République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Voies et ouvrages d'art

THEME

Etude et conception d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

Proposé par
L'agence nationale des autoroutes (ANA)

Réalisé par :

- *DJADI Youcef*
- *CHEBLI Ghiles*

Encadré par :

- *Mme : BOUBRIT. H*

Promotion 2017

Remerciements :

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens, encouragement et leur patience.

Nous tenons a remercier **Mme Boubrit**, notre promotrice pour sa patience et sa coopération le long de cette période.

A tous les enseignants de la faculté de génie de la construction

Qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Enfin, Nos plus vifs remerciement s'adressent aussi a tous ceux qui nous

Ont aidés, encouragés pendant la période de notre travail.

SOMMAIRE

Introduction générale ……01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et collecte de données.

I. Présentation et description de l'ouvrage : ……02
II. Les exigences fonctionnelles : ……... ……...02
II.1. Tracé en plan :…… …02
II.2. Profil en long : …… ..03
II.3. Profil en travers : …… 03
III. Les exigences naturelles ……. ……..... ..04
III.1. Données géologiques : …… 04
III.2. Données géotechniques : ……..04
III.3. Données topographiques : …… ...06
III.4. Les données hydrauliques : …… ..06
III.5. Données climatiques : ……... ..06
III.6. Données sismiques : …… ..06

Chapitre II : conception générale de l'ouvrage.

I. Pont a poutre multiple en béton précontraint par post-tension : ……07
I.1 Présentation générale de la variante : ……....07
I.2 Implantation de la variante : ……....07
I.3 Le pré-dimensionnement : ……...08
I.4 Effort dans la structure : ……..10
I.5 Efforts dans les fondations : ……10
I.6 Intégration dans le paysage : ……10
II. Les ponts à poutres en ossature mixte acier-béton : ……...11
II.1 Présentation générale de la variante : ……11
II.2 Implantation de la variante : ……11
II.3 Le pré-dimensionnement : ……..12
II.4 Efforts dans la structure : ……13
II.5 Efforts sur les fondations : ……..13
II.6 Intégration dans le paysage : ……...13
III. Pont en béton précontraint construit en encorbellement successifs. ……....14
III.1 Présentation générale de la variante : ……...14
III.2 L'implantation de la variante : ……...14
III.3 Pré-dimensionnement : ……14
III.4 Les efforts dans la structure : ……16
III.5 Les efforts dans les fondations : ……17
III.6 L'intégration dans le paysage : ……...17

III.7 La construction : 17
IV. Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées : ...17
V. Conception des culées : ...19
V.1 Les culées enterrées : 19
V.2 Les culées remblayées : 19
V.3 Les raisons du choix de types des culées ...19
V.4 La culée enterrée : 19
VI. La conception des piles : 20

Chapitre III : pré-dimension et caractéristiques géométrique.

I : conception :.....21
I-1- Principe de la construction par encorbellement :.....21
I-2- Avantage du procédé et domaine d'application :.....21
II- Pré dimensionnement : 22
II.1.Pré dimensionnement des voussoirs : 22
II.1.1. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6])...22
Profil en long : 23
Coupe longitudinale de l'ouvrage 23
Hauteur des voussoirs : 24
Hauteur du voussoir sur pile : 24
Hauteur du voussoir à la clé : 24
II.1.2. Découpage en voussoirs :.....24
II.1.3 Caractéristiques géométriques :.....25
Section sur pile :.....25
Section a la clé :.....26
III. Les lois de variation des différents paramètres géométriques du tablier :.....27
III.1.Travée de rive :.....27
Loi de variation de la section :.....27
Loi de variation du centre de gravité de la section :.....27
Loi de variation de l'inertie :.....28
III.2.Demi- travée centrale :.....29

Chapitre IV : Charges et surcharges :

I : Caractéristiques de l'ouvrage : 31
I.1. La largeur roulable Lr : 31
I.2. Largeur chargeable Lc : 31
I.3. Largeur totale LT : 31
I.4. Nombre de voies de circulation : 31
I.5. Largeur de la voie : 31
I.6. Classe du pont : 31

II : Evaluation des charges et surcharges : ……32
II.1 : Charge permanente (CP) : ……...32
II.1.1 : les éléments porteurs : ……..32
II.2.Les charges complémentaires permanentes (CCP) : ……33
II.2.1 poids de revêtement : …….....33
II.2.2.Poids du dispositif de sécurité : ……...33
1) Poids des glissières de sécurité : …….....33
2) Poids des garde-corps : ……..33
II.2.3.Poids de la corniche et trottoirs : ……33
II.3 Les surcharges routières : ……34
II.3.1 Système de charges A : …….. …..34
II.3.2 Système de charge « B »: …….....35
a) Système de charges Bc : …….....36
b) Système de charge Bt : ……38
II.3.3 La surcharge militaire (Mc120) : ……40
II.3.4 Surcharges exceptionnelles : ……..41
II.4.Le séisme : ……42
II.5. Surcharges sur les trottoirs : ……42
II.6. Vent : …….....43
II.7. la température : ……43
II.8. Forces de freinage : ……...43
II.9. Le fluage : ……43
II.10 La force centrifuge : …….....43
III. Combinaisons de charges : ……..44

Chapitre V : Etude longitudinale :

I: Charges appliquées au fléau (phase de construction) :……....45
I.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :…….……46
I.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau :……47
I.3. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :……47
I.4. Effets des surcharges verticales du vent :…….....47
I.5. Effets des surcharges d'équipage mobile dans le demi-fléau isostatique :……..48
I.6. Effets des surcharges accidentelles :……...48
II. Etude de la stabilité des fléaux:…….....49
II.1. La situation durable à l'état limite ultime :…….....49
II-2- Clavage de la travée : …….....50
II-3- Étude longitudinale en service :……51
II-3-1- Combinaisons de calcul :…….....51
II.3.2. Sollicitations dues aux charges permanentes :……...52
II .3.3. Les combinaisons d'action :……..53

CHAPITRE VI : Etude de la Précontrainte.

I- Étude de la précontrainte de fléau : ……55
I-1- Détermination de la précontrainte de fléau : ……55
I-2- Détermination du nombre de câbles de fléau : ……..56
I-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir : ……..57
I-4- Position et enrobage des câbles : ……...58
I-5- Tracé des câbles : ……58
a) Etude du tracé des câbles en élévation : ……...58
b) Etude du tracé des câbles en plan : ……62
II- Calcul des pertes de tension de précontrainte : ……64
II-1- Pertes de tensions instantanées : ……...65
a) Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine : …….....65
b) Pertes de tensions dues au recule des ancrages : ……67
c) Pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles ….68
II.2. Les pertes différées : ……...71
a) Pertes par retrait du béton. ……..71
b) Pertes par fluage. ……...71
c) Pertes par relaxation des aciers……72
II.3 -Calcul des pertes totales : ……74
II.4 - Vérification des contraintes : …….....74
III- Étude de la précontrainte de continuité : ……..75
III-1- Détermination de la précontrainte de continuité: ……76
III-2- Détermination du nombre de câbles de continuités: ……76
III-2-1- Câblage de la travée de rive :……77
III.2.2.Câblage de la travée intermédiaire : ……78
III.3.Les pertes de précontrainte : ……78
a) Travée de rive : …….....78
b) Travée intermédiaire : ……79
III.4.Vérification des contraintes en phase de service : ……79
III.4.1.La travée de rive : ……...79
III.4.1.1.A vide (sous M_{min}) : …….....79
III.4.1.2.En charge (sous M_{max}) : ……79
III.4.2. la travée intermédiaire : ……...81

Chapitre VII : Etude transversale.

I. Définition des charges : ……..82
I.1. Poids propre (Pp): ……...82
I.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP) : ……..82

I .3- Surcharges d'exploitation : ……..82
I.4.Charges sur les trottoirs : ……..83
II. Les combinaisons d'actions : ……83
III. Détermination des efforts : ……..83
III.1. Section sur pile : ……...84
III.1.1. A l'ELU : ……84
III.1.2. A l'ELS : ……..85
III.2. Section à la clé : …….. ….87
III.2.1. A L'ELU : ……...87
III.2.2. A l'ELS: ……88
IV. Vérification de l'effort tranchant : ……...90
V. Vérification au poinçonnement : ……...91
VI. Vérification des âmes au flambement : ……92
VII. Ferraillage : ……92
VII.1. Données du problème : ……92
VII.1.1. Ferraillage en flexion simple pour les dalles : ……..93
VII.1.2. Ferraillage en flexion composé pour les âmes : ……93
VII.1.3. Condition de non fragilité: ……..94
VII.2. Ferraillage des voussoirs : ……94
VII.2.1. Voussoir près de la pile: ……...94
VII.2.2. Ferraillage de voussoir près de la culée : ……95
VII.3. ferraillage du bossage (SETRA 2003, [Réf.6]) : ……98

Chapitre VIII : Effort tranchant.

I. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte : ……...101
I.1. Effet isostatique : ……..……..……..……101
I.1.Effet hyperstatique : ……..……..……..……101
II. Effet RESAL : ……..……..……..……... …101
III. Vérification de l'effort tranchant : ……..……..102
III.1 Calcul de l'effort tranchant : ……..……..……..102
III.2 Calcul du cisaillement : ……..……..……102

Chapitre IX : Equipement de pont.

I- Appareil d'appui :……..104
I-1- Dimensionnement : ……...104
I.2.Vérification de l'appareil d'appuis : ……..107
I.3.Dimensionnement des frettes : ……..107
II- Les dés d'appui……107
II-1- Dimensions de dés d'appuis : ……107

II.2.Ferraillage des dés d'appuis à la culée : ……108
III- Joint de chaussée : ……..109
III-1- Calcul du souffle des joints : ……109
III.2.Type de joint choisi : ……111
IV. Le revêtement du tablier: ……112
IV.1.Couche d'étanchéité : ……..113
IV.2.Couche de roulement : ……..113
V. Dispositifs retenue : ……113
VI. Corniches: ……..113
VII. Evacuation des eaux : ……113
VIII. Autres équipements : ……...114

Chapitre X : Etude de la pile

I. Choix du type de pile : ……115
II. Pré-dimensionnement de la pile : ……116
III. Les fondations : ……...116
IV. Le Ferraillage : ……....116
IV.1. Ferraillage de la pile : ……118
IV.1.1. Armatures longitudinales : ……...118
IV.1.2. Armatures transversales : ……120

Chapitre XI : Etude de la culée.

I- Fonction des culées : ……122
a) Les fonctions mécaniques : ……122
b) Les fonctions techniques : ……..122
II- Choix du type de culée : ……..122
III- Pré dimensionnement (coté Tizi-ouzou) : ……..123
III.1. Mur garde grève : ……123
III.2. Le mur de front : ……123
III.3. Les murs cachent : ……...123
III.4. Les murs en retour : ……123
III.5. Dalle de transition ……..124
III.6. La semelle ……124
III.7. Sommier d'appui : ……..124
III.8. Les corbeaux : ……124
IV. Évaluation des efforts sollicitant la culée ……..125
IV.1. Calcul du coefficient de poussée : ……125
IV.2. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) : ……..128

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : tracé en plan ……03
Fig I.2 : Profil en long. ……....03
Fig I.3 : Profil en travers. ……04
Fig. I. 4 : Rapport géotechnique……05

Fig II.1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint..……..08
Fig II.2. Coupe transversale de la poutre intermédiaire et d'about ……...…...10
Fig II.3. Coupe transversale d'ouvrage à entretoise……..12
Fig II.4: Construction d'un pont par encorbellement ……...14
Fig II.5. Section transversale des caissons **....**……17

Fig III.1 : Schéma de principe de la construction par encorbellement ……....21
Fig III.2 : domaine d'application des ponts en béton précontraint ……....22
Fig. III.3 : Coupe longitudinale……23
Fig III.4: Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile……25
Fig III.5 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé). ……..26

Fig. IV.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont……31
Fig. IV.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche……....33
Fig IV.3 : les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier ……35
Fig IV.4 : Les dimensions du système Bc……36
Fig IV.5. Les dimensions du système Bt……..39
Fig IV.6 : Système Mc120……40
Fig IV.7 : Convoi D240……41
Fig IV.8 : Convoi E360……41
Fig IV.9 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA-2008) ……42

Fig.V.1. Schéma statique du demi-fléau……..45
Fig. V.2 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable). ……46
Fig. VI.3 : Efforts dus au poids propre. ……..46
Fig V.4 : Poids propre du demi-fléau. ……46
Fig. V.5 : Surcharge de chantier……....47
Fig. V.6 : Surcharge concentrée……....47
Fig. V.7 : Surcharge du vent. ……....47
Fig. V.8 : Surcharge d'équipage mobile……..48
Fig. V.9 : Surcharge accidentelle. ……..48
Fig.V.10: Combinaisons en situation temporaire. ……49
Fig.V.11 : Combinaisons accidentelles. ……..49
Fig V.12. Moment due au poids propre avant le clavage……....50
Fig V.13. Moment due au poids propre après le clavage ……..50
Fig.V.14. Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes ……..52

Fig.V.15. Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanente……...52
Fig.V.16. Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240…….52
Fig.V.17. Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240) ……..53
Fig.V.18. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240) ……..53
Fig.V.19. Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT) ……..54
Fig.V.20. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT) …..54

Fig VI.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur...……...58
Fig VI.2 : Tracé d'un câble en élévation…….59
Fig VI. 3 : Tracé des câbles en élévation. ……..….62
Fig VI.4 : Tracé en plan d'un câble du fléau. ……...….62
Fig. VI. 5 : Tracé des câbles en plan. ……..…64
Fig VI.6. Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier...……...67
Fig VI.7. Diagramme des contraintes..……75
Fig.VI.8 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive) ….……77
Fig VI.9 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.…….……78

Fig VII.1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m] ……84
Fig VII.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t]. ……84
Fig VII.3 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t]. ……..85
Fig VII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m] ……..85
Fig VII.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t] ……....86
Fig VII.6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t] …….……...86
Fig VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]…….……..87
Fig VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t] …….……87
Fig VII.9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t] …….……...88
Fig VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]…….……88
Fig VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t]. …….……...89
Fig VII.12 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t]. …….……..89
Fig VII.13 : Schéma du Ferraillage du voussoir près de la pile……97
FigVII-14 : Schéma du Ferraillage du voussoir près de la pile...……..……97
Fig. VII.15: Les différentes actions dues à l'ancrage...……...98
Fig.VII.16 : distribution du ferraillage dans un bossage...……...98
Fig.VII.17 : Détail de ferraillage d'un bossage...……....99
Fig. VII.18 : ferraillage d'un bossage dans un voussoir……100

Fig. VIII.1-Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint…….……....101
Fig. VIII.2- Effet RESAL ……...102

Fig. IX.1. Dimensions d'un appareil d'appuis. ……...104
Fig. IX.2 : Fonction d'un appareil d'appui ..……...104
Fig. IX.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations...……...105

Fig IX-4 : Dimension de dés d'appuis…….....108
Fig. IX.5 Détail de Ferraillage du dé d'appui à la culée et positionne 108de l'appareil d'appui.…108
Fig. IX.6. Joint du type $\boldsymbol{Wd}$ (souffle) ……...112
Fig. IX.7: Les équipements du pon……..114

Fig X.1. Vue en plan de la pile ……...115
Fig. X.2 : Efforts et diagramme du moment sur la pile ……...117
Fig X.3 : Abaque de Walther pour la flexion composée……...119
Fig X.4 : Ferraillage la section de la pile……...120

Fig. XI.1 : Les éléments constitutifs d'une culée...……..123
Fig. XI.2. Vue en plan de l4mplacement des appareilles d'appuis sur la culée…….....124
Fig. XI.3 : Vue longitudinale de la culée……...125

LISTE DES TABLEAUX

Tab I.1 Résultats des essais pressiomètriques au niveau du Viaduc. ……06

Tab II.1: Analyse multicritères des trois variantes……18

Tab III.1 : La répartition des travées du pont ……..23
Tab III.2 : les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile. ……..26
Tab III.3 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée (et sur clé). ……...26
Tab III-4: La variation des différents paramètres de la travée de rive. ……28
Tab III.5: La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire. ……...….29

Tab IV.1 : valeur du coefficient a_1…….34
Tab IV.2 : les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge. ……35
Tab. IV.3 : Valeurs de coefficient bc……..36
Tab IV.4 : Valeurs de coefficient bt……...38
Tab IV.5 : classification des ponts……42
Tab IV.6 : coefficient d'accélération de la zone……...42
Tab IV.7: Valeurs des coefficients de majorations. ……..44
Tab IV.8: Tableau des combinaisons……..….44

Tab V.1 : Combinaisons les plus défavorables…….50
Tab V.2 : Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS. ……...51

Tab. VI.1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir. ……57
Tab. VI.2: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation. ……61
Tab. VI.3: Tracé des câbles en plan. ……..63
Tab. VI. 4: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles ..…….....66
Tab.VI. 5. Pertes de contraintes par recule d'ancrage pour chaque câble. ……67
Tab. VI.6: Résultats des pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles ……70
TabVI.7: Résultats Pertes dues au fluage du béton ..……72
Tab VI.8 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier ……73
Tab.VI.9 : Vérification des contraintes en construction ……75
Tab. VI.10 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive). …….....77
Tab VI.11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (travée intermédiaire) ……78
Tab VI.12 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire. ..……78
Tab VI.13 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire. ……..79
Tab. VI.14 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin : (G + CCP) …...80
Tab. VI.15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{MAX} : (G + D240) 80
Tab VI.16 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmin : (G +CCP)...……81
Tab VI.17 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmax : (G + D240)…..81

Tab. VII. 1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale. ….....83
Tab VII.2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile. ….....90
Tab VII.3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée. ….....90
Tab VII.4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile). ….....91
Tab VII.5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir à la clé). ….....91
Tab VII.6 : ferraillage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile. ……...94
Tab VII.7 : ferraillage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile 95
Tab VII.8 : ferraillage de l'âme du voussoir près de la pile….....95
Tab.VII.9 : ferraillage de la dalle supérieur du voussoir près de la culé……....96
Tab VII.10 : ferraillage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée….....96
Tab VII.11 : ferraillage de l'âme du voussoir près de la culée. ….....97

Tab VIII.1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive ……..……..103
Tab VIII.2 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire. ……..103

Tab. IX.1 : Différents modèles des joints$\boldsymbol{Wd}$ ……..……114
Tab. IX.2 : Caractéristiques physiques des joints $\boldsymbol{Wd}$ ……114

Tab.X.1 : résume les sollicitations maximales sur la pile……..…118

Tab.XI.1: Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme……...126
Tab.XI.2: Calcul des moments et des efforts globaux ……....127
Tab.XI.3. Résultats du calcul de la poussée à vide……..128

Introduction

INTRODUCTION :

Le Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points.
En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche.
Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception des ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.
Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

- ***ponceau*** : petit pont d'une seule travée, de l'ordre de 5-8 m.
- ***viaduc*** : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à une hauteur élevée par rapport à la brèche.
- ***passerelle***: pont léger livrant passage à de faibles charges: piétons, cyclistes…etc.

On peut également classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- la nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, pont-aqueduc...).
- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).
- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme national pour réaliser des pénétrantes autoroutières reliant les réseaux routiers principaux a l'autoroute est-ouest qui comprennent plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre d'améliorer nos connaissances.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et collecte des données

Introduction :

Notre projet est parmi l'un des projets lancés par le ministère des travaux publique dans Le cadre de développement de réseaux routier nationale, qui concerne la réalisation d'une Nouvelle autoroute qui reliera la Wilaya de ***Tizi _ouzou*** à l'autoroute ***Est _Ouest*** au niveau de **Djebahia** sur 48 KM.
Le projet sera implanté à la Daïra de **Draa El Mizane**au niveau **d'Ait Yahia Moussa**.

I. Présentation et description de l'ouvrage :

Le présent projet a été proposé par le bureau d'étude de **l'agence national des autoroutede laWilaya de Tizi-Ouzou**, l'objet de notre étude consiste en la conception et le dimensionnement d'un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place qui rentre dans le cadre du projet de la **pénétrante** reliant la Wilaya de**Tizi-Ouzou** à L'autoroute Est-Ouest au niveau de **Djebahia** (Bouira)sur **48 KM** pour permettre de franchir un Talweg sur une longueur de **250m**, il est compris entre le **PK 20+485 et le PK20+750** et se compose de trois (03) travées :

- Une travée centrale de 120 m.
- Deux travées de rives de 65m.
- Deux (02) piles de hauteurs respectives de: 22.5 m et 45.00mrepose sur des fondations profonde.
- Le tablier est encastré au niveau des piles.
Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles distants de 2.5 m construits par **encorbellement successif**. Chaque viaduc a une largeur totale de **13.8 m** à **trois voies** de circulation de **3,50m** chacune. On se contente d'étudier le pont allant de **Tizi-Ouzou vers Bouira.**

II. Les exigences fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie porté (tracé en plan ; profil en travers ; profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

II.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 et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.
- La structure géométrique de l'ouvrage présente une courbure de rayon 650'00 mètres, sur un développement de 52'00 mètres.

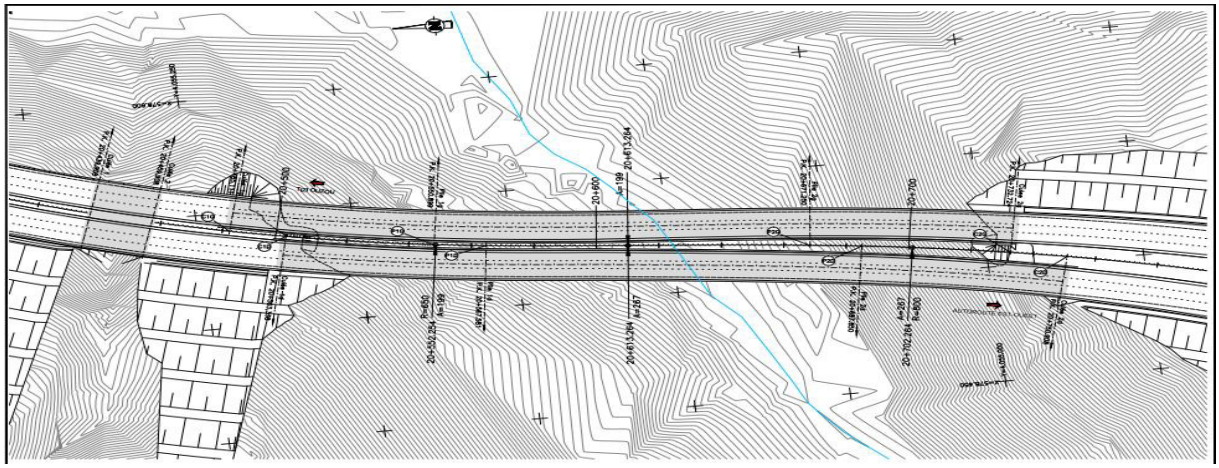


Fig. I.1.tracé en plan.

II.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracée en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement le tracé de la voie routière présente une pente de **2,97%**, d'un sens contraire sur chaque viaduc Comme est indiquée dans la figure ci-dessous.

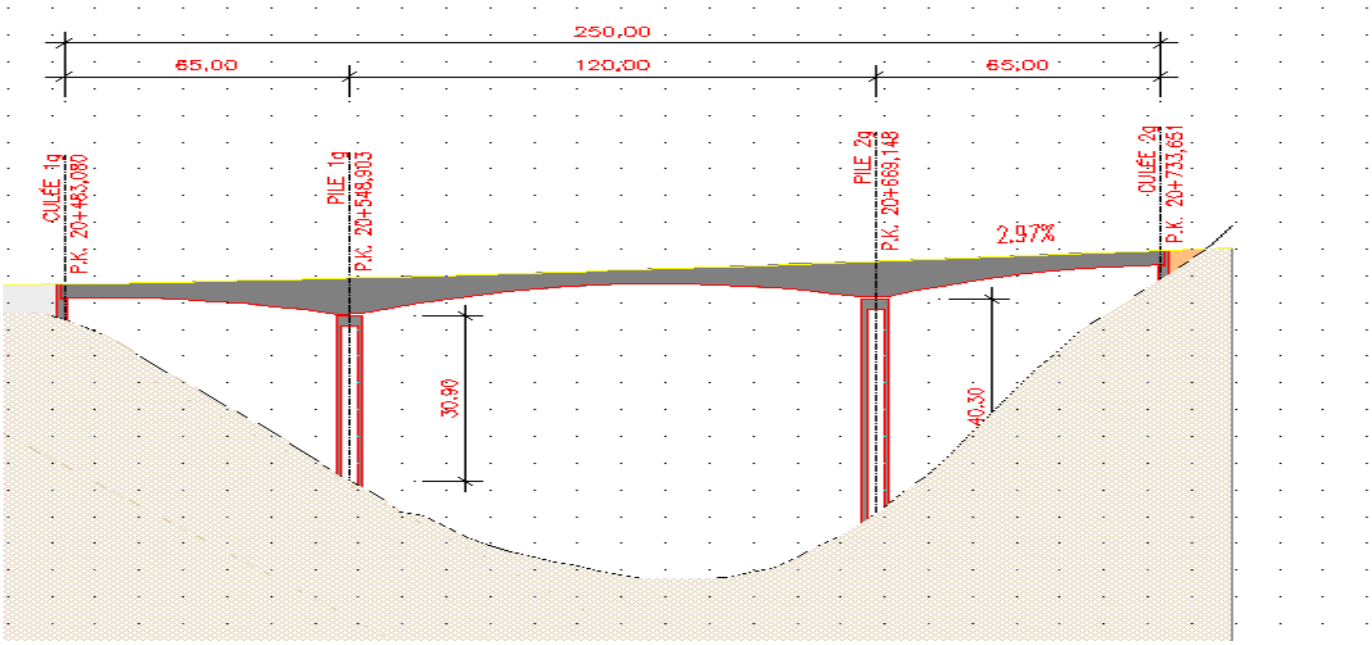


Fig I.2 Profil en long.

II.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.
L'ouvrage comporte une chassée en **2 sens** de circulation avec **3 voies** pour chaque sens.

- Largeur roulable(*d'un sens de circulation*) $\boldsymbol{Lr = 11,00\ m}$.

- Largeur utilisée $\boldsymbol{L_t = 13{,}8\ m}$.
- Largeur des trottoirs $\boldsymbol{0.65\ m}$ du chaque côté.

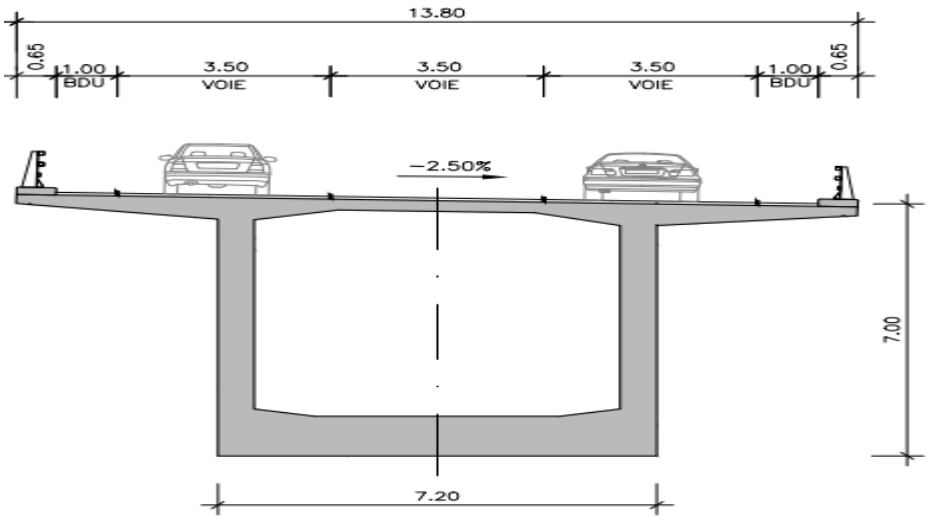


Fig I.3 Profil en travers.

III. Les exigences naturelles :

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

III.1. Données géologiques :

Notre viaduc se situ dans le nord-algérien plus précisément a la wilaya de Tizi-Ouzou.
Pour connaitre le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis. (Ces sondages sont tirés de laboratoire de la **D.T.P de T.O.**)

III.2. Données géotechniques :

La stratigraphie du terrain est constituée principalement par un type de terrain : Les matériaux rocheuses de la unité PR-GN très fracturé, et les matériaux non en dessus, liés à l'action de l'oued (Qa) et à l'action duversant (Qcd).

► Carottage et prélèvement de l'échantillon :

- L'action mécanique de carottage est réalisée en quatre phases principales : descente, fonçage, accouplement, remontée, à une profondeur importante.
- Pour notre projet, le rapport de sondage géotechnique menu par le laboratoire central des travaux publics laissent apparaître les résultats constituées des couches suivantes :

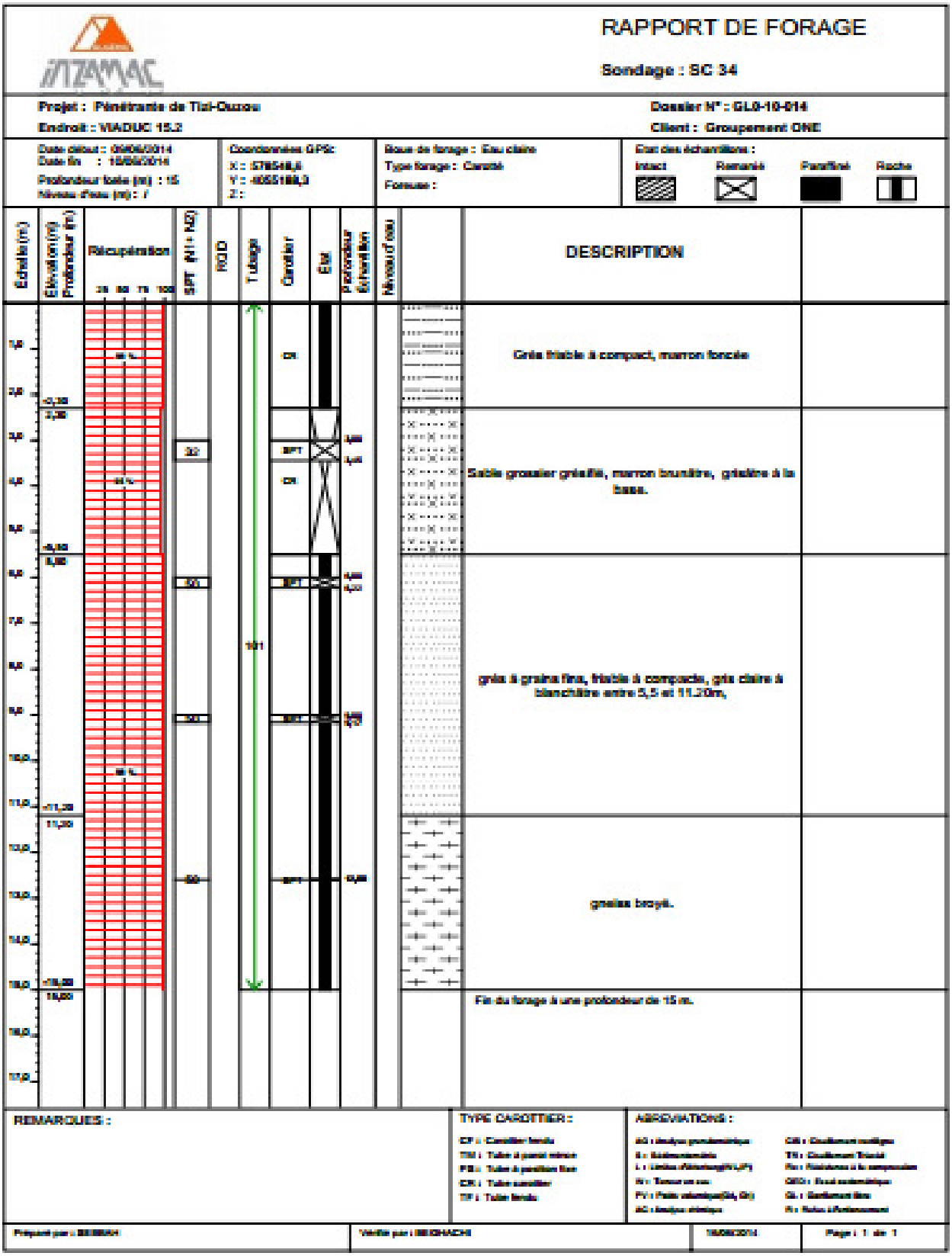


Fig. I.4 Rapport géotechnique

► **Les résultats des essais Préssiométriques sont donnés dans le tableau suivant :**

Sondage	PK	Prof (m)	Ep (bar)	Pl (bar)	Pf (m)	Ep/Pl
SCP-V9-P5	20+200	5,00	89,55	18,77	8,70	4,77
SCP-V9-P5	20+200	7,00	210,60	24,60	8,22	8,56
SCP-V9-P5	20+200	9,00	358,04	43,89	43,89	8,16
SCP-V9-P5	20+200	11,00	191 ,57	22,99	10,66	8,33
SCP-V9-P5	20+200	15,00	93,87	19,48	7,68	4,82

Tab I.1 Résultats des essais pressiomètriques au niveau du Viaduc.

- **Ep:** Le comportement pseudo-élastique du sol
- **Pl :** La résistance du sol à la rupture
- **Pf :** Pression de fluage

* Vue la nature des terrains et leurs caractéristiques géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation profonde sur pieux forés.

III.3. Données topographiques :

Il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter Correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terres et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

Notre ouvrage est situé sur une **zone accidentée**.

III.4. Les données hydrauliques :

Commenotre pont franchit un cour d'eau il est nécessaire de connaître le régimehydraulique c'est-à-dire le niveau des eaux, le débit, le tracé de la rivière en vue d'éviter le phénomène d'affouillement qui a causé la ruine de nombreux ponts .

III.5. Données climatiques :

- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) à **2KN/m².**

- La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

- La température : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussée et des appareils d'appui (±12°C).

III.6. Données sismiques :

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennesapplicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent oulongent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants,dans le **groupe 2**. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Bouira à la Zone **IIa**et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,20.**

Conclusion :

Dans ce chapitre on a définie les différents éléments constitutifs d'un pont, présenter notre ouvrage en précisons les exigences naturelles et fonctionnelles qui nous serons utiles pour la conception.

Chapitre II

conception générale de l'ouvrage

Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relative a l'ouvrage « ce point a été bien expliqué dans le chapitre précédent (chapitre I) »
- Le choix d'une structure rependant aux exigences techniques, économiques et esthétiques.
- L'étude de détail de la solution retenue et qui fera l'objet des chapitres qui suivent.

Les points essentiels du choix du type de l'ouvrage :

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception d'un master, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu, optimisation entre :

- ✓ Les longueurs des portées ;
- ✓ Les moments induits ;
- ✓ Les sections transversales proposées ;
- ✓ Le nombre d'appuis ;
- ✓ Le ferraillage associé ;
- ✓ Les délais de réalisation ;
- ✓ Les gabaries du site a franchir ;
- ✓ La nature du sol support ;
- ✓ Son hydrologie.

Et en prenant tout ces points on propose trois variantes différentes avec chacune un pré-dimensionnement, puis connaissant les avantages et inconvénients de chacune on va enfin choisir la solution la plus rentable et avantageuse entre elles.

I. Pont a poutre multiple en béton précontraint par post-tension :

I.1 Présentation générale de la variante :

Les ponts à poutres en béton précontraint font partie de la famille des ponts a poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supposant la chaussée. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet a la structure de bien se placer dans la gamme de portées moyennes.

I.2 Implantation de la variante :

On propose pour l'implantation de cette variante dans notre site 6 travées identiques de 35 m avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin de changer les appareils d'appuis et d'encastrer les poutres à la torsion sur appuis. Et pour le système statique de cette variante on propose de mettre des travées

isostatiques, et pour limiter le nombre de joints de chaussée, par groupe de 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elle.

Fig II.1 Pont à poutres multiples en béton précontraint.

I.3 Le pré-dimensionnement :

Pour le pré-dimensionnement de cette variante on utilise le guide SETRA :

1) **Hauteur du tablier :**

L'élancement habituel se situe aux environs de 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (hourdis+ poutre) à 35/17 qui est égale à 2m.

$H_{tablier}$= 2m

2) **L'écartement des poutres :**

D'après SETRA l'écartement est entre 2.5m et 3.5m, généralement voisin de 3m. Donc on le fixe directement à 3m pour éliminer complètement la partie hourdis a construire en encorbellement.

3) **Epaisseur des âmes :**

- Epaisseur des âmes en zones courantes : l'épaisseur de ces âmes peut être réduite au **strict minimum** et descendre couramment à 20 cm ou 22 cm ; **on la prend 30 cm**.
- Epaisseur des âmes en zone d'about : au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant donc on le fixe à 50 cm.
- La variation de l'épaisseur se fait d'une manière progressive pour ne pas avoir de concentration de contraintes.

4) **Epaisseur de l'hourdis :**

L'épaisseur de l'hourdis a une relation directe avec l'écartement des poutres, elle est égale à :

- ✓ 0.16 si $e \leq 2.75m$ avec (e : écartement des poutres)
- ✓ 0.18 si $2.75 \leq e \leq 3.5m$
- ✓ 0.20 si $e \geq 3.5m$

Et le fait que l'écartement des poutres est de 3m donc on doit prendre 0.18, mais pour faciliter les calculs et l'exécution on la fixe à 0.20m.

5) Hauteur des poutres H_p :

$H_p = H_T - H_h = 2 - 0.20 = 1.80m$

H_T : hauteur du tablier

H_h : hauteur de l'hourdit

× **Nombre de poutres(N) :**

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et l'espacement des poutres (entraxe des poutres) et aussi la position des poutres de rives.

$$N = \frac{La}{e} + 1$$

Avec :

La : entraxe des deux poutres de rives
e : écartement des poutres.

➢ Donc N=5

× **Table de compression :**

- La largeur de latable de compression :

  $$0.5H_p \leq l_c \leq 0.7H_p$$

  On prend $l_c = 0.6H_p$ ⟶ $l_c = 0.6 \times 1.8 = 1m$
- L'épaisseur de la table de compression (hc) : $10\ cm \leq h_c \leq 15\ cm$

On la prend 12 cm.

- L'épaisseur de la table de compression à la jonction avec le gousset d'âme (hp) est majorée par l'épaisseur de la table de compression d'environ 5 cm, donc on la prend 17 cm.
- Dimension du gousset de la jonction table de compression et âme est de 19 cm × 19 cm etune inclinaison de 45°.

Le talon :

- La largeur des talons est donnée par la formule suivante :

$b_t = \frac{lL^2}{{h_t}^2 K}$ Avec $1100 \leq k \leq 1300$

l : largeur du tablier

L : portée de la travée

H_t : hauteur totale du tablier

On trouve $3.06 \leq b_t \leq 3.62$ on prend $b_t = 3m$

Donc la largeur d'un talon est égale à 3/5 = 0.6 m avec 5 le nombre de poutres.

- Epaisseur du talon est entre 10 cm et 20 cm on la prend 15 cm.
- Dimension du gousset de la jonction talon et âme est de 23 cm × 19 cm et une inclinaison de 50°.

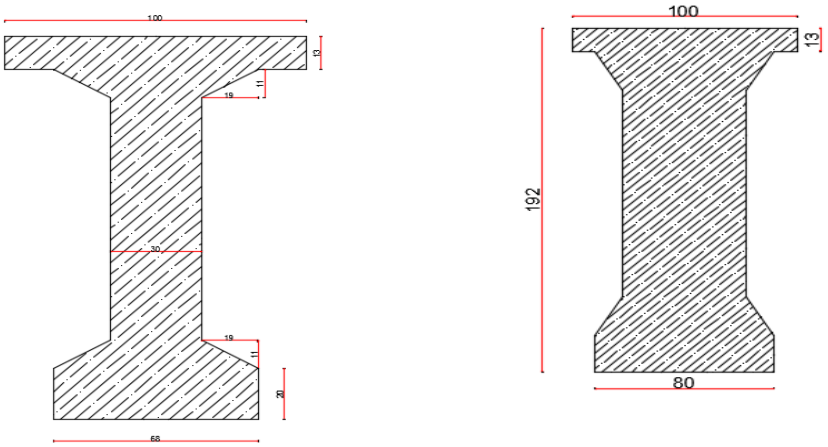


Fig II.2 Coupe transversale de la poutre intermédiaire et d'about

I.4 Effort dans la structure :

D'après le guide SETRA pour un espacement des poutres de 3m d'environ, la réaction d'appuis par poutre varie de 100 à 150 tonnes pour des portées de 30 à 40 mètres. Donc on peut dire que les descentes de charges provenant du tablier sont relativement importantes. Toutefois, les piles doivent avoir des dimensions importantes pour pouvoir reprendre des sollicitations importantes.

I.5 Efforts dans les fondations :

Les fondations sont sollicitées d'une manière très importante à cause du poids très important de l'ouvrage et aussi de la faible portance du sol de fondation (d'après les résultats géotechniques).

I.6 Intégration dans le paysage :

Le fait d'avoir un très grand nombre de piles dans un site montagneux est très pénalisant pour le site et rend le paysage non agréable.

Conclusion :

La construction des appuis s'avère difficile a cause du relief du sol qui possède une pente très importante. Et pour la mise en place des poutres, on à besoin du matériel de la pose assez important à cause de la profondeur qu'on peut qualifier d'importante ce qui est vraiment pénalisant pour cette variante.

D'après notre étude on arrive à tirer les avantages et inconvénients suivant :

Les avantages de ce type d'ouvrages liés a la préfabrication, qui permet notamment :

- ✓ De se dispenser de cintres et d'échafaudages, ce qui est appréciable pour notre ouvrage à cause de la très grande profondeur de la brèche et la difficulté d'accès au site ;
- ✓ De réduire les délais d'exécution ce qui est très bénéfique pour l'ensemble du projet ;
- ✓ De mieux maitriser la qualité des poutres ;
- ✓ Le fonctionnement isostatique de notre pont le rend insensible au tassement différentiel des appuis intermédiaires.

Inconvénients de cette variante :

Les inconvénients de ce type d'ouvrages sont illustrés dans les points suivants :

- × Le matériel de pose et de manutention est très important dû au fait de la grande profondeur de la brèche ;
- × Nombre d'appuis très important et par conséquent le cout total de l'ouvrage ;
- × La difficulté d'éviter des obstacles larges comme la rivière qui se trouve au dessous de notre ouvrage ;
- × Le poids de l'ouvrage est très important ce qui le rend sensible aux séismes ;
- × Une mauvaise impression sur le paysage à cause du nombre de piles.

II. Les ponts à poutres en ossature mixte acier-béton :

II.1 Présentation générale de la variante :

Un pont mixte est un mixage entre deux types de matériaux, acier et béton. Et avec l'association de ces deux matériaux on arrive à un bon rendement fonctionnel et structurel. Et par l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques, on exploitera :

- La résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- La résistance à la traction de l'acier pour former la poutre.

Remarque :

Dans notre cas on propose une section transversale fermée sous forme d'un voussoir car ce type de section résiste bien à la torsion créée par la courbure d'un pont comme le cas de cet ouvrage.

II.2 Implantation de la variante :

Pour la réalisation de cette variante, on opte pour réaliser un pont avec 4 travées non identiques telles que les deux travées de rive possède une même portée de 40 m, et 85 m pour les deux travées intermédiaires donc une longueur totale de 250m. Et pour le système statique on propose de mettre un système hyperstatique, donc la superstructure est considérée comme une seule poutre reposée sur deux appareils d'appuis dans chaque pile.

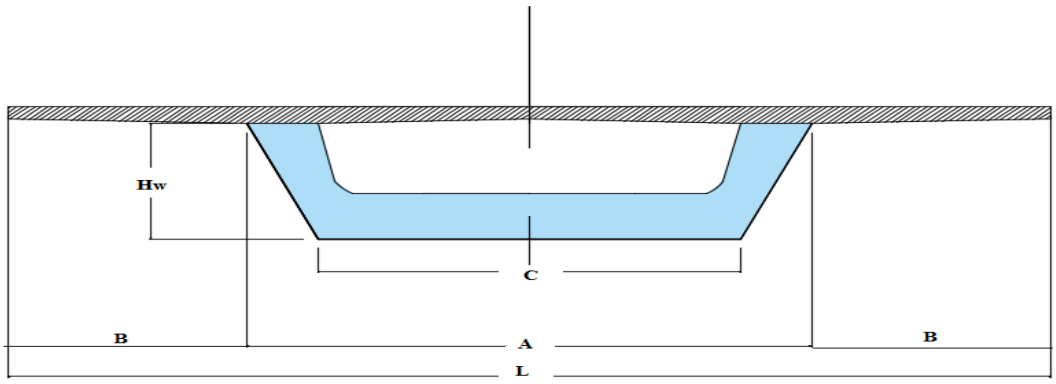


Fig II.3 Coupe transversale d'ouvrage à entretoise.

II.3 Le pré-dimensionnement :

La détermination des caractéristiques de la poutre principale se fera en suivant les règles de pré-dimensionnement.

1) Epaisseur de la dalle :

On fait le choix de l'épaisseur de la dalle en respectant les points suivant :

- ✓ La largeur des encorbellements ;
- ✓ La présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, garde corps …).
- ✓ L'importance des sollicitations.

Donc la valeur de l'épaisseur « e » à prendre varie de 20 cm à 35 cm.

On propose une dalle d'épaisseur constante de e= 30 cm.

2) L'élancement de la poutre h_w :

$$\frac{L}{35} \leq h_w \leq \frac{L}{30}$$

On a une longueur des travées centrales de 85m donc $\frac{85}{35} \leq h_w \leq \frac{85}{30}$

On prend h_w= 2.8m.

L'épaisseur minimale de l'âme t_w doit vérifier la condition suivante :$t_w \geq 0.005\ h_w$

- ➢ Alors on prend t_w = 40 mm.

3) Dimension des semelles :

- ➢ **La semelle supérieure** :

  Les semelles sont dimensionnées suivant les conditions de résistance et d'instabilité.
  Les conditions d'usinage et de voilement local conduisant en général à :
  $800 \leq b \leq 1100$, b étant la largeur de la semelle.
  On prend une largeur de 1m.
  L'épaisseur de la semelle t est déterminée par la condition :
  $\frac{b}{t} \leq 30 \ \ t \geq 33\ mm, \implies$ soit t = 50 mm.

- **La semelle inférieure :**

  Il faut vérifier la condition suivante :

  $0.5L \leq A \leq 0.55L$ Avec L = 13.80 la largeur de notre pont.

  Donc on prend directement A = 7m et B = 3m.

  L'angle d'inclinaison de l'âme $\propto \leq 30°$ on prend 25°donc C= 4.6m et t=50 mm.

- **Raidissage des tôles :**

  les raidissage de la charpente principale sont constitués de cadres transversaux régulièrement espacés tous les 4m. ces cadres sont formés de raidisseurs transversaux rectangulaires sur les âmes inclinés. La tôle de fond est également raidie par des raidisseurs longitudinaux en forme de Té. L'âme est la semelle de chaque raidisseur longitudinal en Té est plat de dimension 250× 30 mm^2.

II.4 Efforts dans la structure :

Le tablier est sollicité en flexion dans deux sections importantes :

- La première section, c'est au niveau de la mi-travée qui est sollicitée par un moment positif donc l'hourdis sera comprimé et la poutre sera tendue.
- Par contre dans la deuxième section, c'est au niveau du tablier qui se trouve au-dessus des piles : le tablier est sollicité par un moment négatif donc l'hourdis sera tendu et la poutre comprimée ce qui nécessite un inversement des moments en utilisant deux méthodes : la précontrainte ou bien le dénivellement.

II.5 Efforts sur les fondations :

Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté du tablier.

II.6 Intégration dans le paysage : La combinaison de deux matériaux comme l'acier et le béton dans ce type de pont nous donne deux couleurs et textures différentes, ce qui est très avantageux pour le paysage de notre site.

Construction :

le tablier étant considéré comme une succession de voussoirs qu'on pose l'un après l'autre en utilisant des cintres et des échafaudages, ce qui est pénalisant pour la mise en place de cette variante a cause de la grande profondeur de la brèche.

Une fois la construction de la poutre est terminée, l'hourdis du tablier est exécuté normalement au-dessus de la poutre.

Et d'après l'ensemble de ces points, on arrive à tirer les avantages et inconvénients suivants :

Inconvénients de cette variante :

- On a constaté que notre ouvrage traverse un oued donc le taux de l'humidité est très élevé dans cette région ce qui impliquera un problème de corrosion des aciers.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants de montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;

- Le risque de voilement ou de flambement ;
- Coût très élevé à cause de la grande quantité d'acier et du type de fondation à utiliser ;
- La mise en cause de la stabilité des caissons qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'ils sont comprimés
- La légèreté du tablier ce qui le rend très sensible aux effets de vent, de séisme …

Avantages de cette variante :

- ✓ La possibilité de franchir des grandes portées ;
- ✓ La légèreté du tablier, donc la diminution de nombre de pieux ;
- ✓ La rapidité d'exécution globale ;
- ✓ Bonne résistance à la torsion ;
- ✓ La qualité architecturale et la pureté que peut présenter l'aspect des différents composants de ce type de pont.

III. Pont en béton précontraint construit en encorbellement successifs.

Fig II.4 Construction d'un pont par encorbellement.

III.1 Présentation générale de la variante :

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

III.2 L'implantation de la variante :

On propose un modèle de conception qui est fréquemment utilisé dans les grandes portées (Pont en béton précontraint construit en encorbellement successifs).

Et pour cela on réalise un pont à 3 travées, telles que les deux travées de rive sont identiques d'une longueur de 65 m et une travée centrale de longueur de 120 m donc un total de 250 m, dont le système est hyperstatique avec des encastrements dans chaque pile.

III.3 Pré-dimensionnement :

On fait le pré-dimensionnement en suivant :

●Le guide SETRA

● Le livre conception des ponts d'Anne BERNARD - GELY et Jean - Armand **CALGARO**.

1) Hauteur du voussoir sur pile :

La hauteur h_p sur pile est généralement :

$\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{16}$ SETRA ⟺

$\frac{L}{hc} = 16 + 0{,}25\left(\frac{L}{100}\right)^4$ pour les tabliers encastré sur pile conception des ponts.

Tel que :L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

- Après tout calcul fait on prend **: hp = 7m**

2) Hauteur du voussoir à la clé :

En pratique, la hauteur à mi-travée h_c demeure :

$\frac{L}{35} \leq hc \leq \frac{L}{30}$ SETRA ⟺

$\frac{L}{hc} = 0{,}2L + 25 - \frac{7{,}5}{(L/50)^3}$ pour les tabliers encastré sur pile ⟺ conception des ponts.

Dans notre cas on utilise la deuxième formule qui va nous ramené au résultat suivant :

- **hc = 2,7m**

3) Hourdis supérieur :

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson(C=B/4) avec B=13.8 m la largeur de notre pont.

Donc C= 3.45 m

● Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA).
On prend e_1=25 cm.
● A l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur $e_2$dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.
On fixe e_2=60 cm.
● A l'encastrement, la valeur e_3 est estimée en mètre à 0.10+D/25 (D désigne l'entraxe des âmes exprimé en mètres)
Donc e_3=0.30 m.

4) Epaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes est dimensionnée en fonction du câblage que recevra le caisson.
Elle peut être exprimée avec cette relation :$E_a = \frac{L}{275} + \frac{1.25B}{L} - 0.125$.
Relation dans laquelle (L) est la portée principale et (B) la largeur du hourdis supérieur (E_a, L et B exprimé en mètre).
On prend E_a= 60 cm.

5) Epaisseur de l'hourdis inférieur :

- Sur pile : c'est une valeur, qui dépend souvent de la portée de la largeur de l'hourdis

On fixe E_p = 1 m

- À la clé : elle doit être supérieure à la valeur suivante :

$$E_c = 2\emptyset + d + e \qquad E_C \geq 18 \text{ à } 22\ cm$$

On a :$22cm \leq E_C \leq 35\ cm$

  - Donc : E_C= 30 cm.

6) Le dimensionnement des goussets :

- Gousset supérieur : les dimensions du gousset supérieur sont conditionnées par plusieurs facteurs qui sont en général :

- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléau qui précédent leur ancrage.

Dans la face extérieure on lui donne les dimensions suivantes : 3.3 m×0.3m et un angle de 5°.

Et dans la face intérieure on les fixe à 140 cm × 35 cm et un angle de 14°.

- Gousset inférieur : son rôle principal est le raccordement mécanique entre les âmes et l'hourdis inférieur et il doit aussi loger les câbles de continuités intérieures.

On le fixe à 100 cm ×20 cm avec un angle de 11°.

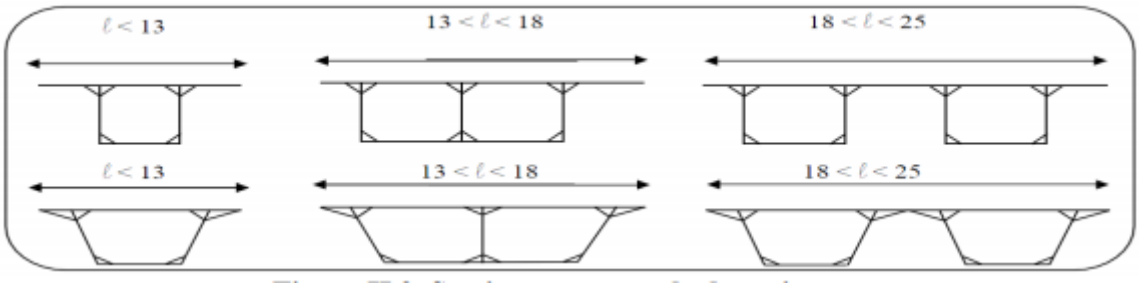


Fig II.5 Section transversale des caissons.

III.4 Les efforts dans la structure :

Les efforts dans notre ouvrage se décomposent en deux grandes catégories :

- La première c'est lors de fabrication des fléaux : tous les efforts se concentrent sur la pile ce qui conduit à une fabrication des piles très importantes.

- La deuxième c'est lors de clavage des fléaux et pendant la mise en service du pont : les efforts se concentrent au niveau des piles mais aussi dans chaque mi-travée.

Et ces différents efforts sont d'une intensité importante qu'il fallait les reprendre en utilisant la précontrainte d'une manière très intense, ce qui augmente considérablement le coût global de l'ouvrage.

III.5 Les efforts dans les fondations :

Les ponts construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que les ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes.

III.6 L'intégration dans le paysage :

Un tablier à poutre caisson de hauteur variable présente un avantage esthétique indéniable, que l'usager apprécie. Et ainsi le fait de réduire le nombre de piles par rapport aux autres variantes crée un paysage harmonique avec la nature, ce qui laisse la vue panoramique.

III.7 La construction :

La construction des piles s'avère un peu facile par rapport aux deux autres variantes à cause de leurs nombre qui a diminué d'une manière très conséquente.

Et pour la fabrication du tablier, elle consiste à l'exécuter élément par élément sans contact avec le sol ce qui est très bénéfique dans le cas ou les conditions de navigation dans le site avec le sol sont très difficiles et la brèche est très profonde comme le cas de notre ouvrage.

Les avantages de cette variante :

- ✓ La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de notre brèche et mauvaise qualité du sol-support ;
- ✓ Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique incontestable ;
- ✓ La méthode permet d'exécuter des ouvrages d'une géométrie très déverse comme le cas de notre pont qui présente une courbure importante ;
- ✓ Augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;
- ✓ La construction du tablier s'effectue sans contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus des rivières et des vallées très accidentées ou très profondes comme le cas de notre ouvrage.

Les inconvénients de cette variante :

- × Poids important ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes ;
- × Coût relativement élevé du fait d'utilisation de nombreux câbles de précontrainte et des fondations profondes ;
- × Ouvrage hyperstatique sensible aux tassements différentiels ;
- × Risque d'accident en phase de réalisation (la chute d'un équipage mobile)

IV. Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées :

Apres avoir fait la présentation des trois variantes, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Et voici un tableau synoptique qui détail au maximum les inconvénients et les avantages de chaque variante suivant les critères qu'on a détaillé précédemment :

Critères / variantes	Coût global de la construction	Efforts dans les fondations	Intégration dans le paysage	Mode de construction	Entretien	conclusion
Pont à poutre en béton précontraint	/	/	-	-	/	**Envisageable**
Pont mixte acier-béton en voussoir	-	+	+	!	-	**Abandonnée**
Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	+	-	+	+	+	**Envisageable**

Tab II.1 Analyse multicritères des trois variantes.

- Signification des facteurs de comparaison :

+	favorable
-	Défavorable
/	Pas envisageable
!	Moyen

L'analyse des points de comparaison (à l'aide du tableau synoptique ci-dessus) on fait ressortir les constatations suivantes :

- La variante pont mixte est abandonnée en raison de leur mode de construction quasiment inenvisageable et son entretien très coûteux.
- La solution pont à poutre en béton précontraint est envisageable malgré sa mauvaise intégration dans le paysage et son mode de fabrication qui est difficile.

- ❖ Malgré la descente de charge vers les fondations est très importante dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs mais il est envisageable en raison de son mode de fabrication qui s'adapte aux conditions et obstacles de notre site.

► Au final, la variante pont en béton précontraint construit par encorbellement successif est adoptée pour son intérêt esthétique et aussi le plus important son mode de fabrication qui s'adapte aux conditions et obstacles de notre site.

V. Conception des culées :

Les culées sont les appuis de l'ouvrage ; elles assurent la liaison entre le pont et le remblai (ou le terrain naturel), elles sont sensible à une mauvaise conception ; car elles reprennent les réactions du tablier.

On distingue plusieurs types de culées et parmi celle qui nous intéresse on a :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.

V.1 Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès de l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicités des efforts horizontaux de poussée des terres.

V.2 Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front ; les autres sont les murs latéraux appelées mur en aile ou retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement est modeste.

V.3 Les raisons du choix de types des culées :

Les deux culées d'extrémité, mais elles ont toute les deux une hauteur importante (9m et 16m), ce qui veut dire qu'il faut faire un seul type de culée.

V.4 La culée enterrée :

On propose ce type de culée pour les deux cotée de la rivière, car la grande hauteur de la ligne rouge par rapport au terrain naturel et cela pour réduire la grande intensité de la poussée des terres.

Remarque :

Le pré-dimensionnement des culées sera détaillé dans les prochains chapitres.

VI. La conception des piles :

Dans les ponts construits en encorbellement successifs, les piles doivent être à la fois souples en flexion dans le plan de l'ouvrage et rigide en torsion. En effet lors de clavage des travées, les piles ne doivent pas s'opposer au raccourcissement du tablier induit par les câbles de précontrainte de continuité et si les piles ne disposent pas d'une rigidité de torsion suffisante, les fléaux en cours de construction peuvent osciller horizontalement sous l'effet du vent, ces oscillations rendent plus délicates les opérations de clavage.

Pour cela on propose des piles qui présentent une section creuse en béton armée. La section extérieure est 7.20 m × 5.00 m, et l'intérieure est 6.20 m ×3.80 m.

Remarque :

Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III :

Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

I. conception :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et leurs modes d'exécution.

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc à tablier en béton précontraint construit par encorbellement successifs.

I.1. Principe de la construction par encorbellement :

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

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

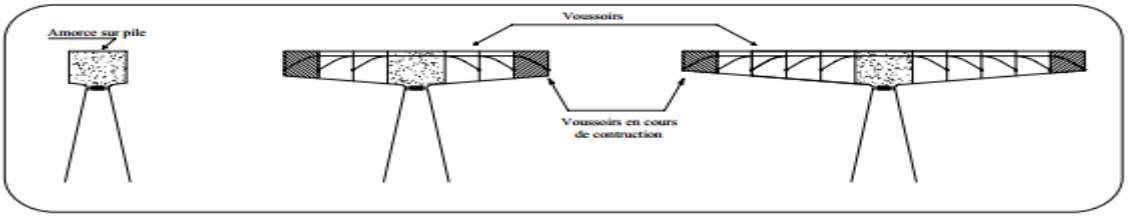


Fig III.1 Schéma de principe de la construction par encorbellement

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson a deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson a trois âmes semble théoriquement la mieux adapté, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû a la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.
Au-delà de 18m, l'association des deux poutres caisson simples, reliées par l'hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.

I.2. Avantage du procédé et domaine d'application :

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux) ;
- rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.

La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :
- réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir ;
- augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;
- souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;
- rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

➢ **Domaine d'application :**

Le domaine d'application couvre couramment les portées de 60m à 150m.
La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

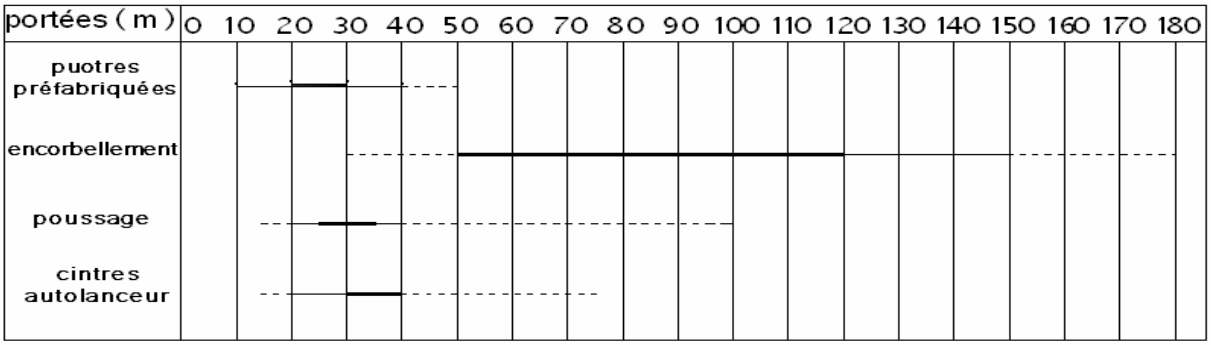


Fig III.2 domaine d'application des ponts en béton précontraint

Domaine optimal
Domaine normal
Domaine exceptionnel

II. Pré dimensionnement :

II.1.Pré dimensionnement des voussoirs :

II.1.1. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6])

Au delà 60/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle trop importante en travée, car les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

La variation de hauteur étant généralement parabolique.

Profil en long :
Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

Coupe longitudinale de l'ouvrage :

Notre viaduc est constitué de 3 travées telles qu'une travée médiane et deux travées de rives identiques et ont 54% de la longueur de la travée centrale, le tableau suivant résume cette répartition :

Travée	Longueur de travée	Longueur cumulée
Travée 1	65	65
Travée 2	120	185
Travée 3	65	250
Longueur totale du viaduc	**250 m**	

Tab III.1 La répartition des travées du pont

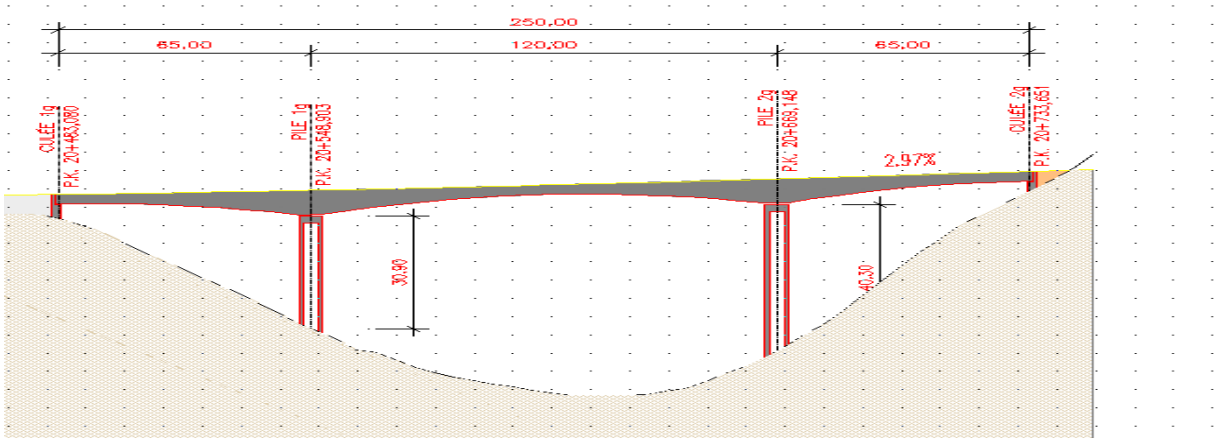


Fig. III.3 Coupe longitudinale

Distribution des travées :
L'emplacement des piles est conditionné par la longueur des travées à utiliser et la stabilité de l'ensemble, notamment lorsqu'on se propose d'avoir recours à la préfabrication.
En ce qui concerne les travées de rive, il est recommandé de leur donner une portée suffisante par rapport à celle de la travée suivante pour éviter le moment renversant et des réactions négatives au niveau des culées ; donc nous sommes amenés à donner aux travées de rive une portée supérieure à la moitié de la portée de la travée adjacente.
La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :
$0.5Li \leq Lr \leq 0.7Li$

Dans notre cas :
Li = 120 m

0.5 Li = 60 m
0.7 Li = 84 m
On prend Lr = 65 m

Hauteur des voussoirs :

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction. Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

Hauteur du voussoir sur pile :

La hauteur h_p sur pile est généralement :

$\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{16}$ SETRA ⟺

$\frac{L}{hc} = 16 + 0{,}25\left(\frac{L}{100}\right)^4$ pour les tabliers encastré sur pile ⟺ conception des ponts.

Tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

► Après tout calcul fait on prend **: hp = 7m**

Hauteur du voussoir à la clé :

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.
La hauteur minimale est de 1,6m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi-travée h_c demeure :

$\frac{L}{35} \leq hc \leq \frac{L}{30}$ SETRA ⟺

$\frac{L}{hc} = 0{,}2L + 25 - \frac{7{,}5}{(L/50)^3}$ pour les tabliers encastré sur pile ⟺ conception des ponts.

Dans notre cas on utilise la deuxième formule qui va nous ramené au résultat suivant :

► hc = 2,7m

II.1.2. Découpage en voussoirs :

Lorsque les voussoirs sont coulés sur place, les deux critères prépondérants pour le choix de leur longueur sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs. On opte alors pour le découpage suivant :

- Voussoirs sur pile : 9m (02 voussoirs)
- Voussoirs courant : ◘ 5 voussoirs de 4,7m ◘
  6voussoirs de 5m

- Voussoirs sur culée : 8,2m (02 voussoirs)
- Voussoir de clavage : 4m (01 voussoir)

II.1.3. Caractéristiques géométriques :

Déterminons des différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile eta la clé).
On pose :

- $\mathbf{Y_{Gi}}$: Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport a la fibre inférieure,
- $\mathbf{S_i}$: Aire de la section « i » ;
- $\mathbf{I_{Gi}}$: Moment d'inertie de section « i », par rapport a son centre de gravité ;
- **V'** : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$\mathbf{V'=H-Y_G}$$

- **V** : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$\mathbf{V=Y_G}$$

- rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{\mathbf{I_{Yi}}}{\mathbf{S.V.V'}}$$

- **C=ρ.V** : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
- **C'=ρ.V'** : l'ordonnée (par rapport a G) du point le plus bas du noyau central.

a) Section sur pile :

Le schéma suivant donne en détaille la majorité des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile qu'on a déjà calculé dans le chapitre conception générale.

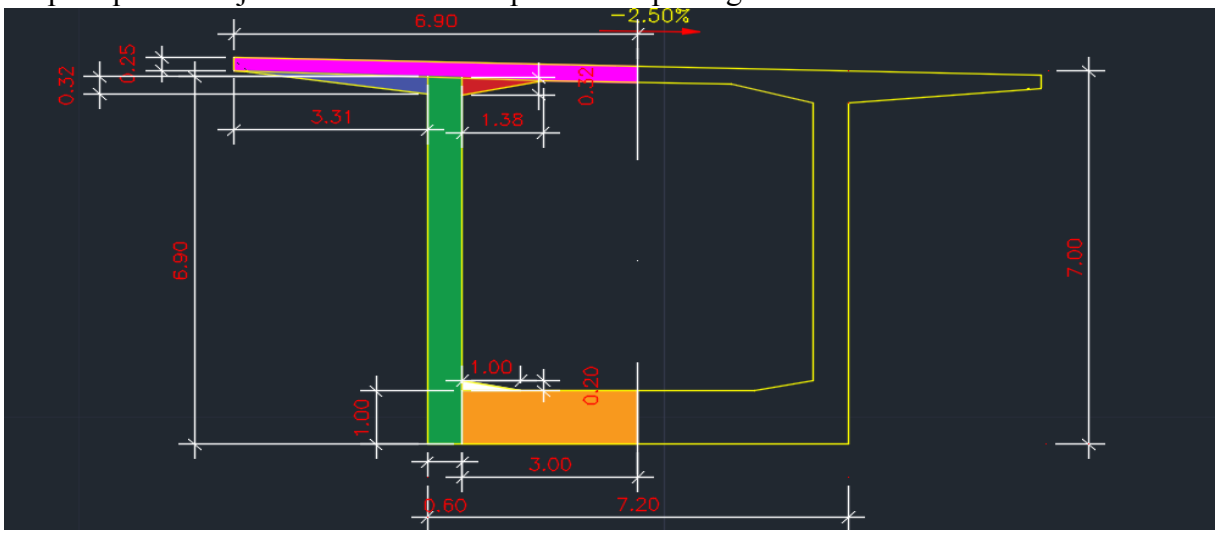


Fig III.4Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile

Le tableau suivant donne toutes les caractéristiques du voussoir sur pile :

N°	C	B(m)	H(m)	Si(m^2)	Y_{Gi}	Si x Y_{Gi}	Di(m)	Di^2 x Si	$I_{Gi}(m^4)$	I_{Gx} (m^4)
1		6,90	0,25	1,725	6,875	11,859375	3,375	19,6488281	0,00898438	19,6578125
2		0,60	6,90	4,14	3,45	14,283	0,05	0,01035	16,42545	16,4358

3		3,00	1,00	3	0,5	1,5	3,00	27	0,25	27,25
4		3,31	0,32	0,5296	6,643	3,5181328	3,143	5,23162659	0,00301284	5,23463943
5		1,38	0,32	0,2208	6,643	1,4667744	3,143	2,18116154	0,00125611	2,18241765
6		1,00	0,20	0,1	1,067	0,1067	2,433	0,5919489	0,00022222	0,59217112
				9,7154		32,7339822		54,6639152		71,3528407

Tab III.2 les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

b) Section a la clé :

Est de même pour le voussoir a la clé on se contente de donner les caractéristiques dans la figure suivante :

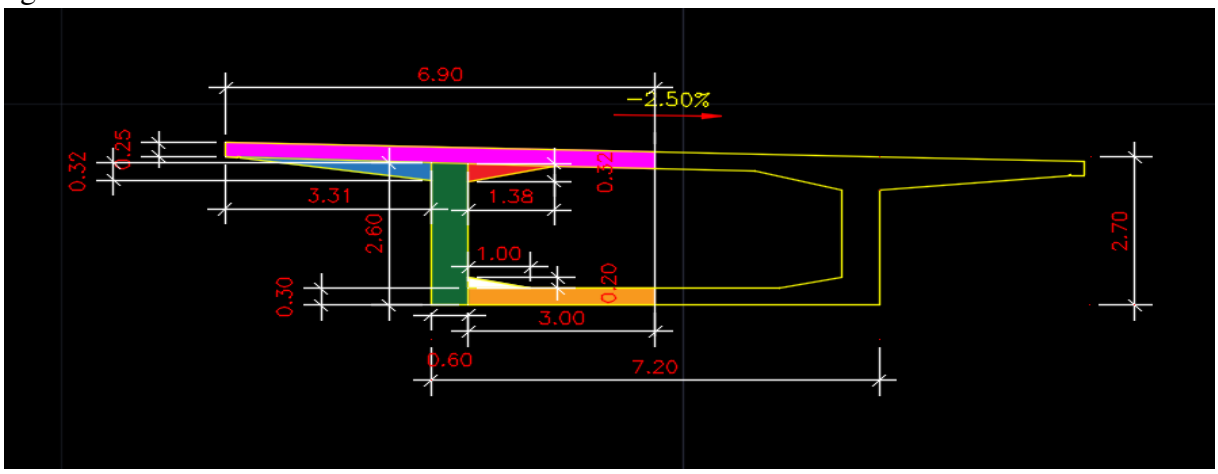


Fig III.5 Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé).

Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé) sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C	B(m)	H(m)	Si(m^2)	Y_{Gi}	Si x Y_{Gi}	Di(m)	Di^2 x Si	$I_{Gi}(m^4)$	$I_{Gx}(m^4)$
1		6,90	0,25	1,725	5,575	9,616875	1,225	2,58857813	0,00898438	2,59756251
2		0,60	2,60	1,56	1,30	2,028	0,50	0,39	0,8788	1,2688
3		3,00	0,30	0,9	0,15	0,135	1,20	1,296	0,00675	1,30275
4		3,31	0,32	0,5296	2,343	1,2408528	0,993	0,52221155	0,00301284	0,52522439
5		1,38	0,32	0,2208	2,343	0,5173344	0,993	0,21771962	0,00125611	0,21897573
6		1,00	0,20	0,1	0,367	0,0367	0,923	0,0851929	0,00022222	0,08541512
				5,0354		13,5747622		5,09970219		5,99872774

Tab III.3 Les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée (et sur clé).

III. Les lois de variation des différents paramètres géométriques du tablier :

III.1.Travée de rive :

Les travées de rives des ponts construits par encorbellement successifs, lorsqu'ils ont une hauteur variable comme le cas de notre ouvrage, comportant une partie de hauteur constante (celle qui est construite sur cintre) et une partie de hauteur variable, en général ils comportent un intrados courbe à variation parabolique.

L_T : La longueur de la demi-travée – 5m=65-5= 60

Sachant que :
L_C : La longueur de la partie coulée sur cintre = 8.20m
La demi-longueur su voussoir sur pile=4.5m
Loi de variation de la hauteur :
On a H_P : la hauteur du voussoir sur pile =7m
H_C : La hauteur à la clé =2.7 m

- Pour $0 \leq X \leq L_T - L_C H(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C \leq X \leq L_T H(x) = H_C$

Détermination des constantes a,b,c :

- Pour X=0 ; H(0)=H_P ⟶ c = H_P
- Pour x=$L_T - L_C$;$\frac{dH}{dx}(x = L_T - L_C) = 02a(L_T - L_C) + b = 0$

D'autre part H($L_T - L_C$) = H_C
Donc $(L_T - L_C)^2 + b(L_T - L_C) + H_P = H_C$
Ce qui donne $a = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2}$ $b = \frac{H_C - H_P}{L_T - L_C}$
Donc :$\boldsymbol{H(x) = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2\frac{H_C - H_P}{L_T - L_C} x + H_P}$

De la même manière on détermine les coefficients a,b,c pour la section S(x) et le centre de gravité Y_G(x) des voussoirs

1) **Loi de variation de la section :**

On a S_P : la section du voussoir sur pile = 9,7154 m^2
S_c : la section du voussoir à la clé = 5,0354 m^2

- Pour $0 \leq X \leq L_T - L_C S(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C \leq X \leq L_T S(x) = S_C$

$$\boldsymbol{S(x) = \frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2\frac{S_C - S_P}{L_T - L_C} x + S_P}$$

2) **Loi de variation du centre de gravité de la section :**

On a : $\mathbf{Y_{Gp}}$: le centre de gravité du voussoir sur pile = **3,4875 m**
$\mathbf{Y_{Gc}}$ **:** le centre de gravité du voussoir à la clé = **1,6789 m**

- Pour $0 \leq X \leq L_T - L_C Y_G(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C \leq X \leq L_T Y_G(x) = Y_{Gc}$

$$\boldsymbol{Y_G(x) = \frac{YGp - YGc}{(L_T - L_C)^2} x^2 + 2\frac{YG_C - YG_P}{L_T - L_C} x + Y_{GP}}$$

3) **Loi de variation de l'inertie :**

On a :

- $\mathbf{I_{YP}}$: l'inertie du voussoir sur pile = **142,7835 m^4**
- $\mathbf{I_{YC}}$: l'inertie du voussoir à la clé = **11,9974 m^4**

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la formek $\times h^{\frac{5}{2}}$, h étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I= k\ h^3$. L'expérience montre qu'une loi de la forme $I= k \times h^{\frac{5}{2}}$ conduit a des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (Hypothèse des tables de GULDIN) ce qui donne :

$$\mathbf{I(x)} = \boldsymbol{I_c}\left[\mathbf{1} + \boldsymbol{k}\left(\frac{x}{L_T - L_C}\right)^2\right]^{5/2} \quad \text{Avec :} \quad \boldsymbol{k} = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4}$$

Le tableau suivant donne toute la caractéristique des voussoirs d'un demi-fléau rive :

X	H (m)	S (m^2)	Iy (m^4)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)	Y_G
0,0	7,0000	19,4308	142,7835	3,4875	3,5125	0,59987	2,0920	2,1070	3,4875
4,7	6,2812	17,8601	124,2762	3,1839	3,0973	0,70560	2,2466	2,1855	3,1839
9,4	5,6289	16,4344	108,0192	2,9086	2,7203	0,83071	2,4162	2,2598	2,9086
14,1	5,0430	15,1535	93,7813	2,6616	2,3814	0,97639	2,5987	2,3252	2,6616
18,8	4,5236	14,0176	81,3496	2,4428	2,0808	1,14175	2,7891	2,3757	2,4428
23,5	4,0706	13,0266	70,5288	2,2523	1,8182	1,32206	2,9777	2,4038	2,2523
28,5	3,6616	12,1314	60,5857	2,0807	1,5809	1,51825	3,1591	2,4002	2,0807
33,5	3,3279	11,4002	52,0683	1,9411	1,3867	1,69674	3,2936	2,3529	1,9411
38,5	3,0693	10,8330	44,8002	1,8335	1,2358	1,82518	3,3465	2,2555	1,8335
43,5	2,8859	10,4298	38,6231	1,7579	1,1280	1,86749	3,2829	2,1065	1,7579
48,5	2,7778	10,1906	33,3958	1,7143	1,0634	1,79755	3,0816	1,9116	1,7143
53,5	2,7448	10,1154	28,9928	1,7027	1,0421	1,61531	2,7505	1,6833	1,7027
64,5	2,7000	10,0708	11,9974	1,6789	1,0211	0,69491	1,1667	0,7096	1,6789

Tab III.4 La variation des différents paramètres de la travée de rive.

III.2.Demi- travée centrale :

Comme pour les travées de rives, on opte pour une variation parabolique de l'intrados, la hauteur varie de 7m sur pile à 2.7m à la clé.

On pose L : la longueur de la travée centrale – 9m – 4m =107m.

Sachant :

- ✓ La longueur des deux demi-voussoirs sur pile est égale à 9m
- ✓ La longueur du voussoir de clavage est égale à 4m

Loi de variation d la hauteur :

La variation suit cette forme $H(x) = ax^2 + bx + c$

- X=0, H(0) = H_p ⟶ C= H_p
- L/2, H(H/2) = H_C $a\frac{L^2}{4} + b\frac{L}{2} + H_P = H_C$

D'autre part : $\frac{dH}{dx}\left(x = \frac{L}{2}\right) = 0aL + b = 0$

Ce qui donne donc :

$a = 4\frac{H_P - H_C}{L^2}$; $b = 4\frac{H_C - H_P}{L}$

Donc $\mathbf{H(x)} = \mathbf{4}\frac{\mathbf{H_P - H_C}}{\mathbf{L^2}}\mathbf{x^2} + \mathbf{4}\frac{\mathbf{H_C - H_P}}{\mathbf{L}}\mathbf{x} + \mathbf{H_p}$

De la même manière on détermine les coefficients a,b,c pour S(x) et $Y_G(x)$.
Loi de variation de la section :

$$S(x) = 4\frac{S_P - S_C}{L^2}x^2 + 4\frac{S_C - S_P}{L}x + S_p$$

Loi de variation du centre de gravité :

$$\mathbf{YG(x)} = \mathbf{4}\frac{\boldsymbol{Y_{Gp} - Y_{GC}}}{\boldsymbol{L^2}}\boldsymbol{x^2} + \mathbf{4}\frac{\boldsymbol{Y_{Gc} - Y_{Gp}}}{\boldsymbol{L}}\boldsymbol{x} + \boldsymbol{Y_{Gp}}$$

D'après l'hypothèse des tables de GULDAN, on a :

$$\mathbf{I(x)} = \boldsymbol{I_c}\left[\mathbf{1} + \boldsymbol{k}\left(\frac{\boldsymbol{x}}{\boldsymbol{L_T - L_C}}\right)^{\mathbf{2}}\right]^{5/2} \quad \text{Avec : } \boldsymbol{k} = \left(\frac{\boldsymbol{I_p}}{\boldsymbol{I_c}}\right)^{\mathbf{0.4}} - \mathbf{1}$$

Le tableau suivant donne tout les renseignements sur chaque voussoir de demi-fléau central :

X	H (m)	S (m2)	Iy (m4)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)	Yg
0,0	7,0000	19,4308	142,7835	3,4875	3,5125	0,59987	2,0920	2,1070	3,4875
4,7	6,2812	17,8601	107,3233	3,1839	3,0973	0,60935	1,9401	1,8873	3,1839
9,4	5,6289	16,4344	80,2922	2,9086	2,7203	0,61748	1,7960	1,6797	2,9086
14,1	5,0430	15,1535	59,9507	2,6616	2,3814	0,62417	1,6613	1,4864	2,6616
18,8	4,5236	14,0176	44,8501	2,4428	2,0808	0,62947	1,5377	1,3098	2,4428
23,5	4,0706	13,0266	33,8031	2,2523	1,8182	0,63364	1,4272	1,1521	2,2523
28,5	3,6616	12,1314	25,4332	2,0807	1,5809	0,63734	1,3261	1,0076	2,0807
33,5	3,3279	11,4002	19,6736	1,9411	1,3867	0,64110	1,2445	0,8890	1,9411
38,5	3,0693	10,8330	15,8514	1,8335	1,2358	0,64579	1,1841	0,7980	1,8335
43,5	2,8859	10,4298	13,4871	1,7579	1,1280	0,65212	1,1464	0,7356	1,7579
48,5	2,7778	10,1906	12,2673	1,7143	1,0634	0,66029	1,1320	0,7022	1,7143
53,5	2,7448	10,1154	12,0242	1,7027	1,0421	0,66992	1,1407	0,6981	1,7027
64,5	2,7000	10,0708	11,9974	1,6789	1,0211	0,69491	1,1667	0,7096	1,6789

Tab III.5 La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

chapitre IV :

Charges et surcharges

INTRODUCTION :
L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en construction sous l'effet des différentes actions (surcharge roturières, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

I : Caractéristiques de l'ouvrage :

I.1. La largeur roulable Lr :

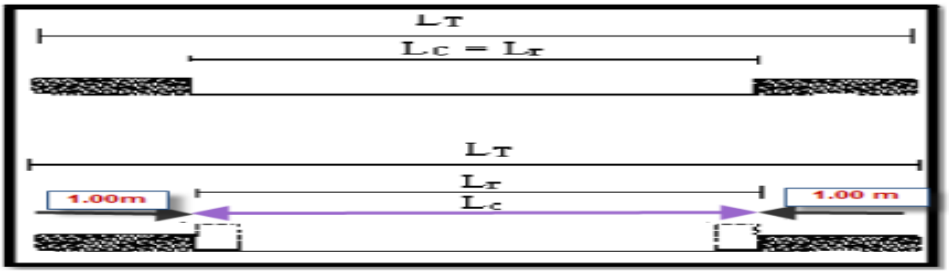


Fig. IV.1 Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

Lr est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordure. Dans le cas ou on prévoit un élargissement futur de la chaussé, il ya lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.
Dans notre cas **LR = 11 m.**

I.2. Largeur chargeable Lc :

Lc est déduite de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long d'un coté de dispositif de sécurité.
Dans notre cas**Lc = 10.50 m**.

I.3. Largeur totale LT :

La largeur total est de LT= 13.80 m

I.4. Nombre de voies de circulation :

Par convention les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable exprimée en mètre.

D'où $Nv = \frac{Lc}{3} = \frac{10,5}{3} = 3,5$

► Le nombre de voies de circulation est de **3voies**

I.5. Largeur de la voie :

$Lv = \frac{Lc}{Nv} = \frac{10,5}{3} = 3,5$

► La largeur de la voie est **Lv=3.50 m.**

I.6. Classe du pont :

- Lr ≥ 7,00m ⟹ un pont de 1ére classe.
- 5,50m <Lr< 7,00m ⟹ un pont de 2éme classe.

- Lr ≤ 5,50m ⇨ un pont de 3^{éme} classe.

Dans notre cas Lr= 11m ➡ pont de **1^{ére} classe.**

II : Evaluation des charges et surcharges :

II.1 : Charge permanente (CP) :

Les charges permanentes le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

II.1.1 : les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

$G = 2G_1 + 2G_2$

On note :

- **G_1** : Poids propre d'une travée de rive.
- **G_2** : Poids propre d'une demi travée centrale.

➢ **Calcul de G_1 :**

$G_1 = G_1' + G_1'' + G_1'''$

Avec:

- **G_1' :** poids propre du voussoir sur culée (hauteur constante« partie coulée sur cintre»).
- **G_1'' :** poids propre d'un demi voussoir sur pile.
- **G_1''' :** poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G_1' = 2,5 x Sp x 4,5 = 2,5 x 19,4308 x 4,5 = **218,5965 t**

G_1'' = 2,5 x Sc x 8,2 = 2,5 x 10,0708 x 8,2 = **206,45 t**

G_1''' = $2{,}5\int_0^{53{,}5}(\frac{(Sp-Sc)}{(Lt-Lc)^2}X^2 + \frac{2\,Sc-Sp}{Lt-Lc}X + Sp)dx$

=2,5 x 701,773678 = **2394,8626 t**

G_1= 218,5965 + 25,7103 + 2394,8626 **= 2819,911 t**

➢ **Calcul de G_2 :**

$G_2 = 2G_2' + G_2'' + 2G_2'''$

- **G_2' :** poids propre d'un demi-voussoir sur pile.
- **G_2'' :** poids propre d'un demi voussoir de clavage.
- **G_2''' :** poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G_2' = 218,5965 t

G_2'' = 2,5 x 2 x 10,0708 **= 50,354 t**

$G_{2'''} = 2{,}5\int_0^{53{,}5}((4\,\frac{Sp-Sc}{L^2})x^2 + 4\left(\frac{Sc-Sc}{L}\right)x + Sp)$

= 2,5 x 706,6490 = **1766,6261 t**

G_2 = 2 x 218,5965 + 50,354 + 1766,6261 **= 2254,1731 t**

G= $2G_1 + 2G_2$ = 2 x 2179,4821 + 2 x 2035,5766 =**10148,1682 t**

II.2.Les charges complémentaires permanentes (CCP) :
Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes. (Revêtement, dispositif de sécurité et charges des trottoirs).

II.2.1 poids de revêtement :
La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de **1 cm** et d'une couche de roulement de **8 cm** pour le trafic, avec les densités respectives $\boldsymbol{\gamma}$ **=2t/m3** et $\boldsymbol{\gamma}$ **=2,4 t/m3.**
Prev = e x Lr x γBB = 0,01 x 11 x 2 + 0,08 x 11 x 2,4 = 0.21 +2.016 = **2,332 t/ml.**
Avec :
e : Epaisseur du revêtement.
Lr : Largeur roulable qui est égale à 11m.
γ_{BB} : Poids volumique (densité) du béton bitumineux.

II.2.2.Poids du dispositif de sécurité :
C'est le poids des glissières de sécurité plus les garde-corps.

1. **Poids des glissières de sécurité :**

Les glissières de sécurité sont en acier, leur poids est pris égal à : Pgl = $\mathbf{0}, \mathbf{06}t/ml$
- Pour deux glissières: ⟹Pgl = $\mathbf{0}, \mathbf{12}$ t/ml

2. **Poids des garde-corps :**

Sont des barrières métalliques, disposé sur chaque trottoir leurs poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

●**Pgc**= $\mathbf{0}$,1 $\boldsymbol{t/ml}$ (pour un seul coté)
► Donc : **Pgc =** 0,1 x 2 = **0,2 t/ml**

II.2.3.Poids de la corniche et trottoirs :
Poids de trottoir plus corniche est égale à la surface d'une coupe transversal de trottoir plus corniche multiplié par le poids volumique.

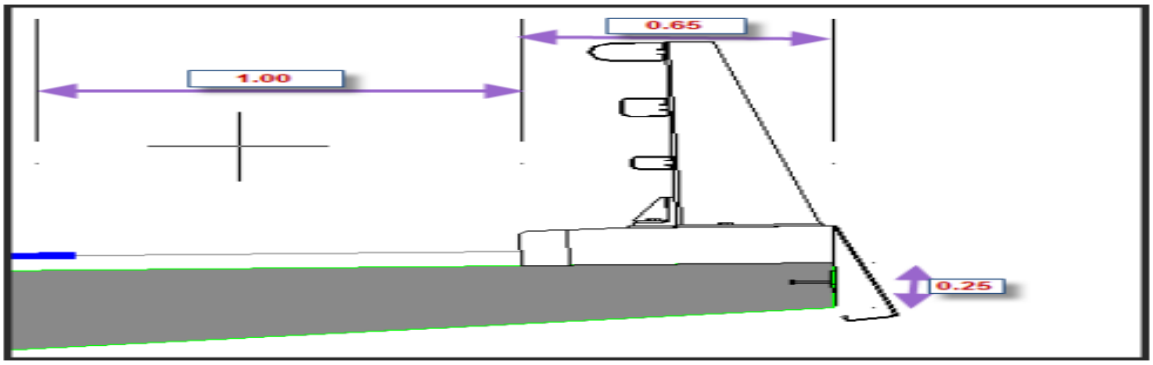


Fig. IV.2 Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche

● Pour le trottoir de gauche et de droite :
(tr+corniche)=2.5 x 1.65 x 0.25 x1 **=1.03125 t/ml**

► D'où: P (tr + corniche) **= 2.0625 t/ml**

Donc :**CCP =** P rev + Pgl + Pgc + p(tr+corniche)=2,332 + 0.12 + 0,2 + 2.0625

➡ **CCP = 4,7145 t /ml**

G_T = 10148,1682 +4,7145 = 10152,8827t

II.3 Les surcharges routières :

D'après le D T R, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La charge routière de type : A(l)
- La charge routière type : B (B_C,Bt, Br)
- La charge militaire Mc : (Mc80, Mc120)
- Convoi exceptionnel : D240
- Surcharges sur trottoirs : St
- Vent : W
- Température
- Force de freinage
- Séisme

II.3.1. Système de charges A :

La charge A(l) est donnée par le D T R par la formule suivante :

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

$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$ Avec

a_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

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

Tab IV.1 valeur du coefficient a_1

a_2 : est donné par la formule suivante : $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V : étant la largeur d'une voie

V_0 : ayant les valeurs suivantes :

- 3.5m pour les ponts de première classe.
- 3.0m pour les ponts de deuxième classe.
- 2.75m pour les ponts de troisième classe.

On envisage de faire les différents chargements possibles, dans notre cas, nous allons étudier 5 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

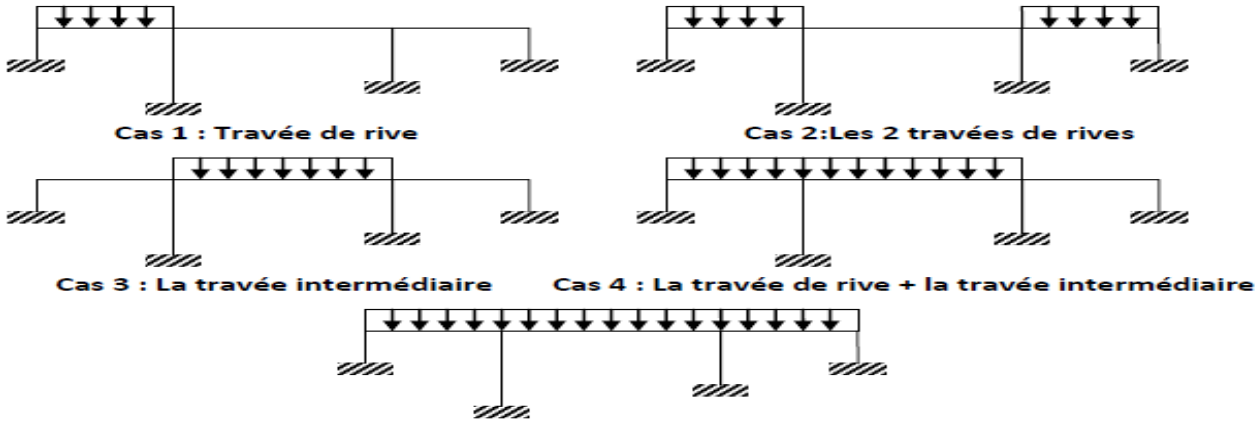


Fig IV.3 les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de A(l) pour chaque cas :

Cas N°	L (m)	A(l) (KN/m^2)	a_1	a_2	A (KN/m^2)	A (KN/ml)		
						Une voie chargée	Deux voies chargées	Trois voies chargées
1	65	6,97532468	1	0,955	6,66143506	23,3150227	46,6300455	-
			0,9		5,99529156	-	-	62,9505614
2	130	4,83521127	1	0,955	4,61762676	16,1616937	32,3233873	-
			0,9		4,15586408	-	-	43,6365729
3	120	5,02727273	1	0,955	4,80104545	16,8036591	33,6073182	
			0,9		4,32094091	-	-	45,3698795
4	185	4,12741117	1	0,955	3,94167766	13,7958718	27,5917437	
			0,9		3,5475099	-	-	37,2488539
5	250	3,6740458	1	0,955	3,50871374	12,2804981	24,5609962	-
			0,9		3,15784237	-	-	33,1573448

Tab IV.2: les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

a_1 { Pour 1 et 2 voies =1 ; Pour 3 voies= 0 ,9

Après le calcul on déduit que Le cas le plus défavorable vaut : **62,95 KN/ml,** sur la travée de rive de **65m**.

II.3.2 Système de charge « B »:

Il existe trois types de surcharges **« B » (Bc,Bt,Br),** on étudie chacun indépendamment.

- Le système **Bc** se compose de 3 essieux de camions types.
- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux appelés essieux -tandems.
- Le système **Br** se compose d'une roue isolé.

Les deux systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, mais le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a) Système de charges Bc :

On disposesur la chaussée au plus autantde files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces filesdans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal :

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voiesde circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une mêmefile est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

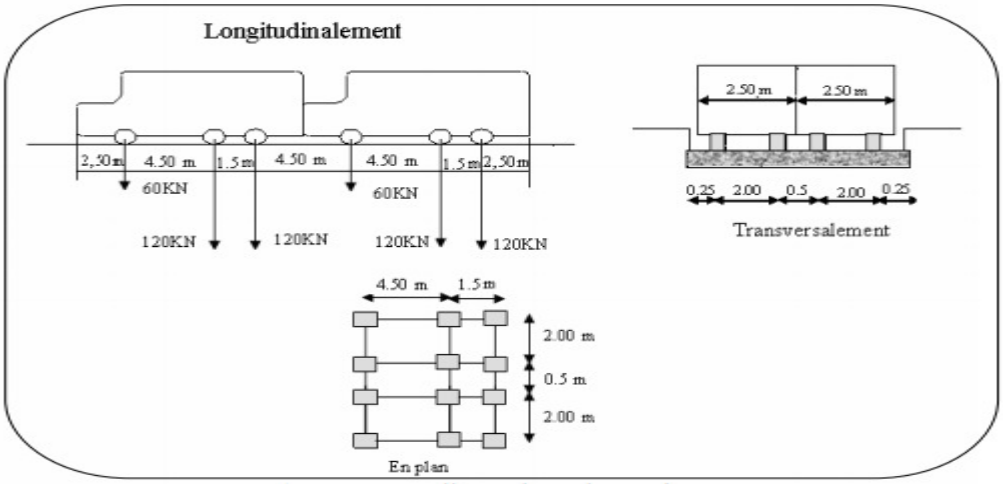


Fig IV.4 Les dimensions du système Bc

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

Nombres de files considérées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1ére	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2éme	1,00	1,00	-	-	-
	3éme	1,00	0,80	-	-	-

Tab. IV.3 Valeurs de coefficient bc

Nota :les charges du système Bcsont multipliées de majoration dynamique, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage, le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule suivante :

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

L : Longueur de la travée.
G : La charge permaente de l'ouvrage.
S : La charge B maximale.

Calcul du coefficient dynamique :
La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bcen fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

b_c { 1,2 ……pour 1 file.
1,1 …… pour 2 files.
0,95…..... pour 3 files.

1er cas pour une travée chargée (L=65m) :
G : poids propre de la travée (G = G' +G'' +G'''+CCP).
G = 218,5965 + 25,7103 + 2394,8626+ (65 x 4,7145) = **2485,9246 t**

S : La charge (S = n×30× bc) n : nombre de camion, 30t : un camion.

Pour une file charger : (b_c= 120)
S1 =2 x 30 x 1,20
S1 = 72 t

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 65}+\frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{72}} = 1,033$$

Pour deux files chargées : (bc =1,10)
S1 = 4×30× 1, 10
S1 = 132 t

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 65}+\frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{132}} = 1,036$$

Pour trois files chargées : (bc =0,95)
S1 = 4×30× 0,95
S1 = 171 t

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 65}+\frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{171}} = 1,039$$

2éme cas pour une travée chargée (L=120m) :
G : poids propre de la travée (**$2G_2' + G_2'' + 2G_2'''$**) **X 2 + CCP**
G = 2035,5766 X 2 + (120 x 4,7145) = **4636,8932 t**

S : La charge (S = n×30× bc) n : nombre de camion, 30t : un camion.

Pour une file charger : (b_c= 120)

S1 =2 x 30 x 1,20

S1 = 72 t

$$\delta = 1+ \frac{0,4}{1+0,2\times120} + \frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{72}} = 1,018$$

Pour deux files chargées : (bc =1,10)

S1 = 4×30× 1, 10

S1 = 132 t

$$\delta = 1+ \frac{0,4}{1+0,2\times120} + \frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{132}} = 1,02$$

Donc: δ = 1,02

Pour trois files chargées : (bc =0,95)

S1 = 4×30× 0,95

S1 = 171 t

$$\delta = 1+ \frac{0,4}{1+0,2\times120} + \frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{171}} = 1,021$$

Donc: δ = 1,021

- **Nota:** les surcharges du système $B_c$sont multipliées par le coefficient: **δ =1,039**

b) Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatique pour les ponts a une voie un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être contiguës ou séparées de façon a obtenir la situation la plus favorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Btprise en compte sont multipliées par les coefficients bt mentionné dans le tableau suivant :

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient Bt	1,0	0,9

TabIV.4 Valeurs de coefficient bt

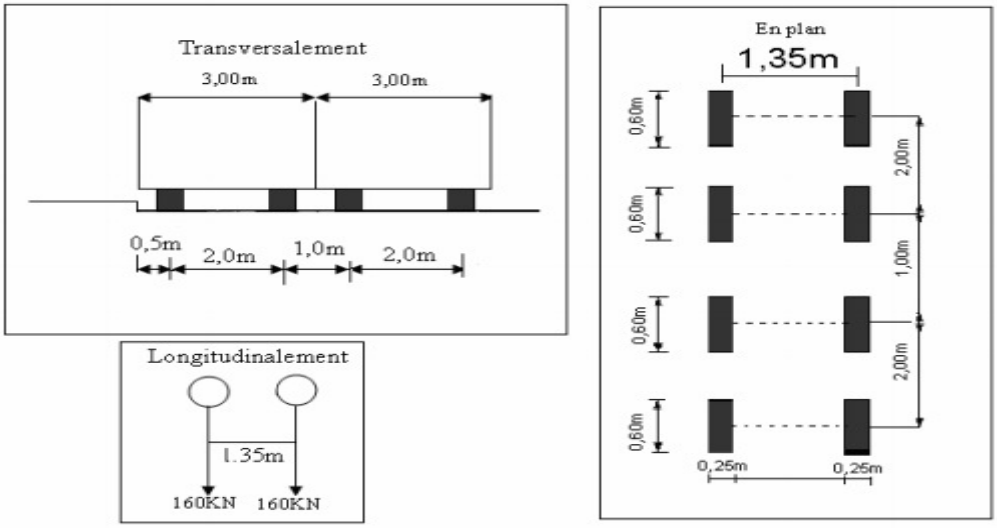


Fig IV.5 Les dimensions du système Bt

► Les surcharges du système Bt sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

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

1^er^cas pour une travée chargée (L=65m) :

G = **2485,9246 t**
S : La charge Bt.
S = n × 32 × bt
Pont premier classe bt=1

Pour une voie chargée: n =1
S1= 1 × 32 × 1
S1=32 t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 65} + \frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{32}} = 1,03$$

Pour deux voies chargées : n =2
S2= 2 × 32 ×1
S2=64 t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 65} + \frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{64}} = 1,032$$

2^éme^ cas pour une travée chargée (L=120m) :

G = **4636,8932 t**
S : La charge Bt.
S = n × 32 × bt
Pont de première classe bt=1

Pour une voie chargée n =1

S1= 1 × 32 ×1

S1=32 t.

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 120}+\frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{32}} = 1,017$$

Pour deux voies chargées : n =2

S2= 2 × 32 ×1

S2=64 t.

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 120}+\frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{64}} = 1,018$$

❖ **Nota:** Les surcharge du système Bt sont multipliées par le coefficient :**δ= 1,032**

II.3.3 La surcharge militaire (Mc120) :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires du type Mc120, susceptible dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges A et B.

Un véhicule de type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale ……..110 t
- Longueur d'une chenille ……...6.10 m
- Largeur d'une chenille ……..1 m
- Distance entraxes des chenilles …….3.30 m

Le rectangle d'impacte de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

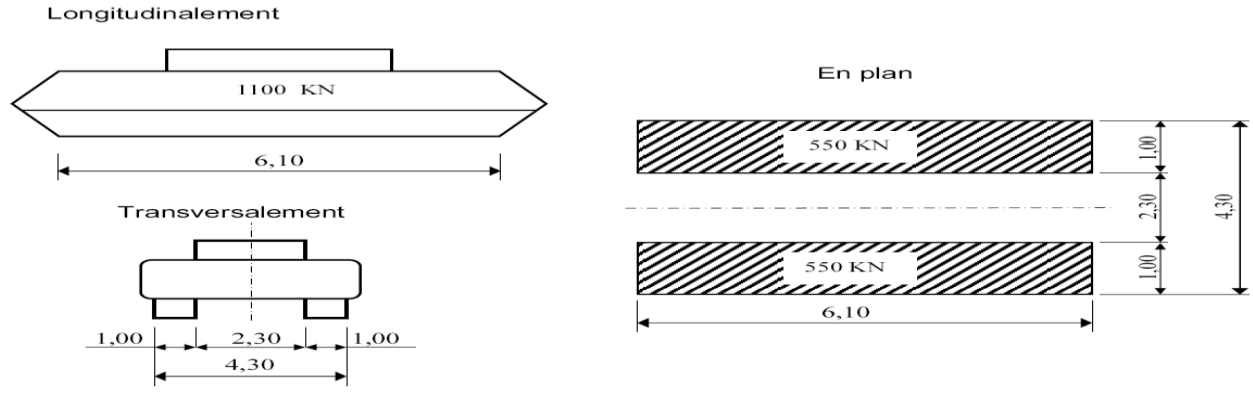


Fig IV.6 Système Mc120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30.50m.

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

1^{er}cas pour une travée chargée (L=65m) :

G = 1136,18 t

S = n × 110 = 1× 110 = 110 t

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 65}+\frac{0,6}{1+4\frac{2485,9246}{110}} = 1,035$$

2^{éme} cas pour une travée chargée (L=120m) :

G = 2042,68 t

S = n × 110 = 1× 110 = 110 t

$$\delta = 1+\frac{0,4}{1+0,2\times 120}+\frac{0,6}{1+4\frac{4636,8932}{110}} = 1,02$$

❖ **Nota:** Les surcharge du système M_{c120}sont multipliéespar le coefficient **: δ= 1,035**

II.3.4 Surcharges exceptionnelles :

➢ **D240**

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent êtres calculés d'une manière à supporter les véhicules de type décrit ci-après susceptible d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé repartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et 18.6 m de long,

- Le poids par mètre carré égal à 4.032 t/m²

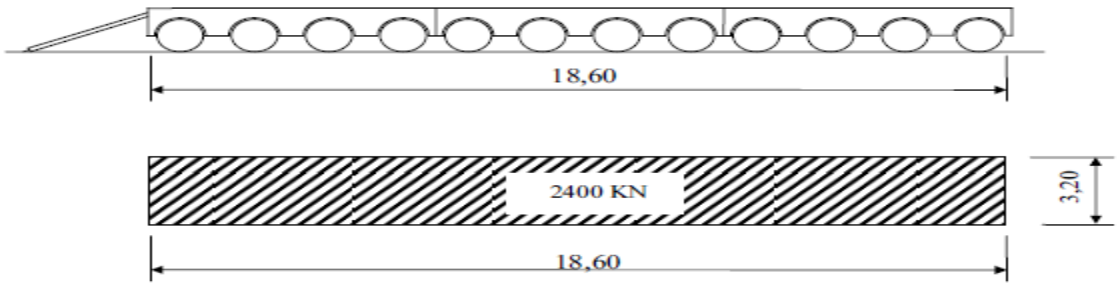


Fig IV.7 Convoi D240

➢ **E360**

Le convoi type E360 se compose de trois remorques de quatre lignes à trois essieux supportant une charge totale de 3600 kN dont le poids est reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 5.10 m largeur par 18.60 m longueur.

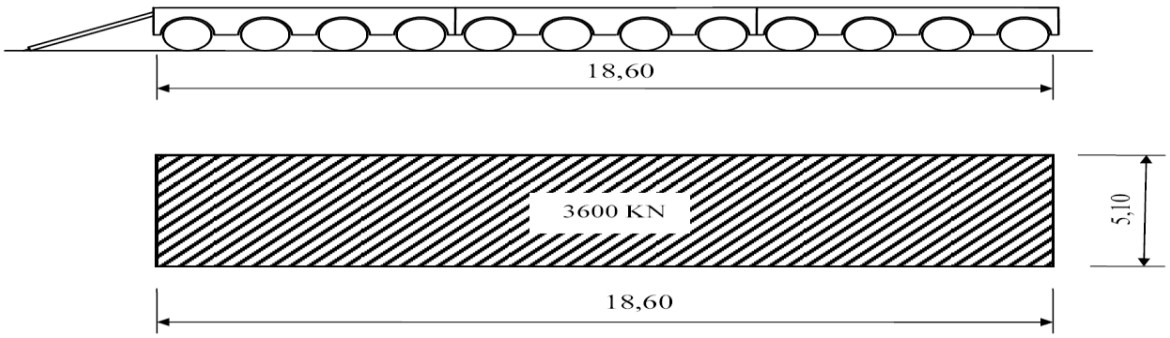


Fig IV.8 Convoi E360

II.4.Le séisme :

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie incluse dans ces réglementations, notre ouvrage est situé dans lazone de la Wilaya de TiziOuzou.

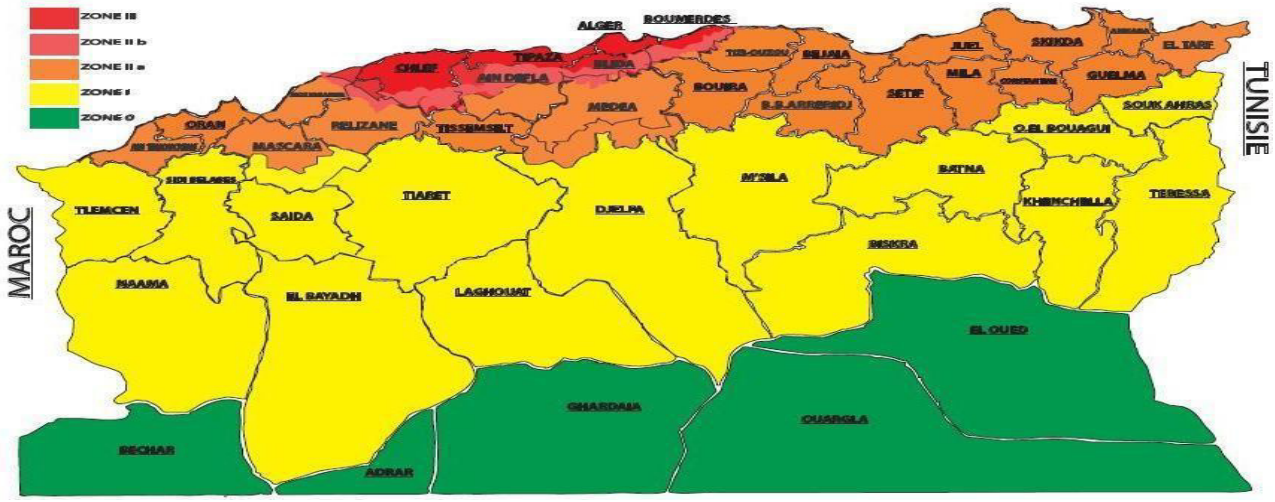


Fig IV.9 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA-2008)

Notre ouvrage dans la zone sismique **II-a** à moyenne sismicité.
Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en 3 groupes :

Groupe de pont	Importance
Groupe1	Ponts stratégiques
Groupe2	Ponts importants
Groupe3	Ponts à importance moyenne

Tab IV.5 classification des ponts

Notre pont est classé dons le groupe 2 « pont important » (car la voie supportée par notre pont est un nouvel axe autoroutier) ou l'accélération du sol est égale à **0.2G**tirée du tableau ci-dessous :

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

TabIV.6 coefficient d'accélération de la zone

II.5. Surcharges sur les trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs unecharge uniforme de 150 kg/m^{2}réservé exclusivement à la circulation des piétons etdes cyclesde façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé (coté droit) : P1 = 0,15 x 0,65m = 0,0975 t/ml.
Deuxième trottoir chargée (coté gauche) : P2 = 0,15 x 0,65m = 0,0975 t/ml.

Les deux trottoirs chargés : Pt= 0,195 t/ml

II.6 Vent :

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

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 N/m2 **(selon le fascicule 61-titre II).**

► P =2 KN/ m^2 pour les ouvrages en service.

► P =1,25 KN/ m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

II.7. la température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral decourte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à latempérature moyenne du lieu, soit :

Pour la région de Draa El Mizane :

- $\Delta T = \pm 12°C$, en phase de construction.
- $\Delta T = \pm 7°C$, en phase de service.

II.8 Forces de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude en service, la valeur à courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

II.9. Le fluage :

Le fluage est le phénomène de déformation d'un matériau qui subit des contraintes de façon continue.

Le BPEL estime sa valeur à :

$$M_{fl} = \frac{I_0}{V_i}\sigma^*$$

Avec : I_0 : moment d'inertie à la clé

V_i : distance entre la fibre moyenne et l'intrados

1.5 MPA pour les tabliers à voussoir coulés sur place.

1.0 MPA pour les tabliers à voussoirs préfabriqués.

II.10. La force centrifuge :

Les ponts ou la chaussée est en courbe, les camions du système B_c disposés sur la chaussée sont susceptible de développer des efforts centrifuges. Horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à la surface.

La force centrifuge développée pas un essieu égale à :

- $F_C = \frac{R+50}{6R+350} \times Bc \times bc \times \delta_{bc}$ pour $R \leq 400m$
- $Fc = \frac{80}{R} \times Bc \times bc \times \delta_{bc}$ pour $R \geq 400$ m

Donc pour notre ouvrage, on a un R= 650 m, d'où Fc=

III. Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

ACTION	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système B_C	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1
Température (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0
Surcharge de trottoirs ST	1,6	1,2
Freinage	1,61	1,2

Tab IV.7 Valeurs des coefficients de majorations.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas considérer simultanément, seul qui apparaîtcomme les plus défavorables qui sont à étudier.

Combinaisons de charges à **L'E.L.U** et à **L'E.L.S**

Actions prépondérantes	Combinaisons	Numéro
A L'ELU	1,35G+1,6(A(l) +ST)	1
	1,35G +1,6(BC+ST)	2
	1,35G +1,35MC120	3
	1,35G +1,35D240	4
	1,35G+1,5W	5
A L'ELS	G +1,2(A(l) +ST)	6
	G +1,2(BC +ST)	7
	G + MC120	8
	G + D240	9
	G +1,2(A(l) +ST) +0,5 ΔT	10
	G +1,2(BC +ST) +0,5 ΔT	11
	G +W	12
	G +T	13

Tab IV.8 Tableau des combinaisons

Chapitre V :

Etude longitudinal

INTRODUCTION :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construit.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

En règle générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord globalement étudié dans le sens longitudinal selon un modèle de poutre; puis on s'intéresse à son comportement dans le sens transversal pour apprécier le caractère tridimensionnel de ce fonctionnement. Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doit tenir compte des phases successives de construction.

Afin de réaliser notre étude, le recours aux méthodes numériques est indispensable, pour cela nous allons utiliser le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** conçu pour l'étude et le dimensionnement des différentes structures de génie civil.

I: Charges appliquées au fléau (phase de construction) :

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

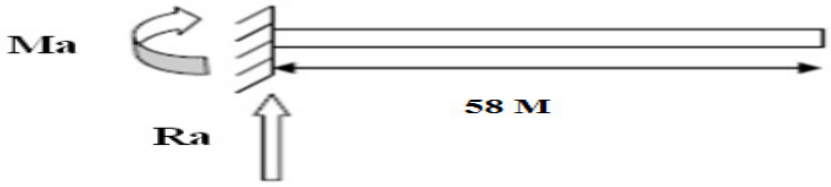


Fig.V.1 Schéma statique du demi-fléau

- **Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :**

• Le poids propre du tablier : G

• les charges de chantier :

- **QPRA1:** On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de (50 Kg/m^2) **0,5 KN/m^2**

- **QPRA2:** c'est une charge concentrée qui vaut **(50 + 5b)** cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc. appliquée au bout de l'avant dernier voussoir.

Avec : **b** largeur de tablier.

• Equipage mobile (QPRC1) : On prend le poids de l'équipage mobile égale à 800 KNconcentrée au milieu du dernier voussoir qui déjà mit en tension.

• Le vent (Qw) :D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100kg/m2 si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125 kg/m2 sinon. Donc pour notre cas on va prendre 1,25 KN/m².

• **Surcharges accidentelles :** Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte, Fa= 1600 KN

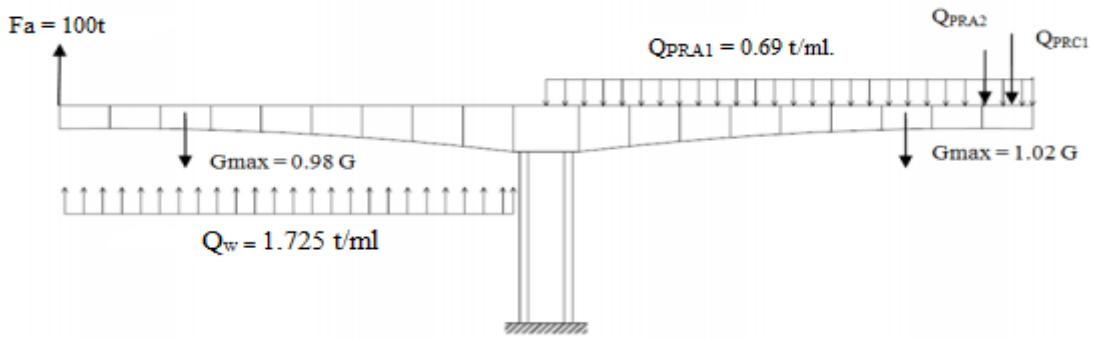


Fig. V.2 Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable).

I.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur la figure suivante :

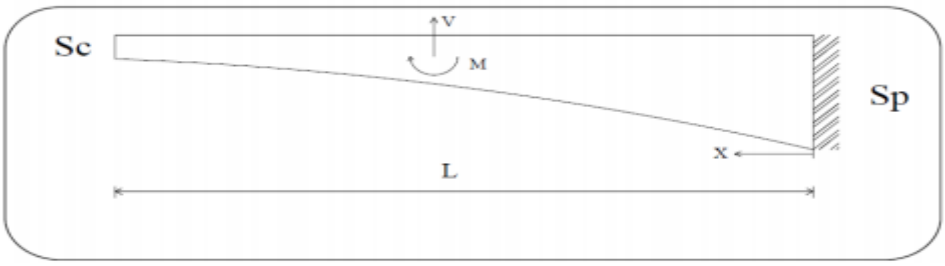


Fig. V.3 Efforts dus au poids propre.

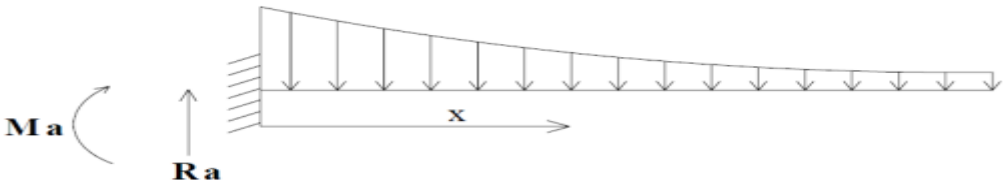


Fig V.4 Poids propre du demi-fléau.

- La variation de la section est défini par :

$$S(x) = s_p - 2(s_p - s_c)\left(\frac{x}{l}\right) + (s_p - s_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

- La variation du poids propre (par mètre linéaire)

$$G(x) = \gamma_b s(x) = \gamma_b\left[s_p - 2(s_p - s_c)\left(\frac{x}{l}\right) + (s_p - s_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2\right]$$

- Effort tranchant:

$$V(x) = \gamma_b\left[s_p(L-x) - (s_p - s_c)\left(\frac{L^2 - x^2}{L}\right) + (s_p - s_c)\left(\frac{L^3 - x^3}{3L^2}\right)\right]$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = \left[\gamma_b\left(\frac{-s_p(L-x)^2}{2} + \frac{(s_p - s_c)(L-x)^2(2L+x)}{3L} - \frac{(s_p - s_c)(L-x)^2(3L^2+2Lx+x^2)}{12L^2}\right)\right]$$

I.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau :

Q_{PRA1} =0.05×13,8=0.69 t/ml.

Ra – Q_{PRA1} × L = 0

Avec : (L=58 m)

Ra = 0.69 × 58 = 40,02 t

Ma + $Q_{PRA1} \times \frac{L^2}{2}$ =0

Ma = – 0.69 ×$\frac{58^2}{2}$ = –1160,58 t.m

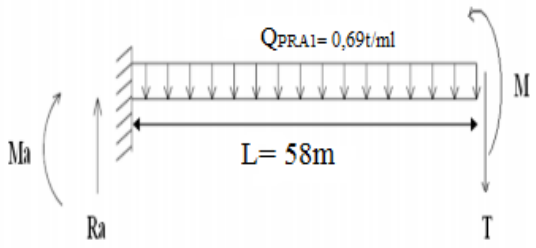


Fig. V.5 Surcharge de chantier

Effort tranchant :

– T + Ra – Q_{PRA1} x = 0

T = Q_{PRA1}L – $Q_{PRA1}x$

T = Q_{PRA1} (L – x)

T = 0.69 (58 – x) = 40,02 – 0,69 x

Moment fléchissant :

$M – Ma – Ra\, x + Q_{PRA1}\frac{x^2}{2} = 0$

$M = Ma + Ra\, x – {}_{QPRA1}$

$M = – 1160{,}58 + 40{,}02\, x – 0{,}345x^2$

I.3. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

Q_{PRA2}= 50 + 5 b 0 + 5 × 13,8 = 11,9 t

Ra – Q_{PRA2}= 0

Ra = Q_{PRA2}= 11,9 t

Ma + Q_{PRA2}L = 0

Ma = – Q_{PRA2} L

Ma = – 630,7 t.m

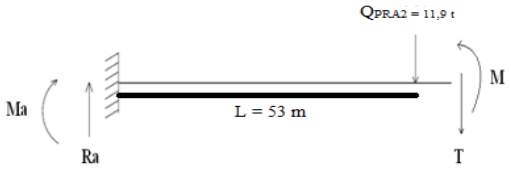


Fig. V.6 Surcharge concentrée.

Effort tranchant :

T – Ra = 0

T = Ra = 11,9t

Moment fléchissant :

M(x)=11.9(x - L)

Avec : L = 53 (appliqué avant le dernier voussoir)

M(x) = 11,9x – 630,7

I.4. Effets des surcharges verticales du vent :

Q_w=0.125×13,8=1.725 t/ml

Ra + Q_w×L =0

Avec : L = 58 m

Ra =– 1.725×58= – 100,05 t

Ma – $Q_w \times \frac{L^2}{2}$= 0

Ma = – 1.725 × $\frac{58^2}{2}$

Ma= - 2901,45 t.m

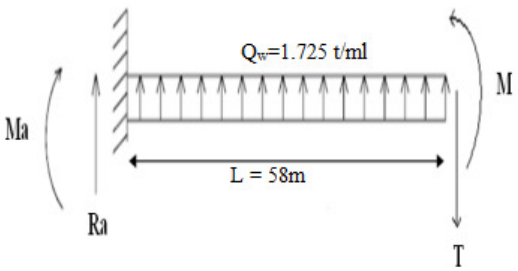


Fig. V.7 Surcharge du vent.

Effort tranchant :

$T - Ra - Q_w x = 0$

$T = Q_w x + Ra$

$T = 1.725\ x - 100{,}05$

Moment fléchissant :

$M - Ma - Ra\ x - Q_w \frac{x^2}{2} = 0$

$M = Ma + Ra\ x + Q_w \frac{x^2}{2}$

$M = 2901{,}45 - 100{,}05\ x + 0{,}8625\ x^2$

I.5. Effets des surcharges d'équipage mobile dans le demi-fléau isostatique:

$Q_{PRC1} = 50$ t

$Ra - Q_{PRC1} = 0$

$Ra = Q_{PRC1} = 50$ t

$Ma + Q_{PRC1} L = 0$

$Ma = - Q_{PRC1} L$

Avec : L = 55,5

$Ma = - 50 \times 55{,}5$

$Ma = -2775$ t.m

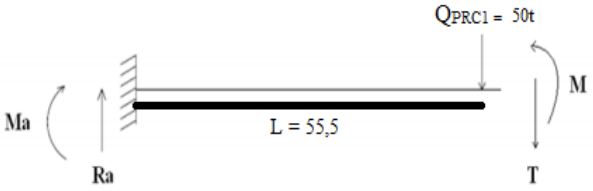


Fig. V.8 Surcharge d'équipage mobile

Effort tranchant :

$T - Ra = 0$

$T = Ra = 50$t

Moment fléchissant :

$M(x) = 80\ (x - L)$

Avec : L = 55,5 (appliqué au milieu de l'avant dernier voussoir)

$M(x) = 50\ x - 2775$

I.6. Effets des surcharges accidentelles :

$Fa = 2 \times Q_{PRC1} = 2 \times 50 = 10$ t

$Ra + Fa = 0$

$Ra = - Fa = - 100$ t

$Ma - Fa \times L = 0$

$Ma = Fa \times L$

Avec : L = 58m

$Ma = 100 \times 58$

$Ma = 5800$ t.m

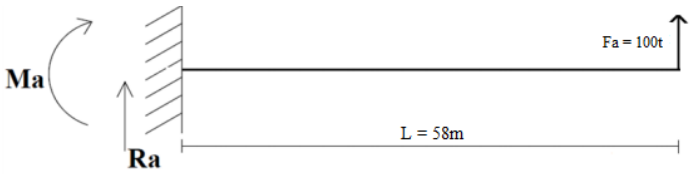


Fig. V.9 Surcharge accidentelle.

Effort tranchant :

$T(x) - Ra = 0$

$T(x) = -100$ (t)

Moment fléchissant :

$M(x) = -100$ x $+5800$

II. Etude de la stabilité des fléaux :

La justification des fléaux doit être effectué vis-à-vis de :

II.1. La situation durable à l'état limite ultime :

Pour la vérification à l'état limite ultime d'équilibre statique le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires. Dans notre cas le fléau est encastré sur pile aucune vérification d'équilibre statique n'est requise mais il faut vérifier la résistance de la pile.

Pour les ouvrages coulés en place, on peut considérer que la phase dimensionnant est le coulage de la dernière paire de voussoirs.

On suppose que les deux équipages ont été avancés, lorsque l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à une vidange de l'équipage provoqué par un défaut du béton.

Pour un ouvrage coulé en place, un incident de bétonnage peut conduire à vider le béton frais de l'un des équipages, même s'ils sont réalisés simultanément.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

a) Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

A1 : 1,1 (Gmax + Gmin) + 1,25 ($Q_{PRC1max}$ + $Q_{PRC1min}$ + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2}+ Q_w)

A2 : 0,9 (Gmax + Gmin) + 1,25 ($Q_{PRC1max}$ + $Q_{PRC1min}$ + Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+ Q_w)

G_{max}: poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.

G_{min}: poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%

$Q_{PRC1\ max}$: poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

$Q_{PRC1\ min}$: poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

G_{max} = 1.02 G ; G_{min} = 0.98 G

$Q_{PRC1\ max}$ = 1.06 Q_{PRC1} ; $Q_{PRC1\ min}$ = 0.96 Q_{PRC1}

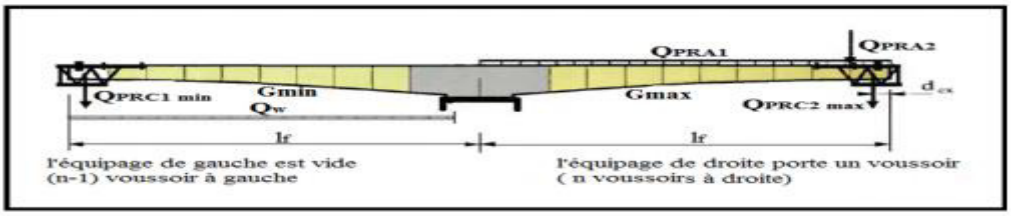


Fig.V.10 Combinaisons en situation temporaire.

b) Combinaisons accidentelles de construction (type B)

B1 : 1,1(G_{max}+G_{min}) + FA +($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})

B2 : 0,9(G_{max}+G_{min}) + FA +($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})

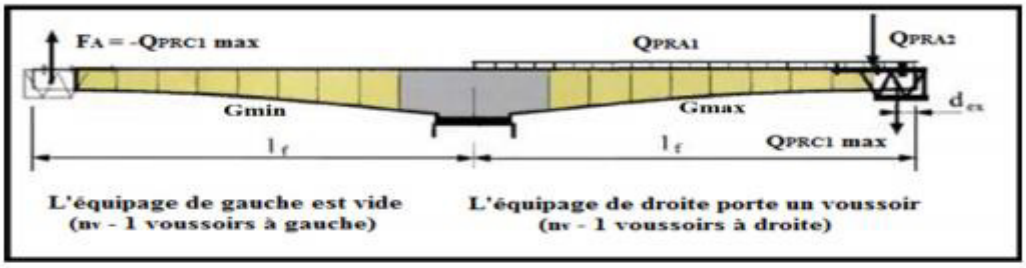


Fig.V.11 Combinaisons accidentelles.

- **Les combinaisons les plus défavorables :**

	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
Combinaisons de construction Type A	1,1 (Gmax+Gmin) +1,25 (QPRC1 max + QPRC1 min + QPRA1+QPRA2 +QW)	-60493,393	1713,25755
	0,9 (Gmax+Gmin) +1,25 (QPRC1 max + QPRC1 min +QPRA1+QPRA2 +QW)	-50516,260	1413,77209
Combinaisons accidentelles Type B	1,1 (Gmax+Gmin) + FA + (QPRC1 max + QPRA1+QPRA2)	-53807,010	1652,09005
	0,9 (Gmax+Gmin) + FA + (QPRC1 max + QPRA1+QPRA2)	-43829,877	1352,60459

Tab V.1 Combinaisons les plus défavorables.

Le moment de renversement**MR= -60493,393t.m**
La réaction à la tête de la pile **R = 1713,25755t**

II-2- Clavage de la travée :

Dans cette phase de construction, on à deux types de clavage :
• Clavage dans la travée de rive.
• Clavage dans la travée intermédiaire.

Pour le premier cas on considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors « hyperstatique », et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre.

- **Moments due au poids propre :**

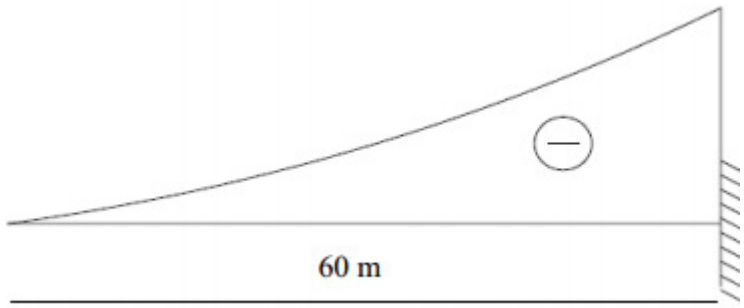


Fig V.12 Moment due au poids propre avant le clavage

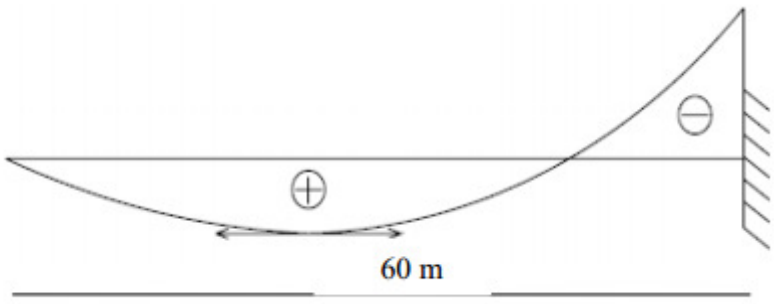


Fig V.13 Moment due au poids propre après le clavage.

II-3- Étude longitudinale en service :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel Robot Structural.

II-3-1- Combinaisons de calcul :

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- ✓ **Poids propre (G) :** il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ **Complément du poids propre (CCP):** Charge uniforme repartie le long du tablier.
- ✓ **Charge A** : Charge uniforme repartie le long du tablier.
- ✓ **Surcharge Bc.**
- ✓ **Surcharge militaires Mc120.**
- ✓ **Convoi exceptionnel D240.**
- ✓ **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme repartie le long du tablier.

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur.

- ➢ **Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 »**

Action prépondérantes	Combinaisons
ELU	**1.35G +1.6 (A(l) + St)**
	1.35G +1.6 (Bc+St)
	1.35G +1.6 (Bt+ St)
	1.35G +1.35Mc 120
	1.35G +1.35 D240
	1.35G + 1.5w
ELS	**G + 1.2 (A(l) +St)**
	G + 1.2 (Bc + St)
	G + 1.2 (Bt + St)
	G + Mc120
	G + D240
	G + 1.2 (A(l) +St)
	G +1.2 (A(l) +St) +0.5Δt
	G +1.2 (Bc +St) +0.5Δt
	G + Mc120 +0.5 Δt
	G + D240 + 0.5 Δt
	G + W

Tab V.2 Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.
Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

II.3.2. Sollicitations dues aux charges permanentes :

Les efforts engendrés par les charges permanentes du tablier sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :

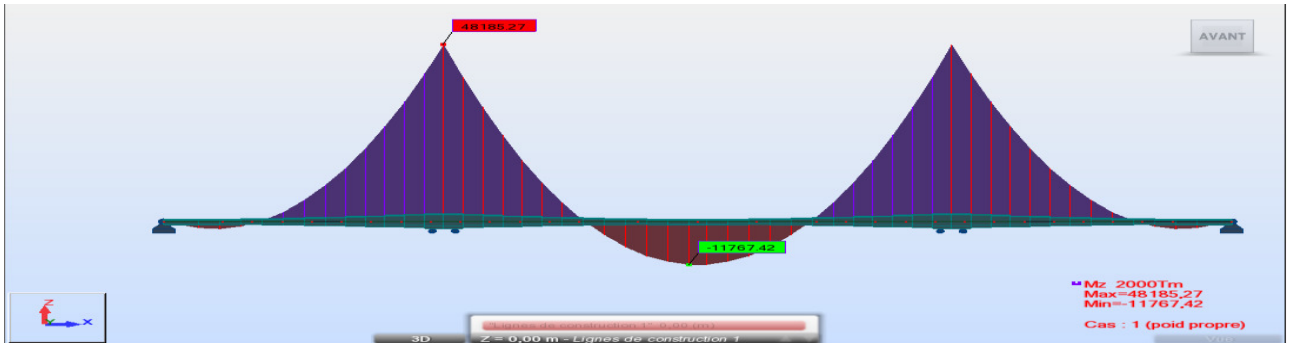


Fig V.14 Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes

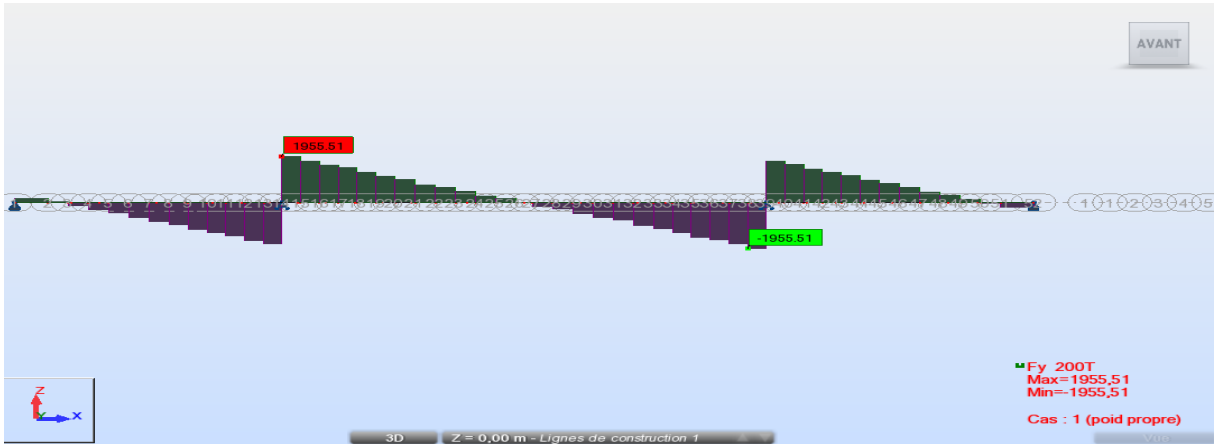


Fig V.15 Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanente

Sollicitations dues aux charges routières :

- D240 :

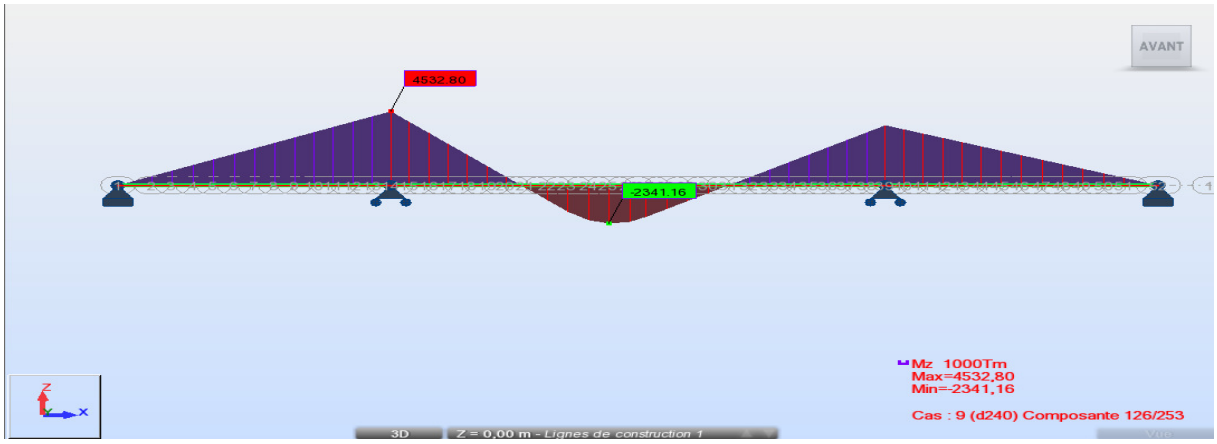


Fig V.16 Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240

II .3.3. Les combinaisons d'action :

L'analyse des résultats obtenus pour les différents cas de chargements considérés donne le chargement **D240** comme étant celui qui développe les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.
On prend les deux combinaisons suivantes :
A l'ELU: 1.35G + 1.35 D240
A l'ELS: G + D240 + 0.5ΔT
-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELU) : 1.35G + 1.35 D240

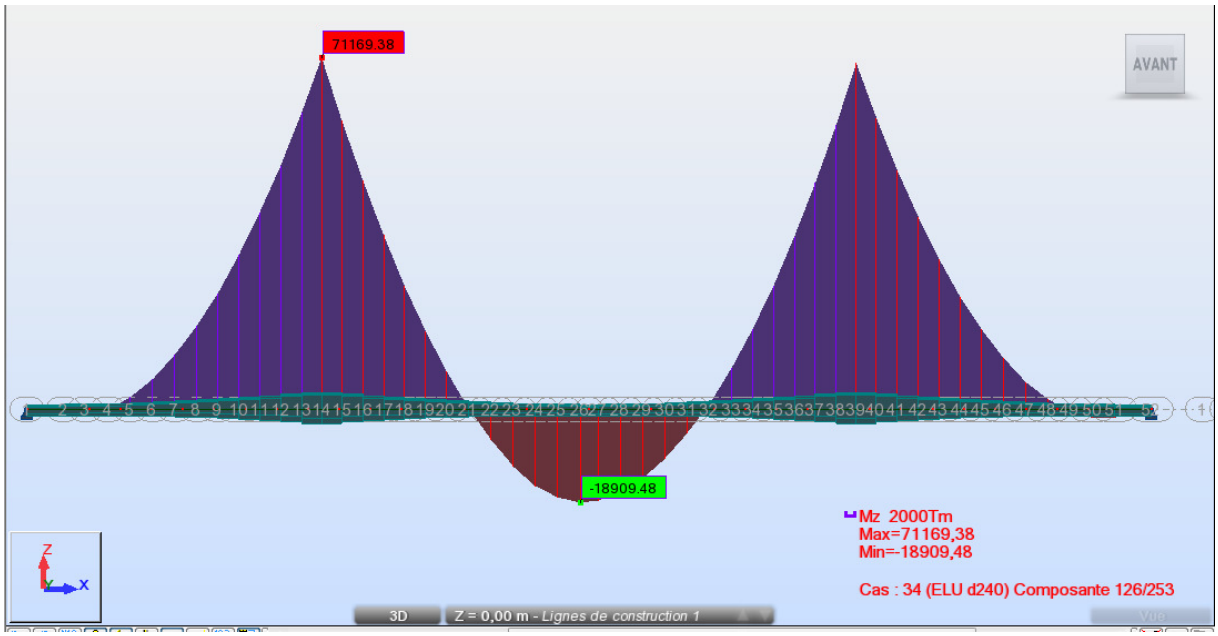


Fig V.17 Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)

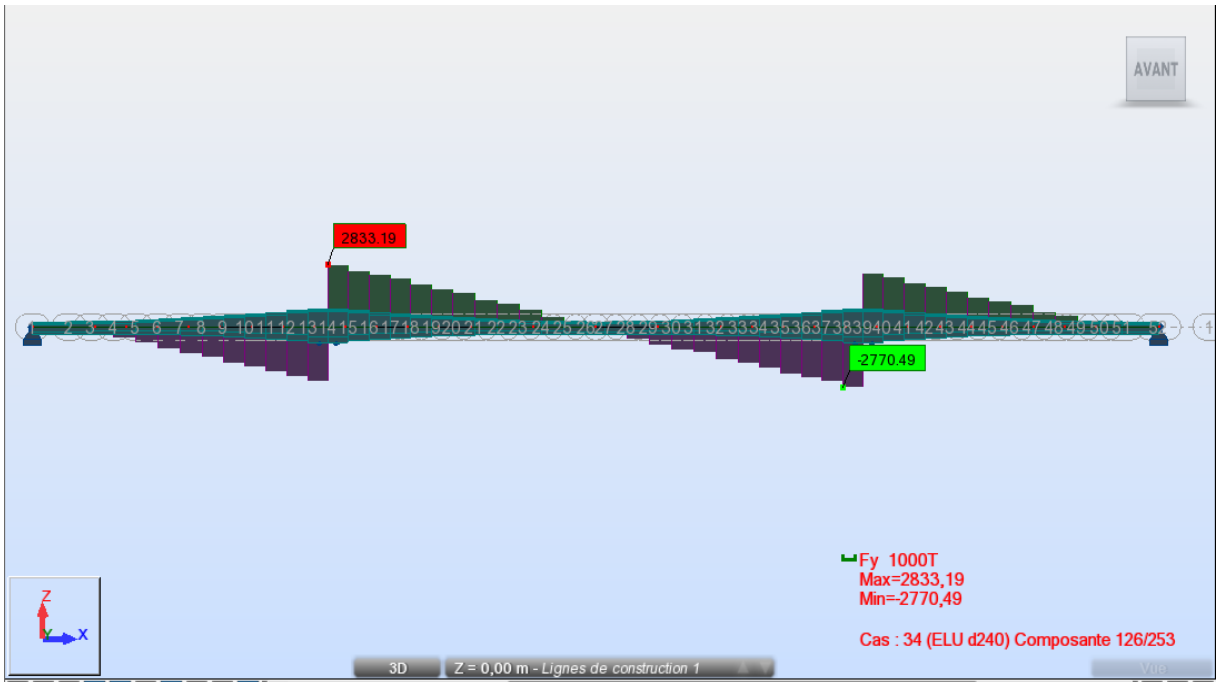


Fig V.18 Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)

-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELS) : G + D240 + 0.5ΔT :

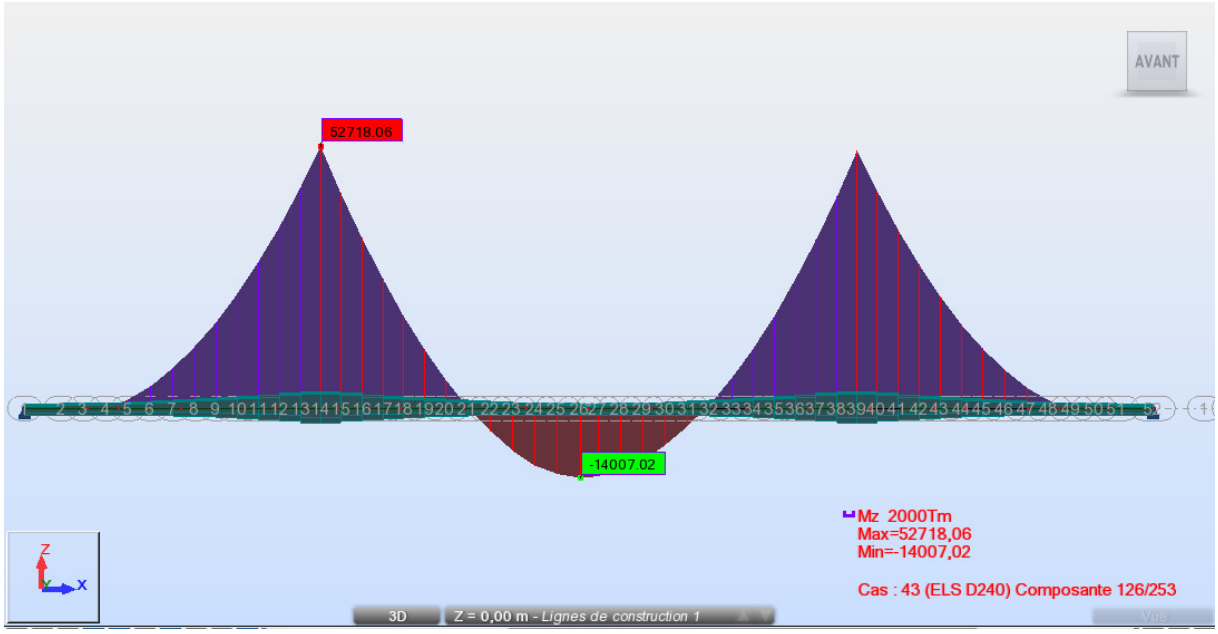


Fig V.19 Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)

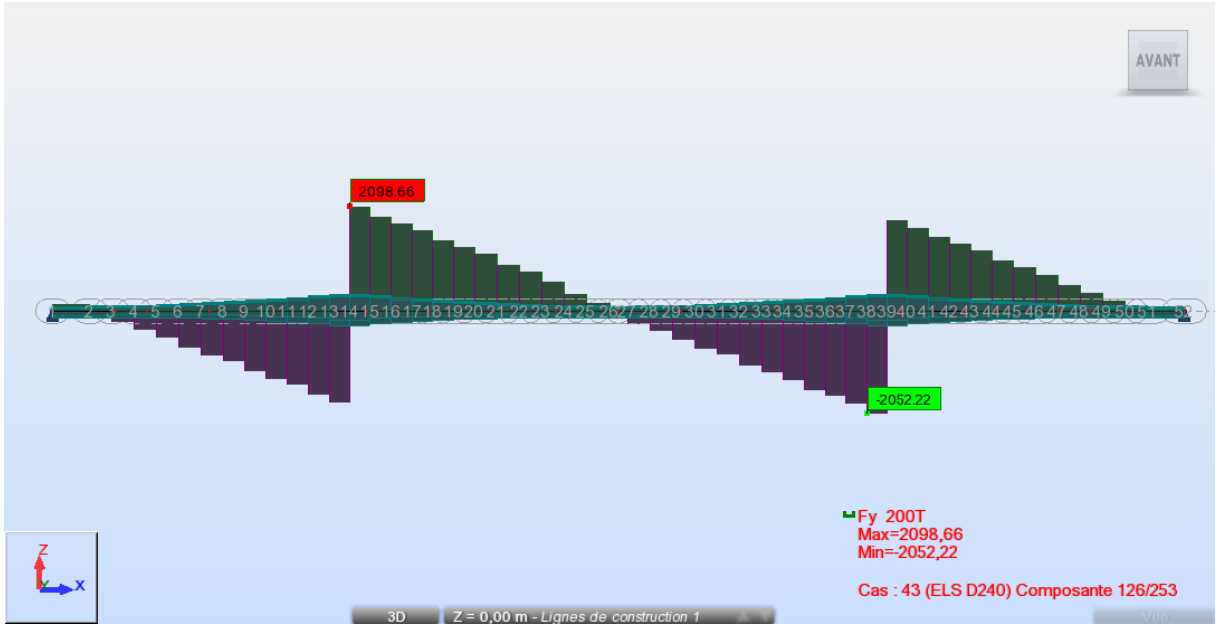


Fig V.20 Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)

Chapitre VI :

Etude de la Précontrainte

INTRUDUCTION :

Parfois, les sollicitations prévisibles sont telles que l'élasticité propre de l'acier ne suffit pas à assurer la sécurité de l'ouvrage. Aussi, a-t-on recours à des techniques spécifiques d'armature conduisant au béton précontraint.
En effet, le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture.
Il s'agit de techniques inventées par ***Eugène Freyssinet en 1928***, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton et donc à comprimer au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.
La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau
- Les câbles de continuité.

A. câbles de fléau:

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.
En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

B. câbles de continuité :

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

Remarque :
Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

I. Étude de la précontrainte de fléau :

I.1. Détermination de la précontrainte de fléau :
Le diagramme des moments sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif, donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inferieure. Les contraintes normales sont :
σsup =−|M| V/I
σmin =|M| V'/*I*
L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.
Et Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte **« p »** à une distance **« e »** du CDG de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inferieure.

❖ Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} \text{ en compression} \\ \sigma_{min} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} \text{ en traction} \end{cases}$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} - \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} + \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :
P: effort de précontrainte.
M: moment maximal du au poids propre et surcharge.
V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.
e0: l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.
I : le moment d'inertie de la section.
À la limite, nous aurons :

$$\mathbf{P\left(\frac{1}{s}+\frac{e_0v}{I}\right)-\frac{Mv}{I}=0 \Rightarrow P=\frac{\frac{MV}{I}}{\left(\frac{1}{s}+\frac{e_0v}{I}\right)}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e0 » sont des inconnues, pour cela on fixe « e» et on détermine l'effort « P ».

I.2. Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $\mathbf{N \geq \frac{P}{P_0}}$

Avec :
P_0: Effort de précontrainte limite qu'un câble de **12 T15s** peut créer, **P0** est estimé à **25%** de perte.
σ_{P0} : La tension à l'origine à l'encrageest donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :
σP_0= Min (0.8 fprg, 0.9 fpeg)
f_{prg} : contrainte de rupture garantie. **f_{prg}= 1860Mpa**
f_{peg} : contrainte limite élastique garantie. **f_{peg} =1660 Mpa**

Donc :
Min (1488, 1494) ⟹ **σ_{P0}=1488 MPa**
La force utile d'un câble **12T15s** estimée à **25%** de perte ;
P_0 = 0,75 $\sigma p_0 \times S$
S: section d'un câble **12T15s**.
S = 0.0018 m², (150 ×12 = 0,0018m^2) =**1800mm^2**.
P_0= $1488 \times 1800 \times 0.75 \times 10^{-3} = \mathbf{200.88\ t}$

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

Section: **S** = 19,4308m²
Inertie : **I** =142,7835m^4

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : V = 3,4875m
e : l'excentricité e = V- d
On prend l'enrobage des aciers actifs d = 0,15 m e = 3,3375m
Le moment à l'encastrement est : M = -60493,3932t.m

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{M.v}{I}}{(\frac{1}{S}+\frac{e.V}{I})} = \mathbf{11110,833\ t}$$

$$N \geq \frac{P}{P_0} = \frac{3185,9}{200,88} = 55,3 \text{câbles}$$

► On prend **N = 56** câbles

I.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement de la pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Tab VI.1 Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.

VOUSOIR	S(m^2)	I(m)	V(m)	V'(m)	e(m)	P(t)	M(t.m)	Nbr de câble calculé	Nbr de câbles/ voussoirs	Nbr de câbles arrêtés
½ VSP	19,4308	142,7835	3,4875	3,5125	3,3375	11110,833	60493,3932	55,3107974	56	-
FINV1	17,8601	124,2762	3,1839	3,0973	3,0339	-10528,3164	54951,1686	52,4109736	56	8
FIN V2	16,4344	108,0192	2,9086	2,7203	2,7586	9742,7841	48892,8379	48,5005182	48	8
FIN V3	15,1535	93,7813	2,6616	2,3814	2,5116	8820,4047	42662,5426	43,9088247	40	6
FIN V4	14,0176	81,3496	2,4428	2,0808	2,2928	7791,13197	36372,9955	38,7850058	34	6
FIN V5	13,0266	70,5288	2,2523	1,8182	2,1023	6689,62619	30144,5263	33,3016039	28	6
FIN V6	12,1314	60,5857	2,0807	1,5809	1,9307	5565,82013	24105,0814	27,707189	22	4
FIN V7	11,4002	52,0683	1,9411	1,3867	1,7911	4353,17181	18039,7692	21,6705088	18	4
FIN V8	10,8330	44,8002	1,8335	1,2358	1,6835	3177,06345	12514,5761	15,8157281	14	4
FIN V9	10,4298	38,6231	1,7579	1,1280	1,6079	2076,18439	7711,93559	10,335446	10	4
FIN V10	10,1906	33,3958	1,7143	1,0634	1,5643	1100,1458	3824,03675	5,47663184	6	4
FIN V 11	10,1154	28,99	1,7027	1,0421	1,553	325,4	1052,8246	1,6195969	2	2

► **Remarque :**

● Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
● Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

I.4 Position et enrobage des câbles :

La distance entre axes des câbles est de 1,5 ϕgext.
L'enrobage des gaines est ≥ ϕgext.
Le diamètre des gaines d'un câble à 12T15s est de 8,2 cm.
Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :

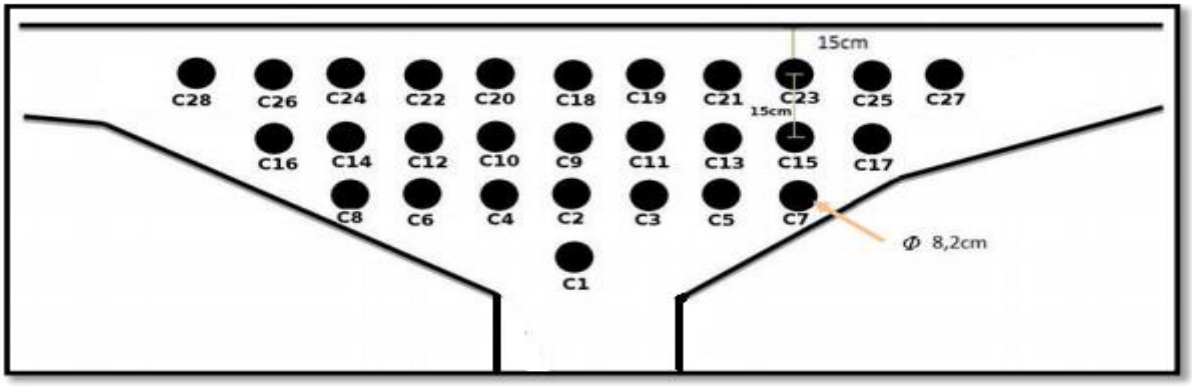


Fig VI.1 Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

I.5. Tracé des câbles :

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents en plan et en élévation (un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de "S" en plan, tout près des ancrages).
Le grand principe à respecter est d'éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

➢ **Etude du tracé des câbles en élévation :**

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l'âme). Pour lesarrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.
Pour l'ancrage de ces câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles.
Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).
Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique, son équation générale est :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{X}{L}\right)^2$$

Avec :
d_1: distance du point d'ancrage.
d_0: distance du câble à fibre supérieure.

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles).

✓ Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

R(x) = $\frac{X^2}{2Y} \geq$ **Rmin**

Avec :

- **Y=**d_1-d_0
- **Rmin:** Rayon minimal pour les câbles 12T15s **= 6 m**

✓ La déviation verticale d'un câble est :

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

tg α = $\frac{dy}{dx}$ **= 2($d_1 - d_0$)** ⟶ **α = Arctg [2(d_1- d_0) (** $\frac{X}{L^2}$**)]**

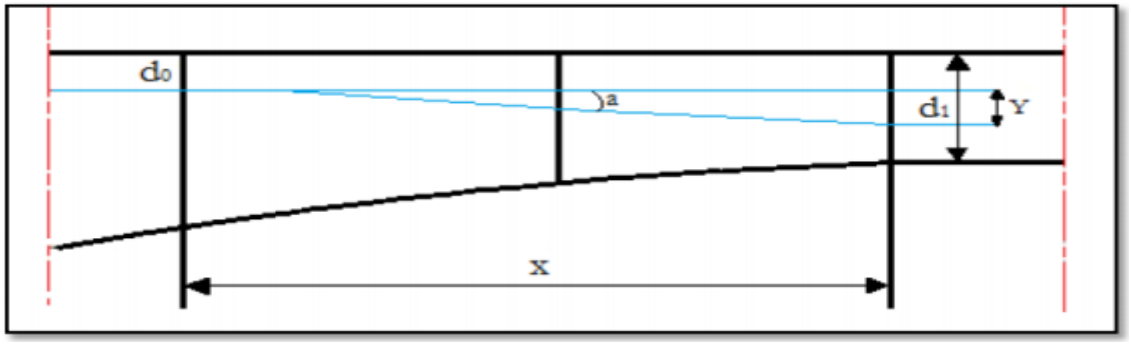


Fig VI.2 Tracé d'un câble en élévation.

► Pour le premier voussoir, on arrête 8 câbles dans cette section soient 4 par âme.

- **Tracé du câble N°1 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25 m au-dessus du C.D.G de la section

L=4.7m
V=3.5125 m
$d0 = 0{,}887m$
$d1$ = 3.5125-0,25=3.2625m
$y = d_1 - d_0 = 2.3755m$

$$R(x) = \frac{4.7^2}{2(2.3755)} = 4.65 < 6m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$R(x) \leq 6m \Rightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 6m \Rightarrow Y = \frac{x^2}{12}$

A.N : $Y \geq \frac{4.7^2}{12}$ Soit $Y = 1{,}84m$

⟹R(x = 4.7m) = 6,002 m

Donc d1 = y + $d0$ = 2.228 m

$$\tan \propto = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2 = \frac{2y}{l} \Rightarrow \propto = 0.66\, rad$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

Y(x) = 0,887 + 0,39 X² (m)

- **Tracé du câble N°2** :

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de **0,25 m** au-dessous du **CDG** de la section.

l= 4.7m
V= 3.5125 m
$d0$ = 0,655m
$d1$ = 3.7627m
y= d_1−d_0 = 3.1077m

$$R(x) = \frac{4.7^2}{2(3.1077)} = 3.55 < 6m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$R(x) \leq 6m \Rightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 6m \Rightarrow Y = \frac{x^2}{12}$

A.N : $Y \geq \frac{4.7^2}{12}$Soit Y= 1,84m

⟹R(x = 4.7m) = 6,002 m
Donc d1 = y + $d0$ = 2.495 m

$$\tan \propto = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2 = \frac{2y}{l} \Rightarrow \propto = 0.66\, rad$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

Y(x) = 0,655 + 0,39 X² (m)

- **Tracé du câble N°3** :

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de **0,75 m** au-dessus du **CDG** de la section.

l= 4.7m
V= 3.5125 m
$d0$ = 0,655m
$d1$ = 2.7625m
y= d_1−d_0 = 2.1075m

$$R(x) = \frac{4.7^2}{2(2.1075)} = 5.24 < 6m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$R(x) \leq 6m \Rightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 6m \Rightarrow Y = \frac{x^2}{12}$

A.N : $Y \geq \frac{4.7^2}{12}$Soit Y= 1,84m

⟹R(x = 4.7m) = 6,002 m
Donc d1 = y + $d0$ = 2.495 m

$$\tan \propto = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2 = \frac{2y}{l} \Rightarrow \propto = 0.66\, rad$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

Y(x) = 0,655 + 0,39 X² (m)

- **Tracé du câble N°4** :

Le câble n° 4 s'ancrera à une distance de **0,75 m** au-dessous du **CDG** de la section.

l= 4.7m
V= 3.5125 m
$d0$ = 0,655m
$d1$ = 4.2625m
y= d_1−d_0 = 3.6075m

$$R(x) = \frac{4.7^2}{2(3.6075)} = 3.06 < 6m$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$R(x) \leq 6m \Rightarrow \quad \frac{X^2}{2Y} \geq 6m \Rightarrow Y = \frac{x^2}{12}$

A.N : $Y \geq \frac{4.7^2}{12}$Soit Y= 1,84m

⟹R(x = 4.7m) = 6,002 m
Donc d1 = y + $d0$ = 2.495 m

$$\tan \propto = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2 = \frac{2y}{l} \Rightarrow \propto = 0.66\, rad$$

- Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

Y(x) = 0,655 + 0,39 X² (m)

22	N° câble	L(m)	V(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	Équation de courbure
V1	C1	4,7	3,5125	0,887	2,228	1,84	6,002	0,6600	Y(x)=0,887+0,36X²
	C2	4,7	3,5125	0,655	2,495	1,84	6,002	0,6600	Y(x)=0,655+0,36X²
	C3	4,7	3,5125	0,655	2,495	1,84	6,002	0,6600	Y(x)=0,655+0,36X²
	C4	4,7	3,5125	0,655	2,495	1,84	6,002	0,6600	Y(x)=0,655+0,36X²
V2	C5	9,4	3,0973	0,655	2,8473	2,1923	20,152	0,4364	Y(x)=0,665+0,23X²
	C6	9,4	3,0973	0,655	3,3473	2,6923	16,410	0,5202	Y(x)=0,665+0,27X²
	C7	9,4	3,0973	0,655	2,3473	1,6923	26,106	0,3456	Y(x)=0,665+0,18X²
	C8	9,4	3,0973	0,655	3,8473	3,1923	13,840	0,5966	Y(x)=0,665+0,34X²
V3	C9	9,4	2,7203	0,423	2,2203	1,7973	24,581	0,3652	Y(x)=0,423+0,19X²
	C10	9,4	2,7203	0,423	2,7203	2,2973	19,231	0,4546	Y(x)=0,423+0,24X²
	C11	9,4	2,7203	0,423	3,2203	2,7973	15,794	0,5369	Y(x)=0,423+0,3X²
V4	C12	9,4	2,0808	0,423	1,5808	1,1578	38,159	0,2415	Y(x)=0,423+0,12X²
	C13	9,4	2,0808	0,423	2,0808	1,6578	26,650	0,3391	Y(x)=0,423+0,18X²
	C14	9,4	2,0808	0,423	2,5808	2,1578	20,475	0,4304	Y(x)=0,423+0,23X²
V5	C15	9,4	1,8182	0,423	1,3182	0,8952	49,352	0,1882	Y(x)=0,423+0,01X²
	C16	9,4	1,8182	0,423	1,8182	1,3952	31,666	0,2886	Y(x)=0,423+0,15X²
	C17	9,4	1,8182	0,423	2,3182	1,8952	23,312	0,3833	Y(x)=0,423+0,20X²
V6	C18	9,7	1,5809	0,191	1,3309	1,1399	41,271	0,2308	Y(x)=0,191+0,12X²
	C19	9,7	1,5809	0,191	1,8309	1,6399	28,688	0,3261	Y(x)=0,191+0,17X²
V7	C20	9,7	1,3867	0,191	1,1367	0,9457	49,746	0,1926	Y(x)=0,191+0,01X²
	C21	9,7	1,3867	0,191	1,6367	1,4457	32,541	0,2897	Y(x)=0,191+0,15X²
V8	C22	9,7	1,2358	0,191	0,9858	0,7948	59,191	0,1624	Y(x)=0,191+0,08X²

	C23	9,7	1,2358	0,191	1,4858	1,2948	36,334	0,2609	Y(x)=0,191+0,13X²
V9	C24	9,7	1,128	0,191	0,878	0,687	68,479	0,1407	Y(x)=0,191+0,07X²
	C25	9,7	1,128	0,191	1,378	1,187	39,634	0,2400	Y(x)=0,191+0,12X²
V10	C26	9,7	1,0634	0,191	0,8134	0,6224	75,586	0,1276	Y(x)=0,191+0,06X²
	C27	9,7	1,0634	0,191	1,3134	1,1224	41,915	0,2274	Y(x)=0,191+0,12X²
V11	C28	9,7	1,0421	0,191	1,0421	0,8511	55,276	0,1737	Y(x)=0,191+0,09X²

Tab VI.2 Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation.

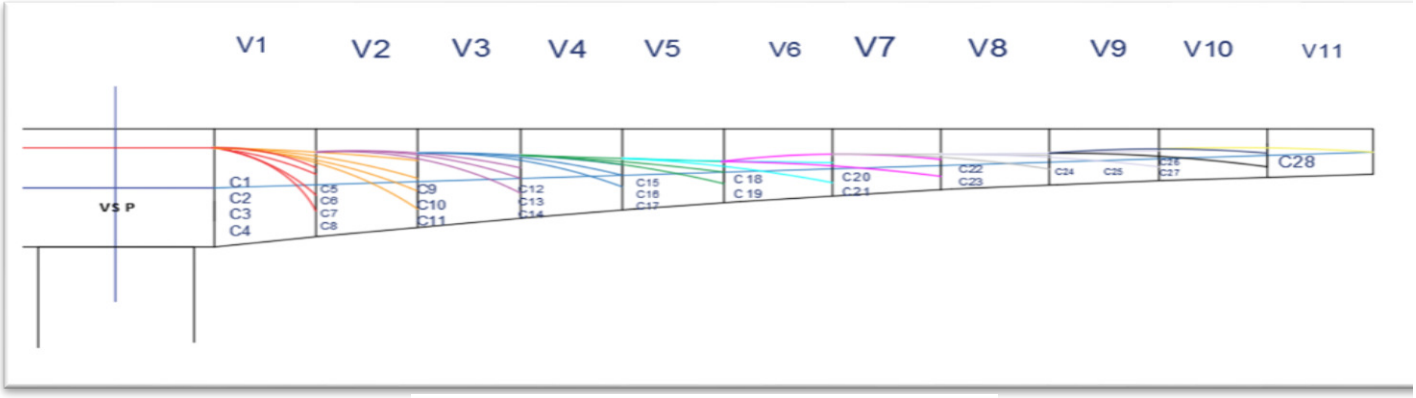


Fig VI.3 Tracé des câbles en élévation.

✓ **Etude du tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de **l'exécution**.

Lorsque les courbes augmentent, **les pertes par frottement** sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus **rectiligne** possible.

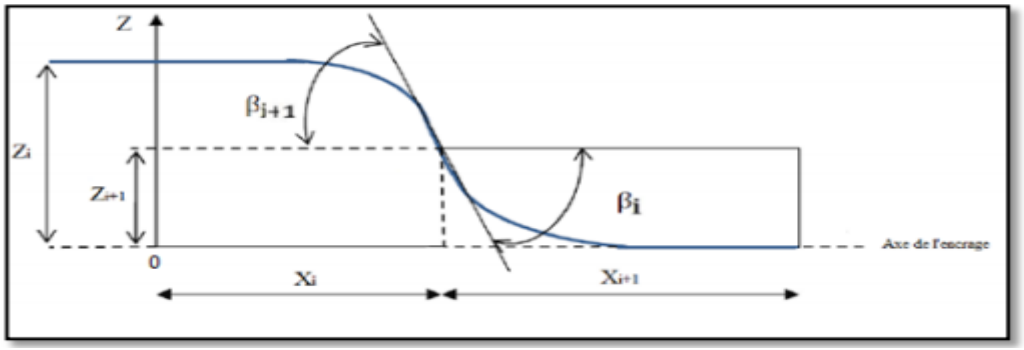


Fig VI.4 Tracé en plan d'un câble du fléau.

- **L'équation de courbure :**

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$\mathbf{Z(x) = a\,x^2 + b\,x + c}$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$\mathbf{Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Zi)\left(\frac{X}{L}\right)^2}$$

- **Le rayon de courbure:**

Ri = $\frac{Xi^2}{2(Z_i - Z_{i+1})}$ **et** $R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$

tan (βi) = $\frac{2\,(Z_{i-}\,Z_{i+1})}{X_i}$ **et tan (βi+1) =** $\frac{2(Z_{i+1})}{X_{i+1}}$Le tracé des câbles C1, C2, C9 et C18 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

❖ **Exemple de calcul :**

► **Pour le câble « C3 » :**

Zi = 0,15 m
Zi+1 = 0,15/2 = 0,075 m.

Equation de la courbe :

Z(x) = 0,075 + (0,075 - 0,15) $(\frac{X}{4,70})^2$ = 0,075 - 0,0034 x²

Le rayon de la courbure :

Ri = $\frac{2,35^2}{2(0,075)}$ = 36,82 m

L'inclinaison dans la section intermédiaire :

tan (βi) = $\frac{2(0,075)}{2,35}$ = 0,064 Rad

-Les paramètres du tracé des câbles en plan sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Voussoirs	N° Câble	L (m)	X_i (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	Ri (m)	tan βi (rad)	Equation de la courbure (m)
V1	C1	4,70	2,35	0	0	∞	0	0
	C2	4,70	2,35	0	0	∞	0	0
	C3	4,70	2,35	0,15	0,075	36,8166667	0,06382979	0,075 - 0,0034 x^2
	C4	4,70	2,35	-0,15	-0,075	-36,816666	-0,0638297	-0,075+0,0034 x^2
V2	C5	9,4	4,7	0,3	0,15	73,6333333	0,06382979	0,15-0,0017 x^2
	C6	9,4	4,7	-0,3	-0,15	-73,633333	-0,0638297	-0,15+0,0017 x^2
	C7	9,4	4,7	0,45	0,225	49,0888889	0,09574468	0,225-0,0025 x^2
	C8	9,4	4,7	-0,45	-0,225	-49,088888	-0,0957446	-0,225+0,0025 x^2
V3	C9	9,4	4,7	0	0	∞	0	0
	C10	9,4	4,7	-0,15	-0,075	-147,26666	-0,0319148	-0,075+0,0008 x^2
	C11	9,4	4,7	0,15	0,075	147,266667	0,03191489	0,075-0,0008 x^2
V4	C12	9,4	4,7	-0,3	-0,15	-73,633333	-0,0638297	-0,15+0,0017 x^2
	C13	9,4	4,7	0,3	0,15	73,6333333	0,06382979	0,15-0,0017 x^2
	C14	9,4	4,7	-0,45	-0,225	-49,088888	-0,0957446	-0,225+0,0025 x^2
V5	C15	9,4	4,7	0,45	0,225	49,0888889	0,09574468	0,225-0,0025 x^2
	C16	9,4	4,7	-0,6	-0,3	-36,816666	-0,1276595	-0,3+0,0034 x^2
	C17	9,4	4,7	0,6	0,3	36,8166667	0,12765957	0,3-0,0034 x^2
V6	C18	9,4	4,7	0	0	∞	0	0

	C19	9,4	4,7	0,15	0,075	147,266667	0,03191489	0,075-0,0008 x^2
V7	C20	9,4	4,7	-0,15	-0,075	-147,26666	-0,0319148	-0,075+0,0008 x^2
	C21	9,4	4,7	0,3	0,15	73,6333333	0,06382979	0,15+0,0017 x^2
V8	C22	9,4	4,7	-0,3	-0 ,15	-73,633333	-0,0638297	-0 ,15-0,0017 x^2
	C23	9,4	4,7	0,45	0,225	49,0888889	0,09574468	0,225-0,0025 x^2
V9	C24	9,4	4,7	-0,45	-0,225	-49,088888	-0,0957446	-0,225+0,0025 x^2
	C25	9,4	4,7	0,6	0,3	36,8166667	0,12765957	0,3-0,0034 x^2
V10	C26	9,4	4,7	-0,6	-0,3	-36,816666	-0,1276595	-0,3+0,034 x^2
	C27	9,4	4,7	0,75	0,375	29,4533333	0,15957447	0,375-0,0042 x^2
V11	C28	9,4	4,7	-0,75	-0,375	-29,453333	-0,1595744	-0,375+0,0042 x^2

Tab VI.3 Tracé des câbles en plan.

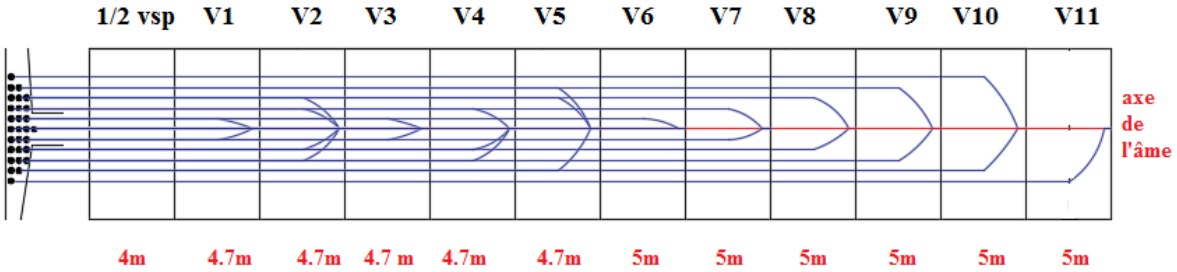


Fig VI.5 Tracé des câbles en plan.

II. Calcul des pertes de tension de précontrainte :

Le dimensionnement d'une section enbéton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir comptedes pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.
La réduction de l'intensité de la force lelong du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode deprécontrainte et du procédé de mise en tension.
Les effets différés qui sont à l'origine de cespertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.
Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

II.1. Pertes de tension instantanées :

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

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

a) Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminuele long du câble dans le sens opposé au mouvement

du câble. Selon les règles BPEL91, la tension σp_0 (x) (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension σp0 à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

Dans laquelle :

$$\Delta\sigma_{p\,frott} = \sigma_{p0}\left(1 - e^{(-fa-\varphi x)}\right)$$

- X (m) : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- e : est la base des logarithmes népériens.
- α(rad) :est la déviation angulaire totale du câblesur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.

($\alpha = \alpha_{élévation} + \alpha_{plan}$).
f (rd^{-1}) = 0,2 : Est le coefficient de frottement en courbe.
φ (m^{-1}) = 0,003 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.
σp0=1488 Mpa.

Donc on aura :

Application :$\Delta\sigma_{p\,frott} = \sigma_{p0}\left(1 - e^{(-fa-\varphi x)}\right)$

- ✓ Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

Voussoirs	N° câble	X (m)	α (rad)	$e^{(-fa-\varphi x)}$	$1-e^{(-fa-\varphi x)}$	$\Delta\sigma_{p\,frott} = \sigma_{p0}\left(1-e^{(-fa-\varphi x)}\right)$
V1	C1	9,2	0,66	0,85248471	0,14751529	219,502745
	C2	9,2	0,66	0,85248471	0,14751529	219,502745
	C3	9,2	0,66	0,85248471	0,14751529	219,502745
	C4	9,2	0,66	0,85248471	0,14751529	219,502745
V2	C5	9,2	0,4364	0,89147311	0,10852689	161,488006
	C6	9,2	0,5202	0,87665653	0,12334347	183,535076
	C7	9,2	0,3456	0,90781016	0,09218984	137,178486
	C8	9,2	0,5966	0,86336304	0,13663696	203,315791
V3	C9	18,6	0,3652	0,87911461	0,12088539	179,877456
	C10	18,6	0,4546	0,86353573	0,13646427	203,058828
	C11	18,6	0,5369	0,84943828	0,15056172	224,035846
V4	C12	23,3	0,2415	0,88851833	0,11148167	165,884723
	C13	23,3	0,3391	0,87134263	0,12865737	191,442161
	C14	23,3	0,4304	0,8555763	0,1444237	214,902463
V5	C15	28	0,1882	0,88546708	0,11453292	170,424986
	C16	28	0,2886	0,86786422	0,13213578	196,618034
	C17	28	0,3833	0,85158156	0,14841844	220,846639
V6	C18	33	0,2308	0,8648839	0,1351161	201,052756
	C19	33	0,3261	0,84855532	0,15144468	225,349685
V7	C20	38	0,1926	0,85854172	0,14145828	210,489916
	C21	38	0,2897	0,84202969	0,15797031	235,059816
V8	C22	43	0,1624	0,85088355	0,14911645	221,885279
	C23	43	0,2609	0,83428517	0,16571483	246,583661
V9	C24	48	0,1407	0,8418613	0,1581387	235,310379
	C25	48	0,24	0,82530687	0,17469313	259,94338
V10	C26	53	0,1276	0,83150331	0,16849669	250,723075
	C27	53	0,2274	0,81507104	0,18492896	275,174288
V11	C28	58	0,1737	0,81160623	0,18839377	280,329936
					Σ	5972,52165

Tab VI.4 Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

✓ Donc la somme des pertes dues aux frottements des câbles est $\Sigma\Delta\sigma_{pfrott}$ **= 5972,52165 MPa**

b) Pertes de tensions dues au recule des ancrages :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Il n'affecte qu'une partie de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g\ Ep}{\sigma p0\ k}}$$

Avec :

λ: longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σp_0: contrainte initiale.

$\sigma p_{0'}$: contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_r$: la perte de tension.

g: l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : g = 0,006 m.

Ep : module d'élasticité des aciers = 190 000 MPaselon BPEL91.

sur la longueur λ, on trouve :

$\lambda > x$ les pertes existe

$\lambda = \sqrt{\frac{g\ Ep}{\sigma p0\ k}}$

$\lambda < x$ les pertes nulle

Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \Phi$

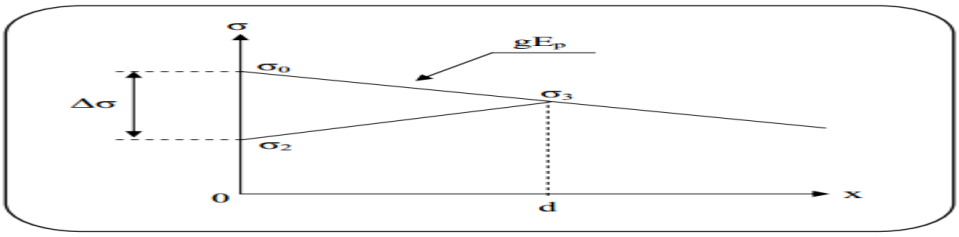


Fig VI.6 Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier.

La perte detension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$\Delta\sigma = 2.\lambda.k$

g : le déplacement du câble a l'intérieur de la gaine (recule d'ancrage) = 0,006 m.

Voussoirs	N° Câble	L (m)	X(m)	α	K	λ	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	C1	9,2	9,2	0,6600	0,01734783	6,64551175	0,23057036
	C2	9,2	9,2	0,6600	0,01734783	6,64551175	0,23057036
	C3	9,2	9,2	0,6600	0,01734783	6,64551175	0,23057036
	C4	9,2	9,2	0,6600	0,01734783	6,64551175	0,23057036
V2	C5	13,9	13,9	0,4364	0,00927914	9,08651136	0,16862996
	C6	13,9	13,9	0,5202	0,01048489	8,54808787	0,17925156
	C7	13,9	13,9	0,3456	0,00797266	9,80278071	0,15630851
	C8	13,9	13,9	0,5966	0,01158417	8,13239471	0,18841413

V3	C9	18,6	18,6	0,3652	0,00692688	10,5167627	0,14569674
	C10	18,6	18,6	0,4546	0,00788817	9,85513943	0,15547807
	C11	18,6	18,6	0,5369	0,00877312	9,34488514	0,16396757
V4	C12	23,3	23,3	0,2415	0,00507296	12,2891029	0,12468429
	C13	23,3	23,3	0,3391	0,00591073	11,3849313	0,1345865
	C14	23,3	23,3	0,4304	0,00669442	10,6977997	0,14323114
V5	C15	28	28	0,1882	0,00434429	13,2798072	0,11538255
	C16	28	28	0,2886	0,00506143	12,3030957	0,12454248
	C17	28	28	0,3833	0,00573786	11,5551635	0,13260375
V6	C18	33	33	0,2308	0,00439879	13,1972806	0,11610408
	C19	33	33	0,3261	0,00497636	12,4078035	0,12349148
V7	C20	38	38	0,1926	0,00401368	13,8159057	0,11090537
	C21	38	38	0,2897	0,00452474	13,0123069	0,11775453
V8	C22	43	43	0,1624	0,00375535	14,2832099	0,10727687
	C23	43	43	0,2609	0,00421349	13,4843514	0,11363232
V9	C24	48	48	0,1407	0,00358625	14,6160722	0,10483378
	C25	48	48	0,2400	0,004	13,839518	0,11071614
V10	C26	53	53	0,1276	0,00348151	14,8343039	0,10329154
	C27	53	53	0,2274	0,00385811	14,0917028	0,10873477
V11	C28	58	58	0,1737	0,00359897	14,5902293	0,10501946
							4,07681905

Tab VI.5 Pertes de contraintes par recule d'ancrage pour chaque câble.

- ✓ Donc les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à **4,08 MPa**

c) Pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles (Ou pertes par raccourcissement instantané du béton) :

Une poutre comporte en général plusieurs câbles, ces câbles ne sont pas mis en tension en même temps car :

- une mise en tension simultanée exigerait beaucoup de vérins sur chantier.
- l'encombrement des vérins imposerait des distances ente axes d'ancrages trèsimportantes, donc des abouts de poutre énorme.

Lorsque les câbles sont tendus les uns après les autres, chaque câble déjà tendu et ancré, subit l'effet du raccourcissement (instantané) du béton crée par les câbles tendus après lui. Si $\boldsymbol{\eta}$est le nombre de câbles, donc le **1**$^{\mathbf{er}}$câble tendu subira l'effet du raccourcissement instantané du béton dû aux ($\boldsymbol{\eta}$-1) câbles restant à tendre, le **2**$^{\mathbf{ème}}$subira l'effet des ($\boldsymbol{\eta}$-2) câbles et ainsi de suite. Seul le dernier câble qui ne subit aucun effet.

Les câbles déjà tendus subiront le même raccourcissement relatif que le béton :$\varepsilon_p = \varepsilon_b$

Tel que : $\varepsilon_b = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_b}{Eb_i}$(raccourcissement relatif du béton provoque par Chaque câble).

⇒Donc la perte de tension est :$\Delta\sigma_p = \varepsilon_p E_p = \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$

Reprenons les câbles dans l'ordre, lorsqu'on met en tension le 1er câble, le béton seraccourcit. Mais étant donné que pendant la mise en tension le vérin prend appuis surle béton,donc il n'y a pas de perte.

En revanche le 1er câble subira une variation de tension due aux ($\boldsymbol{\eta}$-1) câbles, sa perte sera donc :

$\begin{cases} \Delta\sigma_{p1} = (n-1)\sigma_b \frac{E_P}{E_{bi}} \text{ Pour le i}^{\text{ème}} \text{ câble :} \Delta\sigma_{pi} = (n-i)\sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}} \\ \text{Pour le dernier câble : } \Delta\sigma_{pi} = 0 \end{cases}$

Pour la perte de tension moyenne d'un câble due à la non-simultanéité des mises entensions, on retient la formule simplifié suivante (**BPEL 91**) :

$:\Delta\sigma_{pi}(x) = (n-i)\sigma_b(x)\frac{E_p}{E_{bi}}$ Tel que : $\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{|M|e}{I}$

Avec :

Eij: Module de YOUNG instantané du béton à j jour, Eij= 11000 $\sqrt[3]{fcj}$= 35 981, 73MPa

Ep: Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa.

σ_b (x) : contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant lasection d'abscisse x calculée

M : Moment en phase réalisation.

S : section du voussoir considéré.

I : Moment d'inertie du voussoir considéré.

e: excentricité du câble moyen.

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles sont donné dans les tableaux suivant :

Voussoirs	N° câble	S (m²)	I(m4)	e_0(m)	M(MN.m)	P(MN)	σ_b(MPa)	Δσn(MPa)
V1	C1	17,8601	107,3233	3,0339	-549,511686	104,065017	0,277719861	0,733243989
	C2							
	C3							
	C4							
V2	C5	16,4344	80,2922	2,7586	-488,928379	94,4825141	0,305728893	0,807194243
	C6							
	C7							
	C8							
V3	C9	15,1535	59,9507	2,5116	-426,625426	83,4826774	0,328037899	0,866095124
	C10							
	C11							
V4	C12	14,0176	44,8501	2,2928	-363,729955	71,5738647	0,341295248	0,90109756
	C13							
	C14							
V5	C15	13,0266	33,8031	2,1023	-301,445263	59,3393694	0,342007628	0,902978406
	C16							
	C17							
V6	C18	12,1314	25,4332	1,9307	-241,050814	47,3598025	0,330750147	0,873256079
	C19							
V7	C20	11,4002	19,6736	1,7911	-180,397692	35,4784985	0,295077896	0,779073174
	C21							
V8	C22	10,833	15,8514	1,6835	-125,145761	24,879672	0,239931617	0,633474376
	C23							
V9	C24	10,4298	13,4871	1,6079	-77,1193559	15,7681553	0,169858396	0,448465038
	C25							
V10	C26	10,1906	12,2673	1,5643	-38,2403675	8,23096354	0,944615113	0,249400007
	C27							
V11	C28	/	/	/	/	/	/	0
							Σ	7,19427799

Tab VI.6Résultats des pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles.

- ✓ Donc les pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles est de **7,19427799 MPa**

❖ **Perte instantanée totale :**

$\Delta\sigma_{inst(x)} = \Delta\sigma_{f(x)} + \Delta\sigma_{r(X)} + \Delta\sigma_{n(X)}$

5972,52165 + 4,07681905 + 7,19427799 = **5983,8 MPa**

II.2. Les pertes différées :

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

- **Pertes par retrait du béton.**
- **Pertes par fluage.**
- **Pertes par relaxation des aciers.**

a) Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et a des réactions chimiques, ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si $\mathbf{t_0}$est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :$\varepsilon_r = [1 - r(t_0)]$

ε_r : Retrait final du béton il diffère selon le climat, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91).

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_{rt} = Ep\,[1 - r(t_0)]$

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$\Delta\sigma_{rt} = Ep \cdot \varepsilon_r$

$\Delta\sigma_{rt} = 19000 \times 2.10^{-4}$

$\mathbf{\Delta\sigma_{rt} = 38\ MPa}$

b) Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression. La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du bétonlors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{fl} = Ep.\sigma_{fl} = \frac{Ep}{E_{ij}}(\sigma_b + \sigma_{max})$$

Avec :

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

Eij : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

$\boldsymbol{\sigma_{max}}$: Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$\boldsymbol{\sigma_b}$**:** Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

- $\boldsymbol{\sigma_{max} \leq 1{,}5\ \sigma_b}$

- $\frac{Ep}{E_{ij}} = 6$

$\Delta\sigma_{fi} = 2{,}5\ \frac{Ep}{E_{ij}} X\ \sigma_b(x)$ tel que $\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P\,e^2}{I} - \frac{Me}{I}$

Avec :
M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.
P : Force de précontrainte.
e : Excentricité du câble moyen

N° de voussoir	P (t)	S (m^2)	e (m)	I (m^4)	M (t/m)	$\Delta\sigma_{fi}$(t/m^2)	$\Delta\sigma_{fi}$ (MPa)
VSP	11110,833	19,4308	3,3375	142,7835	60493,3932	24,5942185	3,24671986
V1	10528,3164	17,8601	3,0339	124,2762	54951,1686	27,77198608	3,66622175
V2	9742,7841	16,4344	2,7586	108,0192	48892,8379	30,57288928	4,0359732
V3	8820,4047	15,1535	2,5116	93,7813	42662,5426	32,80378989	4,33047776
V4	7791,13197	14,0176	2,2928	81,3496	36372,9955	34,1295248	4,50549002
V5	6689,62619	13,0266	2,1023	70,5288	30144,5263	34,20076281	4,51489426
V6	5565,82013	12,1314	1,9307	60,5857	24105,0814	33,07501466	4,36628255
V7	4353,17181	11,4002	1,7911	52,0683	18039,7692	29,5077896	3,89536779
V8	3177,06345	10,8330	1,6835	44,8002	12514,5761	23,99316166	3,16737344
V9	2076,18439	10,4298	1,6079	38,6231	7711,93559	16,98583962	2,24232629
V10	1100,1458	10,1906	1,5643	33,3958	3824,03675	9,446151125	1,24700065
V11	325,344638	10,1154	1,5527	28,9928	1052,82463	2,833437987	0,37404642
							39,592174

Tab VI.7 Résultats Pertes dues au fluage du béton.

- ✓ La somme des pertes dues au fluage du béton est : **39,592174 MPa**

c) Perte dues à la relaxation de l'acier de précontrainte :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaitdans les aciers a haute limite élastique utilises en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- ✓ À relaxation normale : **RN.**
- ✓ À très basse relaxation: **TBR.**

Dans notre cas on utilise des TBR.
Pour les aciers TBR sont caractérisés par une relaxation à 1000 heures exprimée en (ρ_{1000}) en général : ρ_{1000}= 2,5%.
Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100}\left(\frac{\sigma_{pi}}{F_{prg}} - \mu o\right).\sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$

Avec :
σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :
$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
σ_{p0}: tension à l'origine ; σp0= 1488 MPa.
ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.
f_{prg}: contrainte limite de rupture garantie = 1860 MP.
$\Delta_{\sigma inst}$ **:** Perte instantanée totale ⇒ $\Delta\sigma inst(x) = \Delta\sigma f(x) + \Delta\sigma r(x) + \Delta\sigma n$ (x

► Les pertes dues à la relaxation des câbles sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoirs	N° Câble	$\Delta\sigma_{inst}$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{rlx}$
V1	C1	220,466559	1267,53344	47,8119175
	C2	219,733315	1268,26668	47,9145717
	C3	219,733315	1268,26668	47,9145717
	C4	219,733315	1268,26668	47,9145717
V2	C5	162,46383	1325,53617	56,2001862
	C6	183,714328	1304,28567	53,0639867
	C7	137,334795	1350,66521	60,0027795
	C8	203,504205	1284,49579	50,2088476
V3	C9	180,889248	1307,11075	53,4767209
	C10	203,214306	1284,78569	50,2502162
	C11	224,199814	1263,80019	47,2906066
V4	C12	166,910505	1321,0895	55,5379094
	C13	191,576748	1296,42325	51,9220913
	C14	215,045694	1272,95431	48,572888
V5	C15	171,443347	1316,55665	54,8660814
	C16	196,742576	1291,25742	51,1772618
	C17	220,979243	1267,02076	47,7401934
V6	C18	202,042116	1285,95788	50,4176261
	C19	225,473176	1262,52682	47,1133086
V7	C20	211,379895	1276,62011	49,090172
	C21	235,177571	1252,82243	45,7706984
V8	C22	222,62603	1265,37397	47,5100953
	C23	246,697293	1241,30271	44,1966536
V9	C24	235,863678	1252,13632	45,6763499
	C25	260,054096	1227,9459	42,3983878
V10	C26	251,075767	1236,92423	43,6039966
	C27	275,283023	1212,71698	40,3831797
V11	C28	280,434955	1207,56504	39,7099044
				1367,73577

Tab VI.8 Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier

✓ La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est : **1367,73577 MPa**

Conclusion :
Les pertes différée finale sont égale à :
-D'après le BPEL : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\ \Delta\sigma_{rlx}$

- Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des perte . la perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$\Delta\sigma_d = 38 + 39{,}592174 + 5/6\ (1367{,}7358) =$ **1217,37198 MPa**

II.3 Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$

$\Delta\sigma_T = 5983{,}79274 + 1217{,}37198 = 7201{,}164723$ MPa

$$\Sigma\Delta\sigma_T = \mathbf{7201{,}164723\ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$\Delta\sigma_T\%\ \ 100\frac{7201{,}164723}{28.1488} =$ **17,29 %**

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à **25%** supposé lors des calculs, donc les à câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent **(56 câble de 12T15s)**

II.4. Vérification des contraintes :

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

On distingue deux phases :

- **Phase de construction :**Dans cette phase on doit vérifier que

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{MV}{I} - \frac{PeV}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} + \frac{PeV'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de *e* par rapport au centre de gravité.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction = 0 MPa. (Classe I)

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression = 0,6 f_{c28} = 21 MPa

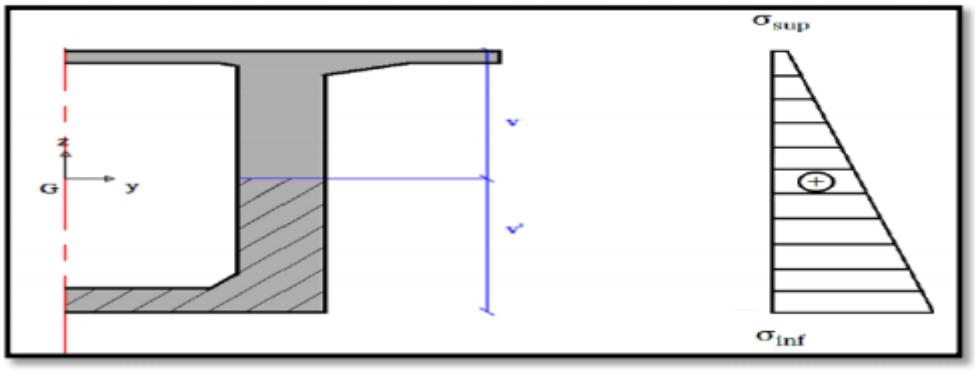


Fig VI.7 Diagramme des contraintes.

Les résultats pour chaque section sont groupés dans le tableau suivant :

- **Vérification des contraintes supérieures pour le demi-fléau :**

voussoirs	S m²	I m^4	V m	v' m	e m	P réel MN	M MN.m	σ_{sup} MPa	σ_{inf} Mpa	obs
1/2 VSP	19,4308	142,7835	3,5125	3,4875	3,3375	111,4152	-604,9339	29,7630	-18,1240	OK
V1	17,8601	124,2762	3,0973	3,1839	3,0339	103,0881	-549,5117	27,2621	-16,3190	OK
V2	16,4344	108,0192	2,7203	2,9086	2,7586	95,3947	-488,9284	24,7447	-14,4466	OK
V3	15,1535	93,7813	2,3814	2,6616	2,5116	85,9637	-426,6254	21,9887	-12,5628	OK
V4	14,0176	81,3496	2,0808	2,4428	2,2928	75,7623	-363,7300	19,1516	-10,7336	OK
V5	13,0266	70,5288	1,8182	2,2523	2,1023	64,6878	-301,4453	16,2428	-9,0035	OK
V6	12,1314	60,5857	1,5809	2,0807	1,9307	53,4047	-241,0508	13,3825	-7,4173	OK
V7	11,4002	52,0683	1,3867	1,9411	1,7911	41,1811	-180,3977	10,3811	-5,8626	OK
V8	10,833	44,8002	1,2358	1,8335	1,6835	29,3048	-125,1458	7,5181	-4,4357	OK
V9	10,4298	38,6231	1,128	1,7579	1,6079	18,1624	-77,1194	4,8466	-3,0978	OK
V10	10,1906	33,3958	1,0634	1,7143	1,5643	8,2497	-38,2404	2,4381	-1,8159	OK
V11	10,1154	28,9928	1,0421	1,7027	1,5527	2,4466	-10,5282	0,7568	-0,5995	OK

Tab VI.9 Vérification des contraintes en construction.

III. Étude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.

III.1. Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$P\left(\frac{1}{P}+\frac{e\prime v\prime}{I}\right)-\frac{MV\prime}{I}=P\frac{\frac{MV\prime}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e\prime v\prime}{I}}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.
M: moment maximal.
V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.
e': l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.
I : le moment d'inertie de la section.

III.2. Détermination du nombre de câbles de continuités:

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel Robot Structural après l'analyse de la structure :

1,35 G + 1,35 D240 + FL

Avec :
G : charge permanente.
D240 : Charge exploitation roulantes.

Remarque :
Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e'v'}{I}} \qquad Ni = \frac{P_i}{P_0}$$

- **Effet du fluage**

Les moments dus au fluage du béton sont ajoutés aux moments positifs, et sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante : $\mathbf{MFL= \frac{I_0}{V_i}\sigma^*}$

Avec :
I0 : inertie du voussoir de clavage.
Vi : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.
σ*: a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5MPa pour les voussoir coulés en place.
Et pour notre ouvrage σ*= 1,5 MPa.

III.2.1. Câblage de la travée de rive :

Voussoirs	X (m)	d(m)	V'(m)	e (m)	S(m^2)	I(m^4)	M_{flu}(t.m)	M(t.m)	P (t)	Ni	N reél
1	9,2	0,15	3,0973	3,0339	17,8601	107,3233	592,2787	60034,92	12188,79158	/	/
2	13,9	0,15	2,7203	2,7586	16,4344	80,2922	674,3612	49295,2	10971,26551	/	/
3	18,6	0,15	2,3814	2,5116	15,1535	59,9507	770,3304	39821,57	9727,495809	/	/
4	23,3	0,15	2,0808	2,2928	14,0176	44,8501	881,6151	31181,57	8370,590461	/	/

5	28	0,15	1,8182	2,1023	13,0266	33,8031	1008,945	23421,02	6921,657226	/	/
6	33	0,15	1,5809	1,9307	12,1314	25,4332	1160,392	16931,91	5555,190095	/	/
7	38	0,15	1,3867	1,7911	11,4002	19,6736	1322,899	5986,48	2407,900024	/	/
8	43	0,15	1,2358	1,6835	10,8330	15,8514	1484,435	2408,08	1357,434969	/	/
9	48	0,15	1,1280	1,6079	10,4298	13,4871	1626,298	-112,5	631,3048963	2,94627808	3
10	53	0,15	1,0634	1,5643	10,1906	12,2673	1725,093	-1488,15	1191,716345	5,561 69889	6
11	58	0,15	1,0421	1,5527	10,1154	12,0242	1760,353	-1548,73	1228,599095	5,733 82941	6
V sur culée	66,20	0,15	1,0421	1,5527	10,1154	12,0242	1760,353	-1605,44	1249,654425	5,8320939	6

Tab VII.10 Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

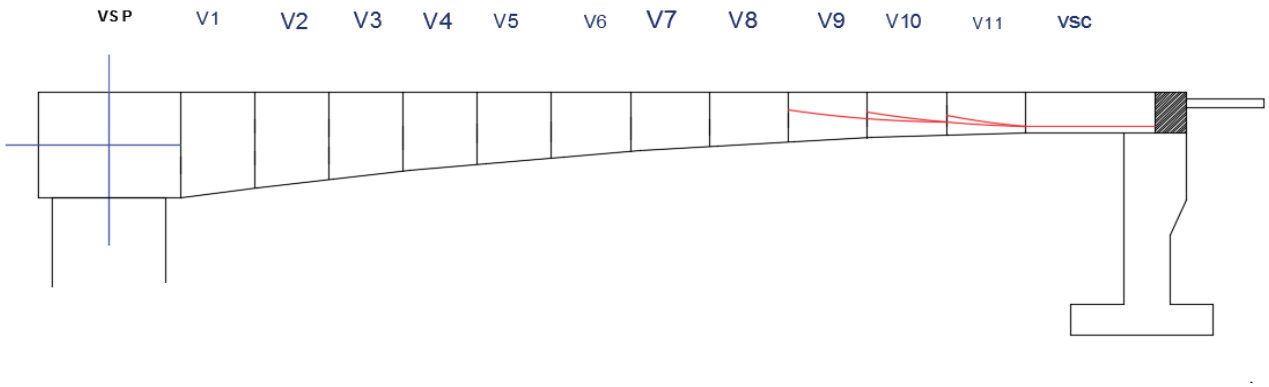


Fig VI.8 Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)

III.2.2.Câblage de la travée intermédiaire :

voussoirs	X	S	I	V	V'	e'	M (T/m²)	M flu	M tot	P	N	N reel
V7	91	11,4002	19,6736	1,9411	1,3867	1,2367	8,17	927,1083	935,2783	376,9486	1,7592	2
V8	96	10,833	15,8514	1,8335	1,2358	1,0858	6126,88	981,5162	5145,3638	2266,8281	10,5792	12
V9	101	10,4298	13,4871	1,7579	1,128	0,978	11545,93	1023,7272	10522,2028	4953,0399	23,1157	24
V10	106	10,1906	12,2673	1,7143	1,0634	0,9134	15640,14	1049,7638	14590,3762	7133,2072	33,2904	34
V11	111	10,1154	12,0242	1,7027	1,0421	0,8921	17880,8	1056,9155	16823,8845	8276,2948	38,6252	40
VSC	115	10,0708	11,9974	1,6789	1,0211	0,8711	18909,48	1071,8983	17837,5817	8753,4022	40,8518	42
V11	120	10,1154	12,0242	1,7027	1,0421	0,8921	18431,4	1056,9155	17374,4845	8547,1554	39,8893	40
V10	125	10,1906	12,2673	1,7143	1,0634	0,9134	16687,38	1049,7638	15637,6162	7645,2008	35,6799	36
V9	130	10,4298	13,4871	1,7579	1,128	0,978	14009,23	1023,7272	12985,5028	6112,5711	28,5272	30
V8	135	10,833	15,8514	1,8335	1,2358	1,0858	10075,12	981,5162	9093,6038	4006,2545	18,6971	20
V7	140	11,4002	19,6736	1,9411	1,3867	1,2367	4943,13	927,1083	4016,0217	1618,5917	7,5539	8

Tab VII.11 Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (travée intermédiaire)

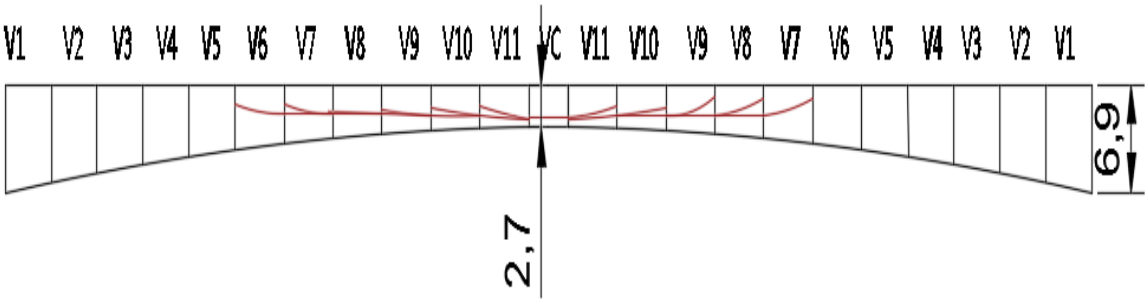


Fig VII.9 Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

III.3.Les pertes de précontrainte

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

a) Travée de rive

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
9	48	249,259714	121,38041	370,640125
10	53	265,90714	127,79331	393,70045
11	58	283,325411	127,977107	411,302518
V sur culée	66,20	312,720103	128,216603	440,936707
				1616,5798

Tab VI.12 Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à :$100 \text{ x} \frac{1616,5798}{6 \text{ x } 1488} = \mathbf{18,1068526\ \%}$

18,11% < 25 %, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (6 câbles de 12T15s).

b) Travée intermédiaire :

voussoirs	Δσp0	Δσr	Δσn	perte instantané	Δσfl	Δσrlx
V7	240,061567	0,25958155	6,75944227	503,948142	33,7972113	44,1446482
V8	221,201393	0,25958155	6,69483385	518,465645	33,4741693	46,7406454
V9	202,056183	0,25958155	3,49921264	529,639835	17,4960632	49,8795847
V10	176,734192	0,25421352	2,49856465	538,518815	12,4928232	53,6820668
V11	80,6719081	0,17460185	4,0415443	500,25637	20,2077215	68,267274
VSC	50,8055186	0	4,20892903	511,908533	21,0446452	73,1730442
V11	109,862519	0,20816402	2,83580643	545,375798	14,1790322	63,7969656

V10	176,734192	0,25958155	2,31962719	590,785969	11,5981359	53,7075059
V9	202,056183	0,25421352	2,5576303	608,387566	12,7881515	50,0144119
V8	221,201393	0,25958155	3,32631588	622,300377	16,6315794	47,2087762
V7	240,061567	0,25958155	5,39057993	637,319375	26,9528997	44,3304831
∑	1921,44661	2,44868221	44,1324865	6106,90643	220,662432	594,945406

Tab VI.13 Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à :

$$\Delta\sigma_T\% = 100 \times \frac{6414{,}8258}{21\times1488} = 20{,}53\ \% \leq 25\%$$

- ✓ L'estimation des pertes est vérifiée donc on maintient le nombre du câble calculé (42 câbles)

III.4.Vérification des contraintes en phase de service :

III.4.1.La travée de rive

III.4.1.1.A vide (sous Mmin) :

- Fibres supérieure : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe\,V}{I} - \frac{|M_{min}||V|}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$
- Fibres inferieure : $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe\,V'}{I} + \frac{|M_{min}||V'|}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

III.4.1.2.En charge (sous Mmax) :

- Fibres supérieure : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe\,V}{I} - \frac{|M_{max}||V|}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$
- Fibres inférieure : $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe\,V'}{I} + \frac{|M_{max}||V'|}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

On désigne par :
P_f : la valeur de la précontrainte de construction (fléau),
P_c : la valeur de la précontrainte de continuité
e: son excentricité, comptée positivement vers le haut,
v et v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue,
I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,
M max : moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.
M min : moment engendré par les charges permanentes
σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
σ_{bt} : Contrainte admissible de traction
σ_{bc} : Contrainte admissible de compression

- σ_{bc}=0,6 x fc_{28}= 0,6 x 35 = 21 MPa
- σ_{bt}=0, Car on est en classe I

Donc on doit vérifier que **:** **$\sigma_{bc} \leq 21$ MPa.**
$\sigma_{bt} \geq 0$ MPa

❖ **Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :**

voussoirs	X(m)	S(m^2)	I(m^4)	V(m)	V'(m)	e_0(m)	$P_{Réel}$ (t)	M_{Min} (t.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V9	48	10,4298	13,4871	1,7143	1,1280	1,6079	631,304	1561,9	00,8977	1,0626	OK
V10	53	10,1906	12,2673	1,7027	1,0634	1,5643	1191,71	2351,27	0,493357	1,5916	OK
V11	58	10,1154	12,0242	1,6789	1,0421	1,5527	1228,59	2404,95	5,201 84	1,6456	OK
V sur culée	66,2	10,1154	12,0242	1,6789	1,0421	1,5527	1249,65	1987,83	11,6907	1,2766	OK

Tab VI.14 Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin : (G + CCP)

voussoirs	X(m)	S(m^2)	I(m^4)	V(m)	V'(m)	e_0(m)	$P_{Réel}$ (t)	M_{Max} (t.m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)	Obs
V9	48	10,4298	13,4871	1,7143	1,1280	1,6079	631,304	112,5	1,756	0,15	OK
V10	53	10,1906	12,2673	1,7027	1,0634	1,5643	1191,71	1488,15	1,6914	0,8434	OK
V11	58	10,1154	12,0242	1,6789	1,0421	1,5527	1228,59	1548,73	1,7157	0,904	OK
V sur culée	66,2	10,1154	12,0242	1,6789	1,0421	1,5527	1249,65	1605,44	1,703	0,946	OK

Tab VI.15 Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{MAX} : (G + D240)

III.4.2. la travée intermédiaire :

voussoirs	X	S	I	V	V'	e'	M (T.m²)	P(t)	σsup T/m²	σsup MPa	σinf T/m²	σinf MPa	obs
V7	27	11,4002	19,6736	1,9411	1,3867	1,2367	-4250,8	2142,72	30,0016	0,3000	300,7944	3,0079	OK
V8	22	10,833	15,8514	1,8335	1,2358	1,0858	-8111,96	3856,896	-97,8656	0,9787	661,9644	6,6196	OK
V9	17	10,4298	13,4871	1,7579	1,128	0,978	-11056,6	5571,072	-196,8147	1,9681	1003,1907	10,0319	OK
V10	12	10,1906	12,2673	1,7143	1,0634	0,9134	-12769,92	7285,248	-139,7252	1,3973	1245,0319	12,4503	OK
V11	7	10,1154	12,0242	1,7027	1,0421	0,8921	-13770,49	8570,88	-19,9434	0,1994	1378,0934	13,7809	OK
VSC	0	10,0708	11,9974	1,6789	1,0211	0,8711	-13781,6	8999,424	62,0719	0,6207	1399,3570	13,9936	OK
V11	7	10,1154	12,0242	1,7027	1,0421	0,8921	-12775,41	8570,88	120,9659	1,2097	1291,8529	12,9185	OK

V10	12	10,1906	12,2673	1,7143	1,0634	0,9134	-11013,94	7713,792	202,4189	2,0242	1100,9348	11,0093	OK
V9	17	10,4298	13,4871	1,7579	1,128	0,978	-8170,97	6428,16	370,7370	3,7074	773,9147	7,7391	OK
V8	22	10,833	15,8514	1,8335	1,2358	1,0858	-4290,38	4713,984	530,9309	5,3093	370,5932	3,7059	OK
V7	27	11,4002	19,6736	1,9411	1,3867	1,2367	-252,32	2999,808	604,2756	6,0428	19,4304	0,1943	OK

Tab VII.16 Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmin : (G +CCP).

voussoirs	X	S	I	V	V'	e'	M (T.m²)	P T	ssup T/m²	ssup MPa	σinf T/m²	σinf MPa	OBS
V7	27	11,4	19,7	1,9	1,4	1,2	8,2	2142,7	448,6	4,5	1,8	0,0	OK
V8	22	10,8	15,9	1,8	1,2	1,1	6126,9	3856,9	131,7	1,3	507,2	5,1	OK
V9	17	10,4	13,5	1,8	1,1	1,0	11545,9	5571,1	260,6	2,6	1044,1	10,4	OK
V10	12	10,2	12,3	1,7	1,1	0,9	15640,1	7285,2	540,8	5,4	1493,8	14,9	OK
V11	7	10,1	12,0	1,7	1,0	0,9	17880,8	8570,9	602,0	6,0	1734,3	17,3	OK
VSC	0	10,1	12,0	1,7	1,0	0,9	18909,5	8999,4	655,5	6,6	1835,8	18,4	OK
V11	7	10,1	12,0	1,7	1,0	0,9	18431,4	8570,9	680,0	6,8	1782,0	17,8	OK
V10	12	10,2	12,3	1,7	1,1	0,9	16687,4	7713,8	590,4	5,9	1592,7	15,9	OK
V9	17	10,4	13,5	1,8	1,1	1,0	14009,2	6428,2	390,2	3,9	1262,2	12,6	OK
V8	22	10,8	15,9	1,8	1,2	1,1	10075,1	4714,0	138,2	1,4	821,6	8,2	OK
V7	27	11,4	19,7	1,9	1,4	1,2	4943,1	2999,8	141,5	1,4	350,1	3,5	OK

Tab VII.17 Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmax : (G + D240).

Remarque :

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont acceptables, donc le dimensionnement de la précontrainte est maintenu.

Chapitre VII :

Etude transversale

Introduction

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis…). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.
A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferraillage diffère d'un voussoir à l'autre.Raison pour laquelle on se contente de ferrailler uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

I. Définition des charges :

I.1. Poids propre (Pp):

il est pris automatiquement par le logiciel.

I.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

a) **Poids du revêtement** :

Prev = L x e x γ_{BB}= e x Lr x γBB = 0,01 x 11 x 2 + 0,08 x 11 x 2,4 = 0.21 +2.016 = **2,332t/ml.**
(Reparti sur une largeur de 11m, la largeur roulable).

b) **Poids du dispositif de sécurité :**

-Poids des glissières de sécurité : P_{gli}= 0,06 kN (disposés aux deux extrémités du tablier)
Pour deux glissières ⟹ P_{gl} = 0,12KN
- Poids de garde-corps : est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

● Pgc = **0**,1 $\boldsymbol{t/ml}$ (pour un seul coté)
► Donc : Pgc **=** 0,1 x 2 = **0,2 t/ml**

c) **Poids du trottoir + poids de la corniche :**

Pour le trottoir de gauche et de droite **:(tr + corniche) =** 2.5 x 1.65 x 0.25 x1 **=1.03125 t/ml**

► D'où: P (tr + corniche) **= 2.0625 t/ml**(deux trottoir)

I .3- Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : A(L), Bc ,Bt ,Mc120 et D240. Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.(On travaillera par mètre linéaire).

- **Chargement A(L) :**

A(L) = $A(l) = 0{,}23 + \frac{36}{l+12}$ (t/m^2) = 1,83 t/m^2
Avec : L = 10,5 m (longueur chargeable).

- **Sous système Bc :**

Les surcharges Bcsont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ= 1,039
Charge ponctuelle de 6 x 1,039 = 6,234 t

- **Sous système Bt :**

Les surcharges Btsont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ= 1,032
Charge ponctuelle de 8 x 1.032 = 8,256 t

- **Système Mc120 :**

Elle est représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ= 1,035 et vaut 9.32 t/m

- **Convoi exceptionnel D240**

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

I.4.Charges sur les trottoirs :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m²(fascicule 61 titre II)
Donc : St = 0.45 x 1m = 0.45 t/ml sur chaque trottoir.

II. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le BPEL, et sont résumées dans le tableau suivant :

Action prépondérantes	N° de combinaisons	Combinaisons
ELU	1	1.35G +1.6 (A(l) + St)
	2	1.35G +1.6 (Bc+St)
	3	1.35G +1.6 (Bt+ St)
	4	1.35G +1.35Mc 120
	5	1.35G +1.35 D240
ELS	7	G + 1.2 (A(l) +St)
	8	G + 1.2 (Bc + St)
	9	G + 1.2 (Bt + St)
	10	G + Mc120
		G + D240

Tab VII.1 Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

III. Détermination des efforts :

Après analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural,** il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU: **1,35G + 1,6 (Bt + St)**
A l'ELS:**G + 1,2 (Bt + St)**

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

III.1. Section sur pile :

III.1.1. A l'ELU :

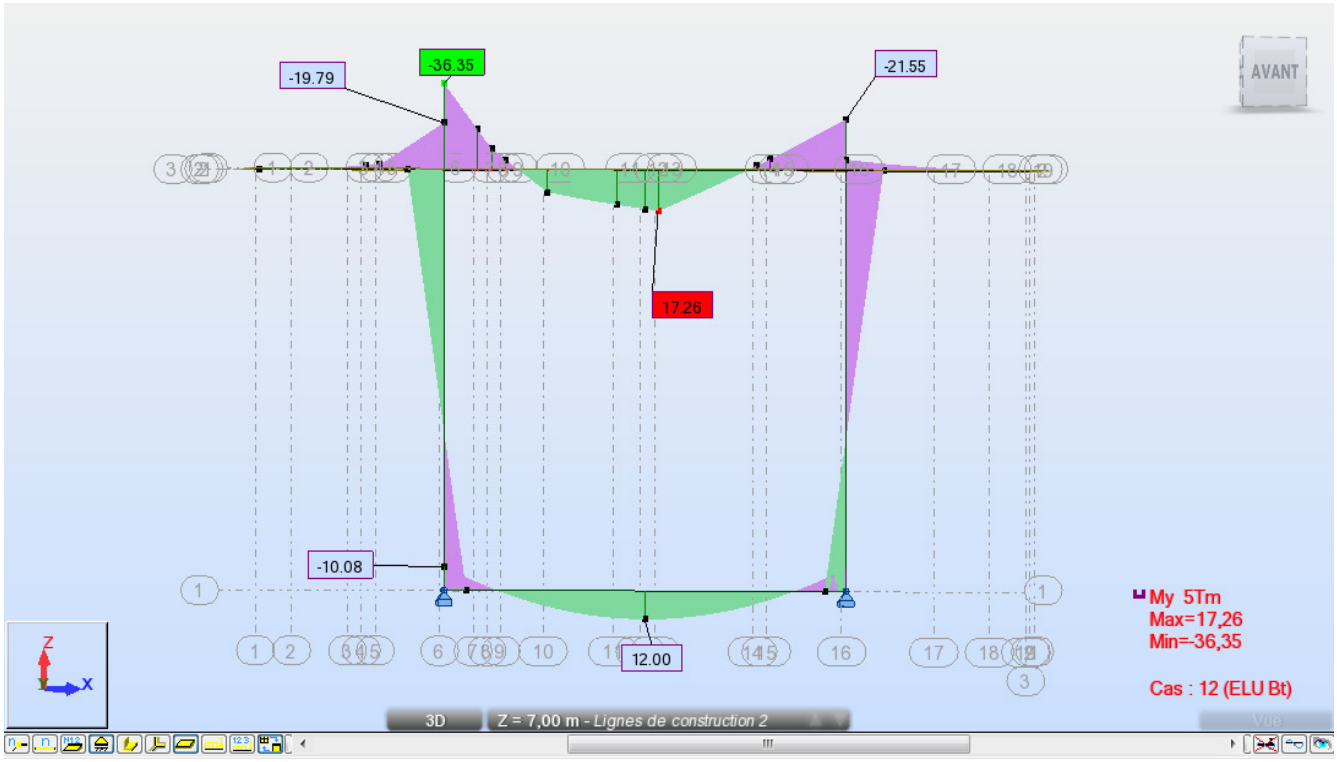


Fig VII.1 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

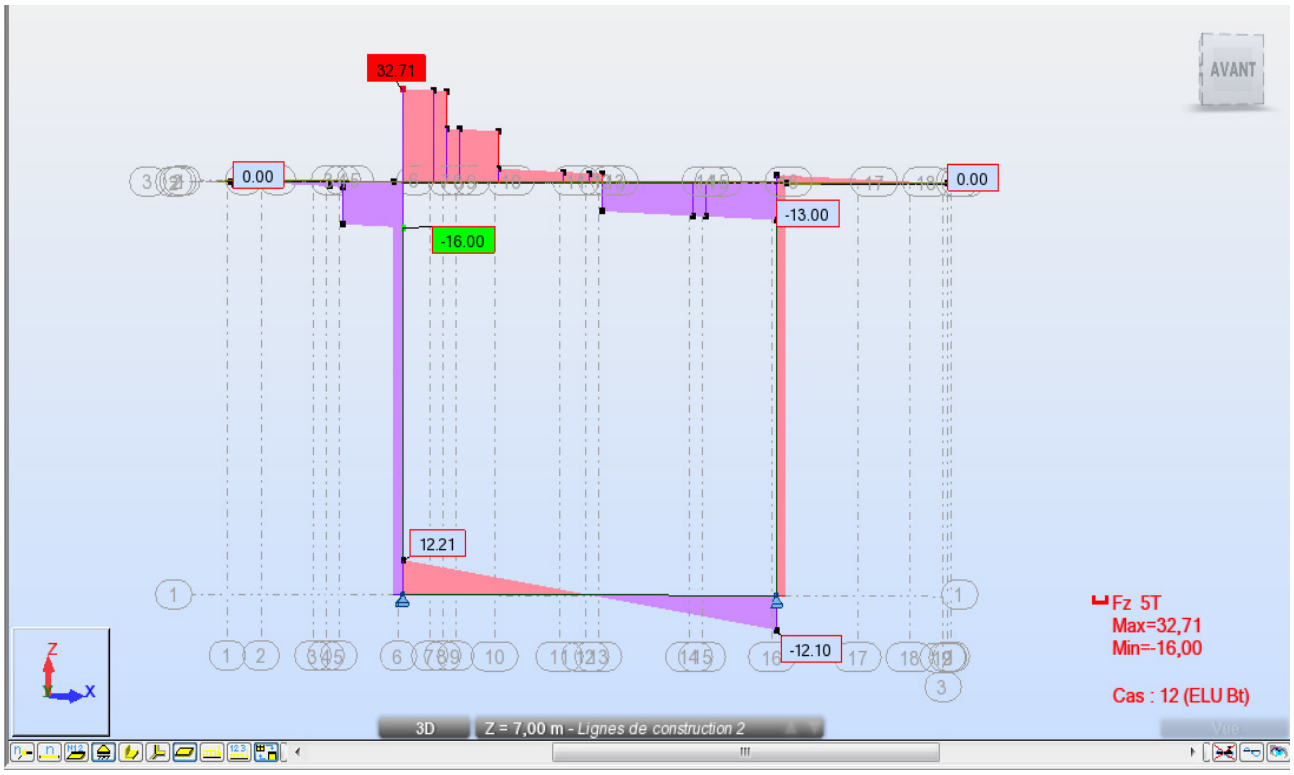


Fig VII.2 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

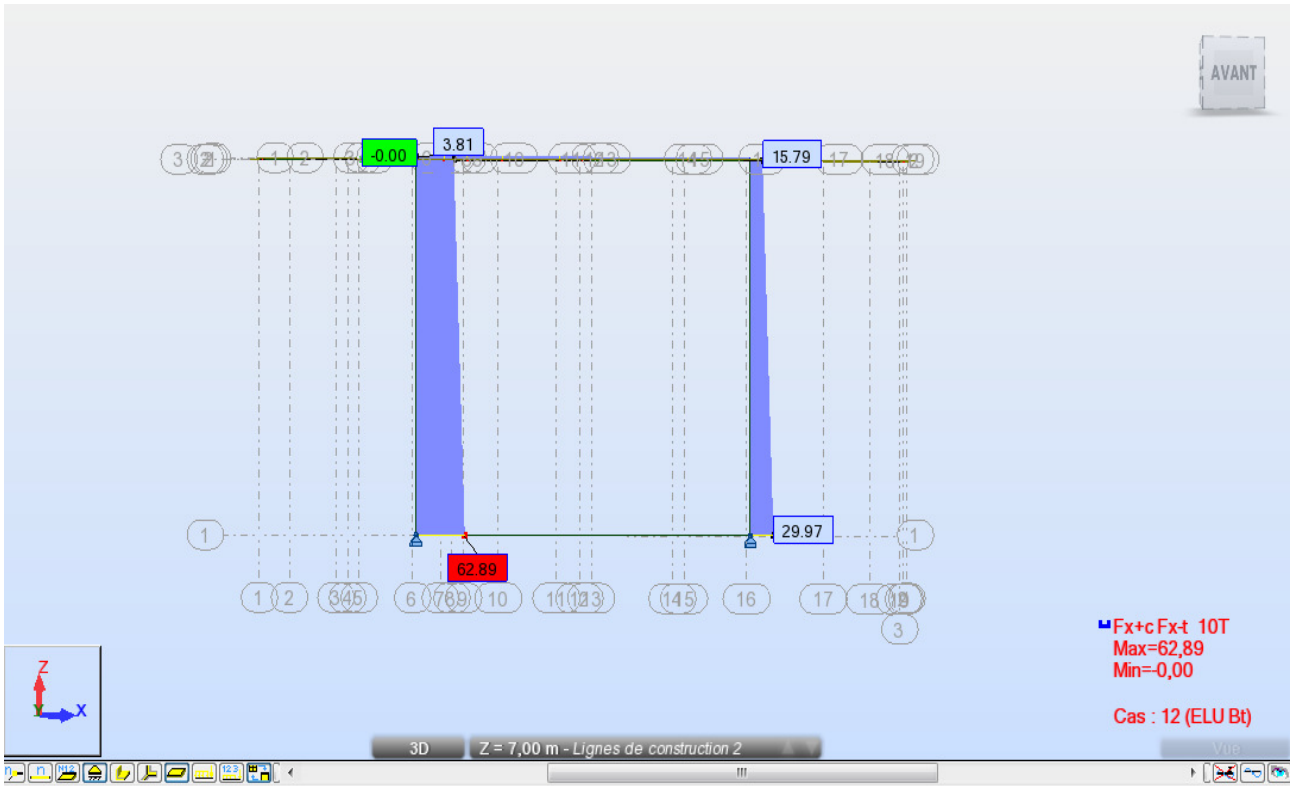


Fig VII.3 Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

III.1.2. A l'ELS :

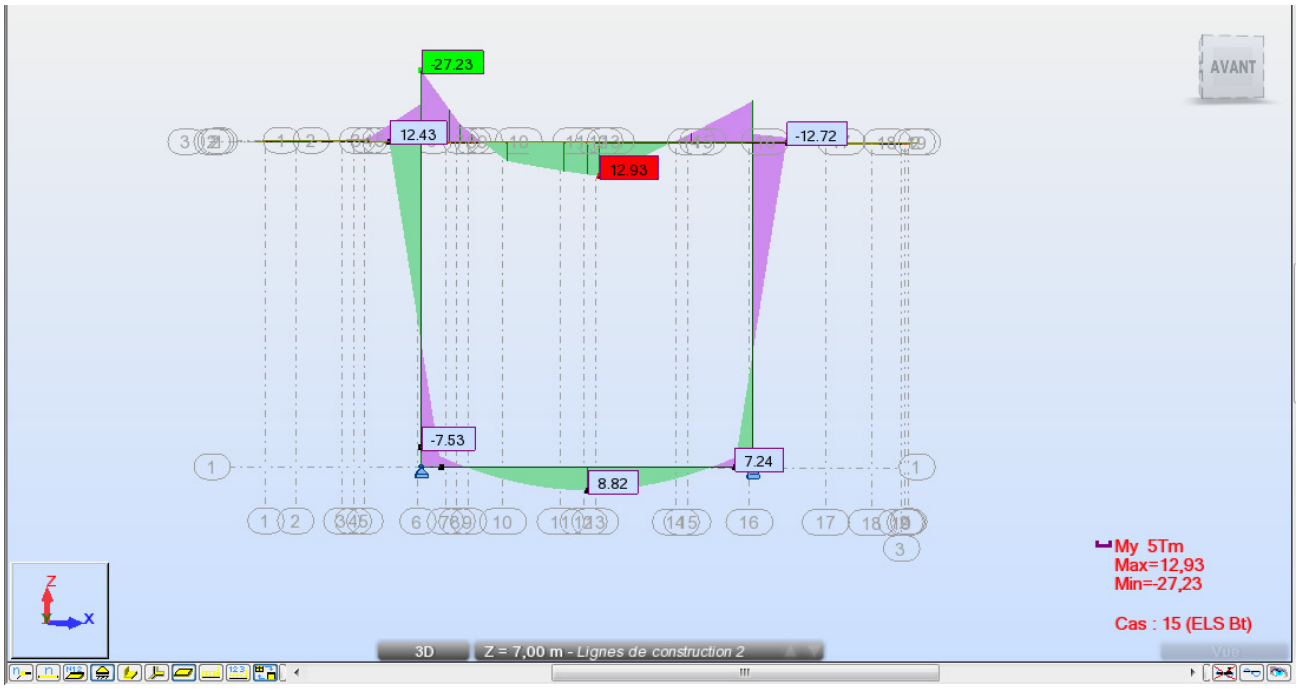


Fig VII.4 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

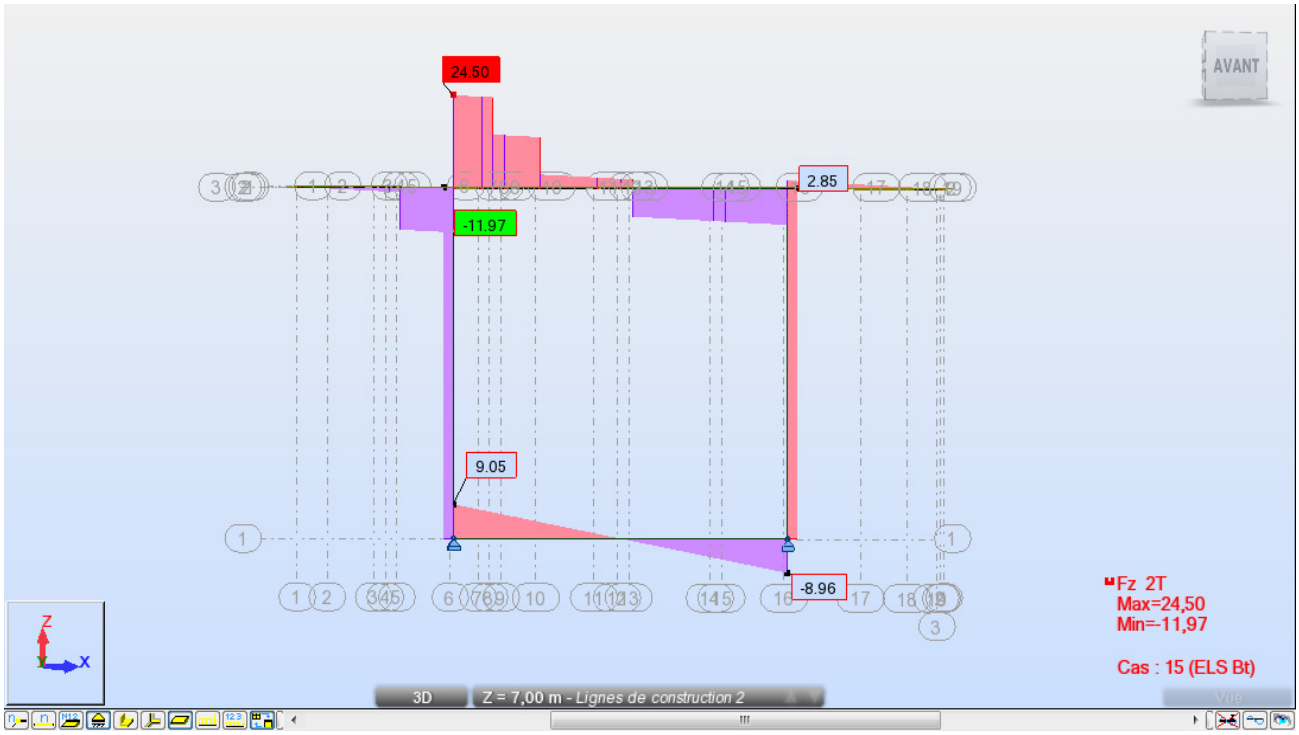


Fig VII.5 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

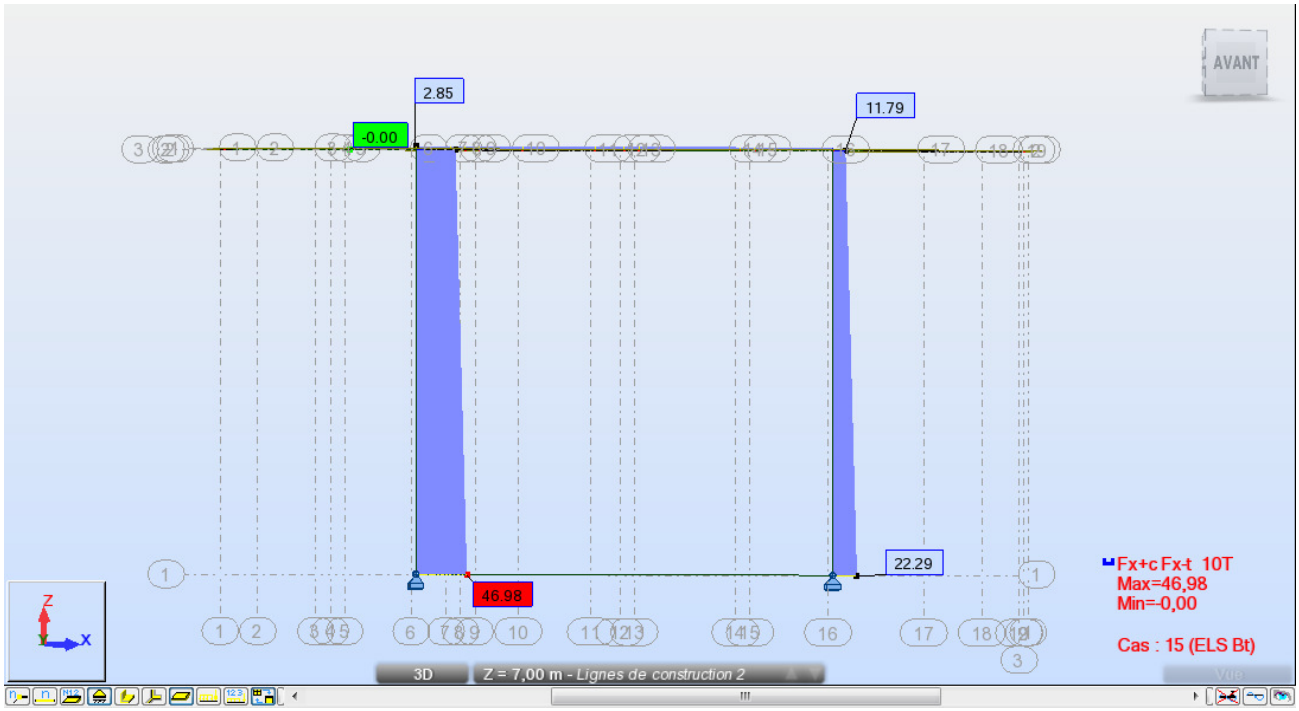


Fig VII.6 Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

III.2. Section à la clé :

III.2.1. A L'ELU :

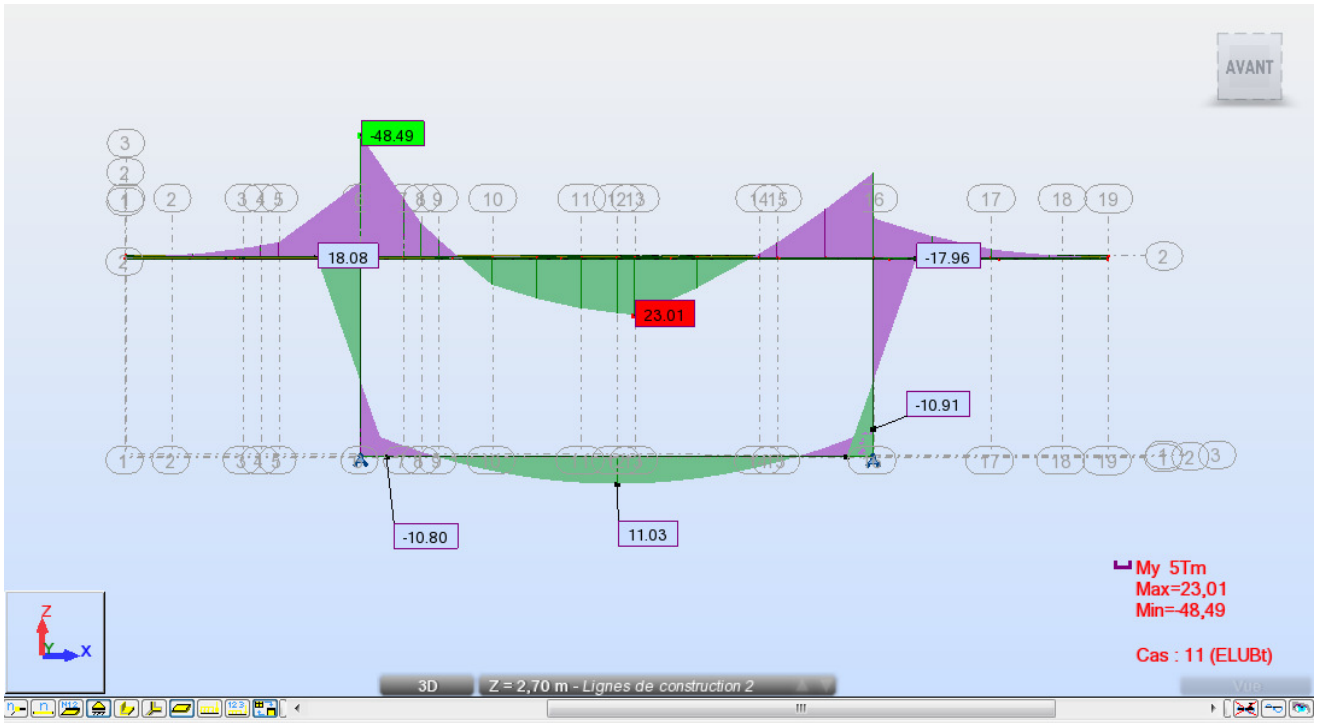


Fig VII.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

Fig VII.8 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

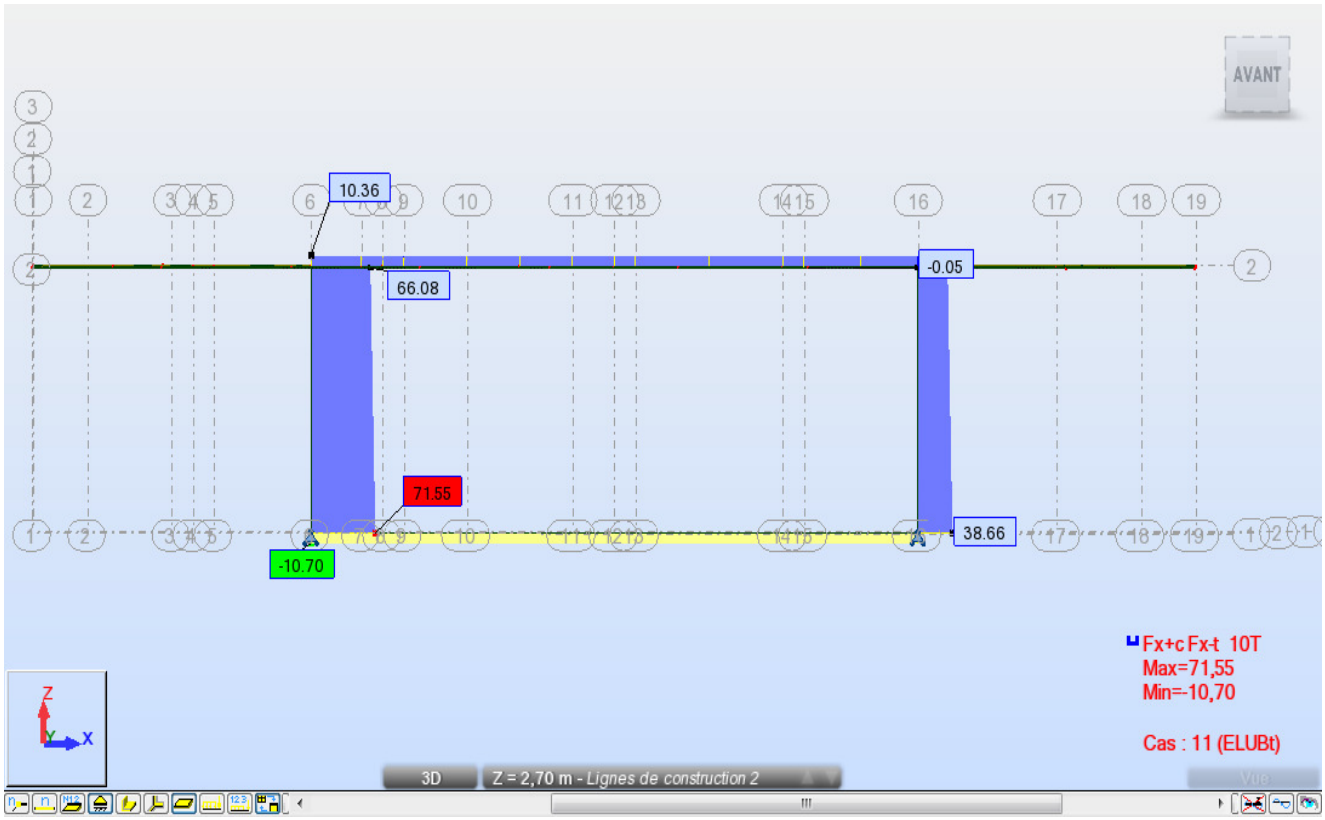


Fig VII.9 Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

III.2.2. A l'ELS:

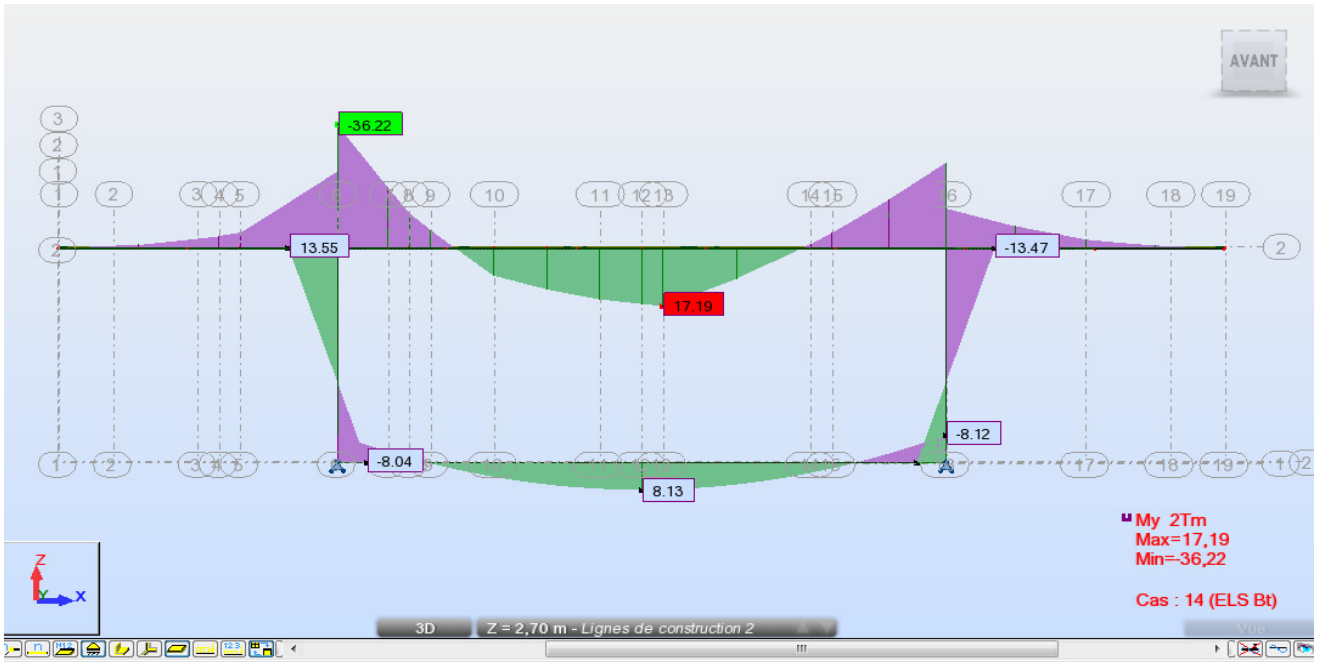


Fig VII.10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

Fig VII.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

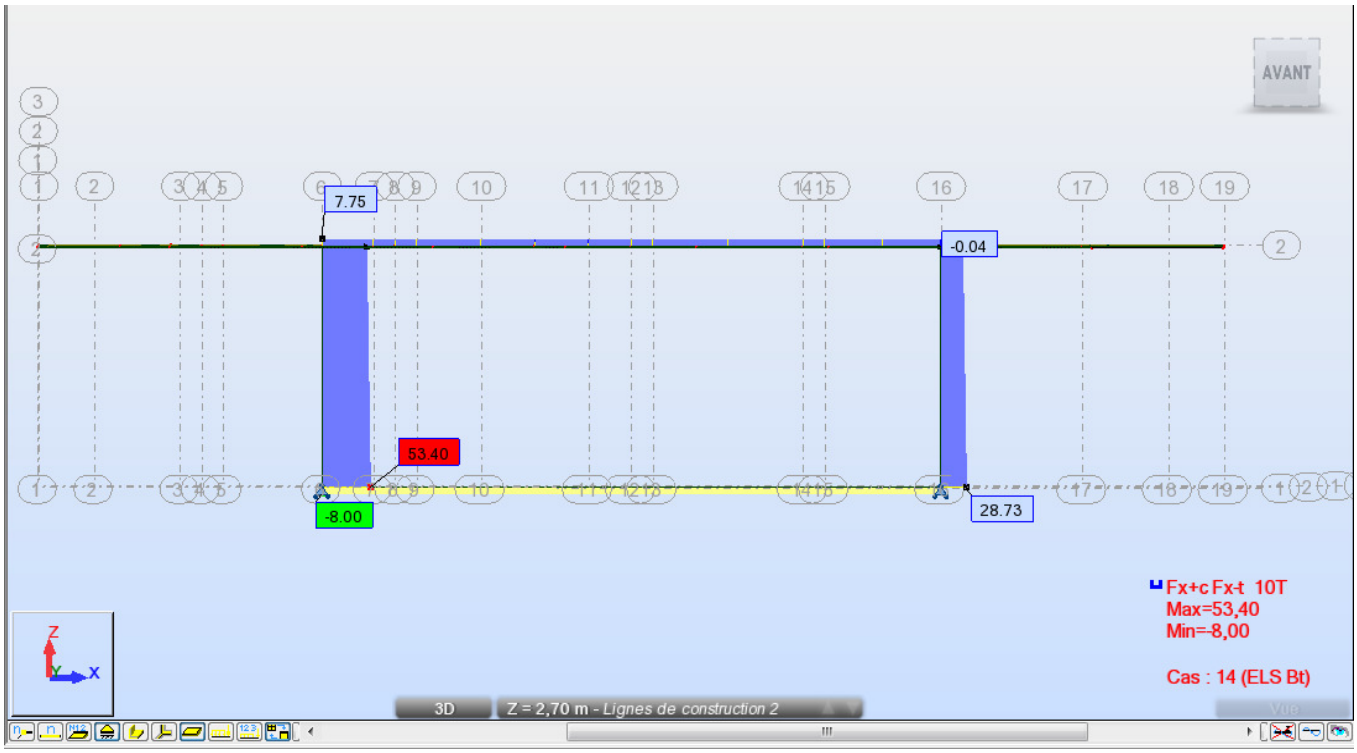


Fig VII.12 Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].

Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

➢ **Section sur pile :**

Dalle	Sup	M_{max} (t.m)	36.35
		M_{min} (t.m)	17.26
	Inf	M_{max} (t.m)	12.00
		M_{min}(t.m)	10.08
Ame	Droite	M_{max}(t.m)	16.95
		N_{max} (t)	39.97
	Gauche	M_{max}(t.m)	19.79
		N_{max} (t)	62.89

Tab VII.2 valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

➢ **Section à la clé :**

Dalle	Sup	M_{max} (t.m)	48.49
		M_{min} (t.m)	23.01
	Inf	M_{max} (t.m)	11.03
		M_{min}(t.m)	10.91
Ame	Droite	M_{max}(t.m)	17.96
		N_{max} (t)	38.66
	Gauche	M_{max}(t.m)	18.08
		N_{max} (t)	71.55

Tab VII.3 valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

IV. Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (**BAEL 91**) :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u}$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \left(\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4\text{MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

Avec :

τu: Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}$u: Contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile

fc28 : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**

γ_b: coefficient de sécurité : γ_b= **1,5** situation durable ou transitoire.

e.

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

- **Voussoir sur pile :**

section	/	b	d	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	obs
console	appuis	1000	250	16	0,64	3,5	**vérifié**
dalle supérieure	appuis	1000	250	32,71	1,3084	3,5	**vérifié**
dalle inferieure	appuis	1000	1000	12,21	0,1221	3,5	**vérifié**
âme	appuis	1000	600	62,89	1,04816667	3,5	**vérifié**

Tab VII.4 Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

- **Voussoir à la clé :**

section	/	b	d	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	obs
console	appuis	1000	250	9,06	0,3624	3,5	**vérifié**
dalle supérieure	appuis	1000	250	41,52	1,6608	3,5	**vérifié**
dalle inferieure	appuis	1000	300	3,66	0,122	3,5	**vérifié**
âme	appuis	1000	600	71,55	1,1925	3,5	**vérifié**

Tab VII.5 Vérification de l'effort tranchant (Voussoir à la clé).

V. Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$\boldsymbol{Q_u \leq 0.045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :
Qu : valeur de la force concentrée en MN ;
Qu = 0,01MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)
h: hauteur de la section.
D : Longueur de la surface d'impact de la roue.
Uc : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0.2 + 0.25 = 0.45$$

$$Q_u \leq 0.045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$= 0.045 \times 0.45 \times 0.25 \times \frac{35}{1.5} = 0.118\ MN >$ **Qu** $=$ 0,01MN $\Rightarrow$**Condition vérifiée**

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI. Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élancement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i} \geq 50}$$

λ : élancement du poteau.

$\boldsymbol{l_f}$: Longueur de flambement

La longueur de flambement $\boldsymbol{l_f}$est évaluée en fonction de la longueur libre $\boldsymbol{l_0}$;

$\boldsymbol{l_f}$**= 0,5** $\boldsymbol{l_0}$: Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

$\boldsymbol{l_0}$: Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à **cos** $\boldsymbol{a}$ ×$\boldsymbol{l_0}$**= 5.75**m

i : rayon de giration$\mathbf{i = \sqrt{\frac{I}{B}}}$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.6^3}{12} = 0.018\ m^4$$

$$B = b \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\ m^2$$

$\mathbf{i = \sqrt{\frac{0.018}{0.6}}}$**=0.173 m**

$\boldsymbol{\lambda = \frac{0.5 \times 5.75}{0.173} = 16.618 < 50}$ ⇒**Condition vérifié**

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VII. Ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS »
Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et inferieur.

VII.1. Données du problème :

Fc$_{28}$= 35 MPa
Ft$_{28}$= 2,7 MPa
γ_b= 1,5 (Situation courante)
fe = 400 MPa
η =1,6 : Fissuration préjudiciable
c= c′= 5 cm : On prend le même enrobage pour toutes les sections.

VII.1.1. Ferraillage en flexion simple pour les dalles :

- **Sens transversal :**

A_{st}: La section de l'acier qui est égale à:

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\ \bar{\sigma}s}$$

Avec :
Mu : moment fléchissant.
$\bar{\sigma}_S$: Contrainte limite à la traction

$$\bar{\sigma}_S = Min\begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_b} = 347.826\ MPa \text{ « ELU »} \\ \left(\frac{2}{3f_e}; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) \text{ « ELS »} \end{cases}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$d = h - c$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_{bc}} = 0.475$$

- **Sens longitudinal (armature de répartition) :**

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

VII.1.3. Condition de non fragilité:

Selon le règlement (**BAEL 91**) on a **:**

$$A_{s\,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

VII.1.2. Ferraillage en flexion composé pour les âmes :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$e_u = \frac{39.97}{71.55} = 0.56 > \left(\frac{0.25}{2} - 0.05\right) = 0.075$ ⟹ La section est partiellement comprimée

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 35.51\ t.m$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = 0.0524$$

Si$\mu_f \leq \mu_l$ =0,392⟹ section simplement armé (A'=0)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d\sigma_{st}} = \frac{35.51}{0.973 \times 0.55 \times 228.63} \times 100 = 16.80\ cm^2$$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 16.80 + \frac{62.89}{228.63} = 17.07\ cm^2$$

VII.2. Ferraillage des voussoirs :

VII.2.1. Voussoir près de la pile:

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle : h = 25 cm
La largeur de la dalle : b = 100 cm

- Dalle inferieure :

Hauteur de la dalle : h = 100cm
La largeur de la dalle : b = 100 cm

- Les âmes :

Hauteur de l'âme : h = 60 cm
La largeur de l'âme : b = 100 cm

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale **As≤Asmin**on prend directement Asmin, et on applique le même principe sur les armatures transversales « At ».

- **Dalle supérieur :**

moment sur	M (t.m)	h (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm²)	As min (cm²)	As adopté (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
appuis	36,35	0,25	0,2	168,33	94,44	3.105	94,44	**12HA ϕ32**	31,48	**10HA ϕ20**
travée	17,26	0,25	0,2	168,33	44,84	3.105	44,84	**10HA ϕ25**	14,94	**10HA ϕ14**

Tab VII.6 ferraillage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

Armatures principales (sens transversale) :

As = 94.44 cm² ce qui correspond à **12HA Φ32,** avec un espacement entre les barres égal à 12cm.
Ai = 44.84 cm² Ce qui correspond à **10HA Φ25,** avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 31.84 cm² ce qui correspond à **10HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

Ai = 14.94 cm² ce qui correspond à **10HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

- **Dalle inférieure :**

moment sur	M (t.m)	h (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm²)	As min (cm²)	As adopté (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
appuis	10,08	1	0,95	799,58	5,51	14.75	14.75	**10HA Φ14**	4.92	**5HA Φ12**
travée	12	1	0,95	799,58	6,56	14.75	14.75	**10HA Φ14**	4.92	**5HA Φ12**

Tab VII.7 ferraillage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale) :
As= 14.75cm² ce qui correspond à **10 HA Φ14,** avec un espacement entre les barres égal à 12cm.
Ai = 14.75 cm² Ce qui correspond à **10 HA Φ14,** avec un espacement entre les barres égal à 12cm.
Armatures de répartition (sens longitudinal) :
As = 4.92cm² ce qui correspond à **5HAΦ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.
Ai = 4.92cm² ce qui correspond à **5HAΦ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

- **L' âme :**

M (t.m)	N (t)	h (m)	d (m)	M_f (t.m)	A_f (cm²)	A (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
19,79	62,89	0,6	0,55	35,51	29.14	29,42	**10HA Φ20**	9,80	**9HA Φ12**

Tab VII.8 ferraillage de l'âme du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale)

As =29.42cm² ce qui correspond à **10HA Φ20,** avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 9.80cm² ce qui correspond à **9HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

VII.2.2. Ferraillage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle : h = 25 cm
La largeur de la dalle : b = 100 cm

- Dalle inferieure :

Hauteur de la dalle : h = 30 cm
La largeur de la dalle : b = 100 cm

- Les âmes :

Hauteur de l'âme : h= 60 cm

La largeur de l'âme : b = 100 cm

- **Dalle supérieur :**

moment sur	M (t.m)	h (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm²)	As min (cm²)	As adopté (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
appuis	48,49	0,25	0,2	168,33	125,99	3,105	125,99	**16HA Φ32**	42,00	**14HA Φ20**
travée	23,01	0,25	0,2	168,33	59,79	3,105	59,79	**8HA Φ32**	19,93	**7HA Φ20**

Tab VII.9 ferraillage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

As = 125.99cm² ce qui correspond à **16 HA Φ32,** avec un espacement entre les barres égales à 10 cm.

Ai = 59.79cm² Ce qui correspond à **8HA Φ32,** avec un espacement entre les barres égal à 12cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 42.00cm² ce qui correspond à **14HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 11cm.

Ai = 19.93cm² ce qui correspond à **7HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

- **Dalle inférieure :**

moment sur	M (t.m)	h (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm²)	As min (cm²)	As adopté (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
appuis	10,91	0,3	0,25	210,42	22,68	3,88	22,68	**8HA Φ20**	7,56	**7HA Φ12**
travée	11,03	0,3	0,25	210,42	22,93	3,88	22,93	**8HA Φ20**	7,64	**7HA Φ12**

Tab VII.10 ferraillage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée

Armatures principales (sens transversale)

As =22.68cm² ce qui correspond à **8HA Φ20,** avec un espacement entre les barres égal à 10cm.

Ai = 22.93cm² Ce qui correspond à **8HA Φ20,** avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 7.56cm² ce qui correspond à **7HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Ai = 7.64cm² ce qui correspond à **7HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 50cm.

- **L‘ âme :**

M (t.m)	N (t)	h (m)	d (m)	M_f (t.m)	A_f (cm²)	A (cm²)	armature transversale	As1 (cm²)	armature longitudinale
18.08	71.55	0.6	0.55	35.97	29.52	29.83	**10HA Φ20**	9.94	**9HA Φ12**

Tab VII.11 .ferraillage de l’âme du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

As =28.98 cm² ce qui correspond à **10HA Φ20,** avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 9.66cm² ce qui correspond à **9HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm

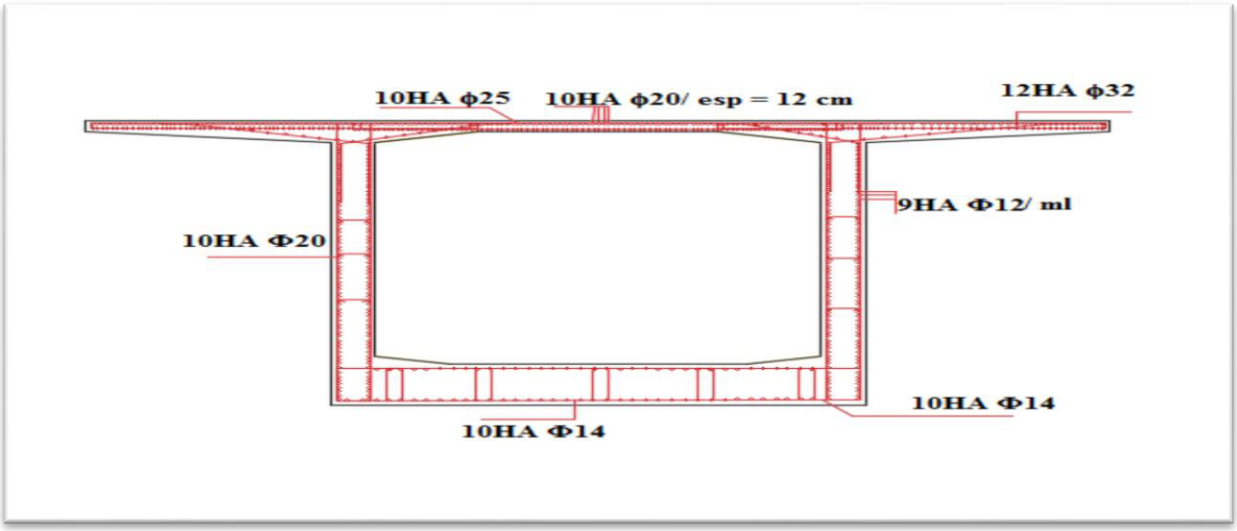
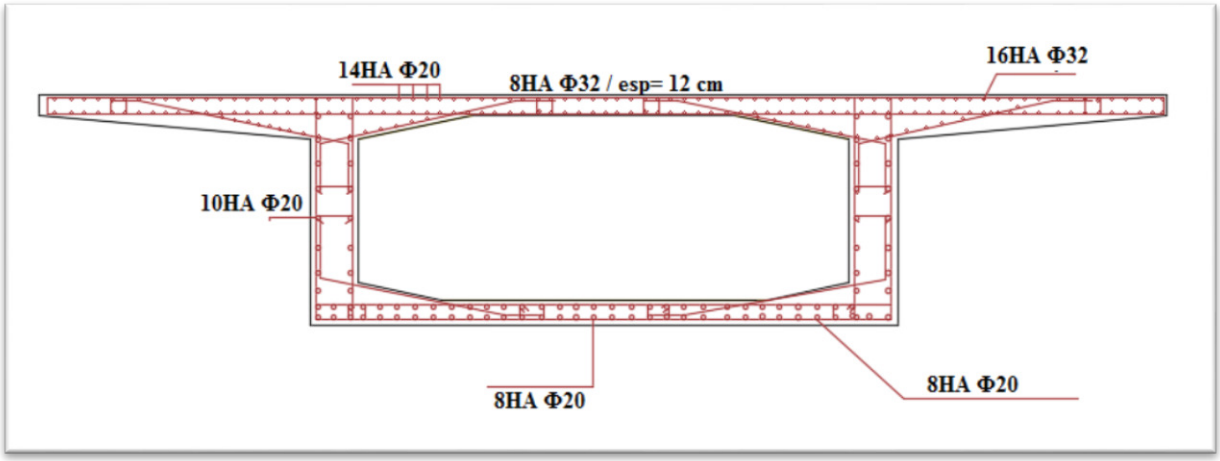


Fig VII.13 : Schéma du Ferraillage du voussoir près de la pile.



FigVII-14 : Schéma du Ferraillage du voussoir près de la pile.

VII.3. ferraillage du bossage (SETRA 2003, [Réf.6])

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- Un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, qui vaut :

$$\mathbf{M} = \boldsymbol{P}\frac{\boldsymbol{L}}{\mathbf{2}}\mathbf{sin\alpha}$$

- Deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage (P sin α), l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale.

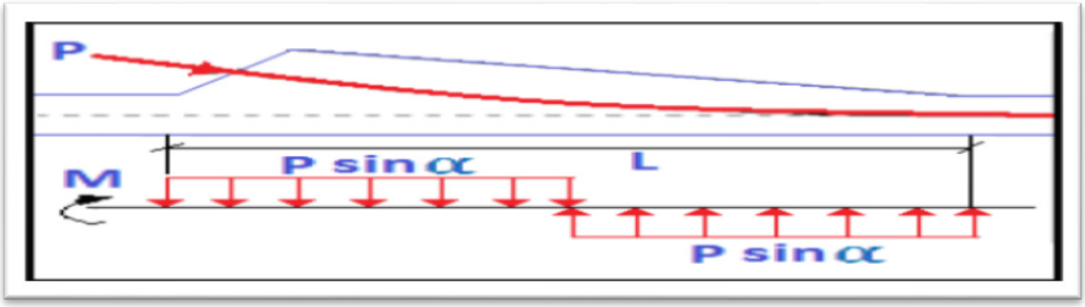


Fig. VII.15: Les différentes actions dues à l'ancrage.

Avec :

L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

Ferraillage du bossage :

Pour un effort P à l'ancrage et avec $\boldsymbol{\sigma s}=\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\mathbf{fe}$, et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:

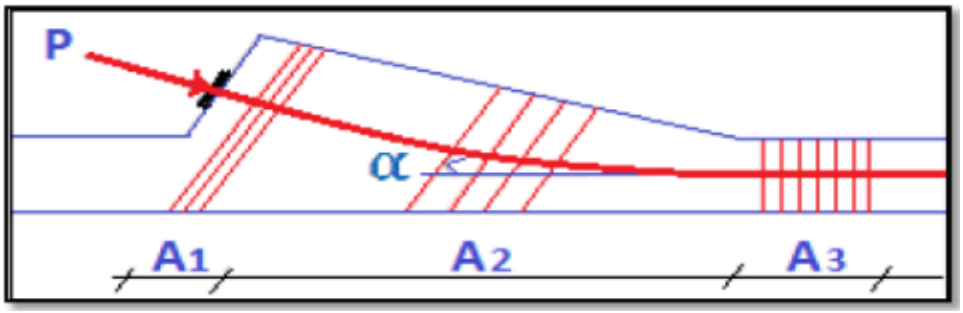


Fig.VII.16: distribution du ferraillage dans un bossage.

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite :

- Armatures de section totale A1 formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm) :

$$\mathbf{A_1} = \frac{\boldsymbol{P_0}}{\boldsymbol{\sigma s}}\ (\mathbf{0,5} - \boldsymbol{sin}\alpha)$$

Avec :
P_0: force de précontrainte à l'ancrage.
α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

P_0 = 267,24 t=2672400 N pour un câble de **12T15s**

Tng α = $\frac{0,35}{1,5}$ = 0,23333 ⟶ α = 13,13°

$\sigma s = \frac{2}{3} fe$ = $\frac{2}{3}$ x 400 = 266,67 MPa

Armatures de tirant :

$A_1 = \frac{P_0}{\sigma s} (0,5 - sin\alpha)$ = $\frac{2672400}{266,67}$ (0,5 – $sin\alpha$) = 27,34 cm^2

Soit **6HA Φ25** répartis sur une distance de 30cm

- Armatures de couture de section totale **A2** reparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble :

A_2 =0,5 x $\frac{P_0}{\sigma s}$ = 0,5 x$\frac{2672400}{266,67}$ = 50,10 cm^2

Soit **11HA Φ25** répartis sur une distance de 150cm

- Armatures de section totale **A3** destinée à reprendre la poussée au vide le long de zone courbe du câble :

$A_3 = \frac{P_0}{\sigma s} \sin\alpha$ =$\frac{2672400}{266,67}$ (sinα) = 22,76 cm^2

Soit **5HA Φ25répartis** sur une distance de 60cm

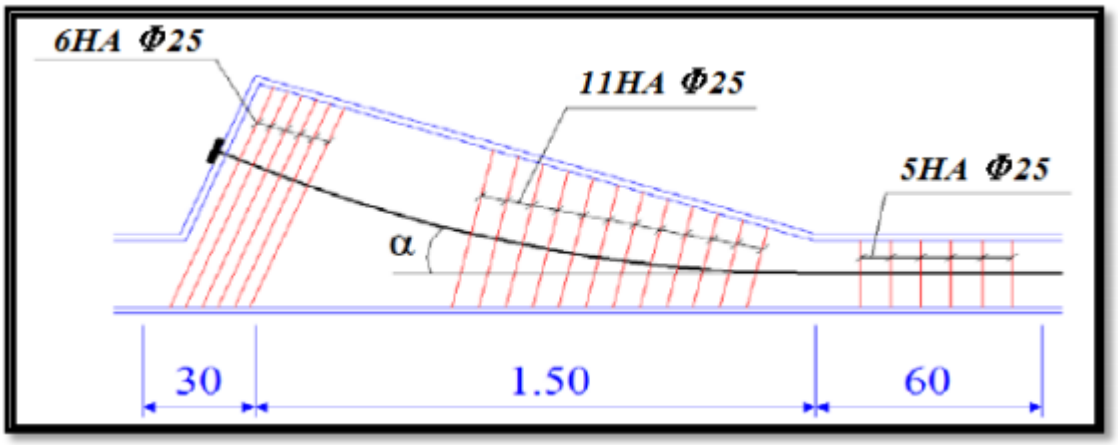


Fig.VII.17: Détail de ferraillage d'un bossage.

Fig. VII.18: ferraillage d'un bossage dans un voussoir

- **Conclusion :**

Le ferraillage de la dalle supérieur et les portes à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité.

Le but de ce ferraillage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

Chapitre VIII :

Effort tranchant

Introduction

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

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

I. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte

I.1 Effet isostatique

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

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte P sin α qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On obtient alors **: V = P sin α.**

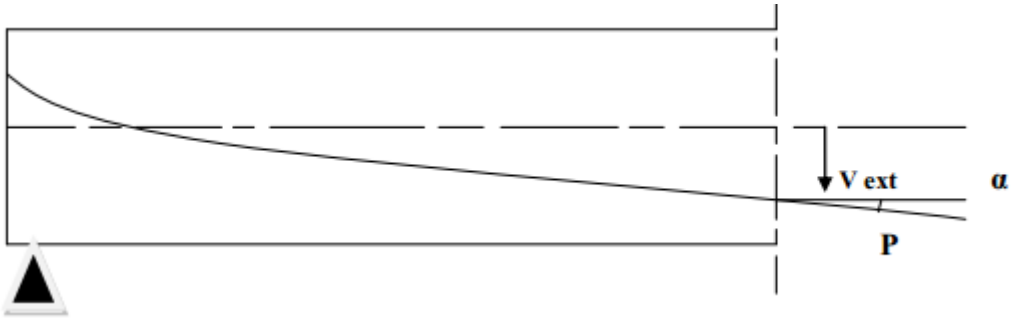


Fig VIII.1: Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

I.2 Effet hyperstatique

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

$$\mathbf{V} = \frac{dM}{dx}$$

II. Effet RESAL

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

En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente $\frac{dh}{dx}$ Prés des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$\mathbf{V_{resal}} = \frac{M}{Z}\frac{dh}{dx}$$

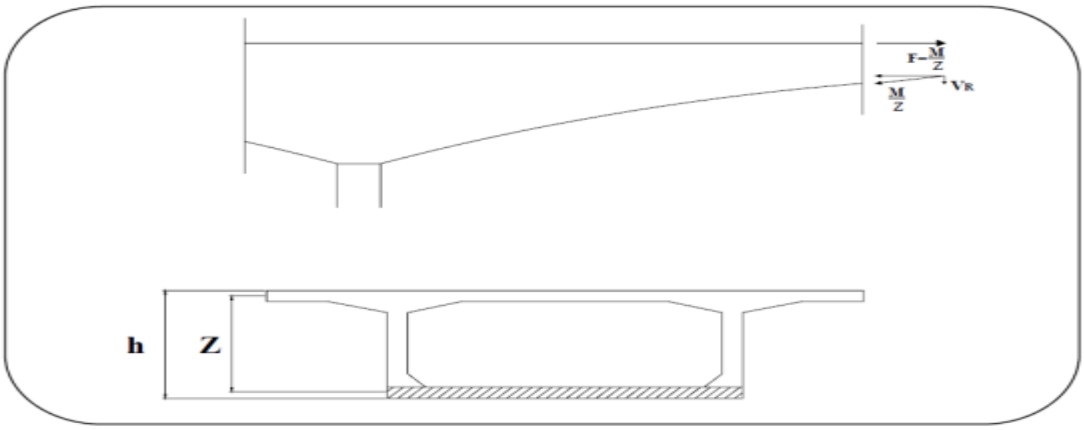


Fig. VIII.2. Effet RESAL

III. Vérification de l'effort tranchant

III.1 Calcul de l'effort tranchant

Selon les combinaisons de charges on détermine l'effort tranchant :

$$Vr = VG + VQ - Psin\alpha - V_{RESAL}$$

III.2 Calcul du cisaillement

$$\tau = \frac{V_r}{Zb_n}$$

Tel que :

Vr : Effort tranchant
Z : Bras de levier
bn : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale a la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et des diamètre des câbles qui traversent cette âme.
La vérification à faire est : $\tau < \bar{\bar{\tau}}$

- **A l'état limite de service :** $\tau = \frac{V_{r(ELS)}}{Z2b_n}$

Le cisaillement admissible vaut : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau_1}, \tau_2)$

$$\bar{\tau_1}^2 = 0{,}4 f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x) \text{ et } \sigma_x = \frac{P}{S}$$

$$\bar{\tau_2}^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0{,}6 f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2})^2 + \tau^2} \quad \text{avec } \sigma_y \geq \frac{\tau 2}{\sigma_x}$$

Avec :

σ_x: contrainte normale au niveau de la section de calcul : $\sigma_x = \frac{P}{S}$
σt: contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre évaluée avec la largeur nette bn

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

VSR	N^{re} de câble	sin α	P (MN)	Vp (MN)	V ext (MN)	M ext (MN)	Vresal (MN)	Vr (MN)	τ (MPa)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)
V1	8	0,613	16,07	9,85	16,75	436,75	12,81	19,71	2,33	0,90	3,57	3,10
V2	8	0,457	16,07	7,34	14,76	358,00	9,70	17,11	2,25	0,98	3,62	3,09
V3	6	0,437	12,05	5,27	13,50	288,45	8,37	16,60	2,43	0,80	3,49	3,12
V4	6	0,387	12,05	4,66	12,06	224,80	6,53	13,93	2,27	0,86	3,54	3,11
V5	6	0,283	12,05	3,41	10,04	168,14	4,78	11,41	2,07	0,92	3,59	3,10
V6	4	0,275	8,04	2,21	8,73	120,77	3,26	9,78	1,97	0,66	3,40	3,14
V7	4	0,239	8,04	1,92	7,25	76,85	1,86	7,20	1,59	0,70	3,43	3,13
V8	4	0,21	8,04	1,69	5,13	40,75	0,82	4,27	1,02	0,74	3,46	3,12
V9	4	0,189	8,04	1,52	3,65	15,04	0,22	2,36	0,60	0,77	3,48	3,12
V10	4	0,176	8,04	1,41	2,00	-3,42	0,03	0,61	0,16	0,79	3,49	3,12
V11	2	0,173	4,02	0,70	0,45	-13,16	0,02	-0,63	-0,17	0,40	3,20	3,18

Tab VIII.1. Vérification des contraintes pour la travée de rive.

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

VSR	N^{re} de câble	sin α	P (MN)	Vp (MN)	V ext (MN)	M ext (MN)	Vresal (MN)	Vr (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)
V1	8	16,064	0,613	9,85	-18,53	426,43	11,52	-9,55	0,90	-1,08	3,56	3,10
V2	8	16,064	0,457	7,34	-17,13	339,24	9,39	-7,08	0,98	-0,86	3,62	3,09
V3	6	12,048	0,437	5,26	-15,85	258,96	7,27	-5,03	0,80	-0,65	3,49	3,12
V4	6	12,048	0,387	4,66	-13,82	184,61	5,18	-4,47	0,86	-0,61	3,53	3,11
V5	6	12,048	0,283	3,41	-12,39	119,57	3,28	-3,25	0,92	-0,46	3,58	3,10
V6	4	8,032	0,275	2,21	-10,96	61,58	1,61	-2,08	0,66	-0,31	3,39	3,14
V7	4	8,032	0,239	1,92	-8,69	7,22	0,17	-1,83	0,70	-0,29	3,42	3,13
V8	4	8,032	0,21	1,69	-7,51	-36,59	0,72	-1,60	0,74	-0,26	3,45	3,13
V9	4	8,032	0,189	1,52	-5,90	-74,63	1,10	-1,45	0,77	-0,25	3,47	3,12
V10	4	8,032	0,176	1,41	-3,95	-103,77	0,92	-1,36	0,79	-0,25	3,48	3,12
V11	2	4,016	0,173	0,69	-2,57	-123,61	0,33	-0,67	0,40	-0,13	3,20	3,18

Tab VIII.2. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

À titre indicatif, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

Chapitre IX:

Equipements de pont

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

I- Appareil d'appui :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôlede transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

I-1- Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

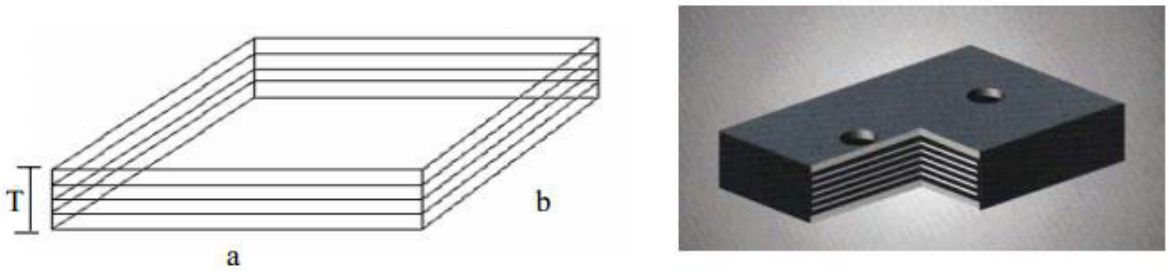


Fig. IX.1 Dimensions d'un appareil d'appuis.

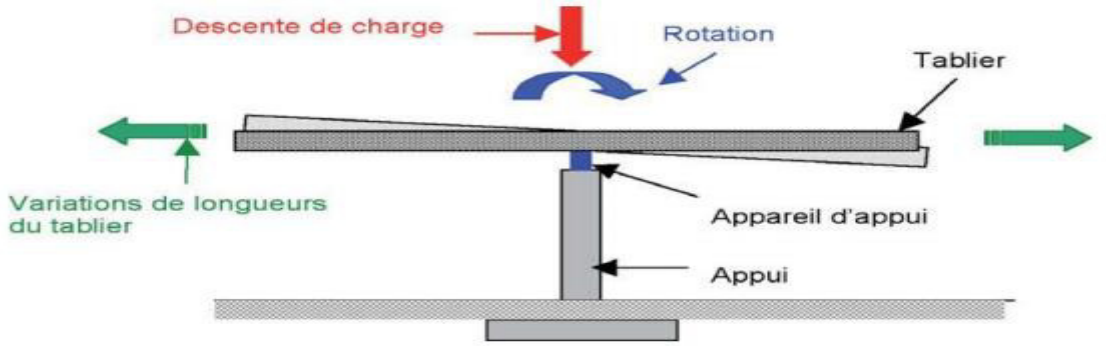


Fig. IIX.2 Fonction d'un appareil d'appui.

Le module de déformation transversale G est de 0,8MPapour les ponts routes. On considère que a = b, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes **T = n×t**

D'où n : est le nombre de feuillets élémentaires et t : leur épaisseur.

a. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action

$$\sigma_m = \frac{R}{ab} \leq 15MPa$$

Les contraintes maximales de cisaillement quise développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

La réaction totale maximale sur l'appui (la culée seulement, car les piles sont encastrées sur le tablier) est de **4048 t** répartir sur quatre appareils d'appuis :Le nombre d'appareils d'appui est fixé à **quatre** par pille d'où la réaction de chaque appui sera égale :

$$\mathbf{R = \frac{4048}{4} = 1012t}$$

- **L'aire d'appareil d'appuis :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{N_{Max}}{a \times b} \leq 15Mpa}$$

Tel que:
Nmax : est la réaction maximale
D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :
Nmax = 1012t => a x b = 900 x 900 (mm²).

- **Hauteur nette de l'élastomère T :**

La condition à vérifier est :[SETRA]

$$\mathbf{T > \frac{\mu_1}{0{,}5}}$$

U_1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.
U1 = 3,75 cm = 37,5 mm.
T ≥ 37,5 / 0,5 = 75 mm.
On prend T = 150 mm
Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :

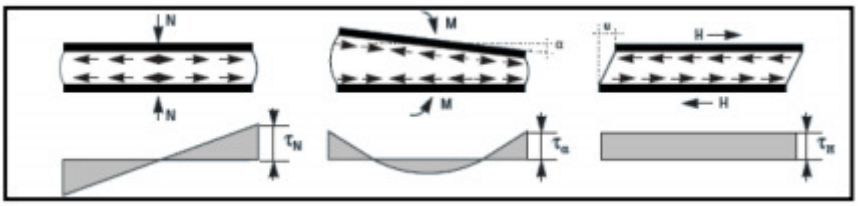


Fig. IX.3 Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

b. Compression : sous réaction verticale :

$$\boldsymbol{\sigma'_m = = \frac{N_{Max}}{a \times b}}$$

Les contraintes maximales de cisaillement se développent sur les bords de chaque feuillet est de :

$$\boldsymbol{\tau_N = \frac{3t(a+b)}{a^2 b^2} N_{Max}}$$

$$\boldsymbol{\sigma'_m = \frac{1012 \times 10^4}{900 \times 900} = 12{,}5 < 15\ MPa} \qquad \textbf{OK}$$

$$\boldsymbol{\tau_N = \frac{3 \times 15(900+900)}{900^2 \times 900^2}} \times 1012 \times 10^4 = 1{,}25\ MPa$$

❖ **Distorsion : déformation angulaire :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1. La déformation $\mu_1$de l'appareil est lente (effort horizontal H1de dilatation, fluage)

$\boldsymbol{\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times \mu_1}{T}}$,tel que G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.

μ_1= 37,5mm (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

$$\tau_{H1} = \frac{0{,}8 \times 37{,}5}{150} = \mathbf{0{,}2MPa}$$

L'appareil est soumis à un effort dynamique H2 (freinage, vent) provoque μ2:

G est doublé sous l'effort dynamique.

L'effort de freinage dû à un camion B_C est de H2 $=\frac{36}{2}$ = 16 t

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times \mu_2}{T} = \frac{16000}{900 \times 900} = \mathbf{0{,}0197MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau H2}{2} = \mathbf{0{,}209\ MPa}$$

❖ **Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\boldsymbol{\tau\alpha_T = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{T}\right)^2 \alpha_T}$$

Avec :$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

$\boldsymbol{\alpha_0}$ **:**Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

$\boldsymbol{\alpha}$ **:** égale à 0.003rad.

$$\tau\alpha_T = \frac{0{,}8}{2}\left(\frac{900}{150}\right)^2 \times 0{,}023 = \mathbf{0{,}331MPa}$$

✓ **On doit vérifier ces conditions :**

$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau\alpha_T \leq 5G$ …… (1)

$\tau_H \leq 0{,}5G$ ……..... (2)

$\tau_H \leq 0{,}7G$ ……... (3)

$\tau\alpha_T \leq \tau_N$ …… (4)

1^{iere}condition : 0,209 + 1,25 + 0.331 = 1,79 MPa < 5 × 0,8 = 4 MPa, condition vérifiée.
2^{ieme}condition : 0,209< 0,5 × 0,8 = 0,4 MPa, condition vérifiée.
3^{ieme}condition : 0,209< 0,7 × 0,8 = 0, 56 MPa, condition vérifiée.
4^{ieme}condition : 0,331 ≤ 1.25 MPa,condition vérifiée

I.2.Vérification de l'appareil d'appuis :

a) Condition de non cheminement et non glissement :

$\sigma_{m\,min} \geq 2MPa$ $\quad H \leq f \times R$

avec : $f = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{\sigma_m} = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{12{,}5} = 0{,}148$

$H = H_1 + \mu H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2})\ a \times b = (0{,}2 + 0{,}0197) \times (900 \times 900) =$ **177957 N**

$H = 177957N \leq f \times R = 0{,}148 \times 10120000 = 1497760$ Condition vérifiée

b) Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

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

d'où : $90 \leq 150 \leq 180$ Condition vérifiée

c) Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$

$\beta = \frac{a \times b}{2T \times (a+b)} = \frac{900 \times 900}{2 \times 15 \times (900+900)} = 15MPa$

La relation devient :

$\frac{3}{15} \times \frac{150^2}{900^2} \times \frac{12{,}5}{0{,}8} = 0{,}0868\ Rad \geq 0{,}023\ Rad$ Condition vérifiée

I.3.Dimensionnement des frettes :

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

$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$ et $t_s \geq 2mm$ avec : $\sigma_e = 245$ MPa pour l'acier inox

$t_s \geq \frac{900}{15} \times \frac{12{,}5}{245} = 3{,}O61$ mm

On prend $t_s = 5mm$

La hauteur totale de l'appareil est égale à :

$H = n \times t + (n+1)t_s = 10 \times 15 + (10+1)5 = 205$ mm

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisit peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

II- Les dés d'appui :

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

II-1- Dimensions de dés d'appuis :

A = 900 + 200 = 1100 mm

B =900 = 200 = 1100 mm

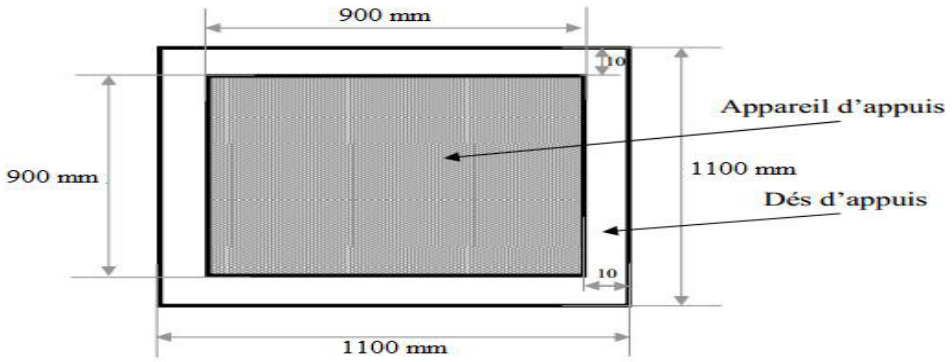


Fig IX.4 Dimension de dés d'appuis

II.2.Ferraillage des dés d'appuis à la culée : (support des appareils d'appuis) :

Le ferraillage des dés d'appuis n'est pas le même pour toute les armatures :

a) Armatures de chainage:

Elles reprennent 25% de la charge localisée laplus importante R= 0,25Nmax

=> Asc = 0.25Nmax

$A_{SC} = \frac{0,25\ N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1012}{348} \times 1000 \times 9,81 = 71,31\ cm^2$ soit **15 HA Φ25**

➢ **Armatures de profondeur :**

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de (R= 0,125 Nmax) => $A_{SP} = \frac{0,125 N_{max}}{\sigma_s}$

$A_{SP} = \frac{0,125 \times 1012}{348} \times 1000 \times 9,81 = 35,65 cm^2$ soit **11HA Φ20**

➢ **Armature de diffusion :**

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- **Ferraillage de surface (frette sup) :**

Ces armatures sont capables de reprendre

R = 0,4% N_{max} ⟹ $A_{fs} = \frac{0,04 N_{max}}{\sigma_s} = 11,41\ cm^2$ soit **7HAΦ12**

- **Ferraillage inferieur ou d'éclatement (frette inf.) :**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que **:**

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$$

R = 10% N_{max} ⟹ $A_{fi} = \frac{0,1\ N_{mx}}{\sigma_s} = 28,52\ cm^2$ soit **9HAΦ20**

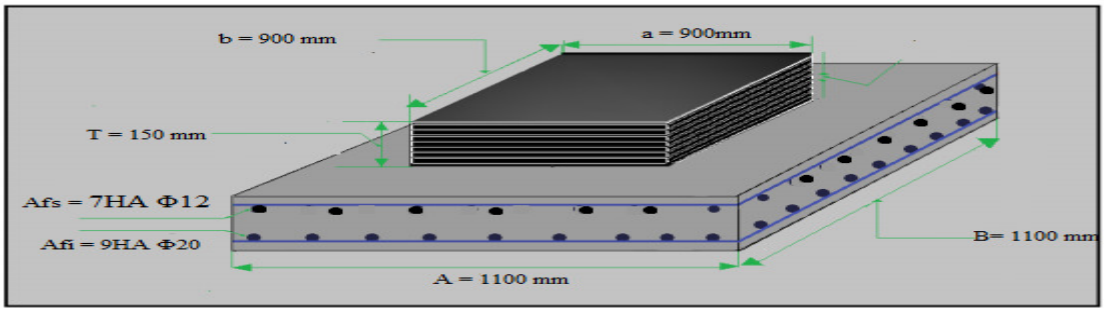


Fig. IX.5Détail de Ferraillage du dé d'appui à la culée et positionne de l'appareil d'appui

III. Joint de chaussée :

III.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissent donc le souffle du tablier. Elles valent la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités, la température, le retrait et le fluage.
Selon le RPOA, on dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

W = WD + 0.4 WT + WS
W : souffle total du joint,
WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage),
WT : souffle thermique,
WS : souffle sismique.

a) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courtedurée. Onprend dansnotre cas un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l/2}$ = 30 x 10^{-5}

l : étant la longueur du tablier = 250m.

Pour notre cas *l /2* = 125m **Δl= 3.75cm**

b) Retrait :

Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$\frac{\Delta l}{l/2} = 3{,}5\times10^{-4}$

***Δl = 4,375*cm**

c) Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$\Delta l / l = K_{fl}\times10^{-4}$

Avec :

K_{fl}: Coefficient du fluage à t=0 (au moment où il subit la contrainte σ_b) il vaut 2 à 3.

D'où : $\frac{\Delta l}{l/2} = 3\times10^{-4}$

Δl = 3,75cm

- Donc le ***Δl*** sous les phénomènes précédents égale à : **11,875cm**

d) Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\mathbf{F = K \,.\, x \Rightarrow x = \frac{F}{K}}$$

F : la force sismique,
K : la rigidité des appuis du tablier,
x : le déplacement.

1. **Calcul de la force sismique F :**

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F = S_{aeh} \times M}$$

Saeh : le spectre de réponse horizontal,
M: est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse dela moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T : $\mathbf{T= 2\pi \frac{\sqrt{M}}{\sqrt{K}}}$

Ou :

K = ΣKi est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

- ✓ **Calcul de la masse (M):**

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (Chapitre V) qui est égale : **Mt = 10152,882t**

- ❖ **La masse des deux piles :**

Mp= 0,5 (mp1 + mp2) = 0,5 (994,755+1168,155)=2162,91t

M = Mt + Mp = 10152,882+2158,91**=12315,792t**

- ✓ **Calcul des rigidités « K » :**

- ➢ ***Pour les culées :***

La culé est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis :

$$\mathbf{K= G + \frac{A}{T}}$$

G : le module de cisaillement transversal**, G = 0.8 MPa = 80 t/m2.**
A : la surface d'appareil d'appuis.
T : la hauteur de l'appareil.

$$K= 80 + \frac{0,9\times0,9}{205\ 10^{-3}} = \mathbf{316,09\ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$Kc = 2 \times K = 632.195\ t/m$$

On a deux culées ⇒ Kc = **1264.39 t/m**

➢ ***Pour les piles :***

On a deux piles de hauteurs différentes H_{P1}= 39,01 m ; H_{P2} = 45,81 m ses dernières sont encastrées au niveau du tablier et fondations.

D'où : **K =** $\frac{12EI}{H^3}$

Avec :

E : module de Young du béton à j jours ; E = 11000 $\sqrt[3]{fcj}$

On a la résistance du béton de l'infrastructure fc28= 27 MPa

I : inertie de la section considérée = $\frac{b \times h^3}{12}$

E = 11000 $\sqrt[3]{27}$ = 33000MPa

Donc : KP = KP1 + KP2 = 502465,76 + 310279,76 = **812745,523 t/m**

❖ **La rigidité totale de la structure :**

K = K_P+K_C =**814009,913 t/m**

✓ **La période T :**

Après calcul on trouve : T = **0,78 s**

► On tire du RPOA (le tableau 3.3) T_1, T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

T1 = 0,2s, T2 = 0,5s, S = 1,2

- Spectre de réponse (RPOA) : T2 ≤ T ≤ 3s.

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ avec $\xi = 5$ pour le béton

$S_{aeh}(m/s^2) = 2{,}5 \times A \times \eta \times g \times S \times \frac{T_2}{T}$

S ⟹ **3,77m/s²**

Donc :

F = 3,77 x 12315.792⇒ F = **46430,54 t**

Alors : x = $\frac{46430{,}54}{814009{,}913}$ = 0,057 m **= 5,7 cm**

Ce qui donne un souffle totale de :

W = WD + 0.4 WT + $\frac{1}{3}$WS

W = 8,125 + 0,4 × 3,75 + $\frac{1}{3}$ ×5,7 = 11,525 cm

Le souffle valeur absolue : **11,525 cm**

III.2.Type de joint choisi :

On choisi le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11.79 cm il faut considérer la famille de joints appelée ***Wd***(souffles moyens).

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde t intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci dessous montre la forme de ce joint

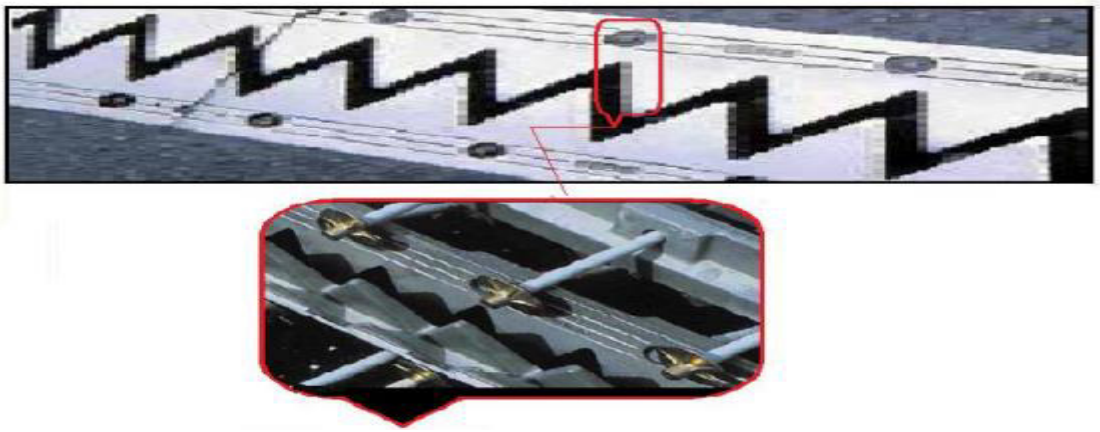


Fig. IX.6 Joint du type $\boldsymbol{Wd}$ (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit(100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd_{60}	60	61	71	66	67
Wd_{80}	80	84	92	85	86
Wd_{110}	110	116	104	94	90
Wd_{160}	160	169	158	141	139
Wd_{230}	230	185	127	102	97

Tab. IX.1 Différents modèles des joints$\boldsymbol{Wd}$.

Type	A_{min}	A_{max}	B_{min}	B_{max}	C_{min}	C_{max}	D_{min}	D_{max}	H	E	L	F	P(KN)*	(Nb)**
Wd_{60}	65	125	185	245	125	188	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd_{80}	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd_{110}	120	230	300	400	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd_{160}	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	300	120	190	4
Wd_{230}	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	350	170	190	5

Tab. IX.2 Caractéristiques physiques des joints $\boldsymbol{Wd}$

- Dimensions en mm ;
- $P(KN)^{*}$: Efforts de mise en tension par fixation ;
- $(NB)^{**}$: Nombre de fixations par élément

Suivant le souffle total, on choisit le joint $\boldsymbol{Wd160}$

► Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 150 mm..

IV.Le revêtement du tablier:

Le revêtement est assuré par une couche d'étanchéité et une autre couche de roulement :

IV.1.Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'ou la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

• étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
• étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes) :
• étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte :
• étanchéité par moyen haute cadence ;

IV.2.Couche de roulement :

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m3 à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.
La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

V.Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps :

- ✓ **Les glissières :** Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.
- ✓ **Le garde-corps :** Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

VI.Corniches:

Les corniches sont des éléments qui équipent lesbords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

• En éloignant l'eau des parements verticaux
• En jouant sur des effets de forme, de proportion,de couleur
• Et rattrapant les irrégularités de la structure.

VII. Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

• Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations.
• Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de plie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la haussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

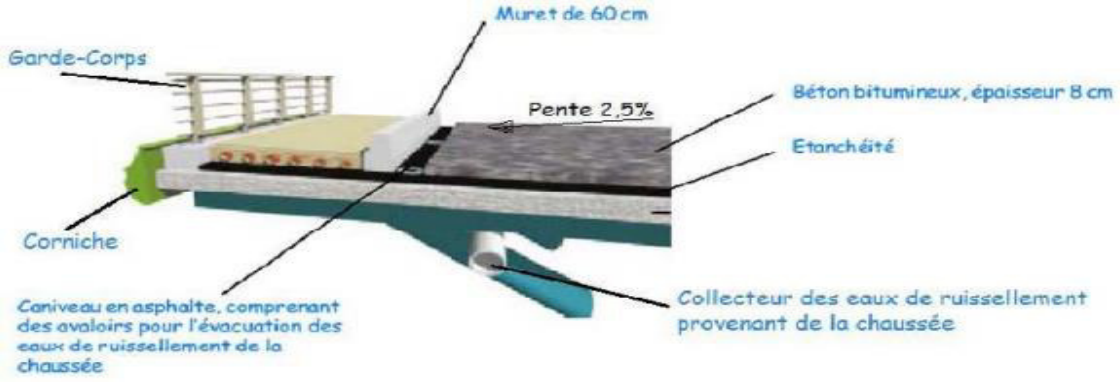


Fig IX.7 Les équipements du pont

VIII. Autres équipements : On citera tout particulièrement les dalles detransition, elles ont un rôle d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante etle pont en cas de tassement de remblai; se sont des dalles en béton armé,reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui parait le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan dugardecorps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée .en fin, les ponts être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans les calculs.

Chapitre X :

Etude de la pile

Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Liaison avec le tablier
- Les problèmes d'implantation au sol (biais).
- Les critères d'esthétique.

I. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.
Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

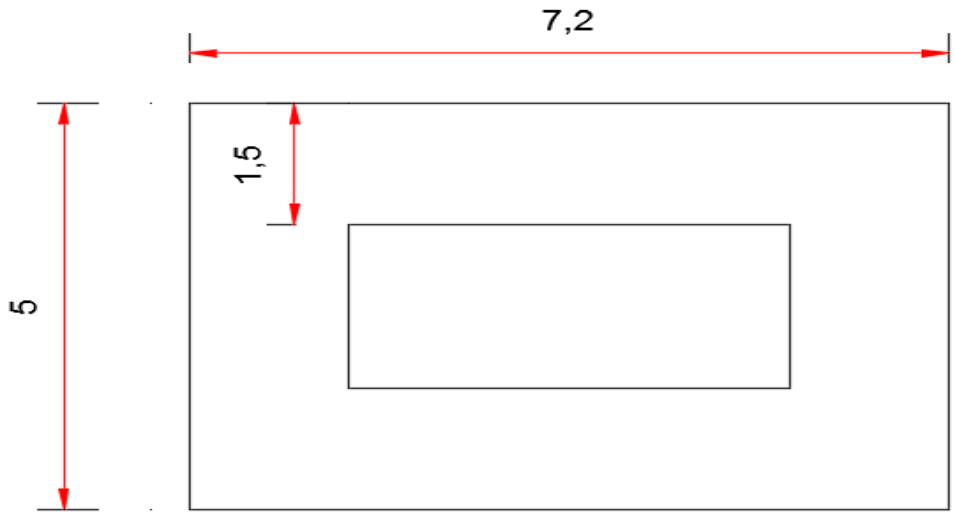


Fig X.1. Vue en plan de la pile

II. Pré-dimensionnement de la pile :

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.
Epaisseur du voile E :

$$\mathbf{E = Max\ [0{,}5m\ ;\ \frac{4H+L}{100} + 0{,}1m]}$$

Avec :
H: est la hauteur de la pile.
L : la portée de travée centrale

On a : H = 45,81 m L = 120 m

Donc : E = 3,13 m, on prendra une épaisseur de **E = 1,5 m** de chaque voile.

III. Le Ferraillage :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.
Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile2 de hauteur H=45,81m qui est la plus élancée.

a. Combinaisons de charges :

Les charges appliquées sont :
G : La charge permanente.
V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée)
W : La charge du vent.
FF: la force de freinage.
Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

Les combinaisons sont les suivantes :
E.L.S : G+V+W+FF
E.L.U: 1,35(G+V) +1,5(W+FF)
E.L.A: G+V+EX
G+V+EY

➢ **Application numérique :**

La charge permanente G :
S = 27,6m^2; H =45,81m
G = S*H*γ= 14.8*45,81*2.5 =3160,89 t
La charge verticale V:
La réaction d'appui verticale sur la pile R=2770,49 t.
La charge du vent W : W = 0,2 t/m^2.
La force de freinage FF : F = 36t.
La composante horizontale du séisme suivant l'axe x Ex :
Ex = 20% G
G= PP tablier + PP pile 4800,61+3160,89 = **7961,5 t**
Ex = 0,2×7961,5 = **1592,3 t**
La composante verticale du séisme suivant l'axe y Ey:
Ey = 14% G ⟹ Ey = 0,14×7961,5 = **1114,61 t**

✓ **Les combinaisons :**

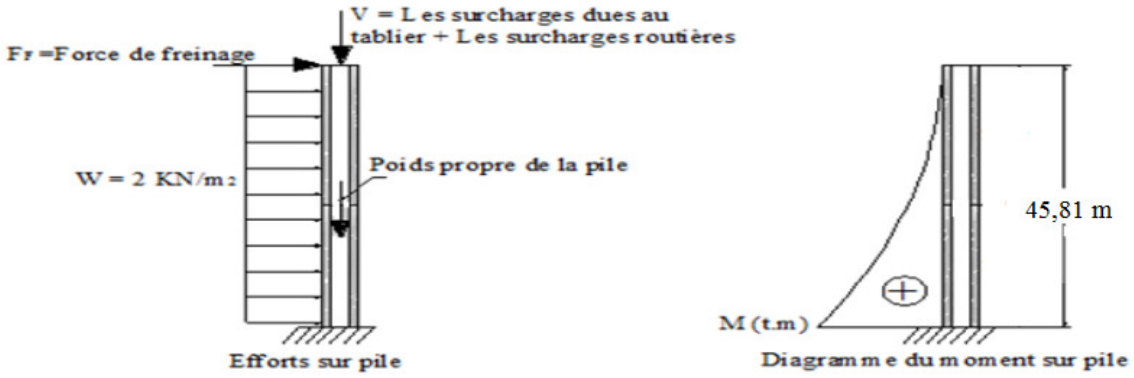


Fig. X.2 : Efforts et diagramme du moment sur la pile

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	ELS	ELU	ELA
R (t)	**5931,38**	**8007,363**	**5931,38**
N(t)	**5931,38**	**8007,363**	**5931,38**
T(t)	**101,966**	**152,95**	**1592,3**
M(t.m)	**3984,7**	**5977,05**	**72943,263**

Tab X.1 résume les sollicitations maximales sur la pile.

IV.1. Ferraillage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

➢ **Données du problème :**

•Résistance à la compression du béton **fc_{28} = 27 MPa.**
•Résistance à la traction : ft28 = 0,6 + 0,06 fc_{28} = **2,22 MPa.**
•Limite élastiques des aciers : **fe = 400 MPa**.
•Enrobage des armatures **c = c' = 5 cm.**
•Coefficient de fissuration $\boldsymbol{\mu}$ **= 1,6.**
• ELS d'ouverture des fissures:
Fissuration préjudiciable σst = **266,67 MPa.**
•Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.

IV.1.1. Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé:

b = 500 (cm)

H = 720 (cm)

Nu= 8007,363 t

Mx=3997, 5 t.m

My=2798, 25 t.m

A. Condition d'orientation de la section :

On a :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

$$\frac{1.5}{7{,}2} = 0{,}21 \leq \frac{1.5}{5} = 0.3$$ **Condition d'orientation est vérifiée**

Donnée d'entré à l'abaque :

$$n = \frac{N_u}{B \times H \times \delta} = \frac{8007.363}{5 \times 7.2 \times 2700} = 0.082$$

$$m_x = \frac{M_x}{B \times H^2 \times \delta} = \frac{3997.5}{5 \times 7.2^2 \times 2700} = 0{,}005$$

Alors, on tire de l'abaque :
ω = 0,08

Donc :

$$\omega = \frac{F_a \times f_e}{B \times H \times \delta} \longrightarrow F_a = \omega \times \frac{B \times H \times \delta}{f_e}$$

$$F_a = 0.08 \times \frac{5 \times 7.2 \times 27}{400} \times 10^4 = 1944 \text{ cm}^2$$

Avec :
n : Effort intérieur relatif sans dimension.
b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m
H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 7.2 m
W = βW28 = 27MPa : résistance du béton sur cube à 28 jours.
σ : Degré mécanique d'armature totale
Fa : La section des armatures.

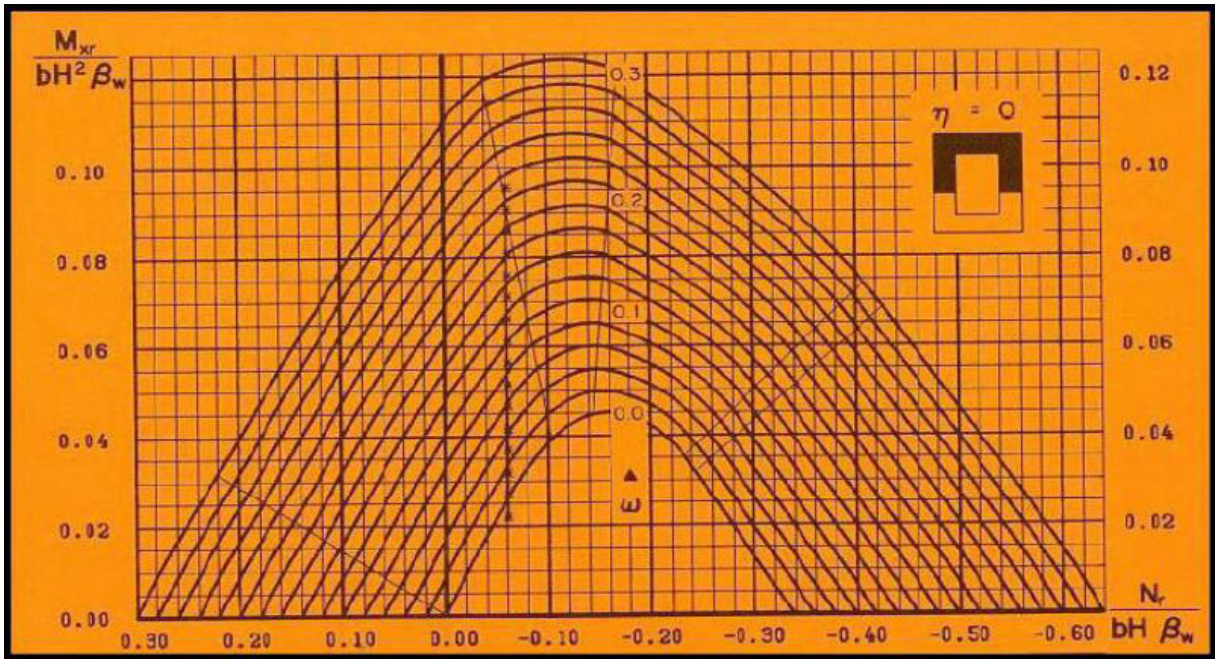


Fig X.3 Abaque de Walther pour la flexion composée

Donc:

AS1 = 0.35 Fa = **680cm2** soit : **86 HA Φ32**

Le ferraillage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

A1=43 HA Φ32 avec un espacement de **13cm**

AS2 = 0.15 Fa = **291.6 cm2** soit : **60 HA Φ25**

Le ferraillage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

A=30 HA Φ25 avec un espacement de **15cm**

B. Condition de non fragilité : selon le règlement ***BAEL91*** on a **:**

$$A_{s\,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

ftj= 2,22 MPa ; fe= 400 MPa ; b = 500cm ; d = 0,9 x h = 0,9 x 7.2 = 6.48 m

Asmin= 413.586 cm². ⟶ **La condition de non fragilité est vérifiée**

IV.1.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le **RPOA** par :

a) ***Espacement des armatures d'effort tranchant :*** En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

St = min [24Φ t; 8Φ l; 0,25 d]

Avec :

d : hauteur utile,

Φt : diamètre des armatures transversales.

Φl : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

St= min [(24 x 0.25) ;(8 x 0,32) ;(0.25 x 0,9 x 7.2)] = min [60 ; 25 ; 162]= **25 cm**

b) ***Section minimale des armatures transversale :***

La section At d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section AL, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

Al : est la section totale des armatures longitudinales,

fel et fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1944}{16} \times \frac{250}{100} = 303.75\ cm^2$$

A_t = 303.75 cm² soit **98 HA Φ20**

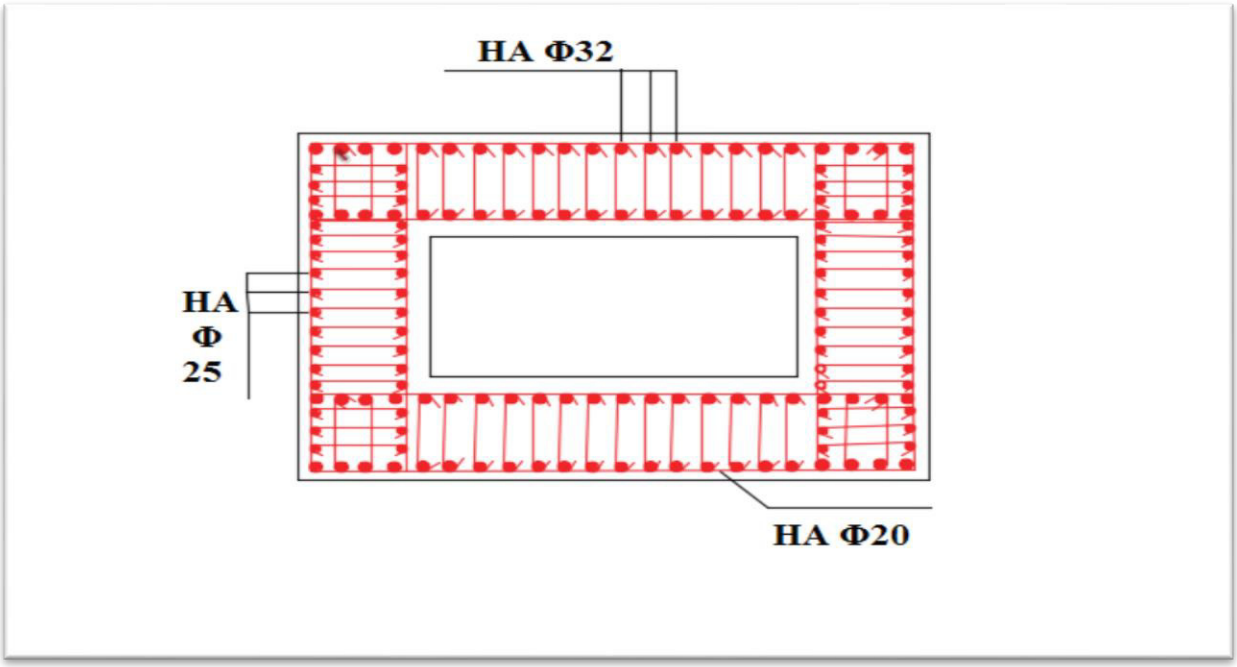


Fig X.4 Ferraillage de la section de la pile

c) Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \sqrt{1 - \frac{2 \times G}{\pi \times N}}$$

Les caractéristiques géométriques de la pile sont :

I=33.612 m^4

S = 27,6 m^2

H =45,81m
G = 3160,89 t
Nu= 8007,363 t

$$L_f = 2 \times 45.81 \times \sqrt{1 - \frac{2 \times 3160.89}{\pi \times 8007.363}} = 79.27 \text{ m}$$

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{33.612}{27.6}\right)^{1/2} = 1.612m$$

L'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{79.27}{1.612} = 49.17$

$\lambda < 50$ ⟶ **pas de risque de flambement**

INTRODUCTION :
Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et couteaux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

I- Fonction des culées :
Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

a- Les fonctions mécaniques :
Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :
- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

b- Les fonctions techniques :
La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :
- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- l'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

II. Choix du type de culée :
Il existe deux types de culées :
- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :
- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux (**Culée remblayée**), La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Deux mûrs latéraux (murs cachent) du coté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuis la dalle de transition.

- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

III.Pré dimensionnement (coté Tizi-ouzou) :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis; Ouvrages courants ».

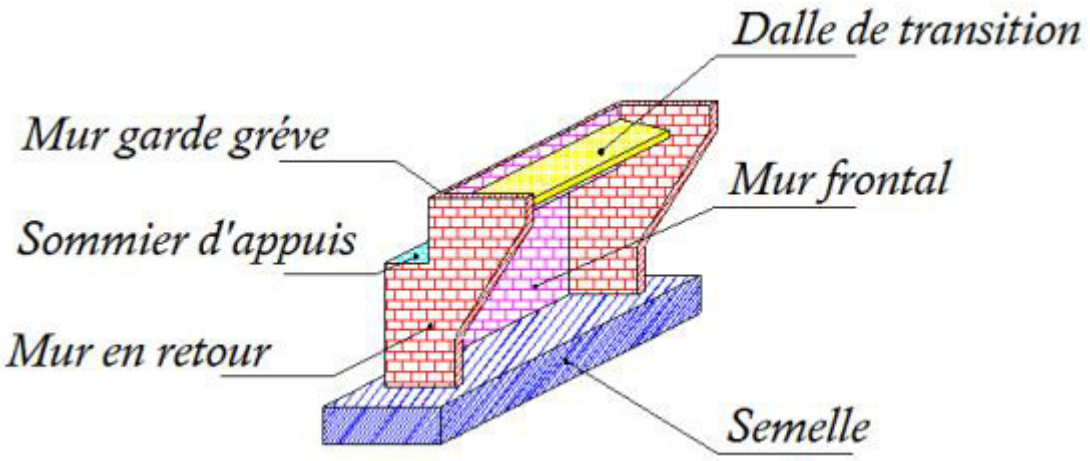


Fig XI.1 Les éléments constitutifs d'une culée.

III.1. Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève HGG:

HGG= hauteur du dernier caisson + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui

Donc : HGG= 2.7 + 0.15 + 0.3

Donc : HGG =3.15m

L épaisseurs du mur EGG:

EGG = Max [0.3 m, (HGG / 8)] = Max [0,3m, 0.4m]

On prend : EGG= 0.40 m

La longueur LGG:

LGG= la largeur de tablier = 13,8

III.2. Le mur de front :

La hauteur de mur frontal H_{MF} : H_{MF} = 8 m

L'épaisseur EMF : on prend l'épaisseur EMF = 2 m

La longueur LMF = la largeur de tablier, donc LMF = 13.8 m

III.3. Les murs cachent :

La hauteur du mur est : $h_C = h_{MGG} - h_{Corniche}$ (à l'extrémité encastrée) h_C= 2.9 m

L'épaisseur du mur est : E_C= 0.30 m

La longueur du mur latéral est : L_C= 2 m

III.4. Les murs en retour :

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 50 cm. On prend : EMR = 0.5 m

La hauteur est de HMR = 10 m celle de la culée

La longueur supérieure du mur en retour est de 4m

III.5. Dalle de transition

La longueur de la dalle est : L = Min [6 m, Max (3 m, 0.6H)]
H : étant la hauteur du remblai H = 7.6 m.
Donc : L = Min [6 m, Max (3 m, 6m)]
Soit : L = 6 m.
L'épaisseur de la dalle de transition généralement est : e = 30cm
La dalle de transition suit une pente de P = 5%.

III.6. La semelle

On prend :
L'épaisseur de la semelle est : e = 3 m.
La longueur de la semelle est : L = 13,80 m.(Quatre pieux de 1.2 m de diamètre)
La largeur de la semelle est : B = 9,4 m.(Deux pieux de 1.2 m de diamètre)

III.7. Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.
Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.
La longueur du sommier est : L = largeur du pont – 2x (épaisseur de mur cache)
Donc :
L = 13,2m.
La largeur du sommier est : B =2.50 m.
Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop prés du bord extérieur du sommier, on prend d =50 cm.

III.8. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 1m, une petite base de 0.75 m et une hauteur de 0.25 m.
La largeur de corbeaux est :
L= longueur du mur garde grève – 2 × (épaisseurs du mur en retour)
Donc : L =12.8 m.

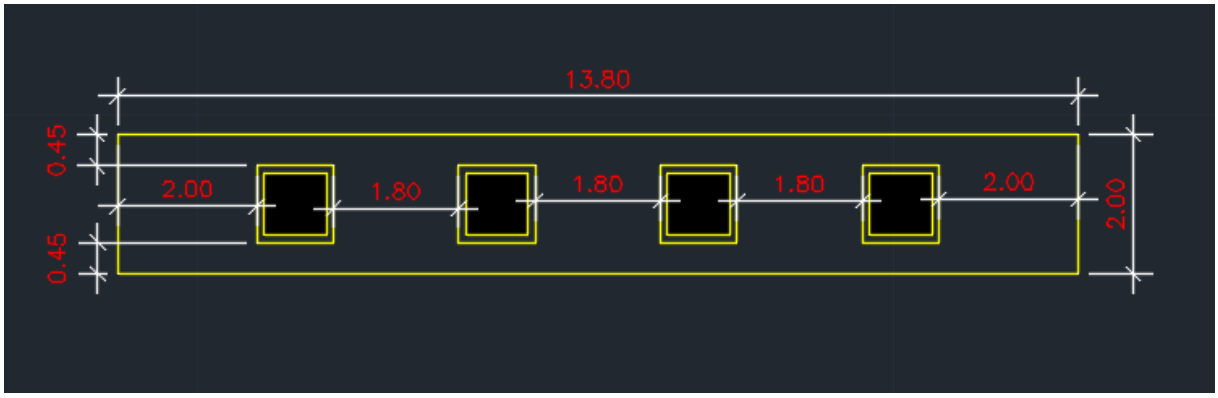


Fig XI.2 Vue en plan de l'emplacement des appareilles d'appuis sur la culée.

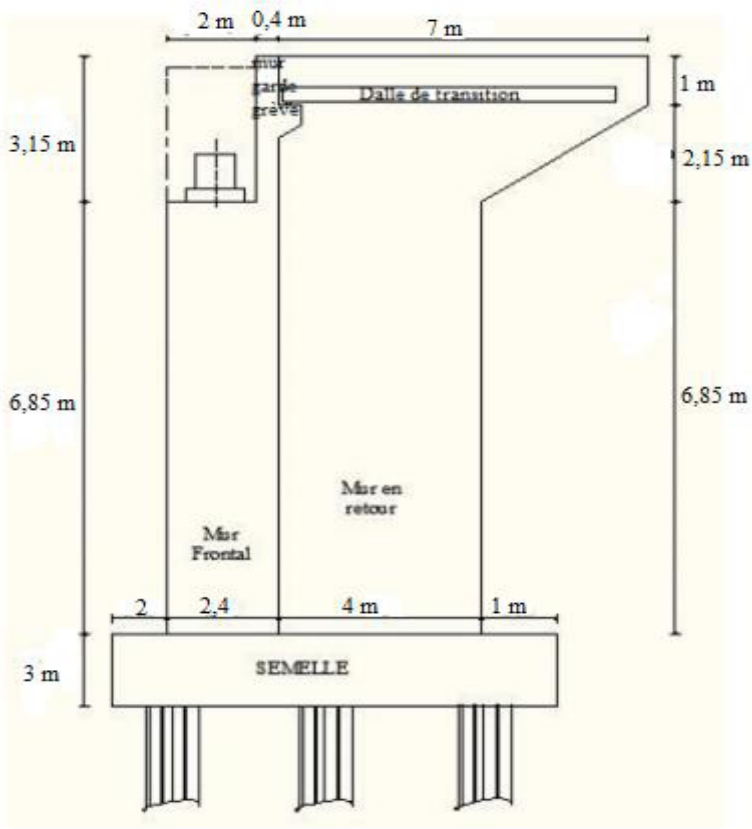


Fig.XI.3 Vue longitudinale de la culée.

IV. Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

IV.1. Calcul du coefficient de poussée :

- **Dans les conditions normales** :

$$KA = tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4})$$

- **Dans les conditions sismiques :**

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA :**

$$K_{ah} = \frac{cos^2(\varphi + a - \theta)}{[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\times\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\delta-a+\theta)\times\sin(a+\beta}}]^2 \times cos^2 a} \times K \times \frac{\cos(\delta-a)}{\cos(\delta-a+\theta)}$$

Avec :

ϕ: Angle de frottement interne (pour le remblai ϕ=30°.

α : Fruit de mur de soutènement α =0°.

β : Angle de talus. β=0°.

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) δ=0°.

θ: Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$\theta = Arc\ tg(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V})$

K : coefficient caractérisant le séisme :

$K = \varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2$

ε_H=0,1 : accélération du séisme dans le sens horizontal.

ε_V=0,07 : accélération du séisme dans le sens vertical.

- L'effort sismique horizontale : FH= εH × P
- L'effort sismique vertical : FV= (1 ± εV) × P

En conditions sismiques on prend :

- ε_H = 0.1 et ε_V= 0.07
- ε_H= 0.1 et ε_V= 0.00
- ε_H= 0.1 et ε_V= -0.07

Pour les conditions normales :

$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0.00$ K = 1 θ = 0° Kah = 0.333

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	θ^2	K_{ah}
Condition normal	1er Cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical↓ + horizontal	2eme Cas	0,10	0,07	1,075	5,34	0,420
Horizontal	3eme Cas	0,10	0,00	1,005	5,71	0,395
Vertical↑ + horizontal	4eme Cas	0,10	-0,07	0,935	6,14	0,374

Tab XI.1 Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme

- **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité q = 1t /m^2, qu'on majore par 20 % :

P = q. S

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largueur L :

$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

γ =1,8 t / m^3, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

➢ Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	Calcul de P	Efforts horizontaux $\varepsilon_H P$	Effort verticaux $(1\pm \varepsilon_V)P$	Bras de levier H	Bras de levier V	Moment de renversement F_hV	Moment de renversement F_vH
Mur de garde grève	43,57	0	43,57	4,2	11,425	0	182,994
	43,57	4,357	46,62	4,2	11,425	0	195,804
	43,57	4,357	43,57	4,2	11,425	49,778725	182,994
	43,57	4,357	40,52	4,2	11,425	49,778725	170,184
corbeau	7,04	0	7,04	4,019	11,26	49,778725	28,29376
	7,04	0,704	7,53	4,019	11,26	0	30,26307
	7,04	0,704	7,04	4,019	11,26	7,92704	28,29376
	7,04	0,704	6,55	4,019	11,26	7,92704	26,32445
Mur frontal	552	0	552	3,2	6,425	7,92704	1766,4
	552	55,2	590,64	3,2	6,425	0	1890,048
	552	55,2	552	3,2	6,425	354,66	1766,4
	552	55,2	513,36	3,2	6,425	354,66	1642,752
Mur en retour	100	0	100	6,955	3,79	0	695,5
	100	10	10,7	6,955	3,79	37,9	74,4185
	100	10	100	6,955	3,79	37,9	695,5
	100	10	9,3	6,955	3,79	37,9	64,6815
Mur cache	8,7	0	8,7	3	11,3	0	26,1
	8,7	0,87	9,309	3	11,3	9,831	27,927
	8,7	0,87	8,7	3	11,3	9,831	26,1
	8,7	0,87	8,091	3	11,3	9,831	24,273
semelle	972,9	0	972,9	4,7	1,5	0	4572,63
	972,9	97,29	1041,003	4,7	1,5	145,935	4892,7141
	972,9	97,29	972,9	4,7	1,5	145,935	4572,63
	972,9	97,29	904,797	4,7	1,5	145,935	4252,5459
Dalle de transition	57,6	0	57,6	7,4	12,15	0	426,24
	57,6	5,76	61,63	7,4	12,15	69,984	456,062
	57,6	5,76	57,6	7,4	12,15	69,984	426,24
	57,6	5,76	53,57	7,4	12,15	69,984	396,418
Poids des terres sur la dalle de transition	124,42	0	124,,42	7,4	12,65	0	920,708
	124,42	12,442	133,13	7,4	12,65	157,3913	985,162
	124,42	12,442	124,42	7,4	12,65	157,3913	920,708
	124,42	12,442	115,71	7,4	12,65	157,3913	856,254
Poids des terres sur la semelle	1271,81	0	1271,81	6,794	8	0	8640,6771
	1271,81	127,181	1360,84	6,794	8	1017,448	9245,547
	1271,81	127,181	1271,81	6,794	8	1017,448	8640,6771
	1271,81	127,181	1182,78	6,794	8	1017,448	8035,8073
Poids des surcharges	76,8	0	76,8	7,4	13	0	568,32
	76,8	7,68	82,176	7,4	13	99,84	608,1024
	76,8	7,68	76,8	7,4	13	99,84	568,32
	76,8	7,68	71,42	7,4	13	99,84	528,508
Poussée des Mur GG +	213,12	213,12	/	/	6,85	1459,872	/
	268,8	268,8	/	/	6,85	1841,28	/

terres	Mur frontal	252,8	252,8	/	/	6,85	1731,68	/
		239,6	239,6	/	/	6,85	1641,26	/
	semelle	37,223	37,223	/	/	1	37,223	/
		46,95	46,95	/	/	1	46,95	/
		44,153	44,153	/	/	1	44,153	/
		41,181	41,181	/	/	1	41,181	/
Poussée des surcharges	Mur GG+ Mur frontal	51,149	51,149	/	/	8,08	413,28392	/
		64,512	64,512	/	/	8,08	521,25696	/
		60,672	60,672	/	/	8,08	490,22976	/
		57,447	57,447	/	/	8,08	464,17176	/
	semelles	16,543	16,543	/	/	1,5	24,8145	/
		20,866	20,866	/	/	1,5	31,299	/
		19,624	19,624	/	/	1,5	29,436	/
		18,580	18,580	/	/	1,5	27,87	/
total		1)	318,035	1324,73	/	/	1935,19342	17827,8629
		2)	401,128	3343,578			4391,48103	18341,594
		3)	377,249	3114,84			4246,19383	17827,8629
		4)	356,808	2906,098			4125,17783	7961,94085

Tab XI.2 Calcul des moments et des efforts globaux.

IV.2. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- ✓ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \Longrightarrow \text{Condition normal}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1 \Longrightarrow \text{Condition sismique}$$

- ✓ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{F_V}{F_H} tan\,\phi \geq 1,5 \Longrightarrow \text{Condition normal}$$

$$\frac{F_V}{F_H} tan\,\phi \geq 1 \Longrightarrow \text{Condition sismique}$$

Cas	F_V	F_H	M_R	M_S	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{F_V}{F_H} tan\,\phi$
1	1324,73	318,035	1935,19342	17827,8629	9,21244498	2,40507838
2	3343,578	401,128	4391,48103	18341,594	4,1766306	4,81288251
3	3114,84	377,249	4246,19383	17827,8629	4,19855137	4,7674311
4	2906,098	356,808	4125,17783	7961,94085	1,93008427	4,70275606

Tab XI.3 Résultats du calcul de la poussée à vide.

- **Conclusion :**

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée

Conclusion générale

Conclusion Générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos pré-requis durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'université de Mouloud Mammeri deTizi-Ouzou.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieurs telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte ainsi que les logiciels de calculs des structures « Robot structural analysis ...»

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a apprit durant notre cursus et aussi une occasion d'intégrer le milieu professionnel.

Bibliographie

Bibliographie

Livres et règlements :

- Conception des ponts.J.A Calgaro et A.Bernard-Gély. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994».
- Projet et construction des ponts.J.A Calgaro et M.Virlogeux. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1987».
- Le béton précontraint aux états limites .Henry. Thonier. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 ».
- Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. J.MATHIVAT. «Seyroles,

Paris, 1979 ».

- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs (SETRA).
- RCPR : Règlement définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art.
- BAEL91mod 99 : béton armé aux états limite.
- Le BPEL béton précontrainte aux états limite.
- Catalogue de joints de chaussée CIPEC.
- Appareils d'appui en élastomère fretté. (Document SETRA bulletin n°4).
- Catalogue FREYSSINET
- Documents récupéré de L'ANA (Agence nationale des autoroutes) le maitre de l'ouvrage du projet.

Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 (conception assisté par ordinateur).
- AutoCAD 2016 (dessin assisté par ordinateur).
- Microsoft Office 2013 (Calcul, Traitement de texte, présentation).

Sites internet :

- www.google.com
- www.setra.fr
- www.freyssinet.com