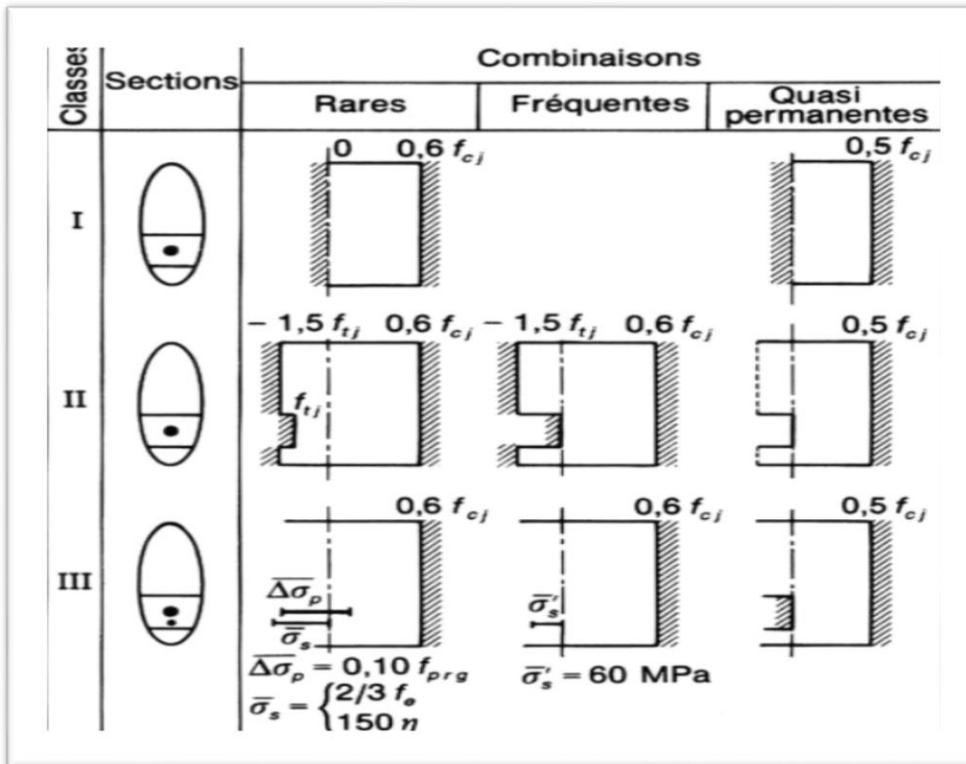


Figure 3. 4 Contraintes limites selon les classes en situation d'exploitation

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares : f_{tj} dans la section d'enrobage ; $1,5 f_{tj}$ ailleurs
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.
- En situation d'exécution : f_{tj} dans la section d'enrobage et $1,5 f_{tj}$ ailleurs.

Situation	Exécution	Exploitation		
		Rares	Fréquentes	Quasi permanentes
Contraintes limites en compression	$0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.5 f_{cj}$
Contraintes limites en traction (fibre inf)	f_{tj}	f_{tj}	$1.5 f_{tj}$	0
Contraintes limites en traction (fibre sup)	$1.5 f_{tj}$	$1.5 f_{tj}$	0	-

Tableau 3. 3 récapitulatif de contrainte admissible.

1.4.3 Les sollicitations de calcul

$$M_{\max} = 480,34 \text{ tf.m}$$

$$M_{\min} = 276.95 \text{ tf.m}$$

$$\Delta M = 203.39 \text{ tf.m}$$

Avec

- M_{\max} : Moment à l'ELS 6 (G+D240)

- M_{\min} : Moment du à la charge permanente.

- M_Q : Moment du à la surcharge(D240).

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = (MG + MQ) - MG = MQ$$

1.4.4 Section sous critique

Si tous les segments de passage est à l'intérieur de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique.

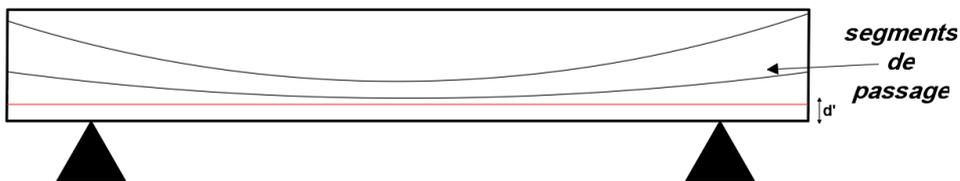


Figure 3. 5 vue longitudinale de passage de câble moyenne

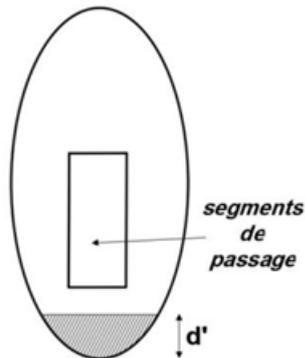


Figure 3. 6 passage de câble moyen de la Section sous critique

$$p_{\text{sous}} = \frac{\Delta M + \rho \times B (v \times \sigma_{ti} + v' \times \sigma_{ts})}{\rho \times h}$$

ρ : Rendement géométrique de la section = 0.46387

$$\Delta M = 2.0339 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.844125 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{ MPA et } \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPA}$$

$$V = 0.637256277 \text{ m}$$

$$V' = 1.06274372 \text{ m}$$

$$h = 1.5 + 0.2 = 1.70 \text{ m}$$

$$P \text{ sous critique} = -0.41$$

Section sur critique

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

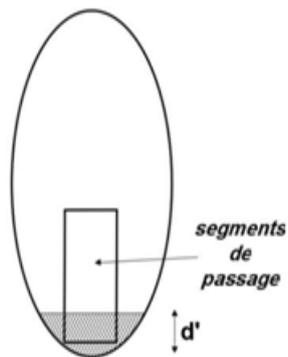


Figure 3. 7 passage de câble moyen de la Section sur-critique

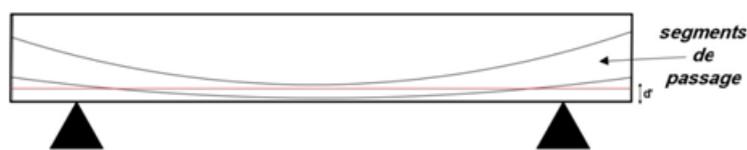


Figure 3. 8 vue longitudinale de passage de câble moyen

$$p_{sur} = \frac{M_{max} + \frac{IG \times \sigma_{ti}}{v'}}{V' + \rho V - d'}$$

$$M_{max} = 4.8034 \text{ MN.m}$$

$$IG = 0.26518271 \text{ m}^4$$

$$V = 0.637256277 \text{ m}$$

$$V' = 1.06274372 \text{ m}$$

$$d' = 0.105 \text{ l'enrobage de câble}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{ MPA}$$

$$\rho = 0.46387$$

$$P \text{ sur critique} = 3.29 \text{ MN}$$

$$P = \max(p_{\text{sous}}, p_{\text{sur}}) \Rightarrow P = 3.29 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique .

1.4.5 Calcul de l'excentricité e

$$e = -(V' - d')$$

$$\text{Phase I : poutre seule } e_1 = (-0.81 - 0.105) = -0.705$$

$$\text{Phase II : poutre + dalle } e_2 = (-1.063 - 0.105) = -0.958$$

1.4.6 Valeur maximale de la tension à l'origine

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 \times f_{prg}; 0.9 \times f_{peg})$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ N/mm}^2 \quad f_{peg} = 1580 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 \times 1860; 0.9 \times 1580)$$

$$1488 ; 1422$$

$$\sigma_{p0} = 1422 \text{ N/mm}^2$$

1.4.7 Détermination du nombre de câbles

on va déterminer P0

$$\text{Nous avons } P = 3.295 \text{ MN}$$

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \times \frac{\Delta F}{p_0}}$$

$$P_0 = \frac{3.29}{0.98 - 1.2 \times 0.25} \quad P_0 = 4.845 \text{ MN}$$

On calcule la nouvelle valeur de la précontrainte « P0 » à partir de la section sur critique et une perte de 25%.

$$P \text{ câble} = 1422 \times 1200 \times 10^{-6} = 1.70 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_0}{p_{\text{cable}}} = \frac{4.845}{1.70} = 2.85$$

On prend n = 3 câble

Avec :

f_{prg} : Contrainte garantie à la ruine

f_{peg} : Contrainte garantie élastique

σ_{p0} : Contrainte à l'origine.

Avec

P câble : Précontrainte développée

par un câble

n : Nombre de câbles.

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = n \times p = 3 \times 1.70 \Rightarrow P_0 = 5.1 \text{ MN}$$

1.5 Justification de la flexion

1.5.1 Justification à l'ELS

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul P_d qui est la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 , pour les justifications vis-à-vis des états limites de service. (CCTG, 1991b)

Dans le cas général, elles sont définies par :

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

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

$$P_1 = 1,02 \times 5.1 - 0,8 \times 0,25 \times 5.1$$

$$P_1 = 4.182 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 \times 6,3816 - 1,2 \times 0,25 \times 6,3816$$

$$P_2 = 3.468 \text{ MN}$$

1.5.1.1 Phase I : situation d'exécution (poutre seule)

Sous P_1

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \times e \times v}{I} - \frac{M_{\text{min}} \times V}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 10.70 < \sigma_{\text{c adm}} = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \times e \times V}{I} + \frac{M_{\text{min}} \times V}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.41 < \sigma_{\text{c adm}} = 21 \text{ MPA}$$

Sous P_2

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e \times v}{I} - \frac{M_{\text{min}} \times V}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 6.72 < \sigma_{\text{c adm}} = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \times e \times V}{I} + \frac{M_{\text{min}} \times V}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 5.49 < \sigma_{\text{c adm}} = 21 \text{ MPA}$$

situation d'exécution (poutre seule)						
P1	e	MG ₁ (MN.m)	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma trac adm
4.19	0,705	2.331	10.70	21	4.41	21
P2	e	MG ₁	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
3.48	0,705	2.331	6.72	21	5.49	21

Tableau 3. 4 les contraintes de P1 et P2 Situation d'exécution

1.5.1.2 Phase II situation d'exploitation (poutre seule)

En situation d'exploitation, toutes ces combinaisons sont effectivement à prendre en compte dans la mesure où elles peuvent être déterminantes. (CCTG, 1991b)

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P +G +0.72Qr

Rare : P + G + Qrp.Qr

les charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoirs, Qrp les charges militaires ou exceptionnelles,

Combinaison Quasi-permanente (poutre + dalle)

Sous P1

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P1}{B} + \frac{P1 \times e \times v'}{I} - \frac{MG2 \times V'}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = 8.99 < \sigma \text{ c adm} = 17.5 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P1}{B} - \frac{P1 \times e \times V}{I} + \frac{MG2 \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 2.56 < \sigma \text{ c adm} = 17.5 \text{ MPA}$$

Sous P2

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P2}{B} + \frac{P2 \times e \times V'}{I} - \frac{MG2 \times V'}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = 5.39 < \sigma \text{ c adm} = 17.5 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P2}{B} - \frac{P2 \times e \times V}{I} + \frac{MG2 \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 3.36 < \sigma \text{ c adm} = 17.5 \text{ MPA}$$

combinaison quasi-permanente (poutre +dalle)						
P1	e	MG ₂	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
4.19	0.958	3,0175	8.99	17.5	2.56	17.5
P2	e	MG ₂	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
3.48	0.958	3,0175	5.39	17.5	3.36	17.5

Tableau 3. 5 les contraintes de P1 et P2 quasi permanente

MG₂ : poids total du tablier

combinaison fréquente (poutre +dalle)

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

Sous P1

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P1}{B} + \frac{P1 \times e \times V}{I} - \frac{MGP4 \times V}{I} - \frac{0.72 \times MQR \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = 6.18 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P1}{B} - \frac{P1 \times e \times V}{I} + \frac{MGP4 \times V}{I} + \frac{0.72 \times MQR \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 4.24 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

Sous P2

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P2}{B} + \frac{P2 \times e \times V}{I} - \frac{MGP4 \times V}{I} - \frac{0.72 \times MQR \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = 2.58 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P2}{B} - \frac{P2 \times e \times V}{I} + \frac{MGP4 \times V}{I} + \frac{0.72 \times MQR \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 5.04 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

combinaison fréquente (poutre +dalle)						
P1	e	MGP ₄ +0.72MQR	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
4.19	0,958	3,71	6.18	21	4.24	21
P2	e	MGP ₄ +0.72MQR	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
3.48	0.958	3,71	2.58	21	5.04	21

Tableau 3. 6 les Valeur de P1 et P2 fréquente

Combinaison rare :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

Sous P1

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P1}{B} + \frac{P1 \times e \times V}{I} - \frac{MGP4 \times V}{I} - \frac{MQrp \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = 1.83 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P1}{B} - \frac{P1 \times e \times V}{I} + \frac{MGP4 \times V}{I} + \frac{MQrp \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 6.85 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

Sous P2

$$\sigma \text{ inf} = \frac{P2}{B} + \frac{P2 \times e \times V}{I} - \frac{MGP4 \times V}{I} - \frac{MQrp \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ inf} = -1.76 < \sigma \text{ t adm} = -2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma \text{ sup} = \frac{P2}{B} - \frac{P2 \times e \times V}{I} + \frac{MGP4 \times V}{I} + \frac{MQrp \times V}{I}$$

$$\sigma \text{ sup} = 7.65 < \sigma \text{ c adm} = 21 \text{ MPA}$$

combinaison rare (poutre +dalle)						
P1	e	MGP ₄ +Mqrp	sigma inf	sigma comp adm	sigma sup	sigma comp adm
4.19676	0,958	4,80	1.83	21	6.85	21
P2	e	MGP ₄ +Mqrp	sigma inf	sigma adm trac	sigma sup	sigma comp adm
3.48024	0,958	4,80	-1.76	-2.7	7.65	21

Tableau 3. 7 les valeurs de P1 et P2 combinaison rare

1.6 Calcul des pertes de la précontrainte

1.6.1 Les Pertes instantanées

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

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

1.6.1.1 Les pertes de tension par frottement

La tension σ_p0 d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_p0 à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante

Avec :

e : La base de logarithmes népériens.

σ_p0 : La tension à l'origine

f : Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

α : déviations angulaires du câble (rd).

ϕ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).

$$(\sigma) = \sigma_p0 \times e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_p0 - \sigma_{pf}$$

$$\sigma_p0 = 0.9 \times 1417 = 1275.3 \quad F = 0.18$$

$$\phi = 0.002$$

$$\alpha_1 = 2.45 \text{grad} \quad \Rightarrow \quad 0.03848451 \text{ Rad}$$

$$\alpha_2 = 10.17 \text{grad} \quad \Rightarrow \quad 0.1597499 \text{ Rad}$$

$$\alpha_3 = 17.82 \text{grad} \quad \Rightarrow \quad 0.27991590 \text{ Rad}$$

	σ_{p0} [MPa]	f [rd ⁻¹]	ϕ [m ⁻¹]	α [rad]	$x(L/2)$ [m]	$\sigma_{p0}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p0}$ [MPa]
cable 1	1422	0,18	0,002	0,038	15	1370.44	51.55
cable 2	1422	0,18	0,002	0,159	15	1340.85	81.14
cable 3	1422	0,18	0,002	0,279	15	1312.16	109.83
cable moyen							80.84

Tableau 3. 8 les pertes de tension par frottements

1.6.1.2 Les pertes de tension par recul d'ancrage

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, appelée « perte par recul d'ancrage », est obtenue à partir de la valeur fixée par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé. (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_{p0} \times (f \alpha L + \phi) \times d$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times (f \times \frac{\alpha}{L} + \phi)}}$$

Avec : d : la longueur sur laquelle ce fait le recul d'encrage

g : Intensité de recule d'encrage.

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

	L _c (m)	g [m]	E [MPa]	d[m]	$\Delta\sigma_{rec}(\text{ancrage})$	$\Delta\sigma_{rec}(\text{milieu})$
cable 1	30,695	0,006	195000	19.22	121.70	26.75
cable 2	30,783	0,006	195000	16.74	139.73	14.56
cable 3	30,795	0,006	195000	15.04	155.55	0.44
cable moyen						13.92

Tableau 3. 9 les pertes de tensions par recul d'ancrage

Nous avons $d > \frac{l}{2}$ donc il faut tendre tous les câbles par un seul extrémité .

1.6.1.3 Pertes par raccourcissement du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 36.08 \times 10^3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \times e_2}{I} + \frac{Mg \times e}{I}$$

Avec :

g : Poids propre de poutre.

M_g : Moment dus au poids propre de poutre

E_i :Module de déformation longitudinale instantanée du béton

σ_b : Contrainte parabole du béton.

$$M_g = 301,75 \text{ tf.m}$$

$$P = A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rac}) = 5,91 \text{ MN}$$

E_i [MPa]	P [MN]	M_g [tf.m]	σ_b	B brute	$\Delta\sigma_{rac}$	e	IG
$363,08 \times 10^3$	4.77	1,57	16.76	0,574125	43.45	-0,705	0,15

Tableau 3. 10 les pertes par raccourcissent de béton

1.6.1.4 Les pertes instantanés total

$$=(80.84 \times 3) + (13.92 \times 3) + 43.45$$

$$= 327.75 \text{ MPa}$$

1.6.2 Les Pertes différées

1.6.2.1 Pertes par retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r \times [1 - r(j)] \times E$$

$$r(j) = \frac{j}{j + 9r_m} \quad r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times r_m}$$

$$r_m = \frac{B}{\mu}$$

avec

ϵ_r : Le retrait final du béton (1.5×10^{-4} dans un climat très humide).

j : Age du béton à la date de la mise en tension.

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm.

B : La section moyenne de la poutre + dalle.

μ : Le périmètre de la poutre.

$$B=8441.25 \text{ cm}^2$$

$$r_m=13,63 \text{ cm}$$

$$r(28)=\frac{28}{28+(9 \times 13.63)} = 0,1858$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 1.5 \times 10^{-4} \times [1 - 0.1858] \times 195000$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 23.81 \text{ MPA}$$

1.6.2.2 Pertes dus aux fluages du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p \Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 204.83 \text{ MPA}$$

1.6.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par : (CHARLES et al., 2007)

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (u - u_0) \times \sigma_{pi}$$

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} \text{ avec : } f_{prg}=1860$$

u_0 : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{rel} = 161.91 \text{ MPA}$$

1.6.3 Les pertes total

Les Pertes total = les Pertes instantanés total + les Pertes différée total

$$\text{Les Pertes total} = (80.84 \times 3) + (13.92 \times 3) + 43.45 + 23.81 + 204.83 + \frac{5}{6} \times 161.91$$

$$\text{Les Pertes total} = 692.15 \text{ MPA}$$

1.6.4 Le pourcentage des pertes

$$\text{Le pourcentage des pertes} = \frac{\text{les pertes total}}{3 \times \sigma_{p0}} = \frac{692.15}{3 \times 1422} = 16.22\%$$

1.7 Justification à l'ELU

situation d'exploitation (poutre avec dalle). Pour vérifier les déformations à l'ELU on adopte une section simplifiée de la même résistance mécanique de poutre réelle selon Thonier, (1985)

1.7.1 la section équivalente

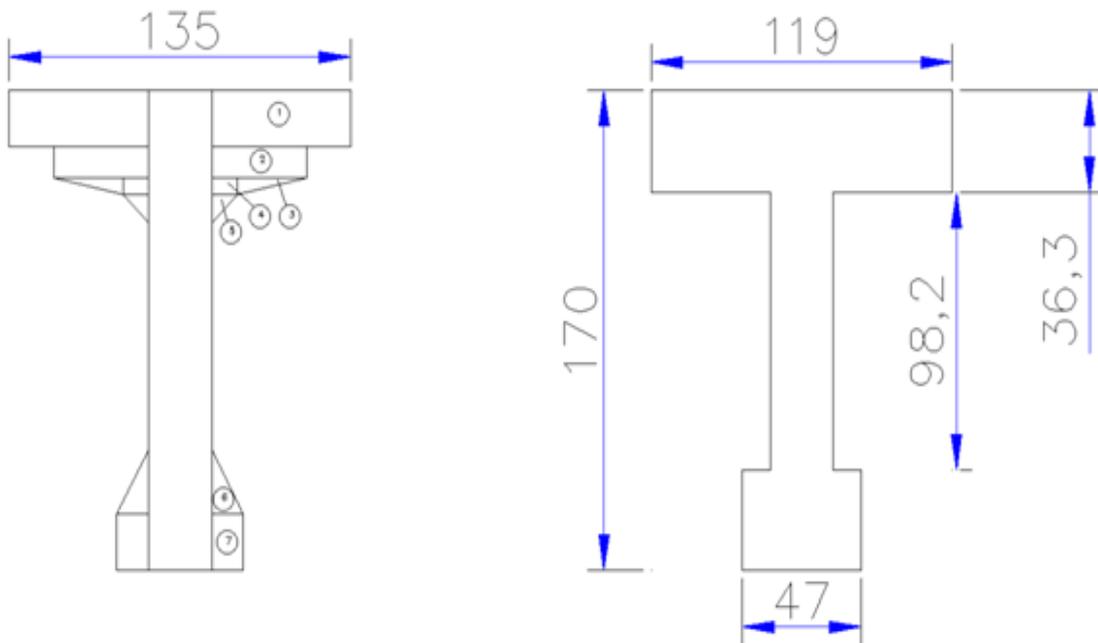


Figure 3. 9 La Section équivalente de La Poutre avec Dalle

Calcul de la section équivalente :

Nous avons le calcul des sections de l'aile de la table :

$$1 - 55 \times 20 = 1100 \text{ cm}^2$$

$$2 - 11 \times 37.5 = 412.5 \text{ cm}^2$$

$$3 - 6 \times 27.5/2 = 82.5 \text{ cm}^2$$

$$4 - 6 \times 10 = 60 \text{ cm}^2$$

$$5 - 10 \times 10/2 = 50 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma \text{ des 5 figures } = 1705 \text{ cm}^2$$

Equation 1 $b_1 \cdot h_0 = 1705 \text{ cm}^2$

$$b_1 \cdot h_0 \cdot b_1 / 2 = (55 \cdot 20 \cdot 55 / 2) + (37.5 \cdot 11 \cdot 18.75) + 27.5 \cdot 6 \cdot 0.5 \cdot (1/3 \cdot 27.5 + 10) + (6 \cdot 10 \cdot 10 / 2) + (10 \cdot 10 \cdot 1/2 \cdot 10 / 3) = 40032.2917 \text{ cm}^3$$

Equation 2 $b_1 \cdot h_0 \cdot b_1 / 2 = 40032.2917 \text{ cm}^3$

De 1 on trouve $b_1 = \frac{1705}{h_0}$

En remplace dans l'équation 2 on trouve

$$h_0 = \frac{1705^2}{2 \cdot 40032.2917}$$

$h_0 = 36.31 \text{ cm}$

de 1 on trouve $b_1 = \frac{1705}{36.31} = 47 \text{ cm}$

calcul du talon :

$b_2 \times h_1 = 390.625 \text{ cm}^2$...équation 1

$$12.5 \times 20 \times \frac{12.5}{2} + 12.5 \times 22.5 \times 0.5 \times \frac{12.5}{3} = 2148.4375 \text{ cm}^3$$

$b_2 \times h_1 \times \frac{b_2}{2} = 2148.4375$ équation 2

de 1 on trouve

$$b_2 = \frac{390.625}{h_1}$$

on remplace dans 2 on trouve

$h_1 = 35.51 \text{ cm}$ et $b_2 = 11.00 \text{ cm}$

Justification de la résistance vis-à-vis les contraintes normal dans la section médiane

sollicitation de calcul :

la combinaison fondamentale $S_u = S \{ P_m + 1.35G + 1.6Q \}$

mise en équation du problème

- équations d'équilibre

$$N_u = \frac{Bc \times 0.85fcj}{\gamma_b} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s \quad \dots\dots\dots \text{équation 1}$$

N_u : effort normal ultime

$N_u = P_m = P_0 - \Delta p$

P_m : effort de la précontrainte probable .

$$P_m = P_0 - \Delta P$$

$B_c = B (0.8y)$,et la section de béton comprimé de hauteur 0.8y

Δp : les pertes totales

$$P_m = 5.118 - 692.157 \times 1200 \times 10^{-6}$$

$$P_m = 4.289816 \text{ MN}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$A_p = 1200 \times 3 = 3600 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

On estime $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

$$4.289816 = \frac{B_c \times 0.85 \times 35}{1.5} - 3600 \times 10^{-6} \times \Delta \sigma_p - 4.52 \times 10^{-4} \sigma_s \quad \dots\dots\dots \text{équation 1}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

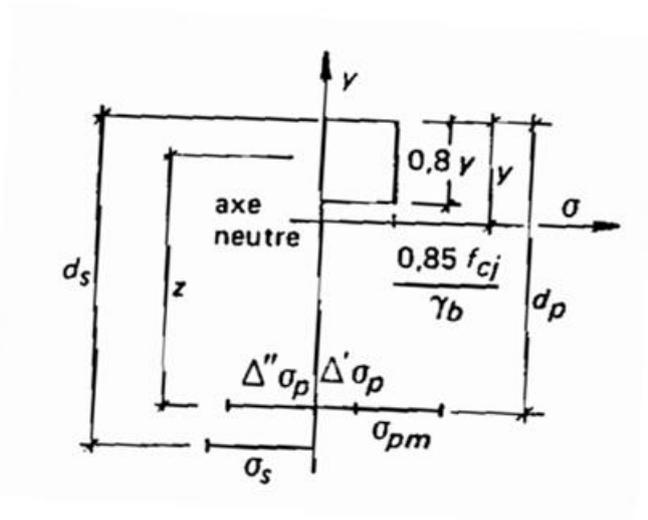


Figure 3. 10 diagramme des contraintes à l'état limite ultime

Le moment résistant ultime est défini alors par

$$M_u = B_c \times \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \times Z + A_s (d_s - d_p) \sigma_s \quad \dots\dots\dots \text{équation 2}$$

Z : bras de levier du moment de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte

Nous avons :

$$d_s = 170 - 5 = 165 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_p = 170 - 10.5 = 159.5 \text{ cm}$$

$$(d_s - d_p) = 5.5 \text{ cm} = 0.055 \text{ m}$$

$$B_c \times \frac{0.85 \times 35}{1.5} \times Z + 4.52 \times 10^{-4} \times 0.055 \times \sigma_s$$

$$B_c \times \frac{0.85 \times 35}{1.5} \times Z + 2.486 \times 10^{-5} \times 434.78$$

Equations liées à l'hypothèse des sections planes .

A partir de considérations sur la similitude des triangles , dans le diagramme des déformations on peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{d_p - y}{y}$$

$$\frac{\Delta'' \epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1.595 - y}{y} \dots\dots\dots \text{équation 3}$$

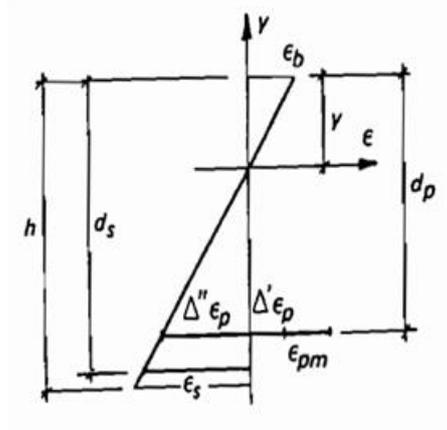


Figure 3. 11 diagramme des déformations a l ELU

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y}$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1.65 - y}{y} \dots\dots\dots \text{équation 4}$$

Equation traduisant le comportement de l acier

Pour les armatures passives

$$\sigma_s = g(\epsilon_s) \dots \dots \dots \text{équations 5}$$

pour les armatures actives

$$\Delta \sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) - f(\epsilon_{pm}) \dots \dots \dots \text{équations 6}$$

$$\text{Avec } \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{4.289816}{3 \times 1200 \times 10^{-6}}$$

σ_{pm} : contrainte probable existant dans les armatures de précontrainte

$$\sigma_{pm} = 1191.61 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1191.61}{195000} = 6.1108 \times 10^{-3} \text{ l'allongement préalable}$$

$$\Delta' \epsilon_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + (p_m \times e_p + M_{min}) \times \frac{e_p}{I}$$

σ_{bpm} : est la contrainte dans le béton ,au niveau de l'armature moyenne de précontrainte sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte.

$$e = 106.2743 - 10.5 = 95.77 \text{ cm}$$

$$P_m = 4.289816 \text{ MN}$$

$$M_{min} = MG \text{ max} = 3.0175 \text{ tf.m}$$

M_{min} : effet des charges permanentes seules

$$\sigma_{bpm} = \frac{4.289816}{0.8441} + (4.289816 \times 0.9577 + 3.0175) \times \frac{0.9577}{0.26518271} = 30.80 \text{ MPA}$$

$$\Delta' \epsilon_p = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 0.78974 \times 10^{-3} \text{ l'accroissement d'allongement}$$

Equations traduisant l'atteinte d'un état ultime

Il existe deux possibilités suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier

A partir de ces valeurs

$$\text{Equation 7...} \left\{ \begin{array}{ll} \epsilon_b = \epsilon_{bu} & \epsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \\ & \text{ou} \\ \epsilon_s = \epsilon_{su} & \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

Nous constatons qu'il ya donc sept équations a écrire comportant sept inconnues qui sont

$\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \epsilon_p, \epsilon_b, \epsilon_s, \mu, m$

Le problème est résolu par approximations successives à partir d'un diagramme de déformations choisi a priori, par exemple celui passant par les pivots A et B ce qui impose :

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \epsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\text{L'équation 4 donne : } \frac{10\text{‰}}{3.5\text{‰}} = \frac{1.65 - y}{y}$$

$$10\text{‰} \times y = (1.65 - y) \times 3.5\text{‰}$$

$$y = \frac{3.5\text{‰} \times 1.65}{13.5\text{‰}} \quad y = 0.428 \text{ m}$$

$$\text{et de 3 on trouve } \frac{\Delta'' \epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1.595 - 0.428}{0.428}$$

$$\Delta'' \epsilon_p = 9.54 \times 10^{-3}$$

$$\text{De 5 } \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

Et de l'équation 6 on trouve

$$\Delta \sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) - f(\epsilon_{pm})$$

$$f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) = f(6.1108 \times 10^{-3} + 0.78974 \times 10^{-3} + 9.54 \times 10^{-3}) = f(16.44 \times 10^{-3})$$

pour cela posons :

$$U = \left[\frac{1}{100} (\epsilon_p - \frac{\sigma_p}{E_p}) \right]^{0.2}$$

$$\sigma_p = (U + 0.9) \frac{f_{peg}}{\gamma_b}$$

partant d'une valeur a priori de :

$$0.9 \times f_{peg} / 1.15 = 1112 \text{ MPA domaine élastique}$$

$$\sigma_p = 1112 \text{ MPA}$$

$$\sigma_p = 1112 \Rightarrow U = 0.1585$$

$$\sigma_p = 1304.25 \Rightarrow U = 0.1552$$

$$\sigma_p = 1300.17 \Rightarrow U = 0.1552$$

$$\sigma_p = 1300.26 \Rightarrow U = 0.1552$$

$$6. \dots \dots \Rightarrow \Delta \sigma_p = f(16.44 \times 10^{-3}) - f(6.1108 \times 10^{-3}) = 1300.26 - 1191.61$$

$$\Delta \sigma_p = 108.65 \text{ MPA}$$

Bc est la section du béton comprimé de hauteur $0.8y = 0.3424$ m

$$Bc = 0.4075 \text{ m}^2$$

On remplace dans l'équation 1

$$\text{On trouve } Nu1 = 7.4944 \text{ MN} > NU = 4.28816 \text{ MN}$$

Le diagramme de déformation choisi entraine une section de béton comprimé trop importante

Le diagramme doit tourner autour de pivot A

Recherche du diagramme de déformation ultime

Le pivotement autour de A n'entraine pas de modification sensible de la valeur de $\Delta''\epsilon_p$ donc de $\Delta''\sigma_p$. de ce fait, travaillons directement sur l'équation 1 .

$$Nu = \frac{Bc \times 0,85 f_{cj}}{\gamma_b} - Ap \times \Delta\sigma_p - As \times \sigma_s$$

$$Bc = \frac{Nu \times \gamma_b + Ap \times \Delta\sigma_p + As \times \sigma_s}{0,85 f_{cj}}$$

$$Bc = \frac{4.28816 \times 1.5 + 1200 \times 3 \times 10^{-6} \times 108.65 + 4,52 \times 10^{-4} \times 434.78}{0,85 \times 35}$$

$$Bc = 0,2726 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } 0.8y = \frac{0,2726}{1,19} \implies y = 0.2863 \text{ c'est la position de l'axe neutre.}$$

1.19 m c'est la largeur de la table de la compression dans la section équivalente .

Compte tenu de cette nouvelle valeur de y on trouve

On remplace dans l'équation 4

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{ds-y}{y}$$

$$\epsilon_b = \frac{\epsilon_s \times y}{ds-y} \implies \epsilon_b = \frac{10\% \times 0.2726}{((1.70-0.05)-0.2726)}$$

$$\epsilon_b = 1.98 \text{ ‰}$$

De l'équation 3 on trouve

$$\Delta''\epsilon_p = \frac{(1.595-0.2726) \times 1.98\%}{0.2726} = 9.61 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1191.61}{195000} = 6.11 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_p = (\epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon_p + \Delta''\epsilon_p) = (6.11 + 0.78974 + 9.61) \times 10^{-3} = 16.50 \times 10^{-3}$$

La déformation limite élastique = $\epsilon_{pe} = \frac{0.9 f_{peg}}{1.15 \times E_p}$

$\epsilon_{pe} = 6.34 \text{ ‰}$

Pour $\epsilon_p > \frac{0.9 f_{peg}}{1.15 \times E_p}$, ϵ_p est déterminé par l'équation de 5^{ème} degré :

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \times \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

Equation que l'on peut résoudre par approximation successive en partant d'une valeur a priori de σ_p , par exemple $(0.9 \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p})$ dans :

$$U = \left[\frac{1}{100} \left(\epsilon_p - \frac{\sigma_p}{E_p} \right) \right]^{0.2}$$

$$\sigma_p = (U + 0.9) \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

ou f_{peg} désigne la limite d'élasticité garantie de l'acier

partant d'une valeur a priori de $\sigma_p = 1112 \text{ MPA}$

$$\sigma_p = 1112 \Rightarrow U = 0.1587$$

$$\sigma_p = 1304.51 \Rightarrow U = 0.1554$$

$$\sigma_p = 1300.47 \Rightarrow U = 0.1555$$

$$\sigma_p = 1300.56 \Rightarrow U = 0.1555$$

la convergence est vite obtenu pour $\sigma_p = 1300.56 \text{ MPa}$

$$\Delta \sigma_p = 1300.56 - 1191.61 = 108.95 \text{ MPA}$$

On remplace dans l'équation 1

$$B_c = \frac{N_u \times \gamma_b + A_p \times \Delta \sigma_p + A_s \times \sigma_s}{0.85 f_{cj}}$$

$$B_c = \frac{5.130 \times 1.5 + 1668 \times 3 \times 10^{-6} \times 275.27 + 4.52 \times 10^{-4} \times 434.78}{0.85 \times 40}$$

On trouve $B_c = 0.2726 \text{ m}^2$

Et $y = \frac{0.2726}{0.8 \times 1.19} = 0.2863 \text{ m}$

On estime ainsi avoir atteint le diagramme de déformation ultime

Justification de la résistance

L'équation 2 donne :

$$M_u = Bc \times \frac{0.85 f_c j \times z}{\gamma b} + A_s (d_s - d_p) \sigma_s$$

z : bras de levier de compression

$$z = d_p - 0.4 \times 0.2863 = 1.595 - 0.115 = 1.48 \text{ m}$$

$$M_u = 0.2726 \times 19.83 \times 1.48 + (4.52 \times 10^{-4}) (1.65 - 1.595) \times 434.78$$

$$M_u = 8.011 > 1.35 \times 3.0175 + 1.35 \times 2.0399$$

8.011 > 6.83 la résistance est assurée

1.8 Tracé des câbles de la précontrainte

De façon générale, le tracé des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions de (CCTG, 1991b)

1.8.1 Equations des câbles

On choisit un repère (x, y), dont l'axe (x) passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe (y) passe par le milieu de la poutre. L'équation des câbles serait alors de la forme :

$$y = ax^2 + b$$

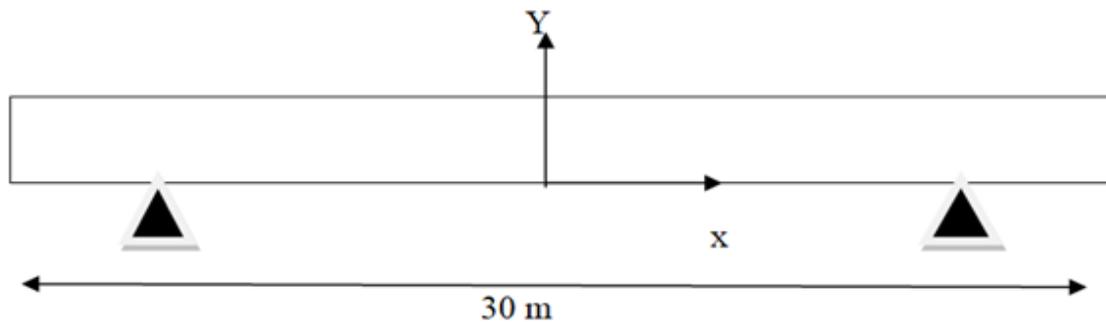


Figure 3. 12 le repère (x,y), dans la Poutre

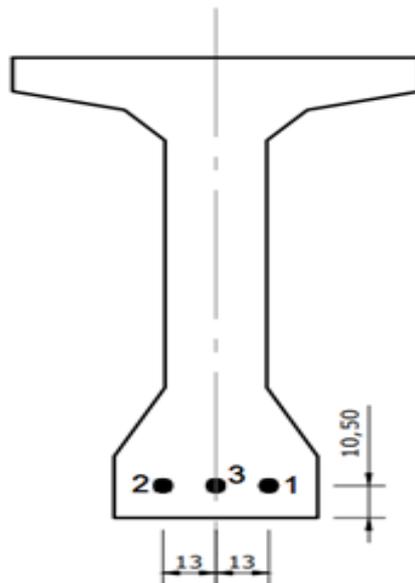


Figure 3. 13 La position des câbles dans la section de milieu

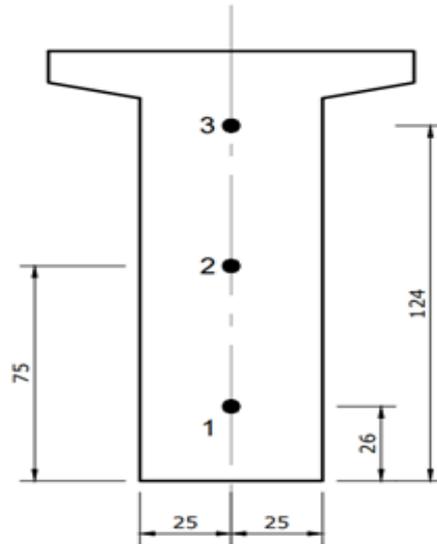


Figure 3. 14 La positions des câbles dans la section d'about

1^{er} cable

$$x=0 \Rightarrow Y=b=0.105$$

$$x=7.82 \Rightarrow Y=b=0.105$$

$$x=14.88 \Rightarrow Y_1=0.26 = a(14.88-7.82)^2 + 0.105$$

$$a = 0.00311$$

Cable 1 :

$$0 \ll x \ll 7.82 \Rightarrow Y = 0.105$$

$$7.82 \ll x \ll 14.88 \Rightarrow Y = 0.00311x^2 + 0.105$$

2^{em} cable

$$x=0 \Rightarrow Y=b=0.105$$

$$x=7.82 \Rightarrow Y=b=0.105$$

$$x=14.88 \Rightarrow Y_2=0.75 = a(14.88-7.82)^2 + 0.105 \Rightarrow a = 0.01294$$

Cable 2 :

$$0 \ll x \ll 7.82 \Rightarrow Y = 0.105$$

$$7.82 \ll x \ll 14.88 \Rightarrow Y_2 = 0.01294x^2 + 0.105$$

3^{em} cable

$$x=0 \Rightarrow Y=b =0.105$$

$$x=7.82 \Rightarrow Y=b =0.105$$

$$x=14.88 \Rightarrow Y_3=1.24=a (14.88-7.82)^2 +0.105 \quad a = 0.02277$$

Cable 3 :

$$0 \ll x \ll 7.82 \Rightarrow Y= 0.105$$

$$7.82 \ll x \ll 14.88 \Rightarrow Y_3= 0.02277x^2 +0.105$$

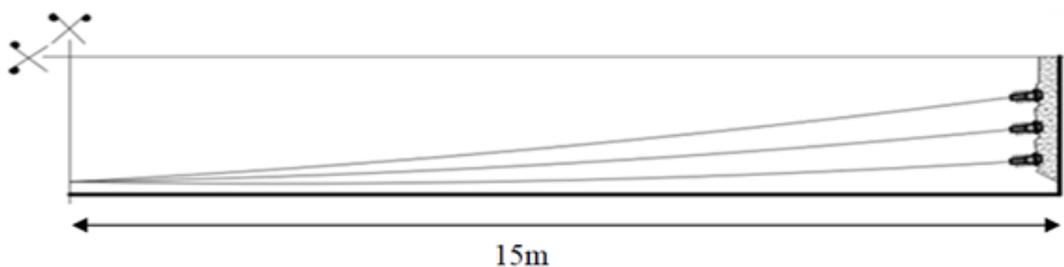


Figure 3. 15 vue Longitudinal des câbles

1.9 FERRAILLAGE DE LA POUTRE

1.9.1 Armature longitudinales (CCTG,1991b)

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma_{bt}}$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times Bt}{2}$$

Situation d exploitation sous la combinaison rare .

$$\frac{1.76}{y} = \frac{7.65}{(1.50-y)}$$

$$1.76 (1.50-y) = 7.65 y$$

$$2.64 - 1.76y = 7.65y$$

$$y = 0.280 \text{ cm} = 0.0280 \text{ m}$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times Bt}{2} \Rightarrow bt = 1 \times 0.0280 = 0.0280 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{1.76 \times 0.0280}{2} = 0.02464 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.0280}{1000} + \frac{0.02464 \times 2.7}{500 \times 1.76} = 1.036 \times 10^{-4} \text{ m} = 1.036 \text{ cm}^2$$

On disposera 4T20 en nappe inférieure = 12.56 cm² voir armature 1 figure 3-16

1.9.2 Armature de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques, La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre. (CCTG, 1991b) Il est souhaitable de limiter au maximum la proportion des armatures couplées dans une même section (par exemple à 1/2). (CCTG, 1991b)

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times \Omega \\ 0.1\% \times B \end{array} \right. \quad A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 5.0906 \text{ cm}^2 \\ 5.742 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{max} = 5\% B$$

Avec

Ω : Périmètre de la section mi-travée

$$\Omega = 5.0906 \text{ m}$$

B : La section de mi-travée

$$B = 0.5742 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} = 15.2718 \text{ cm}^2 \\ 5.742 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 15.2718 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 5\% \times 0.5742 \times 10^4 = 287.1 \text{ cm}^2$$

On disposera 14HA12 en nappe inférieure et supérieure de la table de compression. Voir 4 figure 3-16

On disposera 10HA12 sur les deux périmètres latéraux de l'âme. Voir 3 figure 3-16

On disposera 6HA12 sur les deux périmètres latéraux du talon. Voir 2 figure 3-16

$$A_s = 30T12 = 33.91 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{min} \leq 33.91 \leq A_{max} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

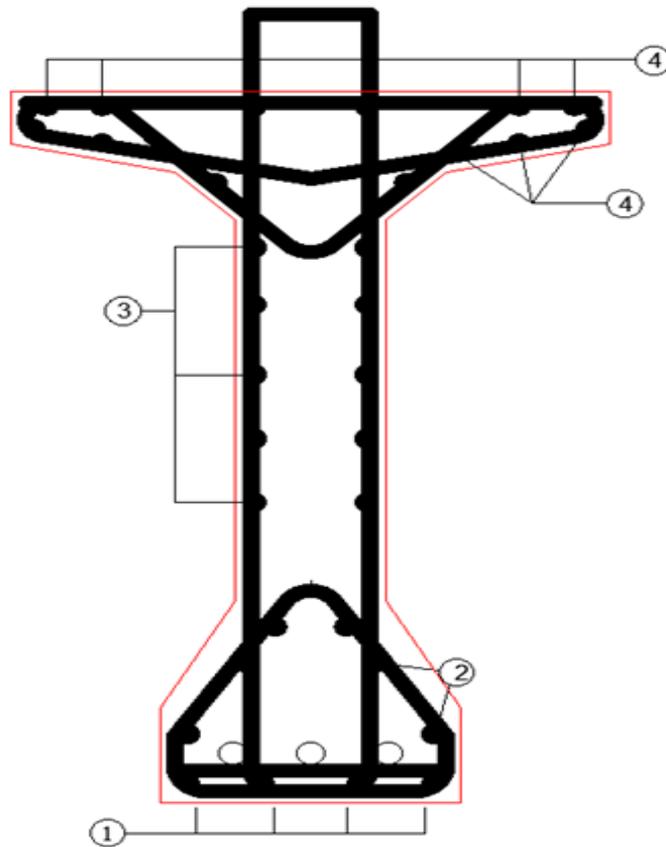


Figure 3. 16 ferrailage de la poutre

1.9.3 Armature vertical

1.9.3.1 Diamètre des armatures d'âme

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$ (h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme. (BAEL, 1991a)

$$\text{Øt} \leq \min \begin{cases} \text{Øl} & 20\text{mm} \\ h/35 & 1700/35 = 48 \text{ mm} \\ b_0/10 & = 500/10 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

On disposera $\text{Øt} = 14\text{mm}$

Et $\text{Øt} = 14\text{mm} < 20\text{mm} \Rightarrow$ Condition vérifié

1.9.3.2 Espacement maximal

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs $0.9 d$ et 40 cm (CCTG, 1991a)

$$St \leq \min \begin{cases} 0.9d = 0.9 \times 165 = 148.5 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ 15\phi L = 15 \times 12 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

On disposera : $St = 15 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

1.10 Justification vis-à-vis l'effort tranchant

L'effort tranchant V résultant des actions extérieures, y compris celles dues à la précontrainte longitudinale, doit être l'objet d'une correction dite « correction de Résal » lorsque la variation de hauteur de la poutre est significative, l'effort tranchant ainsi corrigé est appelé effort tranchant réduit et désigné par V_{red} (BPEL, 1991b)

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, borné inférieurement à 30° . (CCTG, 1991b)

$$At \geq \max \begin{cases} \gamma_s \times St \times b_n \times \frac{(\tau_u - f_{tj}/3)}{f_e} \times \tan(\beta_u) \\ 0.4 \times \gamma_s \times St \times \frac{b_n}{f_e} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \times s}{b_n \times l}$$

Avec :

At : Somme des aires des aciers transversales.

b_n : l'épaisseur nette b_n , en soustrayant les évidements.

V_{red} : L'effort tranchant réduit.

ϕ : Diamètre de la gaine de câble.

S : Le moment statique de la section d'about.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

St : Espacement des armatures transversal.

N : Le nombre des poutres dans une travée.

$$f_e = 500$$

$$b_n = b_o - \phi = 500 - 100 = 400 = 0.40$$

$$\beta_u = 30, \gamma_s = 1.15, St = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$$

$$V = 22.58 \text{ tf} = 0.2258 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red}} = V \cdot P \cdot \sin(\alpha)$$

α : l'angle du câble moyen

$$\alpha = \frac{\sum \sin \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = 10.1467 \text{ grad}$$

$$V_{\text{red}} = 0.2258 \times 1.35 - 5.118 \times \sin(10.1467)$$

$$V_{\text{red}} = 0.50$$

$$S = 162829.8392 = 0.1628298392$$

$$\tau = \frac{V_{\text{red}} \times s}{bn \times l} \quad \tau = 1.35$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.36 \text{ cm}^2 \\ 0.55 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 0.55 \text{ cm}^2$$

poutre avec dalle

$$f_e = 500$$

$$f_{tj} = 2.7$$

$$S_t = 251859.5647 \text{ cm}^3 = 0.25185956647 \text{ m}^3$$

$$\text{Calcul } V_{\text{red}} = 0.9639 - (5.118 - 1200 \times 10^{-6} \times 3 \times 692.157) \times \sin 10.1467$$

$$\tau = \frac{0.5470 \times 0.25189}{0.40 \times 0.2998} = 1.14$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 1.15 \times 0.15 \times 0.40 \times \frac{(1.14 - 2.7/3)}{500} \times \tan(30) \\ 0.6 \times 1.15 \times 0.15 \times \frac{0.35}{500} \end{cases}$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.19 \text{ cm}^2 \\ 0.55 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 0.55 \text{ cm}^2$$

On disposera 2HA12 et 2HA12 (Voir (5) et (6) figure 3-17

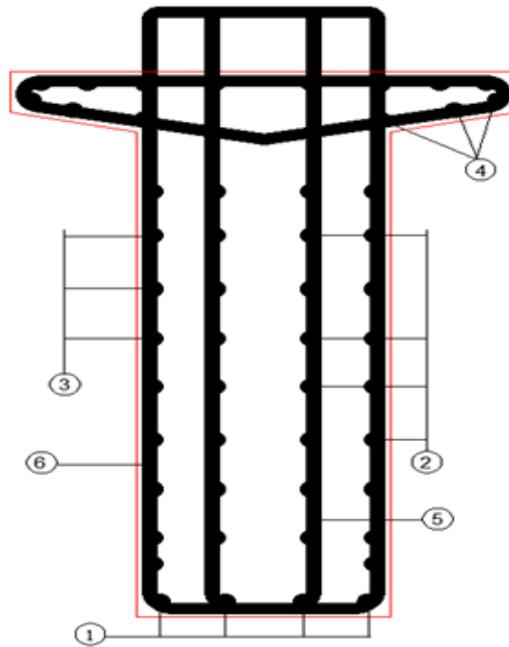


Figure 3. 17 ferrailage de la poutre vertical

1.10.1 Justification du béton

$$\tau_U \leq \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPA}$$

Phase 1 : $1.35 < 5.83$ condition vérifiée

Phase 2 : $1.14 < 5.83$ condition vérifiée

1.10.2 Vérification de la contrainte de la compression

La condition qui doit être vérifiée est : $\sigma_x \leq 0.4 f_{cj}$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{5.118}{1.088625}$$

$$\sigma_x = 5.07 \text{ MPA}$$

$$5.07 \leq 0.4 \times 35 \Rightarrow 2.37 \leq 14 \text{ MPA condition vérifiée}$$

1.11 Conclusion

Les résultats nous montrent que le dimensionnement de la poutre en T préfabriquée en béton précontraint est justifié et qu'elle peut satisfaire les exigences de normes et de conception.

2 Etude de l'hourdis

2.1 Introduction

L'hourdis du pont sert de couverture, en effet il reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Aussi son rôle est l'entretoisement et de reporté les charges permanentes et les surcharges sur les poutres

2.2 Moment fléchissant

Dans notre étude, on a modélisé l'hourdis par le logiciel Robot, les moments maximaux (en travée et en appuis) sont obtenus par les combinaisons ELU et ELS dus à la charge « D240 » présenté dans le Tableau 2-18 et 2-19.

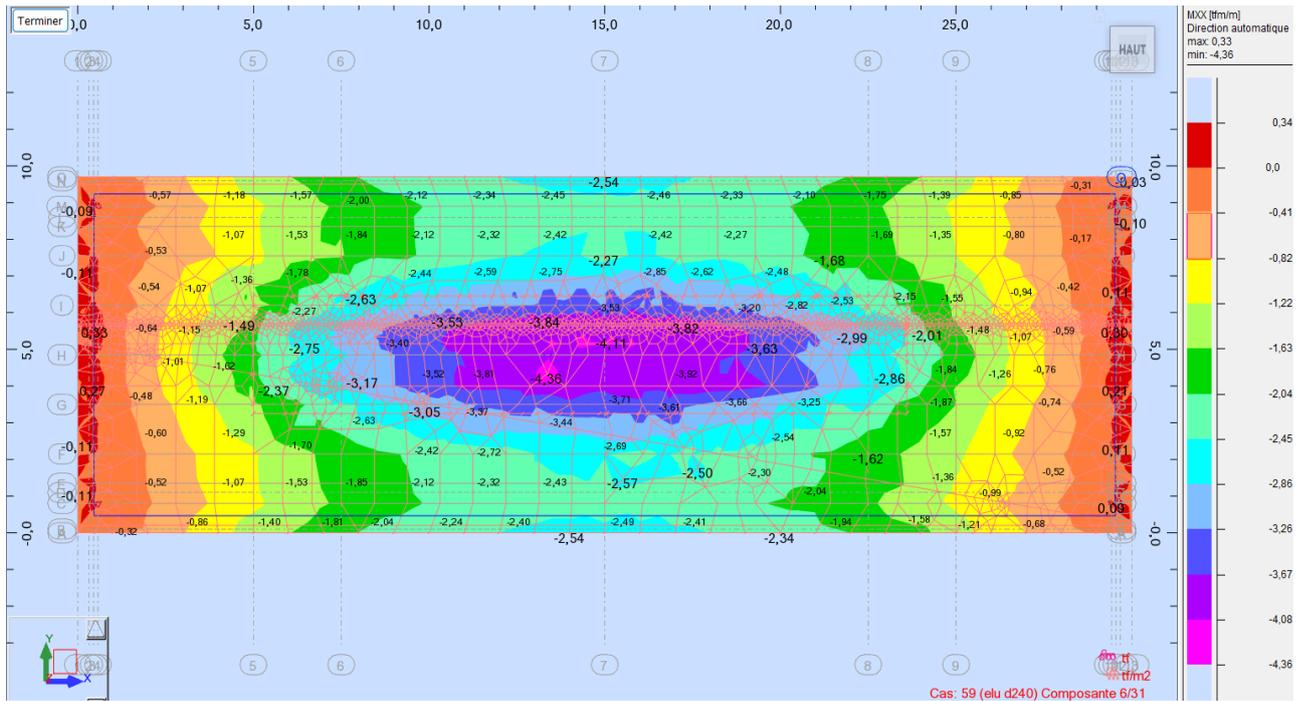


Figure 3. 18 Hourdis ELU (D240) Mxx

Mxx moment longitudinal ; Myy moment transversal

Hourdis ELU D240 Mxx = 4.36 tf.m/ml

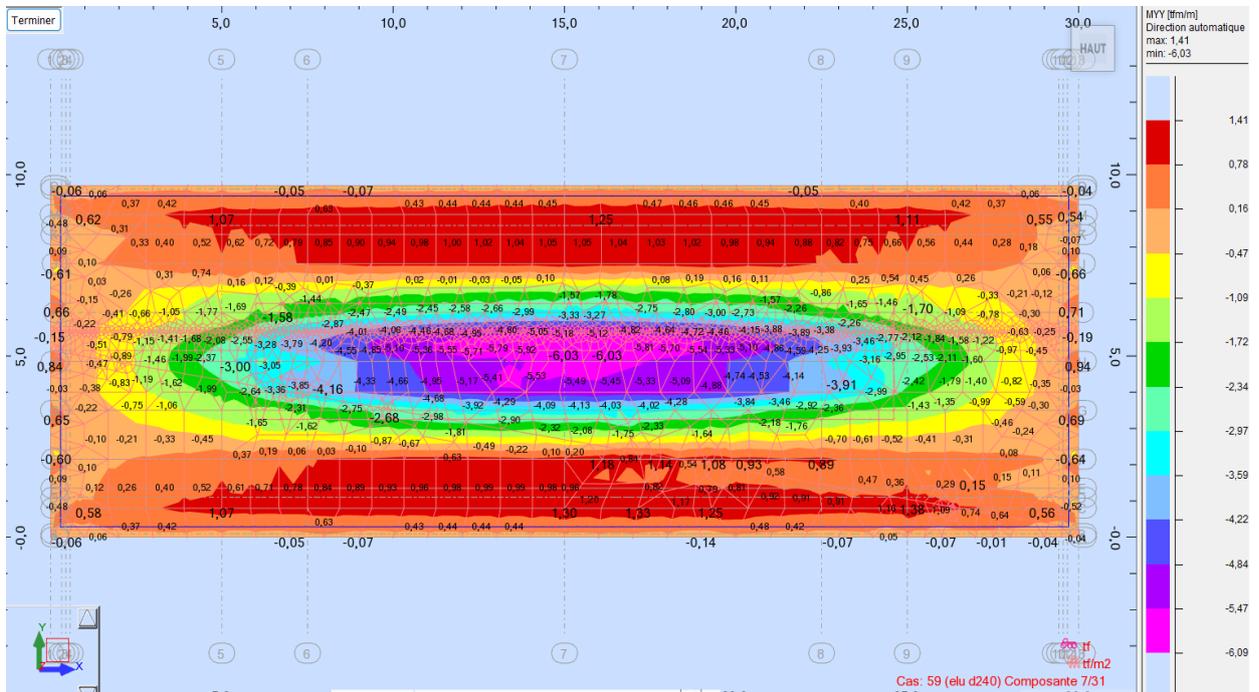


Figure 3. 19 Hourdis ELU D240 Myy

Hourdis ELU D240 Myy = 6.03 tf.m/ml

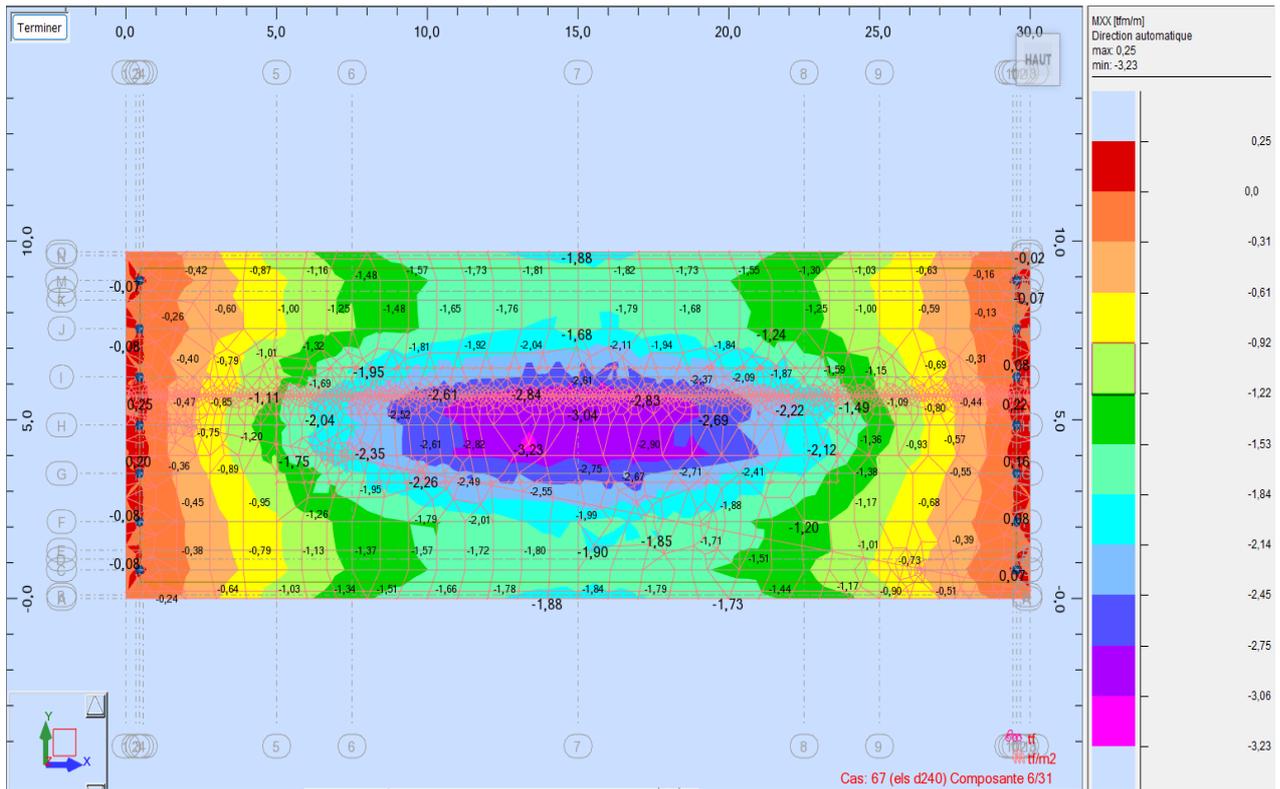


Figure 3. 20 Hourdis Els D240 Mxx

Hourdis D240 Mxx = 3.23 tf.m/ml

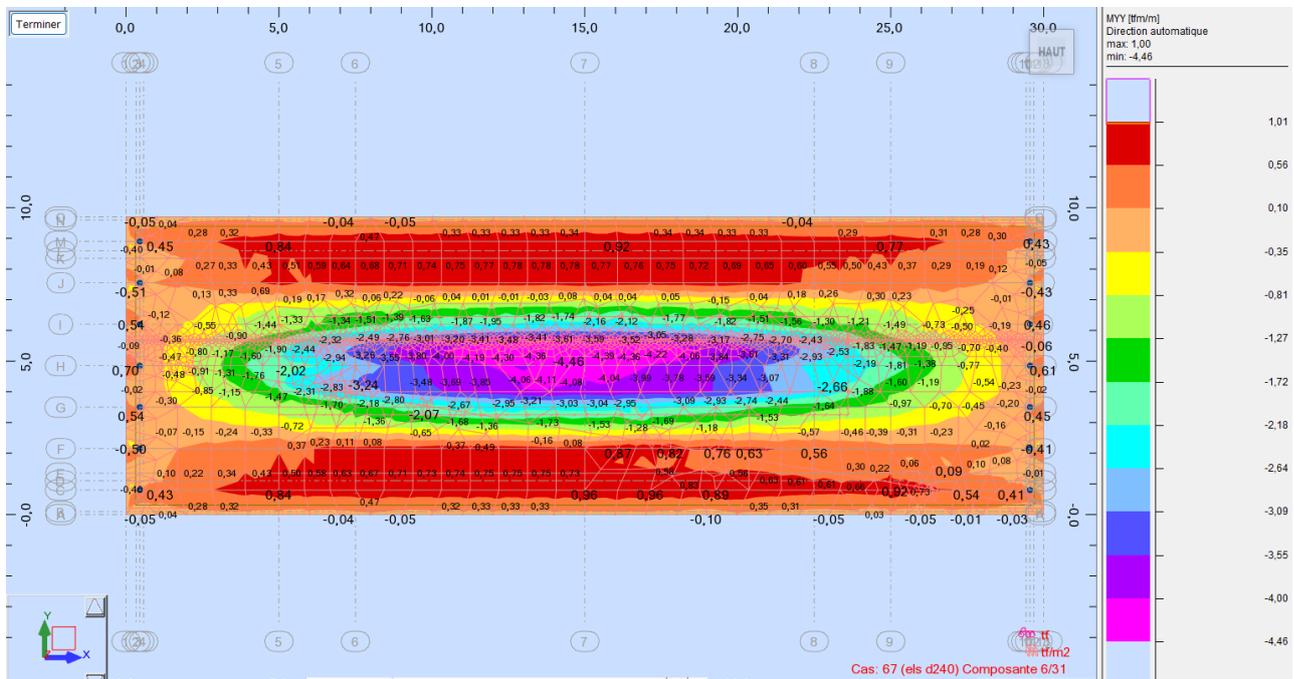


Figure 3. 21 Hourdis EIS D240 Myy

Hourdis D240 Myy = 4.47 tf.m/ml

2.3 Calcul des armatures transversales

Armature inférieure

D'après ROBOT sous ELU (D240) $M_{yy} = 6.03 \text{ tf.m/ml}$

et sous ELS (D240) $M_{yy} = 4.47 \text{ tf.m/ml}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ contrainte caractéristique de béton à 28j

Limite élastique acier : f_e500

Géométrie

La largeur $b = 1.00 \text{ m}$

La hauteur $h = 0.20 \text{ m}$

l'enrobage des armatures supérieure et inférieure

$d' = c = 0.03 \text{ m}$

Le ferrailage se fait par le logiciel SOCOTEC

Hypothèses		Saisie		Dessin		Résultats		Aperçu	
Nom d'affaire :	ferr trans D240				<input type="radio"/> Dessin Géométrie Type				
Nom du fichier :	ferr trans D240				<input checked="" type="radio"/> Dessin Géométrie Saisie				
Matériaux									
Contrainte béton :	f_{c28}	25	MPa	Coeff. acier/béton :	n	15			
Limite élast. acier :	f_e	500	MPa						
<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELU					<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELS				
Effort normal :	N_u	0	tf	Effort .. :	N_s	0	tf		
Moment fléchissant :	M_u	6.03	tf*m	Moment .. :	M_s	4.47	tf*m		
Coefficients					Sections d'armatures				
durée chargement :	θ	1		supérieures :	0	cm ²			
sécurité du béton :	γ_b	1.5		inférieures :	14.07	cm ²			
sécurité de l'acier :	γ_s	1.15							
Convention signes			Fissuration			Type d'armature			
N > 0 : compression			<input type="radio"/> peu préjudiciable			<input type="radio"/> rond lisse			
M > 0 : tend la fibre inférieure			<input checked="" type="radio"/> préjudiciable			<input checked="" type="radio"/> barre HA $\varnothing \geq 6$			
			<input type="radio"/> très préjudiciable			<input type="radio"/> barre HA $\varnothing \leq 6$			

Figure 3. 22 les données de ferrailage transversale de hourdis

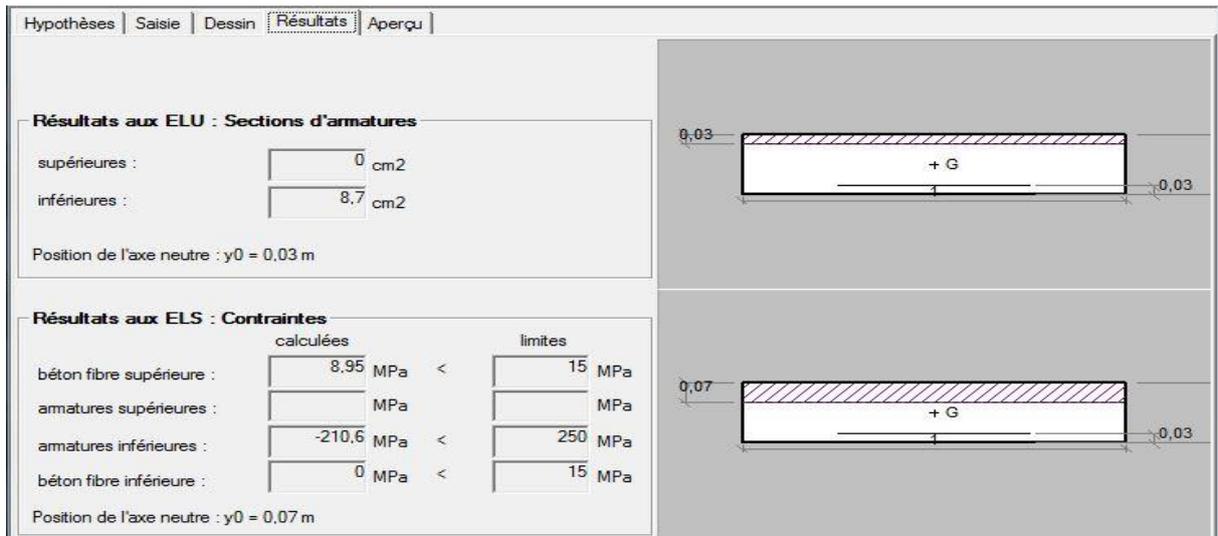


Figure 3. 23 les résultats de calcul du ferrailage transversal de l'hourdis

d'après SOCOTEC

$$A_{St} = 7HA16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

Le même ferrailage pour armature supérieur et inférieur

2.4 Calcul des armatures longitudinales

Armature inférieur et supérieur

d'après robot ELU D240 $M_{xx} = 4.36 \text{ tf.m/ml}$

EIS D240 $M_{xx} = 4.3.23 \text{ tf.m/ml}$

$f_{cj} = 25 \text{ MPA}$ contrainte béton limite élastique acier

Géométrie

La largeur $b = 1 \text{ m}$

La hauteur $h = 0.2 \text{ m}$

Postions centre de gravité armature supérieur $d' = 0.03 \text{ m}$

l'enrobage . postions centre de gravité armature inférieur $c = 0.03 \text{ m}$

Le ferrailage se fait par logiciel Socotec

Hypothèses		Saisie		Dessin		Résultats		Aperçu		
Nom d'affaire :		ferr long dal D240				<input type="radio"/> Dessin Géométrie Type <input checked="" type="radio"/> Dessin Géométrie Saisie				
Nom du fichier :		ferr trans D240								
Matériaux					Géométrie					
Contrainte béton :		f_{cj}	25	MPa	Coeff. acier/béton :		n	15		
Limite élast. acier :		f_e	500	MPa	Largeur :		b	1	m	
					Hauteur :		h	0,2	m	
					Pos. cdg armatures sup. :		d'	0,03	m	
					Pos. cdg armatures inf. :		c	0,03	m	
<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELU Effort normal : Nu <input type="text" value="0"/> tf Moment fléchissant : Mu <input type="text" value="4,36"/> tf*m					<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELS Effort .. : Ns <input type="text" value="0"/> tf Moment .. : Ms <input type="text" value="3,23"/> tf*m					
Coefficients					Sections d'armatures					
durée chargement :		θ	1		supérieures :		<input type="text" value="0"/>	cm ²		
sécurité du béton :		γ_b	1,5		inférieures :		<input type="text" value="9,23"/>	cm ²		
sécurité de l'acier :		γ_s	1,15							
Convention signes			Fissuration			Type d'armature				
N > 0 : compression			<input type="radio"/> peu préjudiciable <input checked="" type="radio"/> préjudiciable <input type="radio"/> très préjudiciable			<input type="radio"/> rond lisse <input checked="" type="radio"/> barre HA $\varnothing > 6$ <input type="radio"/> barre HA $\varnothing \leq 6$				
M > 0 : tend la fibre inférieure										

Figure 3. 24 les données de ferrailage longitudinal de hourdis

Hypothèses		Saisie		Dessin		Résultats		Aperçu	
Résultats aux ELU : Sections d'armatures									
supérieures :		<input type="text" value="0"/>	cm ²						
inférieures :		<input type="text" value="6,13"/>	cm ²						
Position de l'axe neutre : y0 = 0,02 m									
Résultats aux ELS : Contraintes									
		calculées		<		limites			
béton fibre supérieure :		<input type="text" value="7,46"/>	MPa			<input type="text" value="15"/>	MPa		
armatures supérieures :		<input type="text" value=""/>	MPa			<input type="text" value=""/>	MPa		
armatures inférieures :		<input type="text" value="-226,8"/>	MPa			<input type="text" value="250"/>	MPa		
béton fibre inférieure :		<input type="text" value="0"/>	MPa			<input type="text" value="15"/>	MPa		
Position de l'axe neutre : y0 = 0,06 m									

Figure 3. 25 les résultats de calcul de ferrailage transversale de hourdis

d'après socotec on trouve

$$ASl = 6HA14 \implies ASl (\text{cm}^2) = 9.23 \text{ cm}^2$$

On adopte Le même ferrailage pour les armatures supérieures.

2.5 Condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.18$$

$$A_{st} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{500} \implies A_{st} = 1.73 \text{ cm}^2$$

2.6 Justification aux efforts tranchants

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

τ : Effort de cisèlement.

d'après logiciel robot :

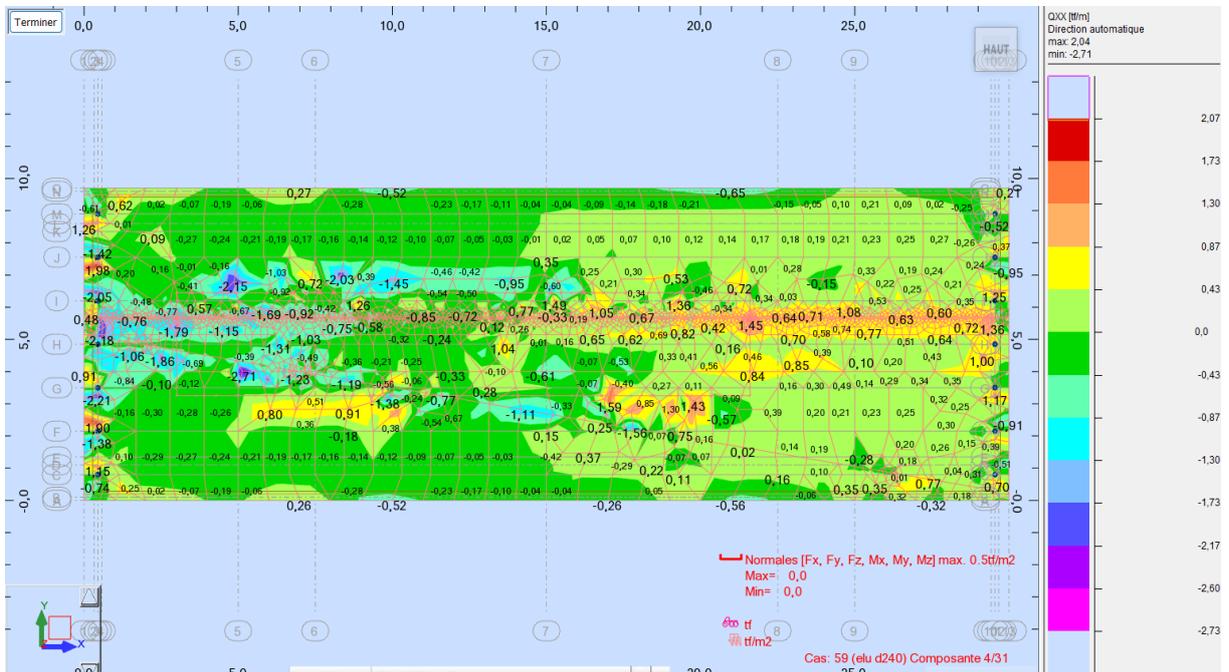


Figure 3. 26 Hourdis Elu D240 Q_{xx}

On trouve : $Q_{xx} = 2.71 \text{ tf/m}$

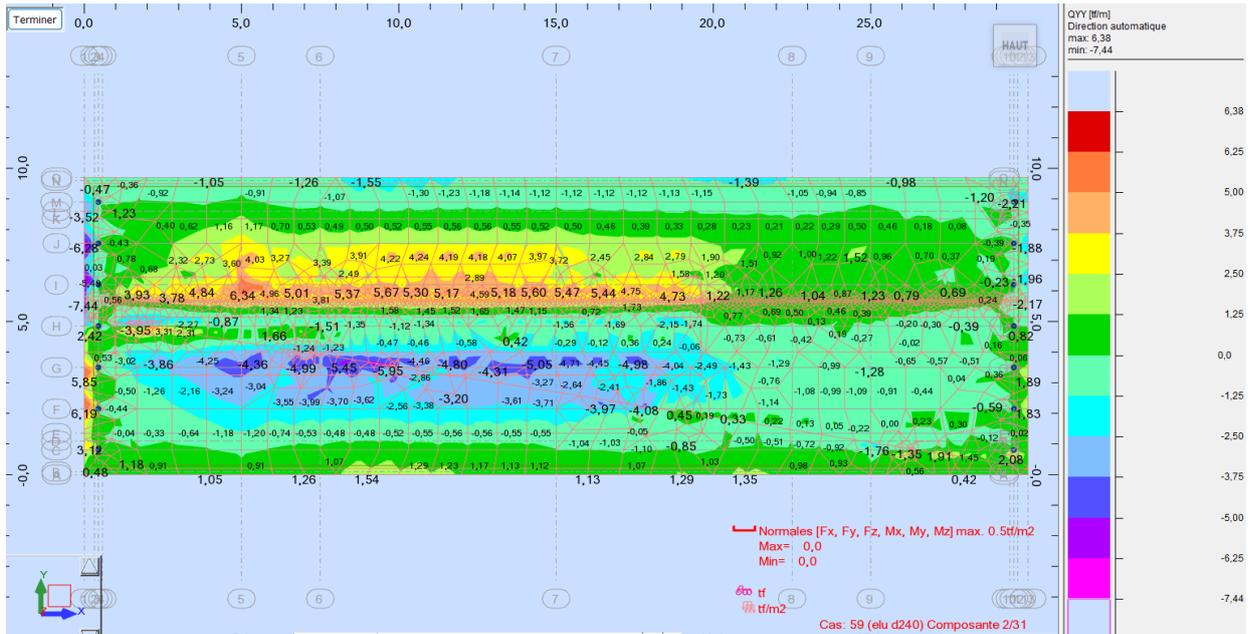


Figure 3. 27 Hourdis ELU D240 Qxx

On trouve $Q_{yy} = 7.44 \text{ tf/m}$

Longitudinalement

$$T_u = 2.71 \text{ tf/m} = 0.0271 \text{ MN/m}$$

$$\tau_u = \frac{0.0271}{1 \times 0.17} = 0.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min (2.5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA}) \implies \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \implies 0.16 \leq 2.5 \quad \text{condition vérifiée}$$

Transversalement

$$T_u = 7.44 \text{ tf/m} = 0.0744 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{0.0744}{1 \times 0.17} = 0.44 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min (2.5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA}) \implies \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \implies 0.44 \leq 2.5 \quad \text{condition vérifiée}$$

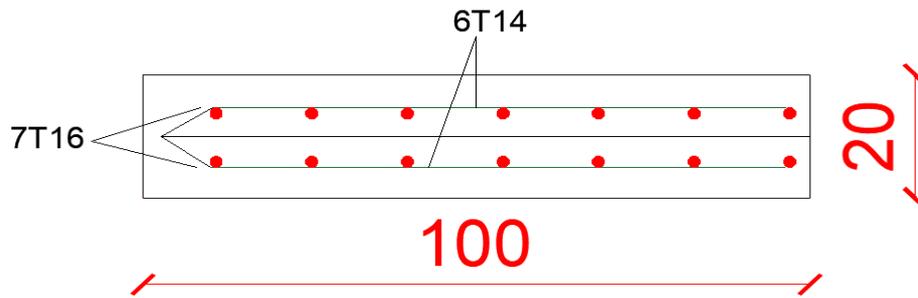


Figure 3. 28 le ferrailage de l'hourdis transversale et longitudinale

3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

3.1 Introduction

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis. De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité. (VIPP, 1996)

3.2 La modélisation des entretoises

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions des poutres. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier. Dans notre cas, on suppose pour le levage (6 vérins).Figure 3-29 La modélisation est faite par le logiciel ROBOT.

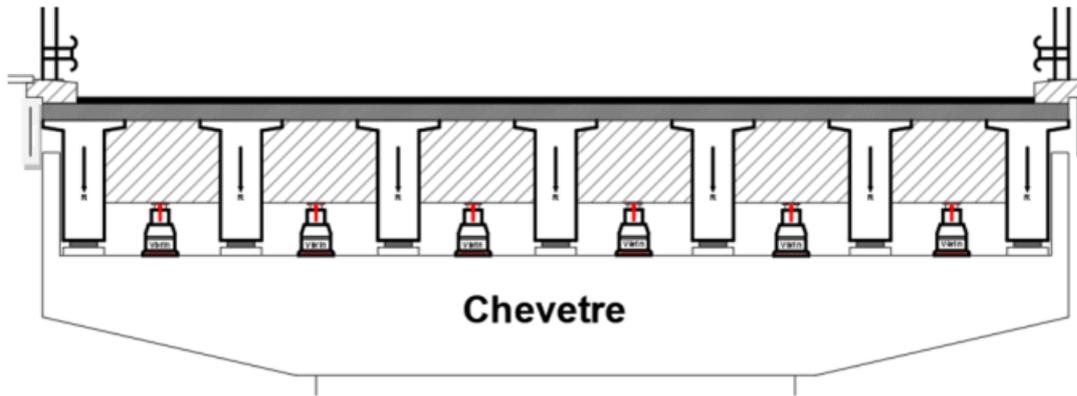


Figure 3. 29 les vérins de lavage du tablier

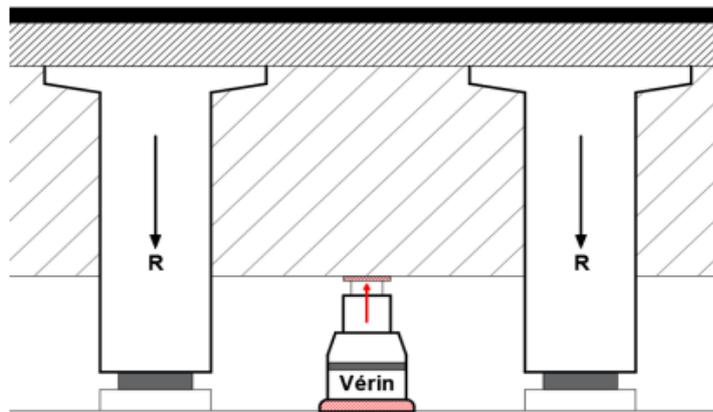


Figure 3. 30 réaction du tablier

3.3 Hypothèses de calcul

Le calcul de ferrailage sera fait par logiciel ROBOT suivant le règlement (BAEL 91)
 Model : poutre sollicitée par des charges ponctuelles (réaction des poutres du tablier).
 appuyée sur 6 points d'appuis (vérins).Figure 3-31

Béton: $f_{c28} = 25$ (MPa)

Acier: $f_e = 500$ (MPa)

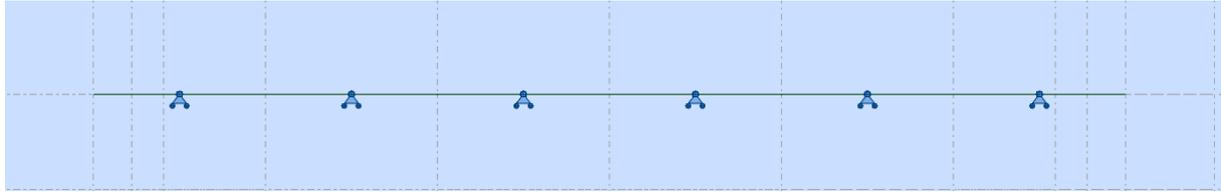


Figure 3. 31 le model en Robot Structural Analysis

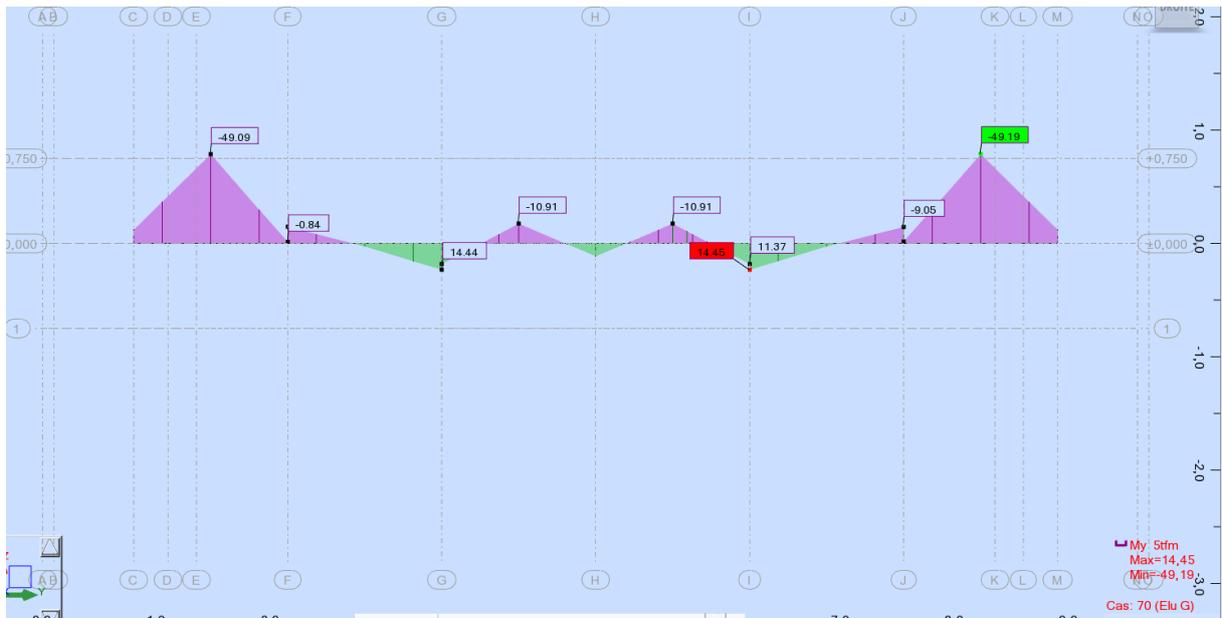


Figure 3. 32 Diagramme des Moments Etat Limite Ultime

ELU M appui = 49.19 tf.m

ELU M travée = 14.45 tf.m

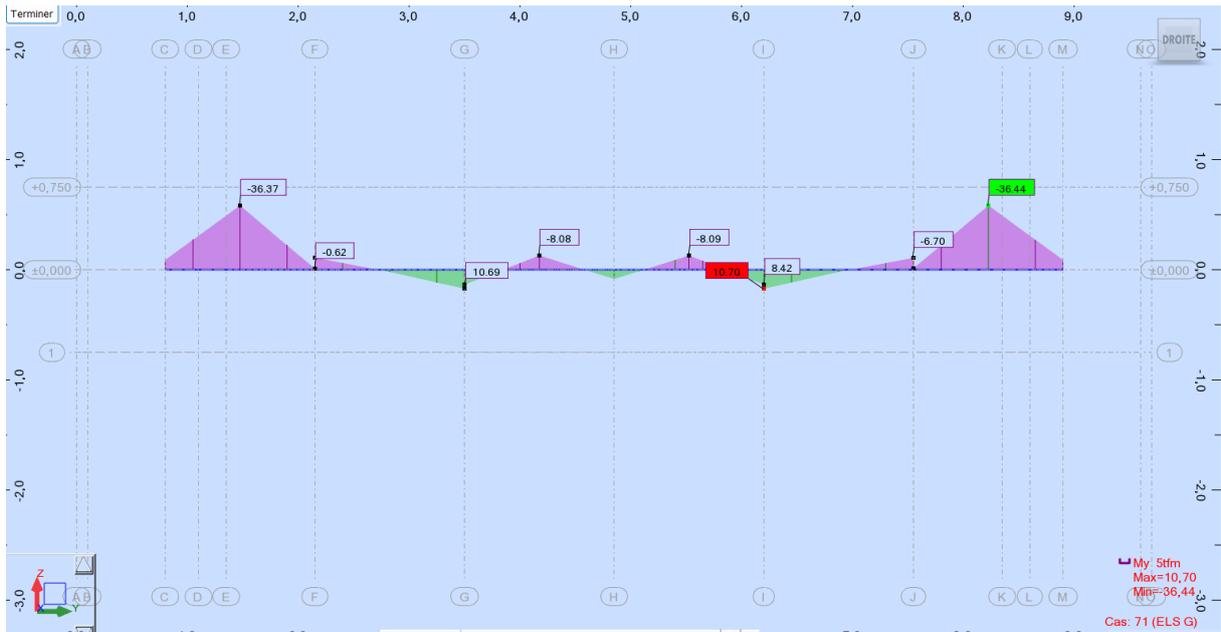


Figure 3. 33 Diagramme des Moments état limite de service

ELS M appuis = 36.44 tf.m

ELS M travée = 10.70 tf.m

3.4 Détermination du ferrailage

D'après SOCOTEC le ferrailage de l'entretoise en travée

$A_{seinf} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$A_{sesup} = 8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2$

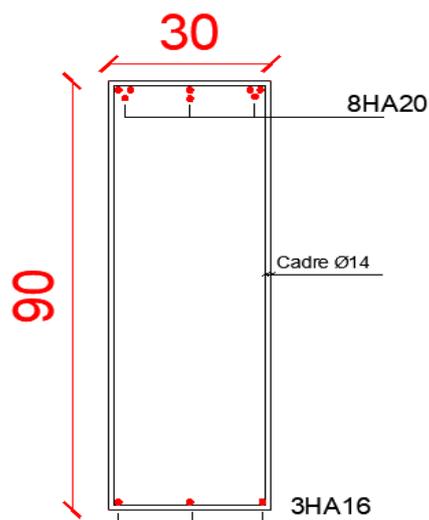


Figure 3. 34 ferrailage de l'entretoise

CHAPITRE IV

APPAREILS D'APPUI

1 Introduction

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis fixes en caoutchouc fretté. Les déplacements du tablier sont donc absorbés par les distorsions du caoutchouc, et l'on évite ainsi d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, bien plus coûteux, qui de plus sont bien plus sensibles à un défaut de pose ou d'entretien. (VIPP, 1996)

Ces appareils d'appui doivent être. La norme précise les dimensions normalisées de fabrication pour les appareils d'appui à feuillets d'élastomère de 8, 10 et 12 mm. Leur dimensionnement relève du Bulletin Technique N°4 du SETRA . (VIPP, 1996)

2 Appareil d'appuis en élastomère fretté

Ces appareils, placés entre une structure et ses supports, sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées. (Bulletin Technique N°4 du SETRA 1974)

2.1 L'élastomère

L'élastomère utilisé pour la fabrication des appareils d'appui peut être soit d'origine végétale, le latex, et le produit utilisé est alors un polymère de l'isoprène (polyisoprène), soit d'origine synthétique et dans ce cas le composé est généralement un polymère du chloroprène (polychloroprène) (Bulletin Technique N°4 du SETRA 1974)

2.2 Les frettes

Pour les appuis courants, les frettes sont en acier doux, de qualité E 24-1. Toutefois, lorsque les appuis sont destinés à fonctionner en atmosphère corrosive, telle que l'atmosphère marine, il est recommandé d'utiliser pour les frettes un acier inoxydable Les frettes sont solidarisées au néoprène par vulcanisation. Les autres méthodes, le collage en particulier, ne sont pas admises. Quelque soit le matériau utilisé, l'épaisseur des frettes ne pourra être inférieure à 1 mm. (Bulletin Technique N°4 du SETRA, 1974)

Nous avons :

t : Épaisseur des feuillets, fixée par la norme.

N : Nombre de feuillets.

3 Dimensionnement des appareils d'appuis

3.1 Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont déterminées de la même manière pour les différents types d'appareils.

Pour la détermination des appareils d'appui, on considère les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultime. Dans notre étude, on va utiliser la valeur de réaction verticale à l'appui sous la combinaison fondamentale défavorable (ELU D240).

Réaction verticale à l'appui : $N_{max} = 121.20$ tf

3.2 Aire de l'appareil d'appui

La contrainte moyenne de compression « σ_{moy} » ne peut dépasser 15MPa. (On obtient donc pour un appareil, avec la réaction verticale maximale :

$$\sigma_{moy} \geq \frac{N_{max}}{a \times b} \quad \Rightarrow \quad a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{moy}}$$

$$a \times b \geq \frac{1.212}{15} \quad a \times b \geq 0.0808 \text{ m}^2 = 808 \text{ cm}^2$$

On prend $a = 30$ cm et $b = 35$ cm

$$a \times b = 30 \times 35, \quad a \times b = 1050 \text{ cm}^2$$

$1050 \geq 808$ vérifiée

Avec :

a : La largeur de l'appareil d'appuis.

b : La longueur de l'appareil d'appuis.

N_{max} : Réaction verticale maximale sur l'appui.

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression du néoprène.

3.3 Epaisseur nette de l'élastomère

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$\Rightarrow 3 < T < 6$$

On prend $T = 6 \text{ cm}$

Epaisseur de couche = 1 cm

$$T = n \times t \text{ et } t = 1 \text{ cm}$$

$$n = 6/1 \Rightarrow n = 6$$

3.4 Epaisseur des frettes

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

$$t_s > \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{(a + b) \times 2 \times t} = \frac{1050}{65 \times 2 \times 1} = 8.070$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{1.212}{0.3 \times 0.35} = 11.543 \text{ MPA}$$

$$t_s = \frac{30}{8.070} \times \frac{11.543}{220} \quad t_s > 0.195 \text{ cm} \quad t_s > 1.95 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 3 \text{ mm}$

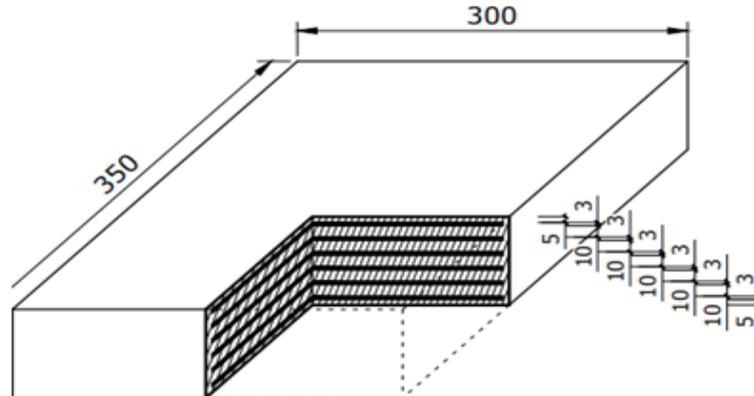


Figure 4. 1 détail de l'appareil d'appuis

4 Les efforts horizontaux en tête des appuis

Les efforts horizontaux exercés sur le tablier (freinage, ...) sont transmis aux différents appuis, selon une répartition qu'il convient de déterminer. Il faut, d'autre part, calculer les efforts développés par le tablier en tête des appuis, du fait des déplacements imposés à ces derniers par les déformations de la structure (retrait, fluage, température). Variation linéaire du tablier.

4.1 Déplacement dû au retrait

$$\Delta l_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

Nous avons :

$$\varepsilon_r : \text{raccourcissement unitaire du au retrait} = 3 \times 10^{-4}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\Delta l_r = 3 \times 10^{-4} \times \frac{30}{2} \Rightarrow 4.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta l_r = 4.5 \text{ mm}$$

4.2 Déplacement dû au fluage

$$\sigma'_m \text{ au milieu } \sigma'_m = \frac{+\sigma'A + \sigma'M}{2}$$

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

σ'_m = contrainte moyenne

En service

- Sous G MG = 301.75 tf.m

$$\sigma'_i = \frac{Mg \times V'}{I(\text{poutre+dalle})} = \frac{301.75 \times 10^{-2} \times 1.06274372}{0.26518271}$$

$$\sigma'_i = -12.093 \text{ MPA}$$

- Sous précontrainte

$$\sigma'_p = \frac{Pm}{B(\text{poutre+dalle})} - \frac{Pm e V'}{I}$$

$$Pm = P0 - \Delta P = 6.3816 - 1668 \times 751.740439 \times 10^{-6}$$

$$Pm = 5.1277 \text{ MN}$$

$$Pm = P0 - \Delta P = 1275.3 \times 1668 \times 10^{-6} - 250.107$$

$$\sigma'_p = \frac{5.1277}{0.844125} - \frac{5.1277(-0.9577) \times 1.06274372}{0.26518271}$$

$$\sigma'_p = 25.755 \text{ MPA}$$

$$\sigma'_m = \sigma'_{iG} + \sigma'_p = -12.093 + 25.755 \text{ MPA}$$

$$\sigma'_m = 13.662 \text{ MPA}$$

A la mise en tension

- Sous G1 (poutre + dalle + entretoise)

$$\sigma'_i = \frac{Mg \times V'}{I(\text{poutre seule})} = \frac{233.09 \times 10^{-2} \times 0.810082378}{0.14969789}$$

$$\sigma'_{iG1} = -12.613 \text{ MPA}$$

- Sous précontrainte

$$\sigma'_p = \frac{Pm}{B(\text{poutre+seul})} - \frac{Pm e V'}{I}$$

$$Pm = P0 - \Delta P = 6.3816 - 344.34596 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$Pm = 5.8239 \text{ MN}$$

$$\sigma'_p = \frac{5.8239}{0.574125} - \frac{5.8239(-0.7005082378)0.810082378}{0.1496978957}$$

$$\sigma'_p = +32.365 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_m = -12.613 + 32.365 = +19.752 \text{ MPA}$$

A l'appuis

En service

Sous précontrainte

$$\sigma'_p = \frac{N}{B(\text{poutre+dalle})} - \frac{N e V'}{I}$$

$$Pm = P0 - \Delta P = 6.3816 - 870.7555602 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$Pm = 4.9292 \text{ MN}$$

$$Pm (\text{ pour un câble }) = \frac{4.9292}{3} = 1.6431 \text{ MN}$$

$$N = P \sum \cos \alpha_i \quad \text{ Avec } \alpha \text{ en grade}$$

$$N = 1.6431 (\cos 2.45 + \cos 10.17 + \cos 17.82)$$

$$N = 4.8432 \text{ MN}$$

$$B (\text{ poutre + dalle }) = 0.950805 \text{ m}^2$$

$$e = -V' + 0.70 = -1.03496066 + 0.70$$

$$e = -0.3350 \text{ m}$$

$$V' = 1.03496066 \text{ m} ; I = 0.278083816 \text{ m}^4$$

$$\sigma'_p = \frac{4.84432}{0.950805} - \frac{4.8432 (-0.03350).1.03496066}{0.278083816}$$

$$\sigma'_p = 11.13 \text{ MPa}$$

*A la mise en tension

-Sous précontraintes

$$P_m = P_0 - \Delta p = 6.3816 - 394.903892 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$P_m = 5.7229$$

$$P_m \text{ (pour un câble)} = \frac{5.7229}{3} = 1.90 \text{ MN}$$

$$N = P \sum \cos \alpha_i \quad \text{Avec } \alpha \text{ en grade}$$

$$N = 1.90 (\cos 2.45 + \cos 10.17 + \cos 17.82)$$

$$N = 5.60 \text{ MN}$$

$$B = 0.680805 \text{ m}^2$$

$$e = -V' + 0.70 = -0.810872 + 0.70$$

$$e = -0.11 \text{ m}$$

$$V' = 1.03496066 \text{ m} ; I = 0.278083816 \text{ m}^4$$

$$\sigma'_p = \frac{5.60}{0.6808} - \frac{5.60 (-0.11).0.81087}{0.157939697}$$

$$\sigma'_p = 11.41 \text{ MPA}$$

Déplacement du au fluage

Récapitulation des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure

	σ'_A a l'appuis (MPA)	σ'_m au milieu (MPA)
En service	11.13	13.662
A la mise en tension	11.41	19.752
Valeur moyenne	11.27	16.707

Tableau 4. 1 des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure peut donc être évaluée approximation a

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_A + \sigma'_M}{2} = \frac{11.27 + 16.707}{2}$$

$$\sigma'_m = 13.9885 \text{ MPa}$$

donc le déplacement du au fluage sur un appuis est :

$$\Delta f = \frac{l}{2} \times \frac{\sigma'_m}{EV} = \frac{30}{2} \times \frac{13.9885}{12653.22}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$\Delta f = 0.01658 \text{ m} = 16.58 \text{ mm}$$

4.3 Déplacement due à la température

On admet en générale que la variation de température entraîne :

une variation de longueur = $\pm 2.5 \times 10^{-4}$ (pour une variation ± 30 degré)

$$\Delta t = \pm 2.5 \times 10^{-4} \times \frac{l}{2} = 2.5 \times 10^{-4} \times \frac{30}{2} = 3.75 \times 10^{-3} \text{ m}$$

4.4 Déplacement total maximum

$\Delta \text{ total} = \Delta \text{ retrait} + \Delta \text{ fluage} + \Delta \text{ température}$

$$\Delta \text{ total} = 4.5 + 16.58 + 3.75$$

$$\Delta \text{ total} = 24.83 \text{ mm}$$

5 Vérification des contraintes

5.1 Limitation des contraintes de cisaillement

5.1.1 Sollicitation sous la compression

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage, suivant une répartition conforme à celle indiquée sur la figure 4-2 Les Contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet et plus précisément au milieu des grands côtés. Ceci Explique que ce soit en ces endroits que peuvent apparaître les premières dégradations d'un appareil. La valeur maximale de cette contrainte est égale à

$$\sigma \text{ moy} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPA} \Rightarrow 11.54 \leq 15 \text{ MPA condition vérifiée}$$

$$\tau = \frac{1.5 \times \sigma m}{\beta} < 2.8 \text{ MPa} \Rightarrow 2.14 < 2.8 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{avec } \beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2 \times t} = \frac{1050}{65 \times 2 \times 1} = 8.070$$

τ_N : Contrainte de cisaillement au niveau du frettage.

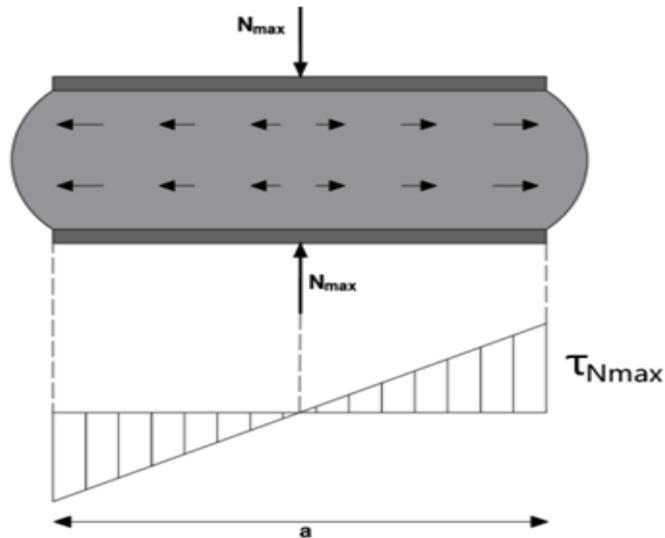


Figure 4. 2 la contraintes de cisaillement τ_n

5.1.2 Sollicitation sous la distorsion

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de freinage est uniforme . (Setra, 1974) Dans les spécifications concernant les appareils d'appui on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale: Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut

$$\tau_h = \frac{G \times \mu}{T} < 0.5 \times G$$

Avec :

G : module d'élasticité de l'élastomère = 0.9 MPA

μ : déplacement total

T : épaisseur nette élastomère = 60mm

$$\tau_h = \frac{0.9 \times 24.83}{60} < 0.5 \times 0.9$$

0.372 < 0.45 => condition vérifiée

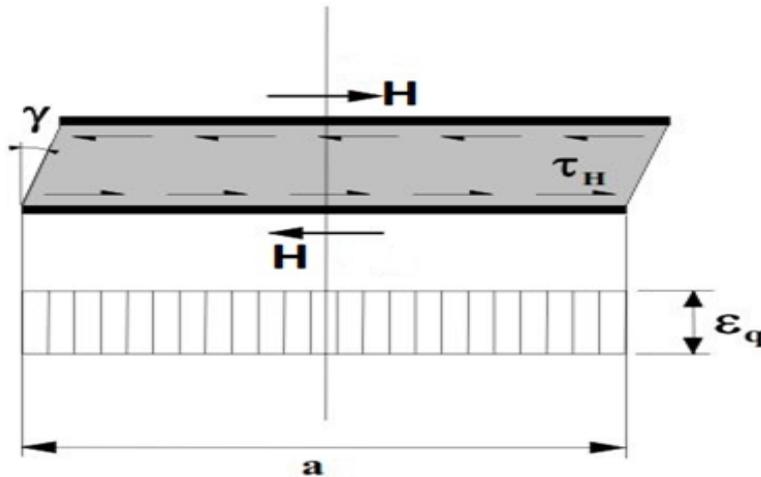


Figure 4. 3 contrainte de cisaillement

5.1.3 Condition de non glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour les combinaisons d'actions les plus défavorables: (Setra, 1974)

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ tf} \quad ; H < F \times N$$

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b}$$

D'après logiciel de robot la réaction minimale total de l'ouvrage = 46.44 tf

$$\sigma_{\min} = \frac{46.44 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.35} = 4.4228 \text{ MPA} > 2 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } H < F \times N$$

N : effort de compression vertical d après robot ELU BC = 94.10 tf

H : l'effort Horizontale (effort de freinage)

$$H = \frac{30}{14} = 2.143 \text{ tf}$$

l'effort de freinage d'un seul camion égale a 30 et nous avons 14 appareil appuis .

$$2.143 \times 1.35 = 2.893 \text{ tf}$$

$$F : \text{ Le coefficient de frottement} = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

$$\sigma_m = \frac{94.10 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.35} = 8.96 \text{ MPA}$$

$$F = 0.1 + \frac{0.6}{8.96} = 0.167$$

$$2.89 < 0.167 \times 94.10 \Rightarrow 2.89 < 15.71 \text{ Condition vérifié}$$

5.1.4 Sécurité au flambement

En fonction de leurs dimensions les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique . (Setra, 1974)

Par analogie avec les formules classiques de la résistance des matériaux, on peut penser que la stabilité élastique des appareils en élastomère fretté impose une limitation de la contrainte moyenne de compression, de la forme suivant (Setra, 1974)

$$\frac{Fz}{Ar} < \frac{2Ga'S1}{3Te}$$

Avec :

Fz : Réaction maximale du a la charge D240 = 121.20 tf

Ar : Surface des frettes

$$a' = 30 - 1 = 29 \text{ cm} = 0.29 \text{ m}$$

$$b' = 34 \text{ cm} = 0.34 \text{ m}$$

$$\frac{Fz}{Ar} = \frac{121.20 \times 10^{-2}}{0.29 \times 0.34} = 12.29 \text{ MPA}$$

$$G = 0.9$$

S1 = coefficient de forme

$$S1 = \frac{a' \times b'}{(a' + b') \times 2} = \frac{29 \times 34}{(29 + 34) \times 2} = 7.82$$

Te = épaisseur de l'appareil d'appuis

$$\frac{2Ga'S1}{3Te} = \frac{2 \times 0.9 \times 0.29 \times 7.825}{3 \times 0.078} = 17.45 \text{ MPA}$$

$$12.29 < 17.45 \text{ condition vérifiée}$$

6 Les bossages d'appuis

6.1 Dimensionnement de bossage d'appuis

Le dimensionnement des dès d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm. (VIPP, 1996)

$$A = a + 20 \text{ cm} = 30 + 20 = 50 \text{ cm}$$

$$B = b + 15 \text{ cm} = 35 + 15 = 50 \text{ cm}$$

Pour assurer la pente transversale de 2.5% le dé d'appui a une épaisseur variable (80 mm – 114 mm – 148 mm – 182 mm)

6.2 Ferrailage de dé d'appui

Les armatures des bossages seront constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées. La section totale d'armature dans chaque direction devra pouvoir équilibrer un effort au moins égale a 0.04 R.

R : la réaction d'appui maximale relative a l'appareil d'appuis considéré.

$$A = \frac{0.04 \times N_{max}}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{4.32} \right)$$

$$\sigma_{st} = (333.34 ; 228.63)$$

$$A = \frac{0.04 \times 121.20}{228.63} = 2.1 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

On prend 4HA12= 4.52cm²

CHAPITRE V

INFRASTRUCTURE

1 Introduction

On veut dire par l'infrastructure, tous les éléments qui au-dessous de tablier, dans ce chapitre on va traiter chaque élément dans une partie, commençons par la culée, la pile, les fondations (la fondation sera de type profond sur pieux forés)

2 Etude de la culée

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de culées à mur de front apparent appelées culées remblayées.

Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Une telle culée est fondée sur deux files de pieux par l'intermédiaire d'une semelle de liaison.

2.1 CHOIX DU TYPE DE CULEE

Ce choix est porté sur les critères suivants :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles.
- Les contraintes fonctionnelles.

2.2 Les hypothèses de calcul

- Calcul suivant (BAEL 91)
- Règlement parasismique (Rpoa 2008)
- Enrobage: $c = 5.0$ (cm). Acier: $f_e = 500$ (MPa)

2.3 Pré dimensionnement des culées

2.3.1 Mur garde grève

$h =$ hauteur du tablier + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui

$$h = h_{\text{tablier}} + h_{A.p.A} + h_{\text{dé}}$$

$$h = 1.70 + 0.078 + 0.152 = 1.93$$

$$\text{Épaisseur : } e = \text{Max} (0.3 ; h/8) \text{m} = 0.3 \text{m}$$

$$\text{Longueur : } L = 9.70 \text{ m}$$

2.3.2 Dalle de transition

L= longueur = 3m

Epaisseur : e = 30cm

Largeur de la dalle : Lr = 5.85m

2.3.3 Mur de front

H : Hauteur = 5.20m

L : longueur = 9.70m

Epaisseur au niveau du sommier

$$e1 = d + d' + d''$$

d : 0.3 m

d' : 0.45m => d'' : 0.45m

e = 1.2 m

Epaisseur au niveau de l'encastrement avec la semelle

e2 = 1.10 m

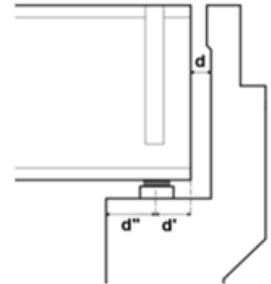


Figure 5. 1 la tête de culée

2.3.4 Mur en retour

L = 4+2.75 = 6.75m

h = 7.04m

e = 50cm

2.3.5 Le corbeau

E = 30cm

L=7.60m

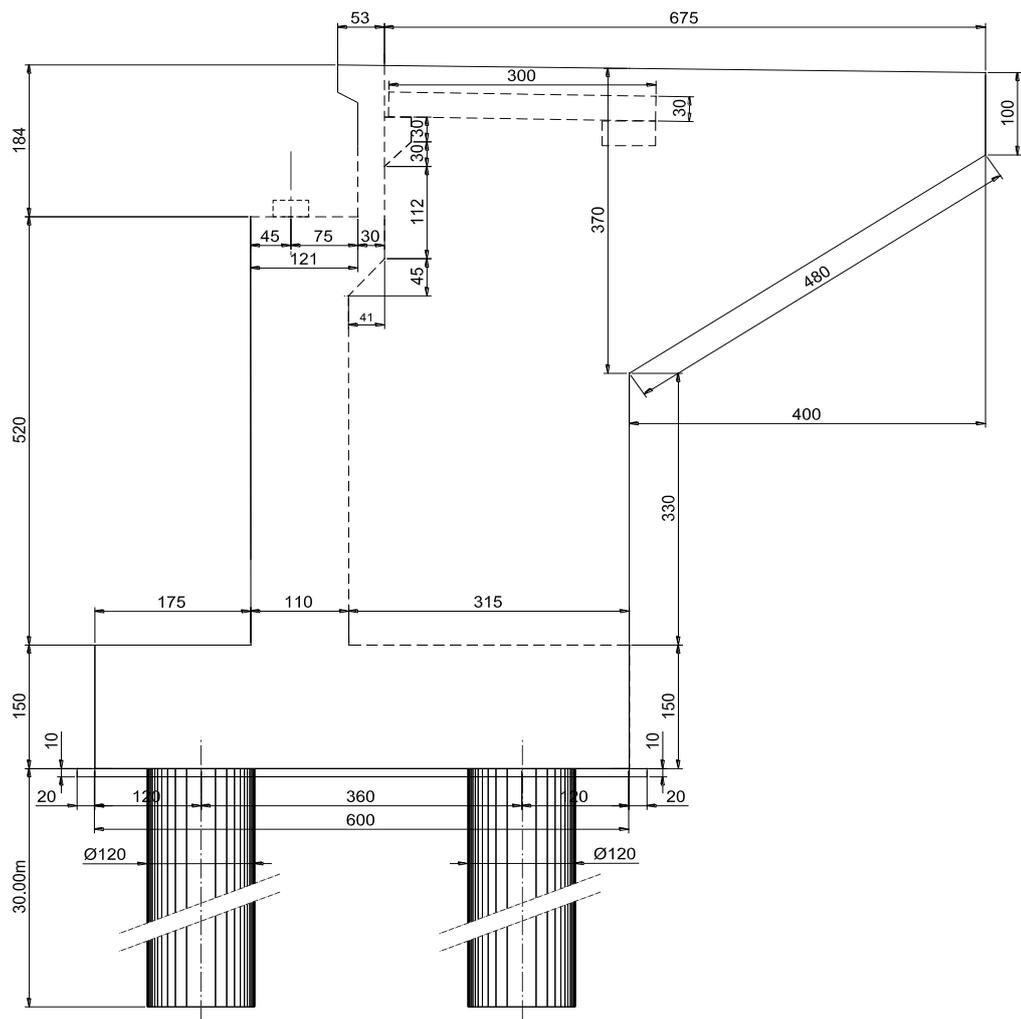


Figure 5. 2 coupe transversale de culée

2.4 Charges permanentes

Les charges permanentes sont essentiellement des actions susceptible d'agir tous au long de la vie d'un ouvrage :

Poids de la poutre: 1.55 tf/ml

Poids de la dalle: 4.85 tf/ml

Poids du revêtement: 0.99 tf/ml

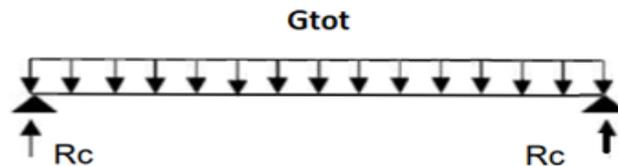
Poids du garde corps: 0.20 tf/ml

Poids des trottoirs: 1.50 tf/ml

Poids des corniches: 0.46 tf/ml

Poids du tablier par ml $g = 18.85$ tf/ml

Poids total du tablier $G_{tot} = 565.47$ tf



$$R_c = G_{tot}/2 = 282.74 \text{ tf}$$

2.5 Surcharges d'exploitation

Surcharge A(L) : La surcharge A(l) est donnée par la formule suivante:

$$A(l) = A_1(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot l_v$$

avec :

$$A_1(l) = + 0.23 + \frac{36}{12+1} \frac{36}{L} \quad L = 30.00\text{m}$$

$$A_1(l) = 1.09 \text{ t/m}$$

a_1 = fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Classe du pont : 1^{er} classe

Nombre de voies n : 2

Donc on trouve $a_1 = 1.00$

a_2 = fonction de la classe du pont et de la largeur de la voie chargée

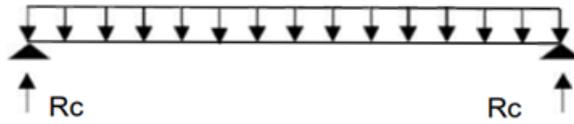
$$a_2 = \frac{V_0}{V} \Rightarrow V_0 = 3.5 ; V = 3.0$$

$$a_2 = 1.00$$

Pour deux voies chargées:

$$A(l) = 2 \cdot A_1(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot l_v \Rightarrow \text{d'où : } A(l) = 6.54 \text{ t/m}$$

Calcul des réactions sur culée



$$R_c = 0.5 A(l) \cdot L$$

$$R_c = 98.10 \text{ tf}$$

Freinage A(l)

$$Fr = A_1(l) \cdot S \cdot \frac{1}{20 + 0.0035 \cdot S}$$

S : la surface chargée en mètres

$$Fr = 4.76 \text{ tf}$$

Système Bc

Réaction sur culée :

$$R_c = n \cdot \delta_{bc} \cdot bc \cdot R'c$$

Calcul de δ_{bc} , bc , $R'c$

Calcul de coefficient de majoration dynamique:

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

$$G = 565.47$$

$$L = 30 \text{ m}$$

Pour deux voies chargées $\delta_{bc} = 1.14$; $\delta_{bt} = 1.12$

$$\delta = \max(\delta_{bc}, \delta_{bt}) = 1.14$$

bc = fonction du nombre de files et de la classe du pont

classe du pont : 1^{er} classe

$$bc = 1.20 \text{ et } R'c = 45.90 \text{ tf}$$

$$R_c = n \cdot \delta_{bc} \cdot bc \cdot R'c = 125.58 \text{ tf} \quad \Rightarrow \text{ Donc } R_c = 125.58 \text{ tf}$$

Surcharge Mc120

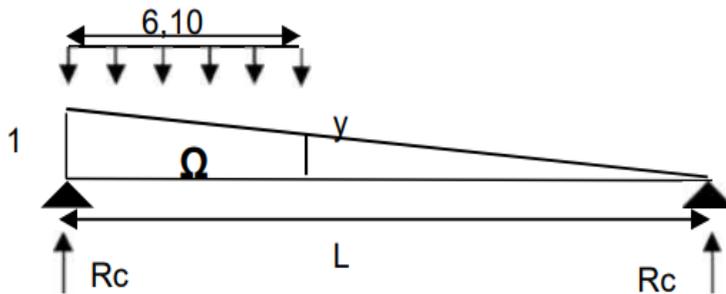
$$S = 110 \text{ tf}$$

$$q = 110 / 6,10 = 18.03 \text{ tf/m}^2$$

Calcul de δ_{mc120}

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

G = 565.47 tf et L = 30 m



$$\frac{1}{L} = \frac{y}{(L-6,10)} \text{ on trouve } y = 0.80\text{m}$$

Réaction sur culée

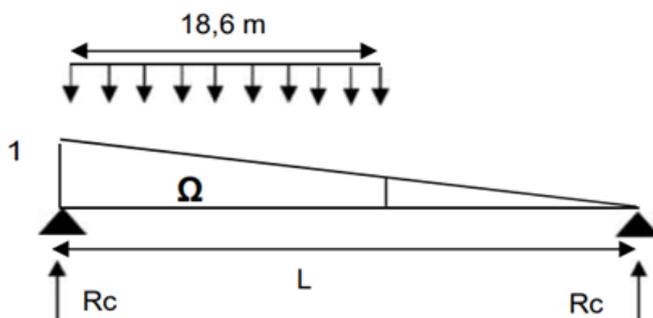
$$\Omega = (1+y) \cdot 6,10 / 2 = 5.48 \text{ m}^2$$

$$R'c = \Omega \cdot q \Rightarrow R'c = 98.80 \text{ tf}$$

$$Rc = \delta_{mc120} \times R'c \Rightarrow Rc = 111.65 \text{ tf}$$

Surcharge D240

$$S = 240 \text{ tf}; \text{ et } q = \frac{240}{18.60} = 12.90 \text{ tf/ml}$$



$$\frac{1}{L} = \frac{y}{(L-18,6)} \text{ on trouve } y = 0.38 \text{ m}$$

$$\Omega = (1+y) \cdot 18,6 / 2 = 12,83 \text{ m}^2$$

$$R_c = \Omega \cdot q \Rightarrow R_c = 165,56 \text{ tf}$$

Surcharge trottoir

On applique sur les trottoirs une surcharge uniforme de 0.15 t/m
surcharge pour un trottoir chargé $1,30 \times 0,15 = 0,20 \text{ tf/ml}$
surcharge pour deux trottoirs chargés $0,20 \times 2 = 0,40 \text{ tf/ml}$
donc on trouve $R_c = 6,00 \text{ T}$

Surcharge sur remblais

On applique sur le remblai une surcharge uniforme de 1 tf/m^2
Poids des surcharges sur remblai :
Poids = $q \cdot s \Rightarrow$ Poids = 35 tf

Poussées des surcharges

$$\text{Poussée} = K \cdot q \cdot h$$

Avec Poussée = $K \cdot q \cdot h$ on trouve Poussée = 1,69 tf

2.6 CALCUL SISMIQUE

Caractéristiques sismiques de l'ouvrage

Importance du Pont : **3**

Zone de Sismicité : **II a**

Coefficient d'accélération de Zone : **A=0.15**

Catégorie du Site en fonction des caractéristiques Géotechniques du sol : **S4**

Coefficient du Site **S=1.30**

Séisme Horizontal longitudinal

Effort longitudinal global

$F_{\text{longitudinal}} = M \times S_{ae}(T)$

Avec

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

$S_{ae}(T)$ le spectre élastique de réponse longitudinal donne par les équations suivantes :

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur (9.81 m/s²)

T_1, T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

S : coefficient de site déterminé selon le tableau suivant

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Tableau 5. 1 valeurs T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

Dans notre cas la catégorie de site = S4 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.70$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse

K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n$ appui x K appui avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur longitudinale K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens longitudinal, la raideur d'un appui K est définie par :

$$K_{\text{(culée, pile)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Calcul de la Raideur de la Culée

$$\text{La Raideur de la Culée est égale } K_{\text{culée}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Avec

$\frac{1}{K_{appui}} = 0$ et $\frac{1}{K_{fondation}}$ est négligeable

$$K_{culée} = \frac{1}{K_{appareils}}$$

$$\text{avec } K_{appareils} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec $n = 7$ appareils d'appui au niveau de la culée, $G = 1.20 \text{ Mpa}$ $a = 300 \text{ mm}$ $b = 350 \text{ mm}$
 $e = 60 \text{ mm}$

$$K_{culée} = 14.70 \text{ Mn/m}$$

Calcul de la Raideur de la Pile

$$\text{La Raideur de la Pile est égale } K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{appui}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$$

Avec :

$$\frac{1}{K_{fondation}} \text{ est négligeable}$$

$$\text{Et } K_{appui} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$$

avec :

n : le nombre de fûts de la pile

E : le module de déformation instantanée du béton

I : l'inertie longitudinale d'un fût

l : la hauteur du fût de la pile

α : dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$$I_{Fût} = (\pi * D^4) / 64$$

Avec avec $D = 1.00$ et $I = 0.0490625 \text{ m}^4$

$E = 33000 \text{ Mpa}$, $\alpha = 3$, $n = 4$ et $l_{fût} = 7.00 \text{ m}$ $K_{appui} = 56.64 \text{ MN/m}$

$$K_{appareils} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

Avec

G : le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa .

a, b : les dimensions en plan de l'appareil $a = 300 \text{ mm}$ $b = 350 \text{ mm}$

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 60 mm

n : le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

Kappareils = 29.40 Mn/m

La Raideur de la Pile est égale $K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{29.40} + \frac{1}{56.64}} = 19.35 \text{ MN/m}$

Calcul de La raideur K de l'ensemble des appuis

$K_{sys} = 2 K_{culée} + 2 K_{pile} = 68.10 \text{ MN/m}$

D'où :

Calcul de la Période Fondamentale du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{169.64 \cdot 1000}{68.10 \cdot 10^6}} = 0.31 \text{ secondes}$$

Evaluation du spectre de réponse élastique longitudinal

Avec $T_1 = 0.20 < T = 0.31s < T_2 = 0.70$ donc on applique la formule

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5\eta AgS \text{ avec } \eta = 1 ; S=1.30$$

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.50 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 9.81 \cdot 1.30 = 4.78 \text{ m/s}$$

Evaluation de l'effort sismique longitudinal global

L'effort longitudinal global :

$$F_{long} = M \cdot Sae(T, \xi) = 4.78 \cdot 169.65 = 810.93 \text{ kN} = 81.09 \text{ tf}$$

$$F_{long} = 81.09 \text{ Tf}$$

Répartition de l'effort sismique longitudinal sur les appuis

$K_{culée} = 14.70 \text{ MN/m}$, $K_{pile} = 19.35 \text{ MN/m}$ et $K_{système} = 68.10 \text{ MN/m}$

L'effort longitudinal au niveau de la culée

$$F_{culée\text{long}} = \frac{K_{Culée}}{K_{Systeme}} * F_{longitudinal} = \frac{14.70}{68.10} * 81.09 = 17.50 \text{ tf}$$

L'effort longitudinal au niveau de la pile

$$F_{pile\text{long}} = \frac{K_{pile}}{K_{Systeme}} * F_{longitudinal} = \frac{19.35}{68.10} * 81.09 = 23.04 \text{ tf}$$

Séisme Horizontal Transversal

Effort transversal global

$$F_{\text{transversal}} = M \times S_{ae}(T)$$

Avec

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

$S_{ae}(T)$: le spectre élastique de réponse transversal donne par les équations suivantes :

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur(9.81 m/s²)

T_1, T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

S : coefficient de site déterminé selon le tableau suivant

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Tableau 5. 2 Tableau des valeurs T_1, T_2 et S pour la composante horizontale

Dans notre cas la catégorie de site = S4 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.70$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse

K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

Raideur transversale de l'ensemble des appuis

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n \text{ appui} \times K_{\text{appui}}$ avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur transversale K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens transversal, la raideur d'un appui K est définie par :

$$K_{\text{(culée, pile)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Calcul de la Raideur de la Culée

Le Tablier est bloqué transversalement au niveau de la culée par des butées de blocage ce qui rend la raideur de la culée nulle.

Calcul de la Raideur de la Pile

La Raideur de la Pile est égale $K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$

Avec $\frac{1}{K_{\text{fondation}}}$ est négligeable

Et $K_{\text{appui}} = n * \frac{\alpha * E * I}{l^3}$

Avec

n : le nombre de fûts de la pile

E : le module de déformation instantanée du béton

I : l'inertie transversale d'un fût

l : la hauteur du fût de la pile

α : dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$$I_{\text{fût}} = (\pi * D^4) / 64 \quad \text{avec } D = 1.00 \quad I = 0.0490625 \text{ m}^4$$

$$E = 33000 \text{ Mpa}, \alpha = 3, n = 4 \text{ et } l_{\text{fût}} = 7.00 \text{ m} \quad K_{\text{appui}} = 56.64 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{appareils}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

avec

G : le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil a = 300mm b = 350 mm

e l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 60 mm

n le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$K_{appareils} = 29.40 \text{ MN/m}$

La Raideur de la Pile est égale $K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{29.40} + \frac{1}{56.64}} = 19.35 \text{ MN/m}$

Calcul de la raideur K de l'ensemble des appuis

$K_{sys} = 2 K_{pile} = 38.70 \text{ MN/m}$.

D'où :

Calcul de la Période Fondamentale du système :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{169.64 \cdot 1000}{38.70 \cdot 10^6}} = 0.41 \text{ secondes}$$

Evaluation du spectre de réponse élastique transversal

Avec $T_1 = 0.20 < T = 0.41 \text{ s} < T_2 = 0.70$ donc on applique la formule

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5\eta AgS \text{ avec } \eta = 1 ; S = 1.30$$

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.50 \cdot 0.15 \cdot 9.81 \cdot 1.30 = 4.78 \text{ m/s}^2$$

Evaluation de l'effort transversal global

L'effort transversal global : $F_{trans} = M \cdot S_{ae}(T, \xi) = 4.78 \cdot 169.65 = 810.93 = 81.09 \text{ tf}$

$F_{trans} = 81.09 \text{ tf}$

Répartition de l'effort sismique transversal sur les appuis

$K_{pile} = 19.35 \text{ MN/m}$ et $K_{système} = 38.70 \text{ MN/m}$

L'effort transversal au niveau de la pile

$$F_{pile \text{ trans}} = \frac{K_{pile}}{K_{système}} \cdot F_{transversal} = \frac{19.35}{38.70} \cdot 81.09 = 40.55 \text{ T}$$

Séisme Vertical

Effort Vertical global :

$$F_{vertical} = M \times S_{ae \ v}(T)$$

Avec

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement.

S_{ae v} : (T) le spectre élastique de réponse vertical donne par les équations suivantes :

$$Sae v(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

g : accélérateur de la pesanteur(9.81 m/s²)

T_1, T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de la zone

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I , II a et II b et 1.0 pour la zone sismique III.

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ :taux d'amortissement en % pour le béton armé = 5

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40

Tableau 5. 3 valeurs T_1, T_2 pour la composante verticale

Dans notre cas la catégorie de site = S4 $\Rightarrow T_1 = 0.20$ et $T_2 = 0.40$

T : est la période fondamentale du système déterminé par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \text{ Avec :}$$

M : Masse Totale de la Structure en Mouvement exprimée en Unité de masse

K : La Raideur de l'ensemble des appuis du système

Raideur verticale de l'ensemble des appuis :

La raideur K de l'ensemble des appuis est égale à :

$K = n \text{ appui} \times K_{\text{appui}}$ avec n appui le nombre d'appuis s'opposant au séisme

La Raideur vertical K d'un appui provient :

- des fondations et du sol support
- des appuis proprement dits
- des appareils d'appui éventuels

En général, la raideur des fondations peut être négligée, si les appareils d'appuis sont souples (Néoprènes frettés) ou pour les ouvrages courants.

Dans le sens vertical, la raideur d'un appui K est définie par :

$$K_{\text{(culée, pile)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Calcul de la Raideur de la Culée :

$$\text{La Raideur de la Culée est égale } K_{\text{culée}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Avec

$$\frac{1}{K_{\text{appui}}} = 0 \text{ et } \frac{1}{K_{\text{fondation}}} \text{ est négligeable}$$

$$K_{\text{culée}} = \frac{1}{K_{\text{appareils}}}$$

$$\text{Avec } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec $n = 7$ appareils d'appui au niveau de la culée, $G = 1.20 \text{ Mpa}$ $a = 300 \text{ mm}$ $b = 350 \text{ mm}$ $e = 60 \text{ mm}$

On trouve $K_{\text{culée}} = 14.70 \text{ Mn/m}$

Calcul de la Raideur de la Pile :

$$\text{La Raideur de la Pile est égale } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

Avec

$$\frac{1}{K_{\text{fondation}}} \text{ est négligeable}$$

$$\text{Et } K_{\text{appui}} = n \cdot \frac{\alpha \cdot E \cdot I}{l^3}$$

n : le nombre de fûts de la pile

E : le module de déformation instantanée du béton

I : l'inertie d'un fût

l : la hauteur du fût de la pile

α : dépend des conditions d'appui ($\alpha=3$ libre ou articulé)

$$I_{\text{fut}} = (\pi \cdot D^4) / 64 \quad \text{avec } D = 1.00 \quad I = 0.0490625 \text{ m}^4$$

$$E = 33000 \text{ Mpa}, \alpha = 3, n = 4 \text{ et } l_{\text{fut}} = 7.00 \text{ m} \quad K_{\text{appui}} = 56.64 \text{ MN/m}$$

$$K_{appareils} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

G : le module de cisaillement de l'appui mobile en élastomère est pris égal à 1.20 Mpa.

a , b : les dimensions en plan de l'appareil a = 300mm b = 350 mm

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil = 60 mm

n : le nombre d'appareils d'appui par appui = 14

$$K_{appareils} = 29.40 \text{ MN/m}$$

$$\text{La Raideur de la Pile est égale } K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{29.40} + \frac{1}{56.64}} = 19.35 \text{ MN/m}$$

Calcul de la raideur K de l'ensemble des appuis

$$K_{sys} = 2 K_{culée} + 2 K_{pile} = 68.10 \text{ MN/m}$$

D'où :

Calcul de la Période Fondamentale du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{169.64 \cdot 1000}{68.10 \cdot 10^6}} = 0.31 \text{ secondes}$$

Evaluation du spectre de réponse élastique vertical

Avec $T_1 = 0.20 < T = 0.31s < T_2 = 0.40$ donc on applique la formule

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5 \alpha A g \eta \text{ avec } \eta = 1 ; \alpha = 0.70$$

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.50 \cdot 0.15 \cdot 9.81 \cdot 0.70 = 2.58 \text{ m/s}^2$$

Evaluation de l'effort vertical global

L'effort vertical global : $F_{ver} = M \cdot Saev(T, \xi) = 169.65 \cdot 2.58 = 437,70 \text{ KN} = 43.77 \text{ tf}$

$$F_{ver} = 43.77 \text{ Tf}$$

Répartition de l'effort sismique vertical sur les appuis

$$K_{culée} = 14.70 \text{ MN/m}, \quad K_{pile} = 19.35 \text{ MN/m} \text{ et } K_{système} = 68.10 \text{ MN/m}$$

L'effort vertical au niveau de la culée

$$F_{culée\text{vert}} = \frac{K_{Culée}}{K_{Systeme}} \cdot F_{vertical} = \frac{14.70}{68.10} \cdot 43.77 = 9.45 \text{ tf}$$

L'effort vertical au niveau de la pile

$$F_{\text{pilevertical}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{Systeme}}} * F_{\text{vertical}} = \frac{19.35}{68.10} * 43.77 = 12.44 \text{ T}$$

Combinaison des composantes des actions sismiques Culée

$$E_{L\text{culée}} = 17.50 \text{ T} \quad E_{T\text{culée}} = 0 \quad E_{V\text{culée}} = 9.45 \text{ tf}$$

$$E_1 = E_L + 0.30 \times (E_T + E_V) = 17.50 + 0.30 (0 + 9.45) = 20,34 \text{ tf}$$

$$E_2 = E_T + 0.30 \times (E_L + E_V) = 0 + 0.30 (17.50 + 9.45) = 8,09 \text{ T}$$

$$E_3 = E_V + 0.30 \times (E_L + E_T) = 9.45 + 0.30 (17.50 + 0) = 14.70 \text{ T}$$

Effort sismique inertiels sur la culée :

A- Composante horizontale :

$$H_s = K_h * G \text{ avec } K_h = A = 0.15$$

$$H_s = 0.15 * G$$

B- Composante verticale :

$$V_s = K_v * G \text{ Avec } K_v = 0.3 * A = 0.3 * 0.15 = 0.045$$

$$V_s = 0.045 * G$$

Effort sismique de rupture du sol derrière la culée :

$$F = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

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

$$\text{avec } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$$

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids volumique des terres,

φ : l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal = 0

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.15}{1 + 0.045} \right) = 8.1684$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(35 - 8.1685)}{\cos^2 8.1685 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 35 \sin(35 - 8.1685 - 0)}{\cos 8.1685 \cos 0}} \right]^2} = 0.356$$

D'où :

L'effort sismique de la rupture du sol derrière la culée est :

$$F_{\text{mur frontal}} = 0.50 * 1.80 * (1+0.045) * 0.356 * 6.50^2 * 9.70 = 137.22 \text{ T}$$

L'effort statique de la rupture du sol derrière la culée est :

$$F_{\text{mur frontal}} = 0.50 * 1.80 * 0.27 * 6.50^2 * 9.70 = 99.59 \text{ tf}$$

Vérification de la stabilité des pieux

La vérification se fait par la formule suivant :

$$R_{\text{max}} = \frac{N}{n} + \frac{M_x * y_i}{\sum y_i^2} \quad \text{et} \quad R_{\text{min}} = \frac{N}{n} - \frac{M_x * y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec :

Rmax la charge verticale supporté par la file des pieux avant

Rmin la charge verticale supporté par la file des pieux arrière

N : effort vertical total rapporté au centre de la semelle

n : nombre de pieux

Mx : le moment longitudinal rapporté au centre de la semelle

yi : cordonnée du pieu selon y

DETERMINATION DES SOLLICITATIONS AU NIVEAU DE LA SEMELLE DE LA CULEE

Tableau 1 : Charge Statique Charge Sismique

DESIGNATION	N(tf)	Vs(tf)	Zv(m)	Hs(tf)	Zh(m)	Mn (tm)	Mh (tf m)
Poids propre du tablier	282,74	14,70	0,75	20,34	6,95	223,08	141,36
Murs garde grève	18,19	0,82	-0,25	2,73	7,45	-4,75	20,33
Mur frontal	138,71	6,24	0,70	20,81	4,10	101,47	85,31
Mur en retour	78,24	3,52	-1,90	11,74	5,60	-155,35	65,72
Semelle	256,50	11,54	0,00	38,48	0,75	0,00	28,86
Poids de la dalle de transition	13,13	0,59	-0,65	1,97	7,95	-8,92	15,66
Corbeau	2,94	0,13	-0,05	0,44	7,57	-0,15	3,34
Dés d'appui	1,05	0,05	0,75	0,16	6,80	0,82	1,07
Poids des terres talon	310,77	13,98	-1,43	46,62	7,70	-464,40	358,94
Poids des terres patin	64,64	2,91	2,13	9,70	2,25	143,88	21,82
Poids corps de chaussée sur la dalle de transition	15,75	0,71	-0,65	2,36	8,50	-10,70	20,08
Poussée des terres sur mur Front		0,00		137,22	4,75	0,00	651,80
TOTAL	1182,66	55,20		292,55		-175,02	1414,27
TOTAL (stat+ sism)	1237,86					1239,25	

Tableau 2 : Surcharge d'exploitation

DESIGNATION	N(tf)	H(tf)	Zn(m)	Zh (m)	Mn(tfm)	Mh(tfm)	M total
Surcharges A(L)	98,1	4,76	0,75	6,7	73,575	31,892	105,467
Surcharges BC	125,58	15	0,75	6,7	94,185	100,5	194,685
Surcharges MC120	111,65		0,75		83,7375		83,7375
Surcharges D240	165,56		0,75		124,17		124,17
Surcharges sur trottoirs	6		0,75		4,5		4,5

Tableau 3: Charge Statique Seule

DESIGNATION	N(tf)	Zv(m)	H(tf)	Zh(m)	Mn(tfm)	Mh (tm)
Poids propre du tablier	282,74	0,75			212,06	
Murs garde grève	18,19	-0,25			-4,55	
Mur frontal	138,71	0,70			97,10	
Mur en retour	78,24	-1,90			-148,66	
Semelle	256,50	0,00			0,00	
Poids de la dalle de transition	13,13	-0,65			-8,53	
Corbeau	2,94	-0,05			-0,15	
Dés d'appui	1,05	0,75			0,79	
Poids des terres talon	310,77	-1,43			-444,40	
Poids des terres patin	64,64	2,13			137,68	
Poids corps de chaussée sur la dalle de transition	15,75	-0,65			-10,24	
Poussée des terres sur mur front			99,59	3,67		365,50
TOTAL	1182,66		99,59		-168,90	365,50
TOTAL Cumulé	1182,66				196,59	

**JUSTIFICATION DES ETATS LIMITES DE MOBILISATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL
AU NIVEAU DE LA CULEE**

ETAT LIMITE ULTIME

Cas de combinaison Fondamentale	N(tf)	M(Tfm)	Rmax tf	Rmin tf	Qmax tf	Qmin tf	Vérification Rmax	Vérification Rmin
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,6(A(I)+surcharge sur trottoirs)	1763,15	441,35	251,04	189,74	294,09	-130,46	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,6(Bc+surcharge sur trottoirs)	1807,12	584,10	266,45	185,33	294,09	-130,46	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,35*Mc120	1747,32	378,45	244,70	192,13	294,09	-130,46	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,35*D240	1820,10	433,03	257,58	197,44	294,09	-130,46	Accepté	Pas d'arrachement
Cas de combinaison sismique	N(tf)	M(tf.m)	Rmax tf	Rmin tf	Qmax tf	Qmin tf	Verification Rmax	Verification Rmin
Combinaison Sismique G+E+0,20(A(I)+surcharge sur trottoir)	1258,68	1261,25	244,92	69,75	343,11	-140,49	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20(BC+surcharge sur trottoir)	1264,17	1279,09	246,85	69,20	343,11	-140,49	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20*Mc120	1260,19	1256,00	244,75	70,30	343,11	-140,49	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20*D240	1270,97	1264,09	246,65	71,09	343,11	-140,49	Accepté	Pas d'arrachement

ETAT LIMITE DE SERVICE

Cas de combinaison RARE	N(tf)	M(tf.m)	Rmax tf	Rmin tf	Qmax tf	Qmin tf	Verification Rmax	Verification Rmin
Combinaisons Rare G+1,2(A(I)+surcharge sur trottoirs)	1307,58	328,55	186,26	140,63	220,36	-91,32	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Rare G+1,2(BC +surcharge sur trottoirs)	1340,56	435,62	197,82	137,32	220,36	-91,32	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Rare G+Mc120	1294,31	280,33	181,26	142,32	220,36	-91,32	Accepté	Pas d'arrachement
Combinaisons Rare G+D240	1348,22	320,76	190,80	146,25	220,36	-91,32	Accepté	Pas d'arrachement
Cas de combinaison quasi permanente	N(tf)	M(tf.m)	Rmax tf	Rmin tf	Qmax tf	Q min tf	Vérification Rmax	Vérification Rmin
Combinaisons quasi permanente Gmax+ Gmin	1182,66	196,59	161,48	134,18	173,14	0	Accepté	Pas d'arrachement

2.7 Dimensionnement du pieu

Fondations spéciales : Marcel Forni

Cas 1 : Etat limite Ultime

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	m	Evj	10818,866	Mpa
M0U	73,013	tf.m	I	0,102	m ⁴
ToU	19,806	tf	C	4000	tf/m ³
N0U	225,890	tf	B'	1,8	m

Avec les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants :

M0U : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

BC : $584.10 / 8 = 73.013$ tf.m

T0u : effort horizontal sous la combinaison fondamentale du au poussée des terres et

L'effort de freinage de BC : $(1.35 \times 99.59 + 1.6 \times 15) / 8 = 19,806$ tf

N0u : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

BC : $1807.12 / 8 = 225,890$ tf

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol argileux humide) $C = 4000$ tf / m³

B' : la largeur apparente du pieu ,elle est de l'ordre de : 1.5fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire : $1.5 \times 1.2 = 1.8$ m

α	2,797	m
β	1,318	
tg (z)/ α	0,275	
z/ α	0,268	rad
Z	0,751	m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$\text{tg } z/\alpha = \frac{1}{1+2\beta}$$

C1	1,442
$M_{\max} = T_0U \times \alpha \times C_1$	
M_{\max}	79,862 tf.m
As_{\min}	22,619 cm ²

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

As min : la section minimal = 0.2% \times section du pieu

Cas 2 Etat Limite Sismique :

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	m	Evj	10818,866	Mpa
M0 Sis	159.886	tf.m	I	0,102	m ⁴
To Sis	36.569	tf	C	4000	tf/m ³
N0 Sis	158.021	tf	B'	1,8	m

α	2,797 m
β	1.5633
tg (z)/ α	0.2433
z/ α	0.2377
Z	0.6649 m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$tg \frac{z}{\alpha} = \frac{1}{1+2\beta}$$

C1	1.6738
$M_{\max} = T_0 \text{ Sis} \times \alpha \times C_1$	
M_{\max}	171.186 tf.m
As_{\min}	56.55 cm ²
A calc	72.29 cm ²

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

As_{\min} : la section minimal = 0.50 % \times section du pieu

Cas 3 : Etat Limite de Service :

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	m	Evj	10818,866	Mpa
M ₀ ELS	54.453	tf.m	I	0,102	m ⁴
T ₀ ELS	14.69	tf	C	4000	tf/m ³
N ₀ EIS	167.57	tf	B'	1,8	m

α	2,797	m
β	1,324	
tg (z)/ α	0,274	
z/ α	0,267	rad
Z	0,748	m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$\text{tg } z/\alpha = \frac{1}{1+2\beta}$$

C ₁	1,447
M _{max} = T ₀ ELS x α x C ₁	
M _{max}	59.520 tf.m

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

As min : la section minimal = 0.2% × section du pieu

A adopté 25HA20	78,50	cm ²		
σ_c béton =	5,97	Mpa	<	σ_b adm 15 Mpa
σ_{st} acier =	223,21	Mpa	<	σ_{st} adm 250 Mpa
σ_{sc} acier =	70,19	Mpa	<	σ_{sc} adm 500 Mpa

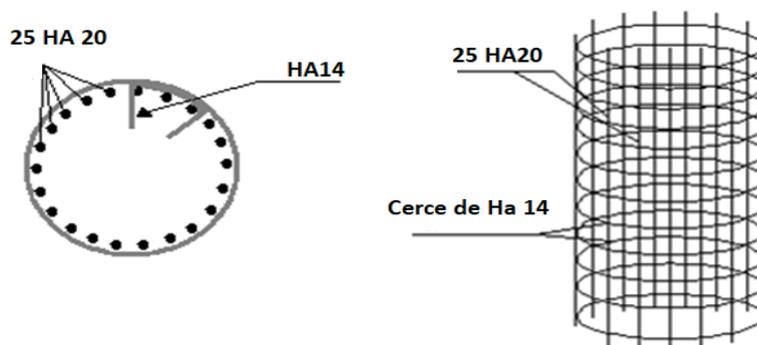


Figure 5.3 ferrailage de pieu

2.8 Dimensionnement de la semelle de liaison

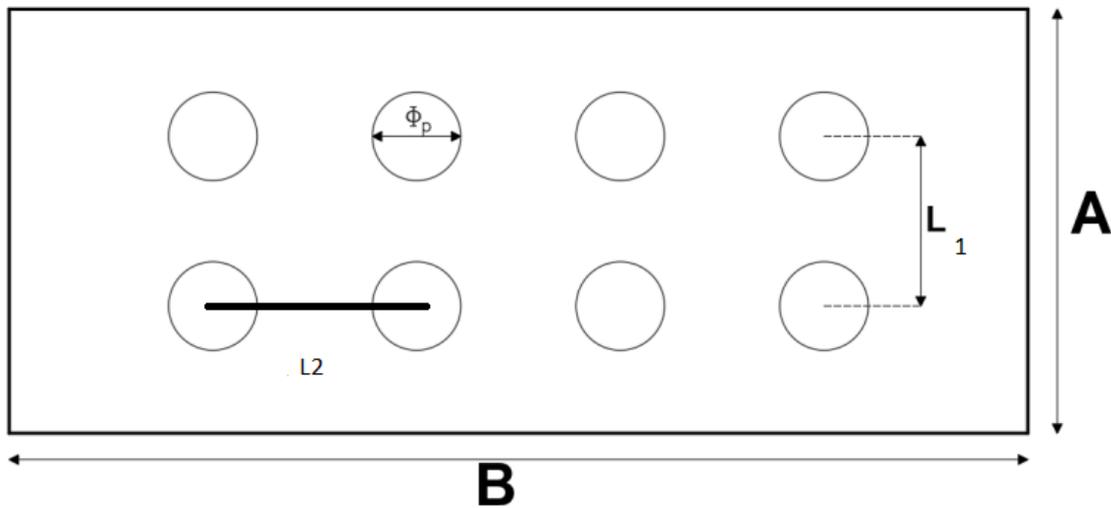


Figure 5. 4 vu au-dessus de la semelle

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L_1 = 3 * \phi_p$$

$$L_1 = 3 * 1.2 \Rightarrow L = 3.6m$$

On prend : $L = 3.6m$ La largeur de la semelle est donnée par :

$$A = L_1 + 2\phi_p \Rightarrow A = 3.6 + 2 * 1.2 \Rightarrow A = 6m$$

On prend : $A = 6m$

Avec

L_1 : entraxe des pieux sens de A

ϕ_p : Diamètre de pieu ($\phi_p = 1.2m$)

A : La largeur de la semelle.

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B = (N_p - 1) * L_2 + Q_p$$

Avec L_2 : entraxe des pieux sens de B $= 2.5 * Q_p = 2.5 * 1.2 = 3m$

$$B = (4 - 1) * 3 + 2 * 1.2 \Rightarrow B = 11.4m$$

On prend : $B = 11.40m$

Avec

B : La longueur de la semelle.

N_p : Nombre de pieu sens longitudinal .

Epaisseur de la semelle = 1.50 m

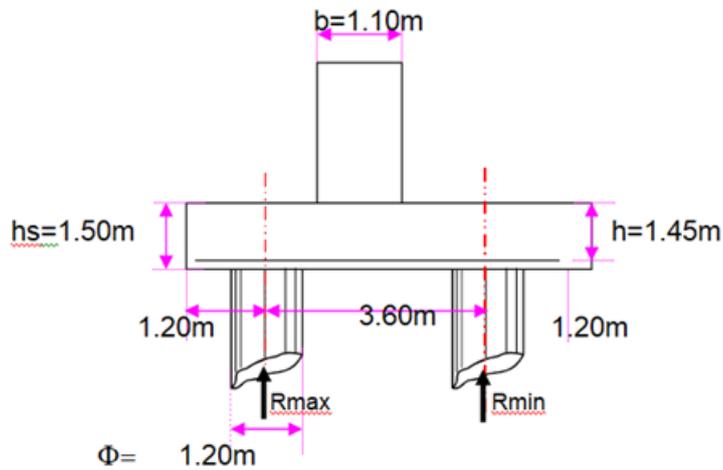


Figure 5. 5 vu transversale de la semelle culée

2.9 Calcul du ferrailage

la semelle de liaison est calculé avec le logiciel robot en modélisant la semelle en élément plaque encastree linéairement sur le mur frontal ,et les Réactions des pieux en forces nodales.

A l'état limite Ultime : $R_{max} = 266,45 \text{ tf}$; $R_{min} = 185,33 \text{ tf}$

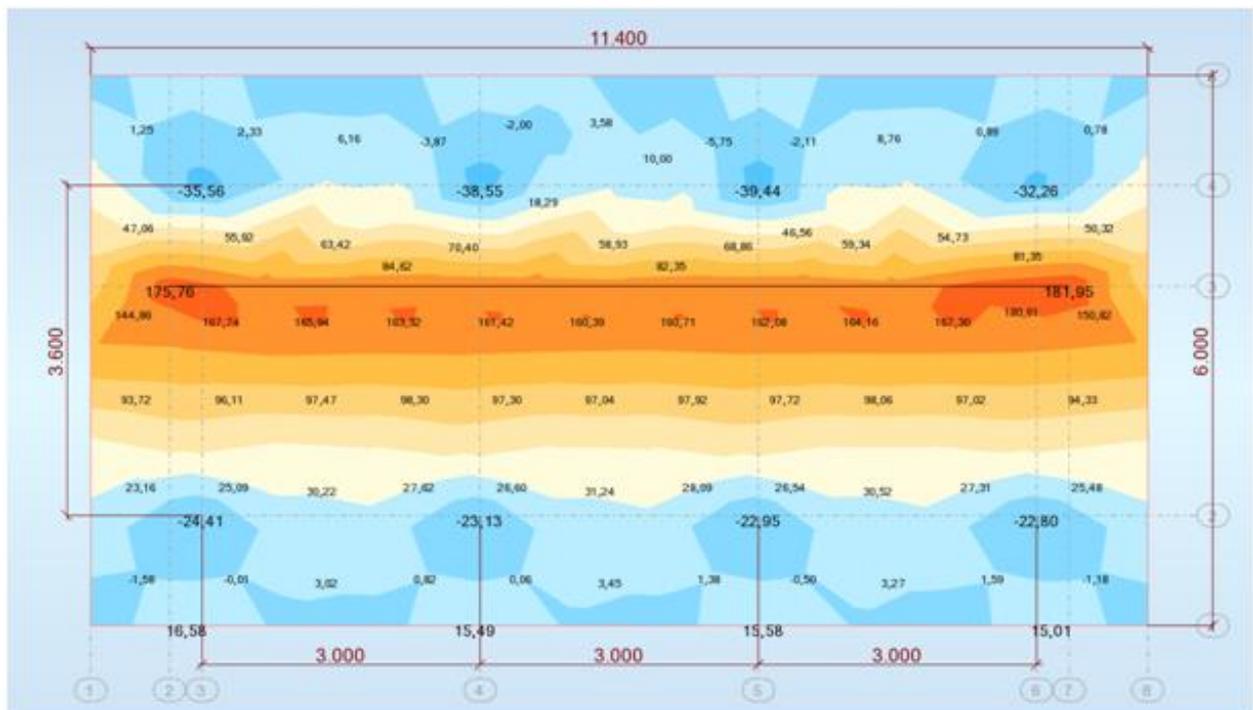


Figure 5. 6 moment de flexion transversale a L'ELU

On trouve : $M_{xx} = 181,95 \text{ tf.m/ml}$

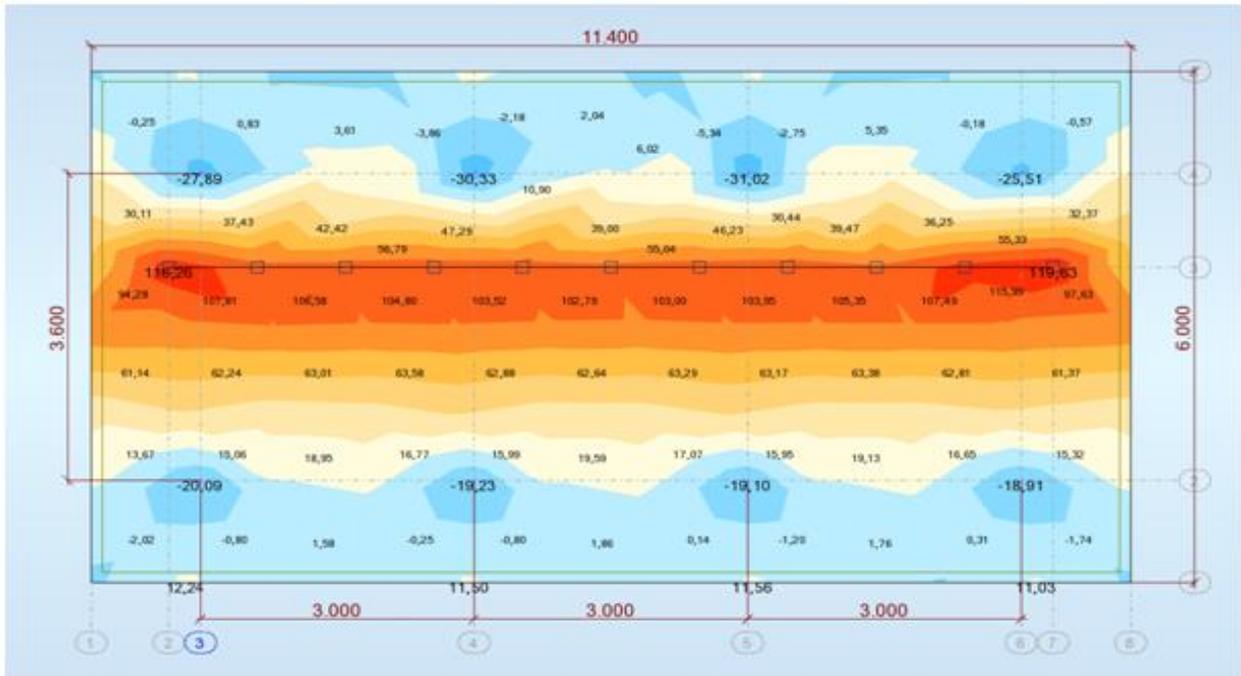


Figure 5. 7 moment de flexion transversale à l'ELS

l'état limite de service : $R_{max} = 197.82 \text{ tf}$; $R_{min} = 137.32 \text{ tf}$

On trouve : $M_{xx} = 119.63 \text{ tf.m/ml}$

Le ferrailage est déterminé par le logiciel socotec

Hypothèses		Saisie		Dessin		Résultats		Aperçu									
Nom d'affaire :		Réaction ELU et ELS								<input type="checkbox"/> Dessin Géométrie Type							
Nom du fichier :		Reaction ELU et ELS								<input checked="" type="checkbox"/> Dessin Géométrie Saisie							
Matériaux						Géométrie											
Contrainte béton :		f_{cj}	25	MPa		Coeff. acier/béton :		n	15	Largeur :		b	1	m			
Limite élast. acier :		f_{ek}	500	MPa		Hauteur :		h	1.5	Pgs. cdg armatures sup. :		d'	0.05	m			
<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELU		Effort normal :		N_u	0	<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELS		Effort .. :		N_s	0	Pgs. cdg armatures inf. :		c	0.05	m	
		Moment fléchissant :		M_u	181.9			Moment .. :		M_s	119.6						
Coefficients		durée chargement :		θ	1	Sections d'armatures		supérieures :		0	cm ²						
		sécurité du béton :		γ_b	1.5			inférieures :		52.5	cm ²						
		sécurité de l'acier :		γ_s	1.15	Convention signes		Fissuration		Type d'armature							
		$N > 0$: compression		$M > 0$: tend la fibre inférieure		<input type="checkbox"/> peu préjudiciable		<input checked="" type="checkbox"/> préjudiciable		<input type="checkbox"/> très préjudiciable		<input type="checkbox"/> rond lisse		<input checked="" type="checkbox"/> barre HA $\varnothing \geq 6$		<input type="checkbox"/> barre HA $\varnothing \leq 6$	

Figure 5. 8 donnée de ferrailage de la semelle Culée

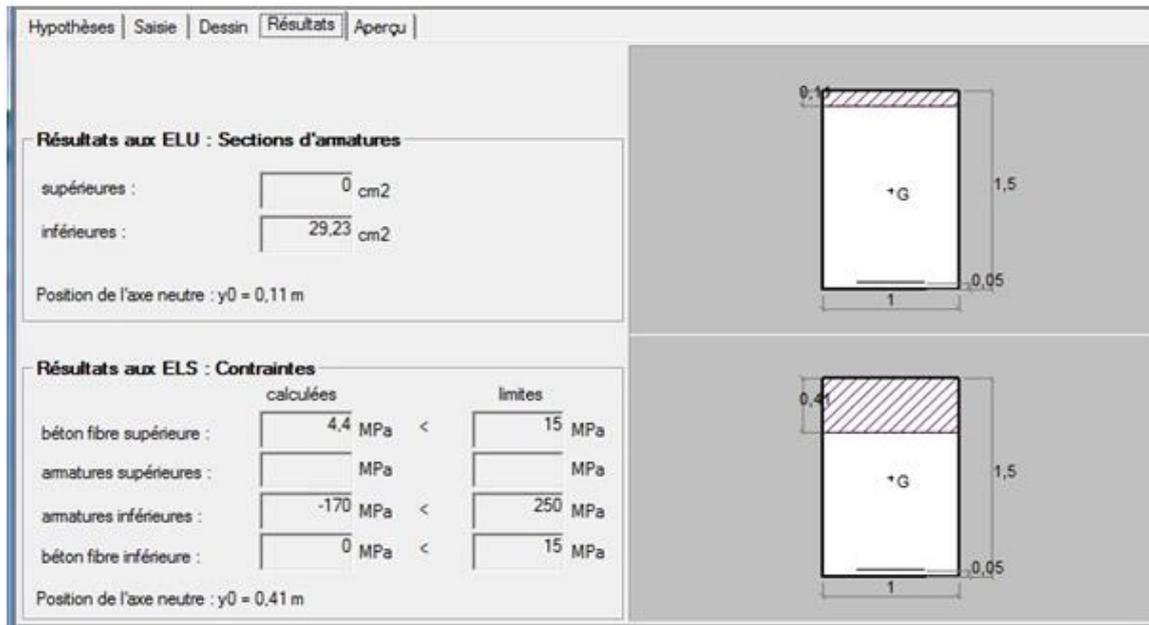


Figure 5. 9 résultats de ferrailage de la semelle Culée

L'Armature inférieure transversale de la semelle est déterminée par l'RPOA

Armature de flexion :

-armature sollicitées en traction : pourcentage minimum est de

$0.15\% < \rho_g < 1.5\%$ en zone I et IIa on prend $\rho_g = 0.35\%$ donc $A_{1s} = 52.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

et vérifiée par le logiciel Socotec .

Ces armatures transversale sont placée dans des bandes axées sur les pieux

(poutre incorporées) et de largeur égale a la somme du diamètre Φ des pieux et de la hauteur h_s de la semelle (p.p 73 setra)

Entre les différentes poutre incorporées on placera des armatures de répartitions A'_{1s} ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A_{1s} des poutres incorporées .

Armature longitudinales

Des armatures longitudinales (A_2) sont a disposer dans le sens de la longueur de la semelle leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures des poutres incorporées transversales (A_1).

Armatures transversale :

- Armature inférieur : 11HA25/ml e= 9 cm.

- Armature supérieur 11HA16/ml e = 9 cm

Armatures longitudinales :

- Armature inférieure : 7HA20/ml e= 15 cm.
- Armat7ML 1 lure supérieur 7HA14/ml e = 15 cm

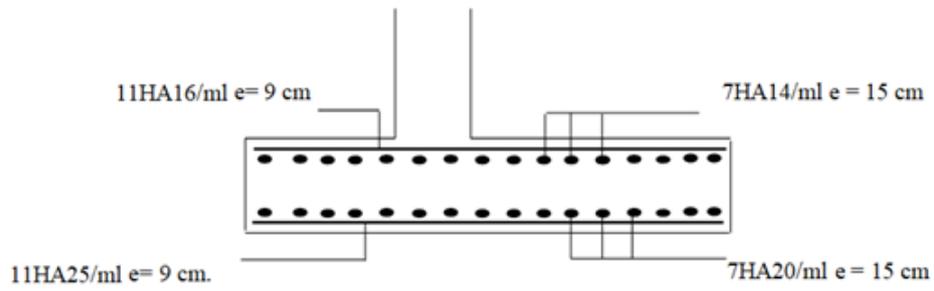


Figure 5. 10 ferrailage de la semelle culée

3 ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elle se compose, dans notre cas, d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de quatre futs de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations sur pieux .

3.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

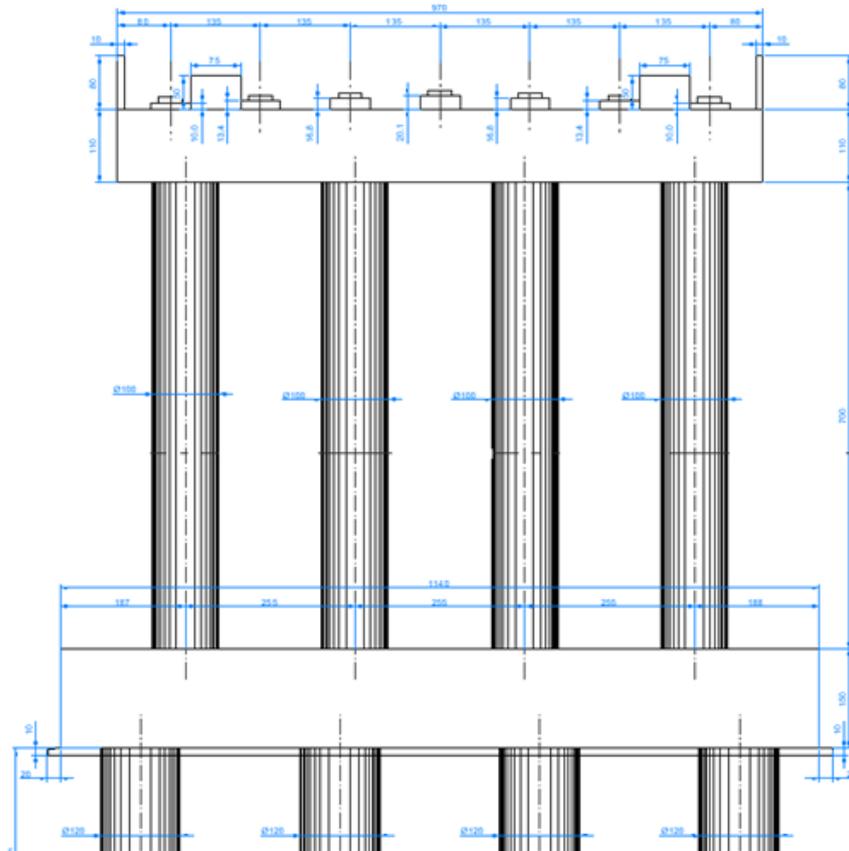


Figure 5. 11 coupe transversal de la pile

Chevêtre

Hauteur h_c

$$h_c = 0,4(e - \Phi) \text{ à } 0,5(e - \Phi)$$

$e = 2.55 \text{ m}$: entre axe des futs.

$\Phi = 1 \text{ m}$: diamètre du fut.

$h_c = 0,5 (2.55 - 1) = 0.77 \text{ m}$ on a adoptée $h_c = 1.10 \text{ m}$

Longueur du chevêtre

L_c : elle est égale à la largeur totale du tablier.

$L_c = 9,7\text{m}$ Largeur du chevêtre : l_c

$$l_c = 2 \times (c_1 + c_2 + c_3 + c_4)$$

$$c_1 = 0,50 \text{ m}$$

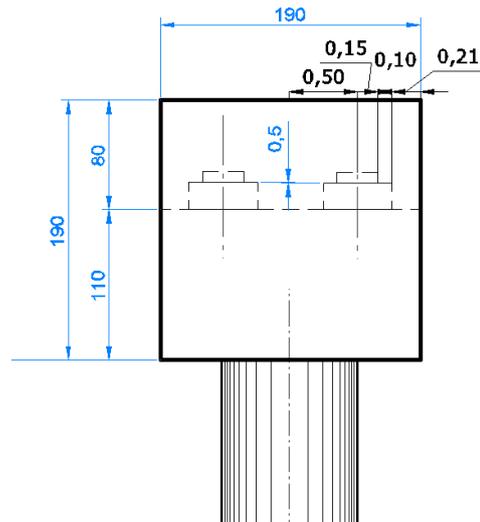
$$c_2 = 0,15 \text{ m}$$

$$c_3 = 0,10 \text{ m}$$

$$c_4 = 0,20 \text{ m}$$

$$l_c = 2 \times 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } l_c = 1,90 \text{ m}$$



Futs

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre de 1.00 m et d'une hauteur 7.00 m

Semelle :

Longueur de la semelle : $L_s = 11,4\text{m}$

Hauteur de la semelle : $h = 1,5 \text{ m}$

Largeur de la semelle : $B = 6 \text{ m}$

Longueur de pieux : $L_{\text{pieu}} = 30\text{m}$

3.2 Calcul des charges et surcharge

3.2.1 Calcul des charges permanente

Poids propre de la poutre : 1.55 tf/ml

Poids de la dalle : 4.85 tf/ml

Poids du revêtement : 0.99 tf/ml

Poids du garde corps : 0.20 tf/ml

Poids des trottoirs: 1.5 tf/ml

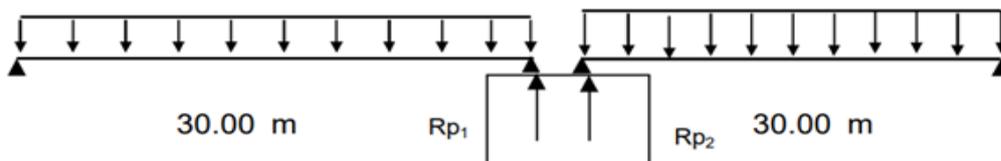
Poids des corniches: 0.46 tf/ml

Poids du tablier par ml travée N°1 $g_1 = 18.85$ tf/ml

Poids du tablier par ml travée N°2 $g_2 = 18.85$ tf/ml

Poids total du tablier travée N°1 $G_{tot1} = 565.50$ tf

Poids total du tablier travée N°2 $G_{tot2} = 565.50$ tf



Réaction sur pile:

$$R_p = (G_{tot1} + G_{tot2}) / 2 = 565.50 \text{ tf}$$

3.2.2 Surcharges d'exploitation

Surcharge A(L)

La surcharge A(L) est donnée par la formule suivante:

$$A(L) = A_1(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot l_c$$

avec :

$$A_1(L) = + 0.23 + \frac{36}{12+1} \quad \text{avec } L = 30.00\text{m}$$

$$A_1(L) = 1.09 \text{ t/m}$$

a_1 = fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Classe du pont : 1^{er} classe

Nombre de voies n : 2

La largeur roulable $L_r = 7.00$ m

La largeur chargeable $L_c = 6.00$ m

Portée de la travée N°1 : 30 m

Portée de la travée N°2 : 30 m

Donc on trouve $a_1 = 1.00$

$a_2 =$ fonction de la classe du pont et de la largeur de la voie chargée

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \Rightarrow V_0 = 3.5 ; V = 3.0$$

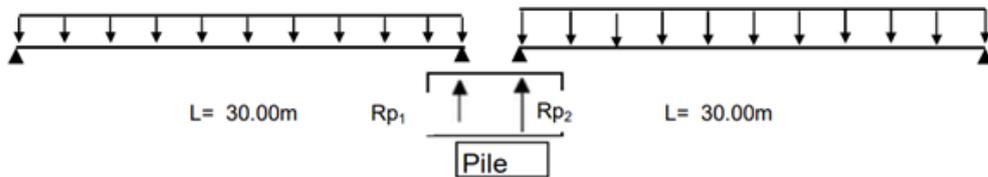
$$a_2 = 1.2$$

Pour deux voies chargées:

$$A(l) = 2.A_1(l). a_1.a_2.L_c \Rightarrow \text{d'où} : A(l) = 7.83 \text{ tf/ml}$$

2 travées chargées

$$A(l) = 7.83 \text{ tf/ml}$$



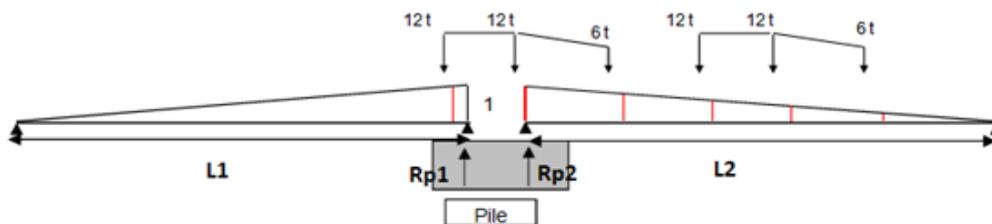
Calcul des réactions sur la pile

On trouve $R_c = 234.80 \text{ tf}$

Système Bc

Réaction sur pile :

$$L_1 = L_2$$



$$R_p = R_{p1} + R_{p2}$$

$$R_p = n.\delta_{bc1}.bc.R'_{p1} + n.\delta_{bc2}.bc.R'_{p2}$$

$$R_p = n. bc.(\delta_{bc1}.R'_{p1} + \delta_{bc2}.R'_{p2})$$

$N =$ nombre de voies chargées

$bc =$ ft (nombre de files, classe du pont)

classe du pont : 2 °classe

pour 1 file $bc = 1.20$ 2 files $bc = 1,1$

Travée N°1:

Calcul de coefficient de majoration dynamique:

$$G = 505.59 \text{ tf}$$

$L = 30 \text{ m}$

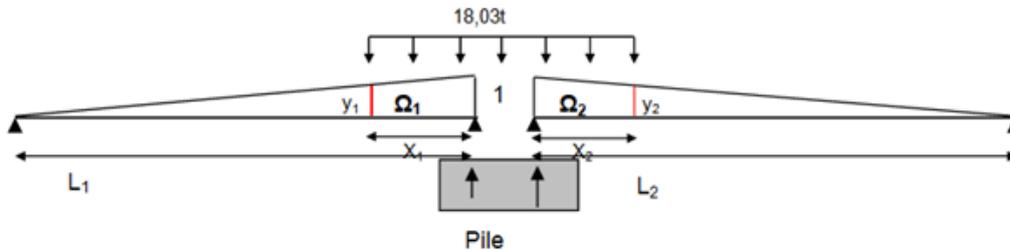
Pour deux voies $\delta_{bc} = 1.09$

$\delta_{bt} = 1.09$

$\delta = \max(\delta_{bc}, \delta_{bt}) = 1.09$

La réaction totale de Bc pour 2 travée est égale = 116.35 tf

Surcharge MC120



$$R_p = R_{p1} + R_{p2} = 2 \cdot R_{p1}$$

$$R_p = 2 \cdot \delta_{1mc120}$$

$$R_p = 2 \cdot \delta_{1mc120} \cdot \Omega_1 \cdot q$$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$q = 55/6,10 = 9.02 \text{ tf/m}$$

Calcul de coefficient de majoration dynamique

$$G = 505.59 \text{ tf}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

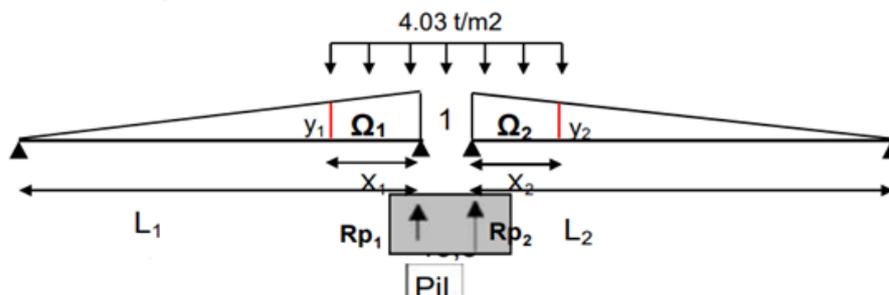
$$\delta_{1m1c20} = 1.09$$

$$R_{p1} = \delta_{1m1c20} \cdot \Omega_1 \cdot q$$

$$\text{Pour } \Omega_1 = 5.4607 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } R_p = 107.38 \text{ tf}$$

Surcharge D240



$$R_p = R_{p1} + R_{p2} = 2 \cdot R_{p1}$$

$$R_p = 2 \cdot R'_{p1}$$

$$R_p = 2 \cdot \Omega_1 \cdot q$$

$$1/S = 240 \text{ t}$$

$$q = 240 / (18,60 \cdot 3,20) = 4,03 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour : } \Omega_1 = 12,6557 \text{ m}^2 \quad R_p = 51,02 \text{ tf}$$

Surcharge trottoir

$$R_a = 0,15 \cdot 1,00 \cdot 30 \cdot 0,50 \cdot 2 = 9,00 \text{ tf}$$

3.3 CALCUL SISMIQUE

Détermination des sollicitations sismique au niveau de la pile

Efforts provenant du tablier :

- $F_{\text{long}} = 23.04 \text{ T}$ (composante longitudinale du séisme)
- $F_{\text{trans}} = 40.55 \text{ T}$ (composante transversale du séisme)
- $F_{\text{vert}} = 12.44 \text{ T}$ (composante Verticale du séisme)

b) Efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :

Pour le calcul des actions inertielles propre du fût, on utilise le mode de pile (une pile est constituée de 4 fûts).

Calcul inertielle propre du fût

Composante longitudinale

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}}$$

Avec

ρ : masse volumique du matériau de l'appui = 2500 kg/m^3

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Mpa) = 33000 MPa

S : section de l'appui en $\text{m}^2 = S = \frac{\pi * D^2}{4} = 0.7853 \text{ m}^2$

I : inertie en (m^4) $I = \frac{\pi * D^4}{64} = 0.0490625 \text{ m}^4$

L : hauteur de la pile = hauteur de la colonne + hauteur chevêtre = 8.10 m

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}} = 1.784 \sqrt{\frac{2500 * 0.7853 * 8.10^4}{0.0490625 * 33000 * 10^6}} = 0.129 \text{ s}$$

Evaluation du spectre de réponse

Avec catégorie du site S4

$$0 < T = 0.129 \text{ s} < T_1 = 0.20$$

donc on applique la formule suivante

$$Sae (T, \xi)_{(m/s^2)} = AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right)$$

$$Sae (T, \xi)_{(m/s^2)} = 0.15 * 9.81 * 1.30 * \left(1 + \frac{0.129}{0.20} (2.5 * 1 - 1) \right) = \mathbf{3.76 m/s^2}$$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. à charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par

$$P = Sae (T, \xi) * \mu \quad \text{ou } \mu = \rho * S = \text{masse linéique du fut.}$$

$$\text{Donc } P = 3.76 * 2500 * 0.7853 = 7381.82 \text{ N/ml} = 0.00738182 \text{ MN/m}$$

Par la suite, en pied de la pile on a : $V_{pl} = n * P * L$ avec n : nombre des fûts = 4

$$V_{pl} = 4 * 0.00738182 * 8.10 = \mathbf{0.239 \text{ MN}}$$

$$M_{pl} = V_{pl} * L/2 = 0.239 * 8.10 * 0.50 = \mathbf{0.968 \text{ MN.m}}$$

Composante Transversale

Vu que la section du fût est circulaire ce qui implique même inertie la composante transversale est égale la composante longitudinale d'où :

$$-V_{pT} = V_{pl} = \mathbf{0.239 \text{ MN}}$$

$$-M_{pT} = M_{pl} = \mathbf{0.968 \text{ MN.m}}$$

Composante Verticale

$$\text{Avec } T = 0.129 \text{ s} \quad Sae (T, \xi)_{(m/s^2)} = Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) \quad \text{avec } \alpha = 0.70$$

$$Sae (T, \xi) = 0.70 * 9.81 * 0.15 * \left(1 + \frac{0.129}{0.20} * 1.50 \right) = \mathbf{2.026 m/s^2}$$

$$P = n * Sae (T, \xi) * \mu * \quad \text{ou } \mu = \rho * S = \text{masse linéique du fut.}$$

$$\text{Donc } P = 4 * 2.026 * 2500 * 0.7853 * 8.10 = 127281.424 \text{ N/ml} = \mathbf{0.1272814 \text{ MN/m}}$$

Cumul des actions :

Composante longitudinale

$$V_{pl} = \sqrt{V_{Pl}^2 + V_{Tl}^2} = \sqrt{23.90^2 + 23.04^2} = 33.20T$$

$$M_{pl} = \sqrt{M_{Pl}^2 + M_{Tl}^2} \quad \text{avec } M_{Tl} = V_{Tl} * 8.10 = 186.62T.m$$

$$M_{pl} = \sqrt{96.80^2 + 186.62^2} = 210.23T.m$$

$$E_L \begin{cases} V_{pl} = 33.20T \\ M_{pl} = 96.80T.m \end{cases}$$

Composante transversale

$$E_T \begin{cases} V_{pT} = 23.90T \\ M_{pT} = 96.80T.m \end{cases}$$

Les efforts transversaux totaux se réduisent ici aux seules forces d'inertie dues à la vibration propre de la pile car on a un tablier bloqué sur culée.

Composante verticale

$$E_V = N_{pl} = \sqrt{V_{pv}^2 + V_{Tv}^2} = \sqrt{12.73^2 + 12.44^2} = \mathbf{17.80 \text{ tf}}$$

Combinaisons des directions

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut se limiter à 3 combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_L + 0.3(E_T + E_V) = 33.20 + 0.3(23.90 + 17.80) = 45.71 \text{ tf}$$

$$E_2 = E_T + 0.3(E_L + E_V) = 23.90 + 0.3(33.20 + 17.80) = 39.20 \text{ tf}$$

$$E_3 = E_V + 0.3(E_T + E_L) = 17.80 + 0.3(23.90 + 33.20) = 34.93 \text{ tf}$$

DETERMINATION DES SOLLICITATIONS AU NIVEAU DE LA SEMELLE DE LA PILE

Tableau 1 : Charge Statique+Charge Sismique

DESIGNATION	N(t)	Vs(t)	HSL(t)	HST(t)	Zh(m)	ML (tm)	MTR (tm)
Poids propre du tablier	565,50	34,93	45,71	39,2	9,6	438,82	376,32
chevetre	42,68						
Futs (colonne)	54,95						
Semelle	256,50						
Dés d'appui	2,10						
Poids des terres	220,53						
TOTAL	1142,26	34,93				438,82	376,32
T OTAL	1177,19						

Tableau 2 : Surcharge d'exploitation

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Zn(m)	Zh (m)	Mn(tm)	Mh(tm)	
surchages A(L)	234,8	11,38				109,248	
surchages BC	116,35	15				144	
surchages MC120	107,38						
surchages D240	51,02						
surchages sur trottoirs	9						

Tableau 2 : charge statique seule

DESIGNATION	N(t)
Poids propre du tablier	565,50
chevetre	42,68
futs	54,95
Semelle	256,50
Dés d'appui	2,10
Poids des terres	220,53
TOTAL	1142,26

JUSTIFICATION DES ETATS LIMITES DE MOBILISATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL AU NIVEAU DE LA PILE

ETAT LIMITE ULTIME

Cas de combinaison Fondamentale	N(t)	M(t.m)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	VérificationRmax	VerificationRmin	
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,6(A(I)+surcharge sur trottoirs)	1932,13	174,80	253,66	229,38	294,09	-130,46	accepté	pas d'arrachement	
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,6(Bc+surcharge sur trottoirs)	1742,61	230,40	233,83	201,83	294,09	-130,46	accepté	pas d'arrachement	
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,35*Mc120	1687,01		210,88	210,88	294,09	-130,46	accepté	pas d'arrachement	
Combinaisons Fondamentale 1,35G+1,35*D240	1610,93		201,37	201,37	294,09	-130,46	accepté	pas d'arrachement	
Cas de combinaison sismique	N(t)	ML (Tm)	MTR (Tm)	Rmax	Rmin	Qmax	Qmin	Vérification Rmax	Vérification Rmin
Combinaison Sismique G+E+0,20(A(I)+surcharge sur trottoirs)	1225,95	460,67	376,32	204,05	102,44	343,11	-140,49	accepté	pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20(BC+surcharge sur trottoir)	1202,26	467,616	376,32	201,57	98,99	343,11	-140,49	accepté	pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20* Mc120	1198,67	438,82	376,32	199,12	100,54	343,11	-140,49	accepté	pas d'arrachement
Combinaison Sismique G+E+0,20*D240	1187,39	438,82	376,32	197,71	99,13	343,11	-140,49	accepté	pas d'arrachement

ETAT LIMITE DE SERVICE

Cas de combinaison RARE	N(t)	M (Tm)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	VerificationRmax	VerificationRmin
Combinaisons Rare G+1,2(A(I)+surcharge trottoir)	1434,82	131,10	188,46	170,25	220,36	-91,32	accepté	pas d'arrachement
Combinaisons Rare =G+1,2(BC +surcharge trottoir)	1292,68	172,80	173,59	149,59	220,36	-91,32	accepté	pas d'arrachement
Combinaisons Rare =G+Mc120	1249,64		156,21	156,21	220,36	-91,32	accepté	pas d'arrachement
Combinaisons Rare =G+D240	1193,28		149,16	149,16	220,36	-91,32	accepté	pas d'arrachement
Cas de combinaison quasi permanente	N(t)	Rmax	Rmin	Q max	Q min	VerificationRmax	VerificationRmin	
Combinaisons quasi permanente = Gmax+ Gmin	1142,26	142,78	142,78	173,14	0	accepté	pas d'arrachement	

3.4 Dimensionnement du pieu

Fondations spéciales : Marcel Forni

Cas 1 : Etat limite Ultime

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	m	Evj	10818,866	Mpa
M0U	28,800	tf.m	I	0,102	m ⁴
ToU	3,000	tf	C	4000	tf/m ³
N0U	217,826	tf	B'	1,8	m

Avec les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants :

M0U : le moment sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

BC : $230.40 / 8 = 28.80$ tf.m

T0u : effort horizontal sous la combinaison fondamentale du au L'effort de freinage de BC :
 $(1.6 \times 15) / 8 = 3.00$ tf

N0u : effort normal sollicitant la tête d'un pieu sous la combinaison fondamentale défavorable

BC : $1742.61 / 8 = 217.826$ tf

I : moment d'inertie de la section du pieu

C : coefficient de réaction du sol (sol argileux humide) $C = 4000$ tf / m³

B' : la largeur apparente du pieu ,elle est de l'ordre de : 1.5fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire : $1.5 \times 1.2 = 1.8$ m

α	2,797 m
β	3.433
tg (z)/ α	0,127
z/ α	0.126rad
Z	0,354m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$\text{tg } z/\alpha = \frac{1}{1+2\beta}$$

C1	3.493
$M_{\max} = T_0U \times \alpha \times C_1$	
M_{\max}	29.310 tf.m
As_{\min}	22,619 cm ²

$$C_1 = e^{-\frac{Z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

As min : la section minimal = 0.2% \times section du pieu

Cas 2 Etat Limite Sismique :

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	m	Evj	10818,866	Mpa
M ₀ Sis	58,452	tf.m	I	0,102	m ⁴
T ₀ Sis	5,839	tf	C	4000	tf/m ³
N ₀ Sis	150,283	tf	B'	1,8	m

α	2,797 m
β	3.57
tg (z)/ α	0.12
z/ α	0.12
Z	0.34 m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$\text{tg } z/\alpha = \frac{1}{1+2\beta}$$

C ₁	3.63
M _{max} = T ₀ Sis x α x C ₁	
M _{max}	59.410 tf.m
A _{Smin}	56.55 cm ²
A calc	23.14 cm ²

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

A_s min : la section minimal = 0.50 % × section du pieu

Cas 3 : Etat Limite de Service :

Nombre de pieu	8		fc28	25	Mpa
diamètre du pieu	1,2	M	Evj	10818,866	Mpa
M ₀ ELS	21,600	tf.m	I	0,102	m ⁴
T ₀ ELS	2,250	Tf	C	4000	tf/m ³
N ₀ EIS	161,585	Tf	B'	1,8	m

α	2,80 m
β	3.43
tg (z)/ α	0.13
z/ α	0,13 rad
Z	0,35 m

avec

α : la longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CB'}}$$

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \times \alpha}$$

$$\text{tg } z/\alpha = \frac{1}{1+2\beta}$$

C ₁	3.49
$M_{\max} = T_0 \text{ ELS} \times \alpha \times C_1$	
M_{\max}	21.98 tf.m

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M}{T\alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

As min : la section minimal = 0.2% × section du pieu

A adopté 20HA20	62.80 cm ²			
σ_c béton =	2.48	Mpa	<	σ_b adm 15 Mpa
σ_{st} acier =	101.2	Mpa	<	σ_{st} adm 250 Mpa
σ_{sc} acier =	28.63	Mpa	<	σ_{sc} adm 500 Mpa

3.5 Dimensionnement de la semelle de liaison :

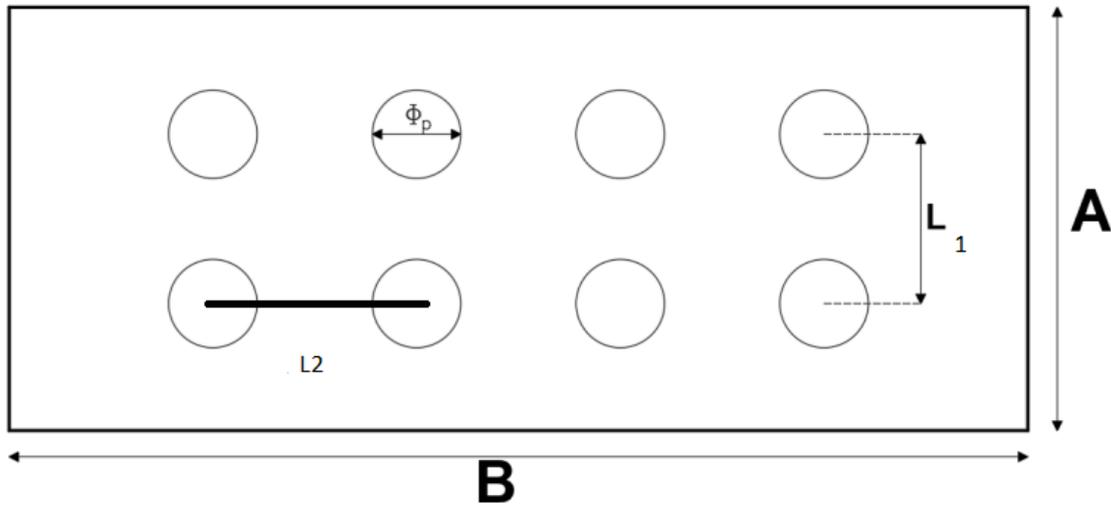


Figure 5. 12 vu au-dessus de la semelle de la pile

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L_1 = 3 * \phi_p$$

$$L_1 = 3 * 1.2 \Rightarrow L = 3.6m$$

On prend : $L = 3.6m$ La largeur de la semelle est donnée par :

$$A = L_1 + 2\phi_p \Rightarrow A = 3.6 + 2 * 1.2 \Rightarrow A = 6m$$

On prend : $A = 6 m$

Avec

L_1 : entraxe des pieux sens de A

ϕ_p : Diamètre de pieu ($\phi_p = 1.2m$)

A : La largeur de la semelle.

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B = (N_p - 1) * L_2 + Q_p$$

Avec L_2 : entraxe des pieux sens de B = $2.5 * Q_p = 2.5 * 1.2 = 3 m$

$$B = (4 - 1) * 3 + 2 * 1.2 \Rightarrow B = 11.4 m$$

On prend : $B = 11.40 m$

Avec

B : La longueur de la semelle.

N_p : Nombre de pieu sens longitudinal .

Epaisseur de la semelle = 1.50 m

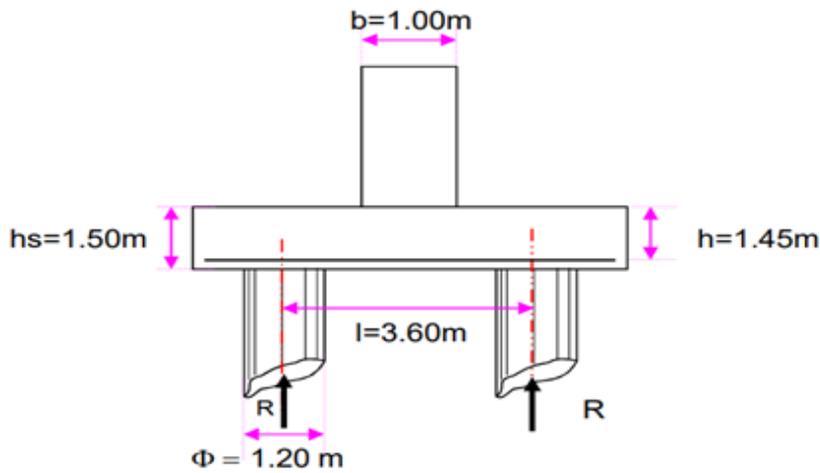


Figure 5. 13 vu transversale de la semelle pile

3.6 Calcul du ferrailage

la semelle de liaison est calculé avec le logiciel robot en modélisant la semelle en élément plaque encastree linéairement sur le mur frontal ,et les Réactions des pieux en forces nodales.

A l'état limite Ultime : $R_{max} = 253.66 \text{ tf}$; $R_{min} = 229.38 \text{ tf}$

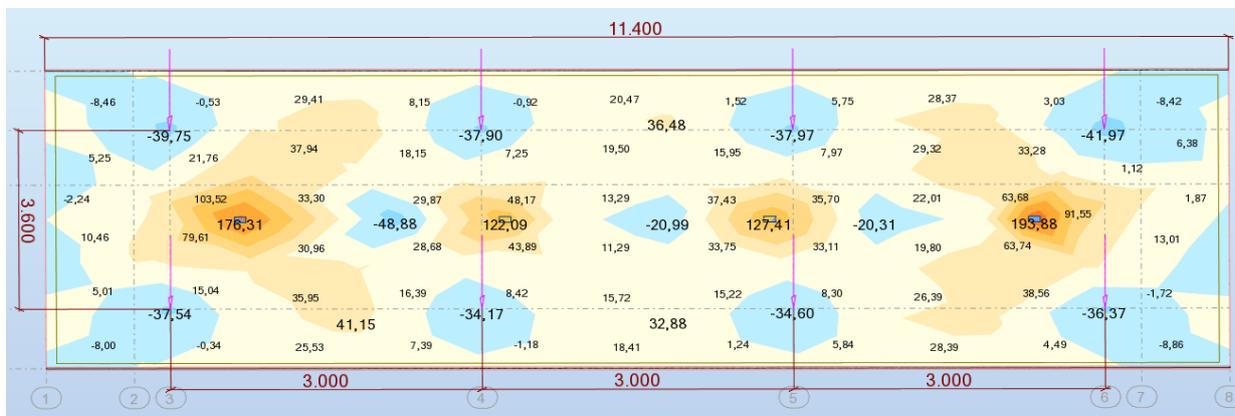


Figure 5. 14 moment de flexion transversale à l'ELU

On trouve : $M_{xx} = 193.88 \text{ tf.m/ml}$

A l'état limite de service : $R_{max} = 188.46 \text{ tf}$; $R_{min} = 170.25 \text{ tf}$

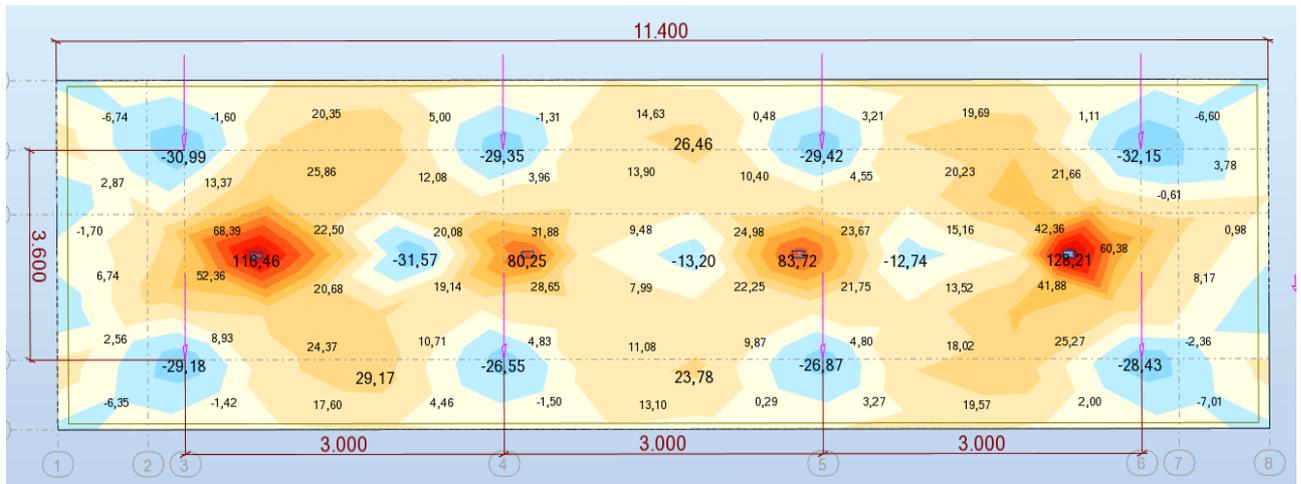


Figure 5. 15 moment de flexion transversale à l'ELS

On trouve : $M_{xx} = 128.21 \text{ tf.m/ml}$

Le ferrailage est déterminé par le logiciel socotec

Hypothèses		Saisie		Dessin		Résultats		Aperçu	
Nom d'affaire :		ferrailage semel pile						<input type="radio"/> Dessin Géométrie Type <input checked="" type="radio"/> Dessin Géométrie Saisie	
Nom du fichier :		ferrailage semel pile							
Matériaux									
Contrainte béton :		f_{cj}	25	MPa	Coeff. acier/béton :		n	15	
Limite élast. acier :		f_e	500	MPa					
<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELU					<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELS				
Effort normal :		N_u	0	tf	Effort .. :		N_s	0	tf
Moment fléchissant :		M_u	193.9	tf*m	Moment ... :		M_s	128.2	tf*m
Coefficients									
durée chargement :		θ	1		Sections d'armatures				
sécurité du béton :		γ_b	1.5		supérieures :		0	cm ²	
sécurité de l'acier :		γ_s	1.15		inférieures :		52.5	cm ²	
Convention signes			Fissuration			Type d'armature			
N > 0 : compression			<input type="radio"/> peu préjudiciable			<input type="radio"/> rond lisse			
M > 0 : tend la fibre inférieure			<input checked="" type="radio"/> préjudiciable			<input checked="" type="radio"/> barre HA $\varnothing \geq 6$			
			<input type="radio"/> très préjudiciable			<input type="radio"/> barre HA $\varnothing \leq 6$			
<div style="text-align: center;"> </div>									

Figure 5. 16 donnée de ferrailage de la semelle pile

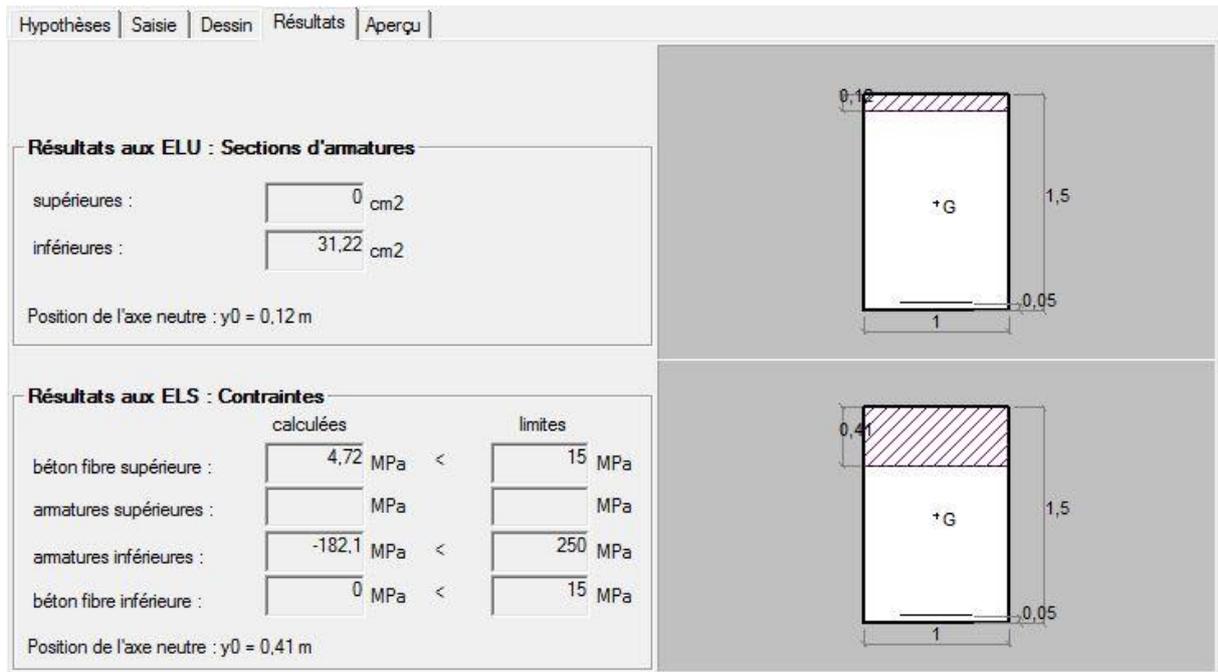


Figure 5. 17 Résultats de ferrailage semelle pile

L'Armature inférieure transversale de la semelle est déterminée par l'RPOA

Armature de flexion :

-armature sollicitées en traction : pourcentage minimum est de $0.15\% < \rho_g < 1.5\%$ en zone I et IIa on prend $\rho_g = 0.35\%$ donc $A_{1s} = 52.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

et vérifiée par le logiciel Socotec .

Ces armatures transversales sont placée dans des bandes axées sur les pieux

(Poutre incorporées) et de largeur égale a la somme du diamètre Φ des pieux et de la hauteur h_s de la semelle (p.p 73 setra)

Entre les différentes poutre incorporées on placera des armatures de répartitions A'_{1s} ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A_{1s} des poutres incorporées .

Armature longitudinales

Des armatures longitudinales (A_2) sont a disposer dans le sens de la longueur de la semelle leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures des poutres incorporées transversales (A_1).

Armatures transversale

- Armature inférieur : 11HA25/ml e = 9 cm.
- Armature supérieur 11HA16/ml e = 9 cm

Armatures longitudinales

- Armature inférieur : 7HA20/ml e = 15 cm
- Armature supérieur : 7HA14/ml e = 15 cm

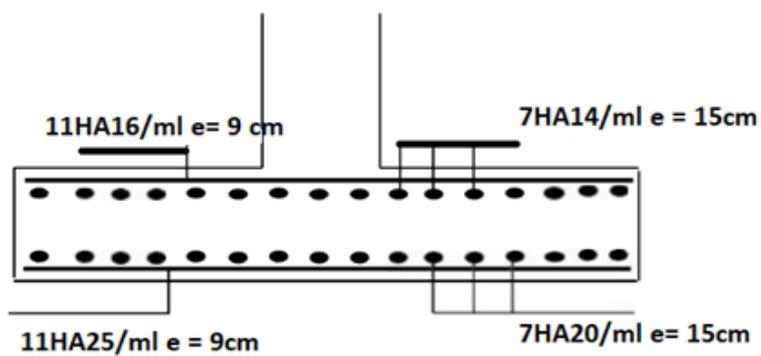


Figure 5. 18 ferrailage de la semelle pile

CONCLUSION

Notre mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint, qui est basé sur les règles fondamentales de : la mécanique des sols, la résistance des matériaux, du béton armé et du béton précontraint ; ainsi que l'effet de séisme. Ce travail nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'université de Badji Mokhtar Annaba.

Dans notre projet les procédés de calcul sont faites manuellement et avec des logiciels de calcul automatique pour bien comprendre les différentes méthodes de calcul. Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Bibliographies

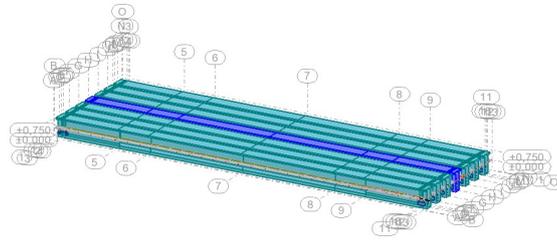
- béton précontraint techniques de mise en œuvre par pierre Jartoux responsable recherche et développement des techniques de précontrainte, Freyssinet international Bernard Fargeot ingénieur-conseil et Christian Tourneur directeur technique de Freyssinet France nord techniques de l'ingénieur, traite construction c 2 372
- béton précontraint par Robert Chaussin ingénieur en chef des ponts et chaussées professeur de béton précontraint à l'école nationale des ponts et chaussées et au centre des hautes études de la construction techniques de l'ingénieur, traite construction c 2-360.
- règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.
- cours pratique de béton précontraint règles BPEL Georges Dreux éditions eyrolles 1984.
- le béton précontraint aux états-limites Henry Thonier.
- document technique réglementaire d .t. r. règles définissant les charges à appliqué pour le calcul et les épreuves des ponts route ministère de travaux public Algérie.
- pont a poutre préfabriquée précontrainte par post tension VIPP guide de conception Setra .
- groupe sol étanche Freyssinet. (2014). la précontrainte Freyssinet. Bagnaux, France: Freyssinet.
- document technique réglementaire d .t. r. règles parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008 ministère des travaux publics Algérie.

Les logicielles

- Robot Structural Analysis 2018 (modélisation ; analyses et calcule)
- EXCEL 2007 (calcul)
- SOCOTEC (calcul de ferrailage et vérification)
- Word 2007
- Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin)

Annexes

vue de la structure



barres

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]
1	1	2	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
2	2	3	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
3	3	4	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
4	4	5	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
5	5	6	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
6	6	7	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
7	8	7	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
8	9	8	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
9	10	9	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
10	11	10	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
11	12	11	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
12	13	12	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
13	14	15	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
14	15	16	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
15	16	17	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
16	17	18	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
17	18	19	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
18	19	20	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
19	21	20	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
20	22	21	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
21	23	22	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
22	24	23	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
23	25	24	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
24	26	25	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
25	27	28	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
26	28	29	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
27	29	30	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
28	30	31	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
29	31	32	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
30	32	33	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
31	34	33	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
32	35	34	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
33	36	35	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
34	37	36	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
35	38	37	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
36	39	38	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
37	40	41	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
38	41	42	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
39	42	43	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
40	43	44	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
41	44	45	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
42	45	46	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
43	47	46	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
44	48	47	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]
45	49	48	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
46	50	49	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
47	51	50	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
48	52	51	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
49	53	54	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
50	54	55	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
51	55	56	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
52	56	57	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
53	57	58	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
54	58	59	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
55	60	59	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
56	61	60	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
57	62	61	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
58	63	62	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
59	64	63	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
60	65	64	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
61	66	67	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
62	67	68	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
63	68	69	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
64	69	70	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
65	70	71	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
66	71	72	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
67	73	72	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
68	74	73	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
69	75	74	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
70	76	75	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
71	77	76	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
72	78	77	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
73	79	80	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
74	80	81	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
75	81	82	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
76	82	83	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
77	83	84	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
78	84	85	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
79	86	85	mil 1x1x1	BETON35	7,500	0,0
80	87	86	mil 1x1x1	BETON35	2,500	0,0
81	88	87	abo 1x1x1	BETON35	4,425	0,0
82	89	88	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
83	90	89	sdeu 1x1x1	BETON35	0,125	0,0
84	91	90	sdeu 1x1x1	BETON35	0,325	0,0
85	3	16	entretoise	BETON35	1,350	0,0
86	16	29	entretoise	BETON35	1,350	0,0
87	29	42	entretoise	BETON35	1,350	0,0
88	42	55	entretoise	BETON35	1,350	0,0
89	55	68	entretoise	BETON35	1,350	0,0
90	68	81	entretoise	BETON35	1,350	0,0

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]
91	11	24	entretoise	BETON35	1,350	0,0
92	24	37	entretoise	BETON35	1,350	0,0
93	37	50	entretoise	BETON35	1,350	0,0
94	50	63	entretoise	BETON35	1,350	0,0
95	63	76	entretoise	BETON35	1,350	0,0
96	76	89	entretoise	BETON35	1,350	0,0

Barre	Type de barre	Élément de construction
1	Poutre BA	Poutre
2	Poutre BA	Poutre
3	Poutre BA	Poutre
4	Poutre BA	Poutre
5	Poutre BA	Poutre
6	Poutre BA	Poutre
7	Poutre BA	Poutre
8	Poutre BA	Poutre
9	Poutre BA	Poutre
10	Poutre BA	Poutre
11	Poutre BA	Poutre
12	Poutre BA	Poutre
13	Poutre BA	Poutre
14	Poutre BA	Poutre
15	Poutre BA	Poutre
16	Poutre BA	Poutre
17	Poutre BA	Poutre
18	Poutre BA	Poutre
19	Poutre BA	Poutre
20	Poutre BA	Poutre
21	Poutre BA	Poutre
22	Poutre BA	Poutre
23	Poutre BA	Poutre
24	Poutre BA	Poutre
25	Poutre BA	Poutre
26	Poutre BA	Poutre
27	Poutre BA	Poutre
28	Poutre BA	Poutre
29	Poutre BA	Poutre
30	Poutre BA	Poutre
31	Poutre BA	Poutre
32	Poutre BA	Poutre
33	Poutre BA	Poutre
34	Poutre BA	Poutre
35	Poutre BA	Poutre
36	Poutre BA	Poutre
37	Poutre BA	Poutre

Barre	Type de barre	Élément de construction
38	Poutre BA	Poutre
39	Poutre BA	Poutre
40	Poutre BA	Poutre
41	Poutre BA	Poutre
42	Poutre BA	Poutre
43	Poutre BA	Poutre
44	Poutre BA	Poutre
45	Poutre BA	Poutre
46	Poutre BA	Poutre
47	Poutre BA	Poutre
48	Poutre BA	Poutre
49	Poutre BA	Poutre
50	Poutre BA	Poutre
51	Poutre BA	Poutre
52	Poutre BA	Poutre
53	Poutre BA	Poutre
54	Poutre BA	Poutre
55	Poutre BA	Poutre
56	Poutre BA	Poutre
57	Poutre BA	Poutre
58	Poutre BA	Poutre
59	Poutre BA	Poutre
60	Poutre BA	Poutre
61	Poutre BA	Poutre
62	Poutre BA	Poutre
63	Poutre BA	Poutre
64	Poutre BA	Poutre
65	Poutre BA	Poutre
66	Poutre BA	Poutre
67	Poutre BA	Poutre
68	Poutre BA	Poutre
69	Poutre BA	Poutre
70	Poutre BA	Poutre
71	Poutre BA	Poutre
72	Poutre BA	Poutre
73	Poutre BA	Poutre
74	Poutre BA	Poutre
75	Poutre BA	Poutre
76	Poutre BA	Poutre
77	Poutre BA	Poutre
78	Poutre BA	Poutre
79	Poutre BA	Poutre
80	Poutre BA	Poutre
81	Poutre BA	Poutre
82	Poutre BA	Poutre
83	Poutre BA	Poutre

Barre	Type de barre	Élément de construction
84	Poutre BA	Poutre
85	Poutre BA	Barre
86	Poutre BA	Barre
87	Poutre	Barre
88	Poutre BA	Barre
89	Poutre BA	Barre
90	Poutre BA	Barre
91	Poutre BA	Barre
92	Poutre BA	Barre
93	Poutre	Barre
94	Poutre BA	Barre
95	Poutre BA	Barre
96	Poutre BA	Barre

caractéristiques - Barres

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm2]	AY [cm2]	AZ [cm2]
	sdeu 1x1x1	1A3 10A15 22A27 34A39	8186,250	7139,719	6469,189
	mil 1x1x1	5A8 17A20 29A32 41A44	5741,250	4918,015	3614,807
	abo 1x1x1	4A76P12 9A81P12	6808,050	5923,373	4980,326
	entretoise	85A96	2700,000	2250,000	2250,000

	IX [cm4]	IY [cm4]	IZ [cm4]
	5066214,332	16985375,00	2520703,125
	1350816,846	14969789,24	1596279,948
	2517265,076	15679396,43	1858903,848
	639865,061	1822500,000	202500,000

caractéristiques - Matériaux

	Matériau	E [tf/m ²]	G [tf/m ²]	NU	LX [1/°C]	RO [tf/m ³]
1	BETON35	3670978,37	1529574,32	0,20	0,00	2,55

	Re [tf/m ²]
1	3569,01

charges

	Cas	Type de charge	Liste
	1	poids propre	1A97
	2	(EF) surfacique 3p (contour	97
	2	(EF) surfacique 3p (contour	97
	3	(EF) surfacique 3p (contour	97
	3	(EF) surfacique 3p (contour	97
	4	(EF) surfacique 3p (contour	97
	5	(EF) surfacique 3p (contour	97
	6	(EF) linéaire 2p (3D)	
	6	(EF) linéaire 2p (3D)	
	7	(EF) linéaire 2p (3D)	
	7	(EF) linéaire 2p (3D)	
	8	(EF) surfacique 3p (contour	97
	33	(EF) surfacique 3p (contour	97
	33	(EF) surfacique 3p (contour	97

Valeurs de la charge	
	PZ Moins Coef=1,00
	PZ1=-1,73[tf/m ²] P1(0, 0, 0) P2(30, 0, 0) P3(30, 0.2, 0) P4(0, 0.2, 0
	PZ1=-1,73[tf/m ²] P1(0, 9.5, 0) P2(30, 9.5, 0) P3(30, 9.7, 0) P4(0, 9.
	PZ1=-0,75[tf/m ²] P1(0, 0.2, 0) P2(30, 0.2, 0) P3(30, 1.35, 0) P4(0,
	PZ1=-0,75[tf/m ²] P1(0, 8.35, 0) P2(30, 8.35, 0) P3(30, 9.5, 0) P4(0,
	PZ1=-0,01[tf/m ²] P1(0, 1.35, 0) P2(30, 1.35, 0) P3(30, 8.35, 0) P4(
	PZ1=-0,14[tf/m ²] P1(0, 1.35, 0) P2(30, 1.35, 0) P3(30, 8.35, 0) P4(
	FZ1=-0,06[tf/m] FZ2=-0,06[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=1,100[m] N1Z=0,0[
	FZ1=-0,06[tf/m] FZ2=-0,06[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=8,600[m] N1Z=0,0[
	FZ1=-0,10[tf/m] FZ2=-0,10[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=0,100[m] N1Z=0,0[
	FZ1=-0,10[tf/m] FZ2=-0,10[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=9,600[m] N1Z=0,0[
	PZ1=-1,29[tf/m ²] P1(0.45, 1.85, 0) P2(29.6, 1.85, 0) P3(29.6, 7.85,
	PZ1=-0,15[tf/m ²] P1(0.45, 0.1, 0) P2(29.6, 0.1, 0) P3(29.6, 1.1, 0)
	PZ1=-0,15[tf/m ²] P1(0.45, 8.6, 0) P2(29.6, 8.6, 0) P3(29.6, 9.6, 0)

combinaisons**- Cas: 45 46A62P4**

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas
45 (C)	ELU A(l)	Combinaison linéa	EFF	permanente
46 (C)	ELU BC	Combinaison linéa	EFF	permanente
50 (C)	ELU BT	Combinaison linéa	EFF	permanente
54 (C)	Elu mc120	Combinaison linéa	EFF	permanente
58 (C)	elu d240	Combinaison linéa	EFF	permanente
62 (C)	elu br	Combinaison linéa	EFF	permanente

Combinaison	Définition
45 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7)*1.35+(8+33)*1.60$
46 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7)*1.35+(9+33)*1.60$
50 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7)*1.35+(11+33)*1.60$
54 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7+36)*1.35$
58 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7+28)*1.35$
62 (C)	$(1+2+3+4+5+6+7)*1.35+(10+33)*1.60$

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
2	2	3	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
3	3	4	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
4	4	5	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
5	5	6	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
6	6	7	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
7	8	7	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
8	9	8	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
9	10	9	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
10	11	10	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
11	12	11	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
12	13	12	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
13	14	15	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
14	15	16	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
15	16	17	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
16	17	18	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
17	18	19	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
18	19	20	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
19	21	20	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
20	22	21	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
21	23	22	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
22	24	23	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
23	25	24	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
24	26	25	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
25	27	28	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
26	28	29	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
27	29	30	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
28	30	31	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
29	31	32	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
30	32	33	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
31	34	33	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
32	35	34	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
33	36	35	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
34	37	36	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
35	38	37	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
36	39	38	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
37	40	41	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
38	41	42	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
39	42	43	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
40	43	44	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre

41	44	45	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
42	45	46	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
43	47	46	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
44	48	47	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
45	49	48	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
46	50	49	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
47	51	50	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
48	52	51	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
49	53	54	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
50	54	55	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
51	55	56	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
52	56	57	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
53	57	58	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
54	58	59	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
55	60	59	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
56	61	60	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
57	62	61	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
58	63	62	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
59	64	63	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
60	65	64	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
61	66	67	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
62	67	68	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
63	68	69	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
64	69	70	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
65	70	71	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
66	71	72	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
67	73	72	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
68	74	73	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
69	75	74	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
70	76	75	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
71	77	76	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
72	78	77	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
73	79	80	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
74	80	81	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
75	81	82	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
76	82	83	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
77	83	84	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
78	84	85	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
79	86	85	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
80	87	86	mil 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
81	88	87	abo 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
82	89	88	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
83	90	89	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
84	91	90	sdeu 1x1x1	BETON35	0,0	Poutre BA	Poutre
85	3	16	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
86	16	29	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
87	29	42	entretoise	BETON35	0,0	Poutre	Barre
88	42	55	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
89	55	68	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
90	68	81	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
91	11	24	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
92	24	37	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
93	37	50	entretoise	BETON35	0,0	Poutre	Barre
94	50	63	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
95	63	76	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre
96	76	89	entretoise	BETON35	0,0	Poutre BA	Barre

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
1	poids propre	1A97	PZ Moins Coef=1,00
2	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-1,73[tf/m2] P1(0, 0, 0) P2(30, 0, 0) P3(30, 0.2, 0) P4(0, 0.2, 0)
2	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-1,73[tf/m2] P1(0, 9.5, 0) P2(30, 9.5, 0) P3(30, 9.7, 0) P4(0, 9.7, 0)
3	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,75[tf/m2] P1(0, 0.2, 0) P2(30, 0.2, 0) P3(30, 1.35, 0) P4(0, 1.35, 0)
3	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,75[tf/m2] P1(0, 8.35, 0) P2(30, 8.35, 0) P3(30, 9.5, 0) P4(0, 9.5, 0)
4	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,01[tf/m2] P1(0, 1.35, 0) P2(30, 1.35, 0) P3(30, 8.35, 0) P4(0, 8.35, 0)
5	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,14[tf/m2] P1(0, 1.35, 0) P2(30, 1.35, 0) P3(30, 8.35, 0) P4(0, 8.35, 0)
6	(EF) linéaire 2p (3D)		FZ1=-0,06[tf/m] FZ2=-0,06[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=1,100[m] N1Z=0,0[m] N2X=30,000[m]
6	(EF) linéaire 2p (3D)		FZ1=-0,06[tf/m] FZ2=-0,06[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=8,600[m] N1Z=0,0[m] N2X=30,000[m]
7	(EF) linéaire 2p (3D)		FZ1=-0,10[tf/m] FZ2=-0,10[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=0,100[m] N1Z=0,0[m] N2X=30,000[m]
7	(EF) linéaire 2p (3D)		FZ1=-0,10[tf/m] FZ2=-0,10[tf/m] N1X=0,0[m] N1Y=9,600[m] N1Z=0,0[m] N2X=30,000[m]
8	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-1,29[tf/m2] P1(0.45, 1.85, 0) P2(29.6, 1.85, 0) P3(29.6, 7.85, 0) P4(0.45, 7.85, 0)
33	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,15[tf/m2] P1(0.45, 0.1, 0) P2(29.6, 0.1, 0) P3(29.6, 1.1, 0) P4(0.45, 1.1, 0)
33	(EF) surfacique 3p (contour)	97	PZ1=-0,15[tf/m2] P1(0.45, 8.6, 0) P2(29.6, 8.6, 0) P3(29.6, 9.6, 0) P4(0.45, 9.6, 0)

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm2]	AY [cm2]	AZ [cm2]	IX [cm4]	IY [cm4]	IZ [cm4]
abo 1x1x1	4A76P12 9A81P12	6808,050	5923,373	4980,326	2517265,076	15679396,43	1858903,848
entretoise	85A96	2700,000	2250,000	2250,000	639865,061	1822500,000	202500,000
mil 1x1x1	5A8 17A20 29A32 41A44	5741,250	4918,015	3614,807	1350816,846	14969789,24	1596279,948
sdeu 1x1x1	1A3 10A15 22A27 34A39	8186,250	7139,719	6469,189	5066214,332	16985375,00	2520703,125

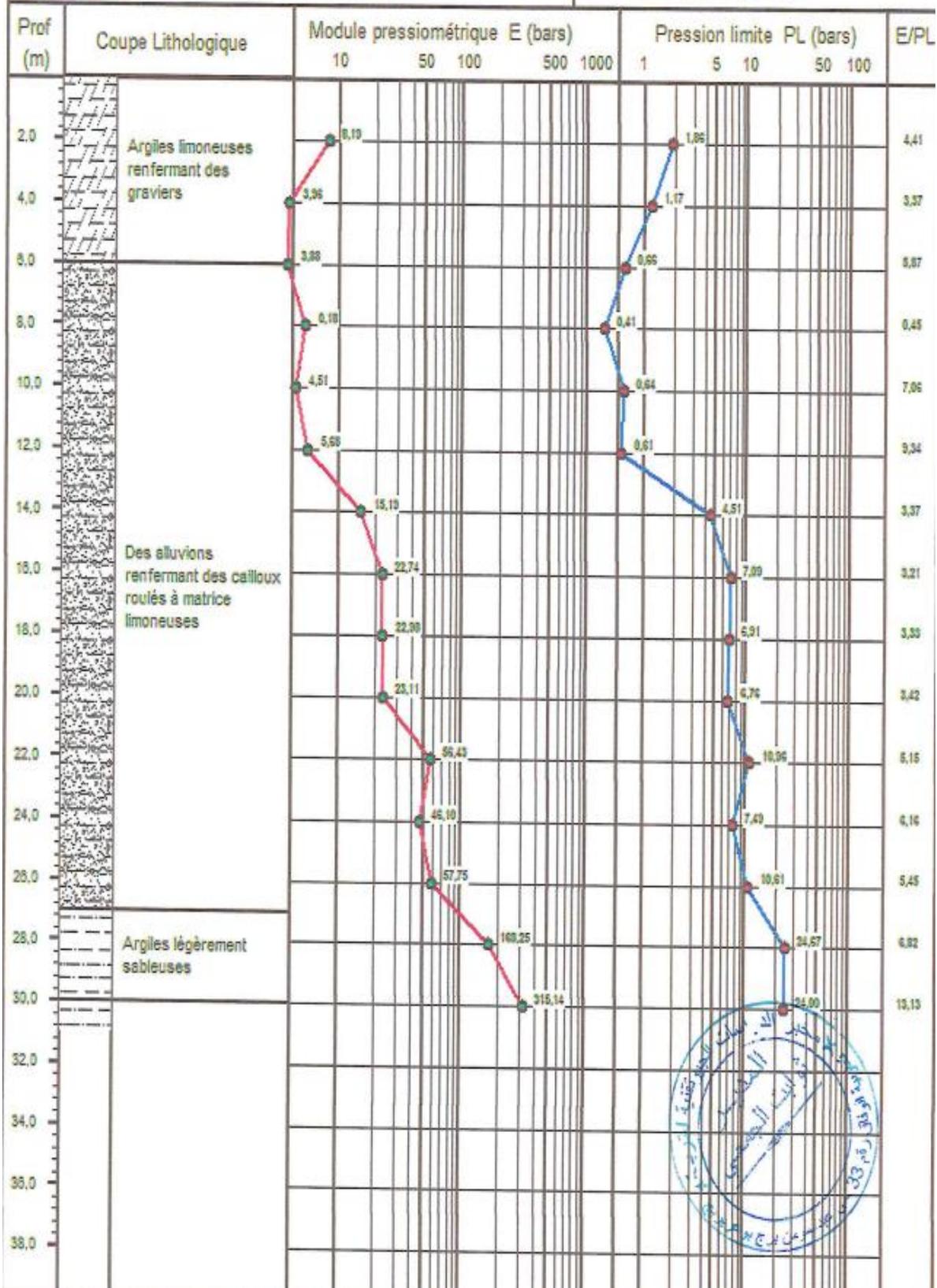
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : E/G d'un Pont sur Oued SEYBOUSE entre RN 20 et NADOR
 Lieu : Village NADOR
 Client : D.T.P de Guelma
 Sondage N°: SP 01

Date essai :
 Volume de la sonde V_0 (cm³) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Profondeur nappe / TN (m) : 5,5

Type d'appareil:



la capacité portante totale

ELU fondamentale : $Q_{\max} = 294.09 \text{ tf}$

ELU fondamentale : $Q_{\min} = -130.46 \text{ tf}$

ELU SIS : $Q_{\max} = 343.11 \text{ tf}$

ELU SIS : $Q_{\min} = -140.49 \text{ tf}$

ELS : $Q_{\max} = 220.36 \text{ tf}$

ELS : $Q_{\min} = -91.32 \text{ tf}$