

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



Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Parasismique et Dynamique des Structures  
Projet de fin d'études  
En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Etude et conception d'un tablier de pont  
caisson en béton précontraint réalisé par  
poussage, situé à Ghar El-Baz (Jijel)**

Soutenues le 26 juin 2013 devant le jury composé de :

Président de jury : Mme. MORSLI

*Réalisé par :*

ACHI Loubna

BRAHMI Thiziri

Encadrées par : Mme. B. CHERID & M. S. LAKHAL

Examineurs : Mme. H. MOUHABEDDINE

M. B.DJERIR

*Proposé par :*

M.DJERIR



Invité : M. A.SLIMANI

Membre permanent : Mme. Baouche

*Promotion Juin 2013*

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP 182 El-Harrach

16200 Alger (Algérie)

# Dédicaces

*Je dédie tout d'abord et du fond du cœur ce modeste travail à ma belle étoile qui puisse exister dans l'univers « Mama », à mon très cher « Papa », sans leurs sacrifices et encouragement, je n'aurais jamais abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.*

*Sans jamais oublier mes chers soeurs et frères*

*A toute ma famille*

*A ma binôme et toute sa famille*

*Et à tous mes amis et collègues de l'ENP et ailleurs*

*Loubna ☺*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma défunte grande-mère Fatima*

*Mes très chers parents*

*Mon frère Ahcene et à ma sœur Kahina*

*Toute la famille BRAHMI*

*Ma grande-mère Aziza et toute la famille MAMOURI*

*Ma tante Zahra et toute la famille NOURI*

*Ma tante Nadia, son mari R.MOURAH et leur enfants*

*Ma binôme Loubna et toute sa famille*

*Ainsi qu'à tous mes amis sans exception.*

*Thiziri*

# *Remerciements*

Avant tout, nous remercions Dieu le tout Miséricordieux de nous avoir guider tout le long de nos parcours.

Nous remercions profondément nos promoteurs, Mme.CHERID et Mr.LAKHAL, pour tout l'aide qu'ils nous ont procurés afin de bien élaborer notre projet.

Nous tenant vivement à adresser nos profonds remerciements à Mr.SLIMANI, à qui nous somme très reconnaissantes pour l'aide qu'il nous a porté et au temps qu'il nous a consacré.

Nous remercions infiniment M.DJERRIR, ingénieur chef d'étude à la SAPTA de nous avoir proposer le thème de ce travail.

Nous souhaitons également manifester notre vif respect auprès de tout les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Nous voudrions pleinement exprimer notre profond respect à notre bibliothécaire Ami Saleh qui a toujours occupé la place d'un parent attentif pour tous les étudiants de l'école.

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر بالدفعه. يبلغ طول هذا الجسر ٢٦٨ متر و يتكون من ٥ مقاطع بطول ٤٤ متر للمقطعين الجانبيين و ٦٠ متر للمقاطع الوسطى، و الذي يتضمن ميلاً بقيمة ٢,٥٣ % . يبلغ عرض الجسر ١٠,٤٠ متر، مع وجود رصيفين للمارة عرض كل واحد منهما ١,٧ متر . يرتكز هذا الجسر على اربعة مساند من الخرسانة المسلحة. معاينة مختلف القوى المؤثرة على الجسر تمت بواسطة برنامج الى مختص الا و هو روبو .

**الكلمات المفتاحية :** جسر مدفوع، مقدم رأس، خرسانة مضغوطة .

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont caisson en béton précontraint réalisé par poussage. L'ouvrage à une longueur de 268 m, il est composé de cinq travées : deux travées de rive de 44 m de longueur, et trois travées intermédiaires de 60 m.

Le tablier a une largeur totale de 10,40 m et présente une pente de 2,53 % , et comporte deux trottoirs de largeur de 1,70 m chacun. Il repose sur deux piles et deux piles-culées en béton armé.

L'évaluation des différentes sollicitations est effectuée au moyen d'un outil informatique qui est le logiciel de modélisation Robot Structural.

**Mots clés :** Pont poussé, avant-bec, béton précontraint.

## Abstract

The goal of this work is the design and the study of an incremental launching bridge. The bridge's axis has 268 m length, and composed of five spans : two bank spans of 44 m length, and three intermediate spans of 60 m.

The roadway has 10,40 m width and provide 2,53 % of declivity, and has two pavements of 1,70 m. This one rests on two concrete piles and two abutment-piles.

The evaluation of the various solicitations is made by using an informatic tool who is the modelling software Robot Millinium.

**Key words :** Incremental launched bridge, before metal nozzle, concrete prestressed.

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>12</b>
<b>I Généralités</b>	<b>14</b>
I.1 Introduction . . . . .	15
I.2 Présentation du projet . . . . .	15
I.3 Les données naturelles . . . . .	15
I.3.1 La topographie . . . . .	15
I.3.2 La reconnaissance géotechnique . . . . .	17
I.3.3 Les actions susceptibles de solliciter l'ouvrage . . . . .	18
I.4 Les données fonctionnelles . . . . .	20
I.4.1 Tracé en plan . . . . .	20
I.4.2 Profil en long . . . . .	21
I.4.3 Profil en travers . . . . .	21
I.5 Historique des ponts poussés . . . . .	22
I.6 Principes généraux de poussage . . . . .	22
I.6.1 Principe de la méthode . . . . .	22
I.6.2 Types de ponts poussés . . . . .	22
I.7 Avantages du procédé . . . . .	24
I.8 Conditions et limites d'application du procédé . . . . .	25
I.9 Caractéristiques des matériaux . . . . .	25
I.9.1 Béton . . . . .	25
I.9.2 Aciers . . . . .	27
I.10 Conclusion . . . . .	30
<b>II Conception générale du tablier</b>	<b>31</b>
II.1 Introduction . . . . .	32
II.2 Conception et pré-dimensionnement . . . . .	32

II.2.1	Pré-dimensionnement de la section transversale . . . . .	32
II.2.2	Pré-dimensionnement de la section longitudinale . . . . .	34
II.3	Caractéristiques géométriques de la section choisie . . . . .	35
II.3.1	La section courante . . . . .	35
II.3.2	La section sur pile . . . . .	36
II.4	Conclusion . . . . .	36
<b>III</b>	<b>Charges et surcharges</b>	<b>37</b>
III.1	Introduction . . . . .	38
III.2	Caractéristiques géométriques du pont . . . . .	38
III.2.1	La largeur roulable . . . . .	38
III.2.2	La largeur chargeable . . . . .	38
III.2.3	Le nombre de voies . . . . .	39
III.2.4	La largeur de la voie . . . . .	39
III.2.5	La classe du pont . . . . .	39
III.3	Charges et surcharges en service . . . . .	39
III.3.1	Charges permanentes . . . . .	39
III.3.2	Surcharges routières . . . . .	42
III.4	Charges et surcharges en cours de poussage . . . . .	49
III.4.1	Poids propre de l'avant bec et des plots : . . . . .	49
III.4.2	Effet du vent : . . . . .	50
III.4.3	Dénivellation des appuis : . . . . .	50
III.4.4	Gradient thermique : . . . . .	50
III.4.5	Effets du matériel de poussage : . . . . .	51
III.5	Les combinaisons de charges . . . . .	51
III.5.1	Combinaisons en cours de poussage : . . . . .	51
III.5.2	Combinaison en cours d'exploitation : . . . . .	52
III.6	Conclusion . . . . .	52
<b>IV</b>	<b>Calcul des sollicitations</b>	<b>53</b>
IV.1	Introduction . . . . .	54
IV.2	En phase de poussage . . . . .	54
IV.2.1	Sollicitations dues aux poids propre du tablier . . . . .	54
IV.2.2	Sollicitations dues aux dénivellations d'appuis . . . . .	60
IV.2.3	Sollicitations dues aux gradient thermique . . . . .	65

IV.2.4	Estimation des efforts de poussage . . . . .	66
IV.3	En phase de service . . . . .	68
IV.3.1	Choix et présentation du logiciel de calcul . . . . .	68
IV.3.2	La modélisation . . . . .	68
IV.3.3	Les combinaisons utilisées . . . . .	69
IV.3.4	Les resultats . . . . .	72
IV.4	Conclusion . . . . .	75
<b>V</b>	<b>Conception et étude de la précontrainte</b>	<b>76</b>
V.1	Introduction . . . . .	77
V.2	Conception de la précontrainte . . . . .	77
V.2.1	Précontrainte de poussage . . . . .	79
V.2.2	Précontrainte de continuité . . . . .	82
V.2.3	Le câblage définitif . . . . .	83
V.2.4	Mise en œuvre de la précontrainte . . . . .	83
V.2.5	Précontrainte complémentaire et additionnelle . . . . .	88
V.3	Etude de la précontrainte . . . . .	88
V.3.1	Précontrainte de poussage . . . . .	89
V.3.2	Précontrainte de continuité . . . . .	96
V.3.3	Calcul des pertes de précontrainte . . . . .	100
V.4	Vérification des contraintes . . . . .	105
V.4.1	Vérification en phase de construction . . . . .	106
V.4.2	Vérification en phase d'exploitation . . . . .	107
V.5	Vérification de l'effort tranchant . . . . .	109
V.5.1	Calcul de l'effort tranchant . . . . .	110
V.5.2	Calcul de la contrainte de cisaillement limite . . . . .	110
V.5.3	Détermination des armatures transversales . . . . .	111
V.6	Vérification à la torsion . . . . .	112
V.6.1	Justification à l'état limite de service . . . . .	112
V.6.2	Justification à l'état limite ultime . . . . .	112
V.7	Vérification de la flèche maximale . . . . .	112
V.8	Conclusion . . . . .	113
<b>VI</b>	<b>Etude de la section transversale</b>	<b>114</b>
VI.1	Introduction . . . . .	115



---

VI.2 Modélisation . . . . .	115
VI.3 Les combinaisons . . . . .	115
VI.4 les sollicitations maximums . . . . .	116
VI.4.1 Le moment fléchissant . . . . .	116
VI.4.2 L'effort tranchant . . . . .	116
VI.5 Ferrailage transversal et longitudinal . . . . .	119
VI.5.1 Calcul du ferrailage transversal . . . . .	119
VI.5.2 Calcul du ferrailage longitudinal . . . . .	121
VI.6 Conclusion . . . . .	121
<b>VIMéthodologie d'exécution du poussage</b>	<b>122</b>
VII.1Introduction . . . . .	123
VII.2Matériels d'aide au poussage . . . . .	123
VII.3Dispositifs de guidage et de glissement . . . . .	124
VII.3.1Système PTFE sur inox . . . . .	124
VII.3.2Guidages latéraux . . . . .	126
VII.4Equipement des têtes de piles . . . . .	126
VII.4.1Dispositifs provisoires de glissement . . . . .	126
VII.4.2Emplacements pour vérinage . . . . .	127
VII.5Procédé de poussage . . . . .	127
VII.6L'aire de préfabrication . . . . .	128
VII.6.1Présentation de l'aire de préfabrication . . . . .	128
VII.6.2Système de glissement sur longrines . . . . .	129
VII.7Découpage des tronçons . . . . .	130
VII.8Le cycle de fabrication d'un plot . . . . .	130
VII.9Conclusion . . . . .	130
<b>Conclusion générale</b>	<b>131</b>

# Liste des tableaux

I.1	Couches lithologiques du site . . . . .	17
I.2	Vérification des contraintes admissibles de traction . . . . .	28
III.1	Charges permanentes . . . . .	42
III.2	Les valeurs de $A_2(1)$ pour une seule travée chargée . . . . .	43
III.3	Les valeurs de $A_2(1)$ (deux travées chargées) . . . . .	44
III.4	Les valeurs de $A_2(1)$ (trois travées chargées) . . . . .	44
III.5	Les valeurs de $A_2(1)$ (quatre travées chargées) . . . . .	44
III.6	Les valeurs de $A_2(1)$ (cinq travées chargées) . . . . .	44
III.7	Les Valeurs de $S_{Bc}$ . . . . .	45
III.8	Les valeurs de $S_{Bt}$ . . . . .	46
III.9	Coefficients de majorations dynamiques . . . . .	48
III.10	Surcharge sur trottoirs . . . . .	49
III.11	Coefficients de combinaison des charges en cours d'exploitation . . . . .	52
IV.1	Les sollicitations de la première phase critique . . . . .	54
IV.2	Les sollicitations de la Deuxième phase critique . . . . .	55
IV.3	Les sollicitations de la Troisième phase critique . . . . .	55
IV.4	Les sollicitations de la Quatrième phase critique . . . . .	55
IV.5	Les sollicitations de la Cinquième phase critique . . . . .	56
IV.6	Les sollicitations de la sixième phase critique . . . . .	56
IV.7	Les sollicitations de la septième phase critique . . . . .	56
IV.8	Les sollicitations de la huitième phase critique . . . . .	56
IV.9	Les sollicitations de la neuvième phase critique . . . . .	57
IV.10	Les sollicitations de la première phase de poussage . . . . .	57
IV.11	Les sollicitations de la Deuxième phase de poussage . . . . .	57
IV.12	Les sollicitations de la Troisième phase de poussage . . . . .	58
IV.13	Les sollicitations de la Quatrième phase de poussage . . . . .	58

IV.14	Les sollicitations de la Cinquième phase de poussage . . . . .	58
IV.15	Les sollicitations de la Sixième phase de poussage . . . . .	58
IV.16	Les sollicitations de la Septième phase de poussage . . . . .	59
IV.17	Les sollicitations de la Huitième phase de poussage . . . . .	59
IV.18	Les sollicitations de la Neuvième phase de poussage . . . . .	59
IV.19	Les sollicitations de la Dixième phase de poussage . . . . .	60
IV.20	Les sollicitations max au cours de poussage . . . . .	60
IV.21	Moments de dénivellation de la phase 1 . . . . .	63
IV.22	Moments de dénivellation de la phase 2 . . . . .	63
IV.23	Moments de dénivellation de la phase 3 . . . . .	64
IV.24	Moments de dénivellation de la phase 4 . . . . .	65
IV.25	Valeurs calculées de $R_m$ . . . . .	67
IV.26	Tableau représentant les différentes combinaisons . . . . .	71
V.1	Valeurs des enrobages . . . . .	89
V.2	Caractéristiques géométriques de la section . . . . .	91
V.3	Efforts de précontrainte résultants . . . . .	92
V.4	Nombre de câbles de poussage : phase N°1 . . . . .	92
V.5	Vérification des contraintes :phase N°1 . . . . .	93
V.6	Nombre de câbles de poussage : phase N°2 . . . . .	93
V.7	Vérification des contraintes :phase N°2 . . . . .	93
V.8	Nombre de câbles de poussage : phase N°3 . . . . .	93
V.9	Vérification des contraintes :phase N°3 . . . . .	93
V.10	Nombre de câbles de poussage : phase N°4 . . . . .	94
V.11	Vérification des contraintes :phase N°4 . . . . .	94
V.12	Nombre de câbles de poussage : phase N°5 . . . . .	94
V.13	Vérification des contraintes :phase N°5 . . . . .	94
V.14	Nombre de câbles de poussage : phase N°6 . . . . .	94
V.15	Vérification des contraintes :phase N°6 . . . . .	94
V.16	Nombre de câbles de poussage : phase N°7 . . . . .	95
V.17	Vérification des contraintes :phase N°7 . . . . .	95
V.18	Nombre de câbles de poussage : phase N°8 . . . . .	95
V.19	Vérification des contraintes :phase N°8 . . . . .	95
V.20	Nombre de câbles de poussage : phase N°9 . . . . .	95
V.21	Vérification des contraintes :phase N°9 . . . . .	95

---

V.22 Déviations des câbles de continuité au niveau des déviateurs . . . . .	99
V.23 Déviations des câbles de continuité au niveau des appuis . . . . .	99
V.24 Effet de la précontrainte sur toutes les travées . . . . .	99
V.25 Nombre de câbles de continuité . . . . .	100
V.26 Vérification des contraintes . . . . .	100
V.27 Pertes totales : précontrainte de poussage . . . . .	104
V.28 Pertes totales : précontrainte de continuité . . . . .	105
V.29 Vérification des contraintes supérieures en travée . . . . .	106
V.30 Vérification des contraintes inférieures en travée . . . . .	106
V.31 Vérification des contraintes supérieures sur appui . . . . .	107
V.32 Vérification des contraintes inférieures sur appui . . . . .	107
V.33 Vérification des contraintes supérieures en travée . . . . .	108
V.34 Vérification des contraintes inférieures en travée . . . . .	108
V.35 Vérification des contraintes supérieures sur appui . . . . .	108
V.36 Vérification des contraintes inférieures sur appui . . . . .	108
V.37 Vérification des contraintes supérieures en travée . . . . .	108
V.38 Vérification des contraintes inférieures en travée . . . . .	108
V.39 Vérification des contraintes supérieures sur appui . . . . .	108
V.40 Vérification des contraintes inférieures sur appui . . . . .	109
V.41 Valeur de la Contrainte de cisaillement limite . . . . .	110
V.42 Contraintes de cisaillement à l'ELS . . . . .	110
V.43 Contraintes de cisaillement à l'ELU . . . . .	111
VI.1 Les combinaisons utilisées pour la section transversale . . . . .	116

# Table des figures

I.1	La RN43 . . . . .	16
I.2	Emplacement du projet . . . . .	16
I.3	Tracé en plan . . . . .	20
I.4	Profil en long . . . . .	21
I.5	Poussage bilatéral . . . . .	23
I.6	Poussage unilatéral . . . . .	24
I.7	Diagramme efforts-déformations . . . . .	29
I.8	Câble 12T15 . . . . .	30
II.1	Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire . . . . .	32
II.2	Éléments constitutifs du caisson . . . . .	33
II.3	Section transversale du caisson courant . . . . .	35
II.4	Section transversale du caisson sur pile . . . . .	36
III.1	La largeur chargeable et la largeur roulable [1] . . . . .	39
III.2	Schéma de la barrière BN4 . . . . .	40
III.3	Bordure du trottoir [2] . . . . .	41
III.4	Les éléments non porteurs du tablier . . . . .	42
III.5	Système $B_c$ . . . . .	45
III.6	Système $B_r$ . . . . .	46
III.7	Système $B_t$ . . . . .	46
III.8	Convoi $M_{c120}$ . . . . .	47
III.9	Convoi type $D_{280}$ . . . . .	49
IV.1	Première phase critique . . . . .	54
IV.2	Deuxième phase critique . . . . .	55
IV.3	Troisième phase critique . . . . .	55
IV.4	Quatrième phase critique . . . . .	55

IV.5 Cinquième phase critique . . . . .	56
IV.6 Sixième phase critique . . . . .	56
IV.7 Septième phase critique . . . . .	56
IV.8 Huitième phase critique . . . . .	56
IV.9 Neuvième phase critique . . . . .	57
IV.10 Première phase de poussage . . . . .	57
IV.11 Deuxième phase de poussage . . . . .	57
IV.12 Troisième phase de poussage . . . . .	58
IV.13 Quatrième phase de poussage . . . . .	58
IV.14 Cinquième phase de poussage . . . . .	58
IV.15 Sixième phase de poussage . . . . .	58
IV.16 Septième phase de poussage . . . . .	59
IV.17 Huitième phase de poussage . . . . .	59
IV.18 Neuvième phase de poussage . . . . .	59
IV.19 Dixième phase de poussage . . . . .	59
IV.20 Effet d'une dénivellation d'appui sur culée . . . . .	61
IV.21 Effet d'une dénivellation d'appui sur le premier appui . . . . .	61
IV.22 Effet d'une dénivellation d'appui sur le deuxième appui . . . . .	62
IV.23 Principe du système Eberspacher [3] . . . . .	67
IV.24 Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot . . . . .	69
IV.25 Moment max en travée . . . . .	70
IV.26 Moment max sur appui . . . . .	70
IV.27 effort tranchant max . . . . .	70
IV.28 Diagramme du moment sous le poids propre . . . . .	72
IV.29 Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable à ELU . . . . .	72
IV.30 Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable à ELS . . . . .	73
IV.31 Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre . . . . .	73
IV.32 Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable à l'ELU . . . . .	74
IV.33 Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable à l'ELS . . . . .	74
IV.34 Diagramme du moment de torsion sous le poids propre . . . . .	74
IV.35 Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable à l'ELU . . . . .	75
IV.36 Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable à l'ELS . . . . .	75
V.1 câblage rectiligne [3] . . . . .	79
V.2 Câblages : définitifs et provisoires [3] . . . . .	80

V.3 Câbles antagonistes provisoirs [3] . . . . .	81
V.4 Câbles antagonistes définitifs [3] . . . . .	81
V.5 Tracé des câbles de poussage . . . . .	90
V.6 Tracé des câbles extérieurs . . . . .	98
V.7 Shéma présentant l'effet de la précontrainte sur une travée . . . . .	99
V.8 Influence du recul d'ancrage sur la longueur du câble . . . . .	102
V.9 Vérification de la flèche maximale . . . . .	113
VI.1 Vue en 3D du caisson modélisé . . . . .	115
VI.2 Diagramme du moment max à l'ELU . . . . .	116
VI.3 Diagramme du moment max à l'ELS . . . . .	117
VI.4 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU . . . . .	117
VI.5 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS . . . . .	117
VI.6 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU . . . . .	118
VI.7 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS . . . . .	118
VII.1Accostage avec plaque articulée [3] . . . . .	124
VII.2Dispositif de relevage par vérins [3] . . . . .	124
VII.3Système PTFE sur inox [3] . . . . .	125
VII.4Dispositifs de guidage et réglage latéral [3] . . . . .	126
VII.5Système Eberspacher [3] . . . . .	128
VII.6Système de glissement sur longrines [3] . . . . .	129

# Introduction générale

La corniche reliant la wilaya de Djijel à la wilaya de Bejaïa sur la route nationale (RN43) est l'un des meilleurs endroits en Algérie qui attire plein de touristes durant toutes les saisons, ce qui la rend très encombrante. La grotte de Ghar El-Baz qui se trouve à côté de cette route, connaît des chutes courantes de pierres dues à des causes naturelles, ce qui peut engendrer des désagréments aux usagers qui empruntent ce tronçon. Tous cela à pousser les autorités à trouver une solution ; soit construire un soutènement des terres qui tombent, soit un écartement de l'axe routier de la montagne. Cette dernière est la solution retenue.

A cet effet, le projet de construire un viaduc traversant une partie de la plage sur la côte de Taza, a été proposé par l'entreprise nationale EPE-SAPTA. L'ouvrage envisagé est un pont caisson en béton précontraint, coulé sur place et construit par poussage.

L'objectif de notre travail est : l'étude et la conception d'un tablier d'un pont caisson en béton précontraint, coulé sur place et construit par poussage.

En premier lieu, nous présenterons le projet qui est actuellement en cours de réalisation, puis la méthode de construction adaptée et les matériaux utilisés, par la suite, nous déterminerons la conception générale du tablier, et les charges et surcharges susceptibles d'être appliquées à l'ouvrage.

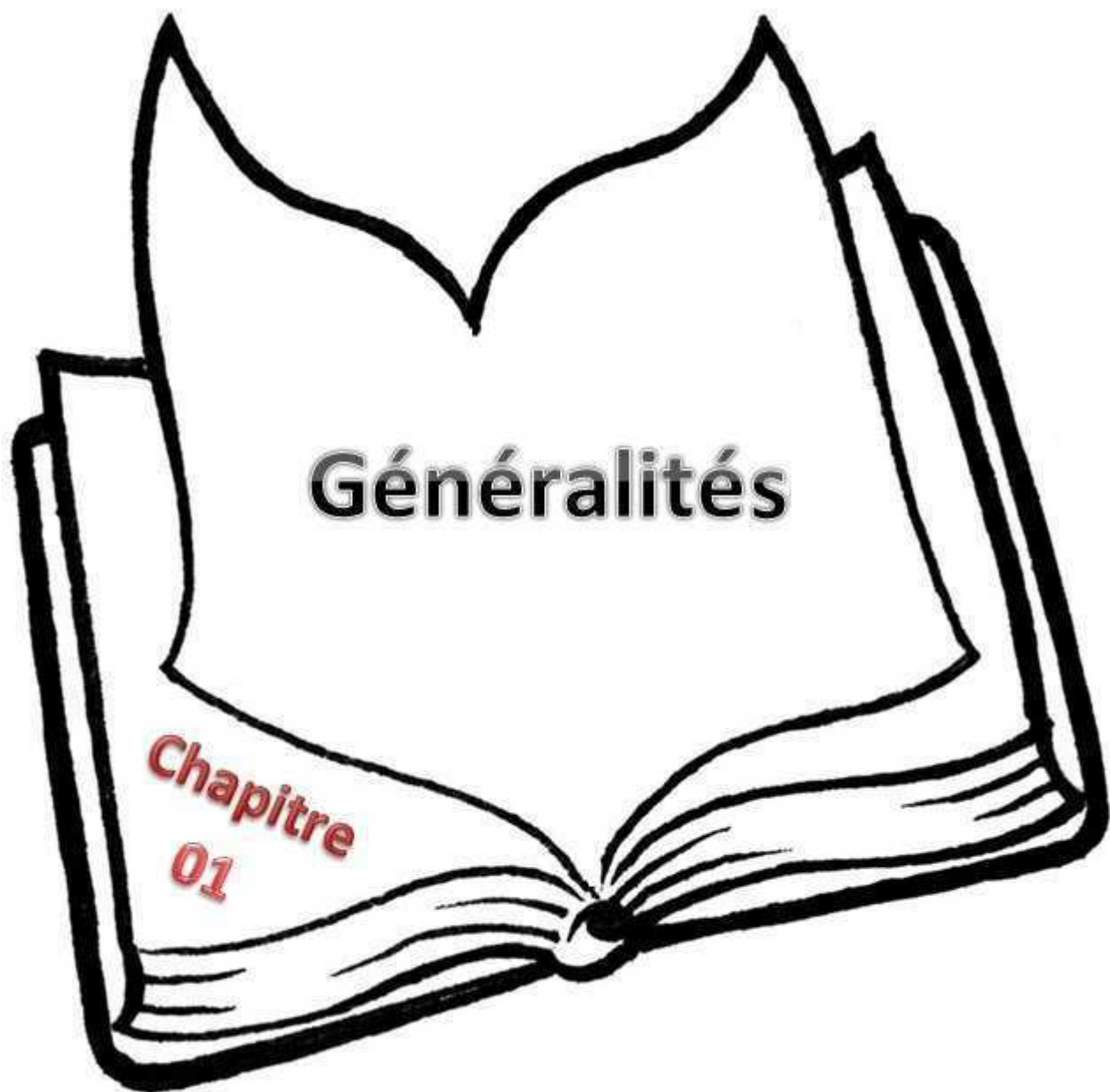
En second lieu, nous passerons à l'évaluation des diverses sollicitations, en phases de construction et en service. Ces sollicitations seront calculées par le logiciel "Robot Structural, version 2009".

Après avoir obtenu toutes les sollicitations, l'étape suivante sera la détermination de la précontrainte nécessaire pour reprendre les efforts de poussage ainsi que les efforts de service. Par la suite, une vérification des diverses contraintes induites sera effectuée.

Par ailleurs, l'étude de la précontrainte, sera complétée par une étude de la section transversale, qui aura pour but la définition de la quantité du ferrailage transversal et longitudinal nécessaires pour reprendre ces efforts.

Au final, nous présenterons une description générale du procédé de réalisation par poussage, et nous conclurons par une conclusion générale.





# Généralités

Chapitre  
01

## I.1 Introduction

La Conception des ponts est en constante évolution non seulement grâce à l'emploi de matériaux de plus en plus performants et rigoureusement contrôlés, mais aussi au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles de plus en plus impressionnants, ainsi que l'utilisation de moyens de calcul sophistiqués.

La démarche de conception d'un ouvrage d'art suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas possibles lors de l'exécution, et intégrant une préoccupation esthétique forte [4].

## I.2 Présentation du projet

Le projet à étudier est un viaduc, délimité par deux culées (C1, C2) et reposant sur deux piles (P2, P3) et deux piles culées (P1, P4). Il est situé dans la commune de Taza, sur la route RN43 (figure I.1), Ghar El Baz, reliant la wilaya de Bejaïa à la wilaya de Djijel (sur le territoire de la wilaya de Djijel) (figure I.2).

Ce qui a poussé les autorités à envisager de construire ce viaduc, est le fait que la route existante dans cette région passe juste à côté des grottes et en dessous de la montagne, ce qui met souvent ces usagers en danger du fait des chutes fréquentes de pierres de cette montagne.

L'étude de l'ouvrage comportera la conception et le dimensionnement du tablier, et de la méthodologie d'exécution.

## I.3 Les données naturelles

Les données naturelles d'un projet donné définissent la situation géographique (plus précisément les rivières, les obstacles ou les brèches à franchir) de ce dernier, l'état environnemental du site, ainsi que les données géotechniques et hydrogéologiques.

D'où les données à définir seront les suivantes :

### I.3.1 La topographie

L'ouvrage en question permettra le franchissement d'une plage sur la côte de Taza, et rejoint ainsi la RN43 reliant la wilaya de Djijel à la wilaya de Bejaïa sans passer par les grottes de Ghar



Figure I.1 – La RN43



Figure I.2 – Emplacement du projet

El-Baz.

### I.3.2 La reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique d'un sol est indispensable pour n'importe quel projet de construction plus particulièrement les ouvrages de grande importance, implantés en zone de sismicité moyenne à élevée.

La campagne de reconnaissance pour ce projet, qui a été réalisée :

1. Quatre (4) sondages carottés dont trois de vingt-quatre mètres (24m) et un de neuf mètres (9m) de profondeur ;
2. Trois (3) essais au Standard Pénétration Test (SPT) ;
3. Essais au laboratoire effectués sur les échantillons prélevés sur site.

#### 1.Observation :

La description des carottes prélevées des quatre sondages a permis d'établir les couches lithologiques suivantes [5] :

Tableau I.1 – Couches lithologiques du site

Sondages	Profondeurs (m)	Nature du sol
N°01	0.00 à 0.50	Terre végétale.
	0.50 à 8.00	Sables fins argileux à galets arrondis.
	8.00 à 17.00	Sables grossiers à galets arrondis.
	17.00 à 23.00	Sables fin avec parfois passage de galets arrondis.
	23.00 à 24.00	Sables de taille moyenne.
N°02	0.00 à 0.50	Terre végétale.
	0.50 à 7.50	Sables fins argileux à galets arrondis.
	7.50 à 15.00	Sables grossiers gravilleux.
	15.00 à 18.00	Sables fin limoneux avec parfois passage de galets.
	18.00 à 24.00	Sables de taille moyenne, peu gravilleux.
N°03	0.00 à 0.40	Terre végétale.
	0.0 à 9.00	Sables fins argileux à galets arrondis.
	9.00 à 15.00	Sables grossiers gravilleux.
	15.00 à 24.00	Sables fin limoneux avec passage de galets de dimension moyenne.
N°04	0.00 à 0.20	Terre végétale.
	0.20 à 3.00	Matrice limoneuse, composée de fragments de roches de différents diamètres (Remblais).
	3.00 à 6.20	Matrice argileuse, composée de fragments de roches de petits diamètre (Remblais).
	6.20 à 8.70	Roches compacte, de couleur grisatre (Remblais).
	8.70 à 9.00	Fragments de roches angulaires de couleur grisatre (Remblais).

## 2. Résultats et interprétation :

D'après les essais géotechniques réalisés, la campagne de reconnaissance a mis en évidence que le terrain est caractérisé par des sables légèrement limoneux à granulométrie variée avec passage de galets arrondis de différents diamètres en surface et de sable à gros grains en profondeur.

D'autre part, les résultats obtenus ont révélé que le sous-sol de l'assiette du projet a une lithologie homogène, avec des résistances moyennes à bonnes en profondeur. De ce fait le taux de travail admissible du sol varie entre (1.97 et 2.12) bars en fonction de la profondeur.

## 3. Capacité portante admissible des différentes couches :

Les essais géotechniques ont montré que la capacité portante des différentes couches constitutives du sol du site varie entre (1.97 et 2.12) bars par rapport à la profondeur.

## 4. Capacité portante admissible d'un pieu isolé à partir des essais SPT :

La valeur de la charge admissible d'un pieu, suivant les essais effectués, est de  $Q_a = 105.7t$ . Mais cette valeur est déterminée à partir de certaines hypothèses que la campagne de reconnaissance du sol a supposé, qui sont :

- Diamètre et profondeur du pieu sont respectivement 0,9 m et 18 m ;
- Terrain constitué de sables moyennement compacte ;
- Pieux coulés sur place dans des trous préalablement forés et stabilisés par de la boue.

## I.3.3 Les actions susceptibles de solliciter l'ouvrage

### 1. Actions thermiques :

L'influence de la température, sur la durée de vie des structures en Génie Civil, est d'une grande importance, du fait que sa variation entraîne des effets directs sur les éléments structuraux des constructions, en leur faisant subir des dilatations et des raccourcissements, ce qui cause le changement des caractéristiques des matériaux constitutifs en diminuant de leur résistances.

Lors de la conception, on doit donc prendre en compte ces effets pour le dimensionnement des éléments de l'ouvrage (tablier, appareils d'appuis, joints de chaussée, piles), et les valeurs préconisées par le RCPR [1] sont :

- La variation de température uniforme dans le cas de ce projet, prise entre  $+35^{\circ}C$  et  $-15^{\circ}C$  ( variation donnée juste pour les régions du nord de l'Algérie). La variation journalière prise en compte est de  $\pm 10^{\circ}C$  ;

- De même il est demandé de prendre en considération aussi l'effet d'un gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui est pris positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure, dans le cas présent on prend les valeurs données en fonction des phases de construction du tablier :

1.  $\pm 12^{\circ}C$  : en phase de construction ;
2.  $\pm 7^{\circ}C$  : en phase de service.

## 2.Actions atmosphériques :

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Djijel, ce qui le rend très exposé à des agents atmosphériques très nuisibles venant des eaux de mer. Ces derniers se diffusent dans le sol d'assise et se mettent en contact direct avec les fondations (infrastructure), ainsi que l'évaporation de ces eaux, qui attaquent les parties apparentes de l'ouvrage (superstructure).

Chacun de ces agents provoque seul le déclenchement d'un phénomène dit de corrosion, auquel l'acier devient très sensible. Ce phénomène se présente sous un processus chimique d'oxydation, dont l'accélération est déterminée en fonction de la température régnante.

## 3.Actions dues au vent :

Les efforts engendrés par le vent sur les structures sont considérés comme des pressions horizontales statiques appliquées normalement à l'axe longitudinal des surfaces frappées. Cette considération n'est valide que pour les structures rigides (en béton) et non pas pour les structures souples (en charpente métallique), où il est indispensable de mener une étude approfondie pour bien apprécier leur comportement dynamique.

L'intensité prise en compte dans les calculs est :

- $2.00 \text{ KN/m}^2$  [1] : pour les ouvrages en service ;
- $1.25 \text{ KN/m}^2$  [1] : pour les ouvrages en cours de construction.

## 4.Actions dues au séisme :

Un séisme lorsqu'il se développe, s'impose directement aux fondations des ouvrages. Les effets ainsi induits sont identiques à une accélération uniforme composée de deux directions une horizontale de direction quelconque et l'autre verticale. Le séisme est considéré comme une action accidentelle, de ce fait lors de la conception de n'importe quel ouvrage on doit absolument respecter toutes les prescriptions parasismiques exigées par la réglementation en vigueur.

Ces préconisations doivent donc être soigneusement prise en compte pendant la conception, afin d'éviter tout endommagement dans la structure d'un projet tel que :

- L'endommagement des fondations ;
- L'endommagement des appuis (piles, piles-culées, et culées) ;
- L'endommagement des appareils d'appuis ;
- La rupture des joints ;
- L'endommagement du tablier.

L'ouvrage est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification sismique des willayas et communes d'Algérie [6]

## I.4 Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles d'un projet définissent son emplacement, ses caractéristiques géométriques, ainsi que ses données topographiques. Il y a celles qui sont données par le maître de l'ouvrage et celles issues du choix des projeteurs.

### I.4.1 Tracé en plan

L'ouvrage est muni d'un tracé rectiligne, il est composé de trois travées centrales de 60 m chacune et deux travées de rive de 44 m. L'ouvrage est d'une longueur de 268 m, il relie les points kilométriques suivants : 169.3 m et 450.00 m.

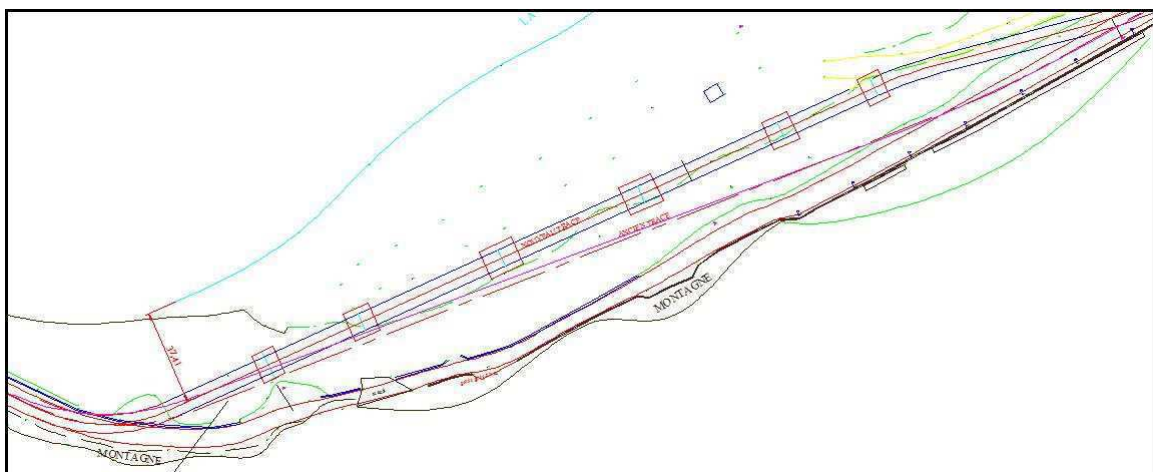


Figure I.3 – Tracé en plan

### I.4.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement du viaduc présente une pente longitudinale de 2.53 %. Le tablier repose sur deux culées, deux piles et deux piles culées.

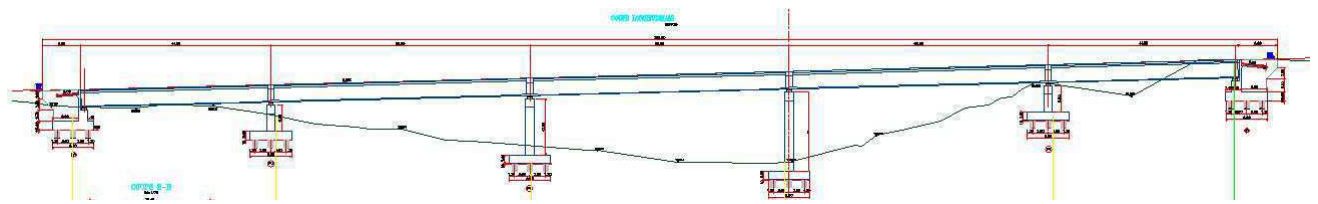


Figure I.4 – Profil en long

### I.4.3 Profil en travers

Le tablier de l'ouvrage en question a une largeur de 10.4 m et il est constitué d'une chaussée bidirectionnelle comportant les équipements suivants :

- Deux voies de circulation de 3.5 m de largeur chacune ;
- Deux trottoirs de 1.7 m ;
- Dévers de 2.5%.



## I.5 Historique des ponts poussés

La méthode de construction des ponts en béton précontraint par poussage est directement inspirée du lancement des ponts métalliques, les premiers viaducs ainsi lancés ont été en 1860, et c'est seulement vers les années 1960 que cette technique a été appliquée pour des structures en béton. Son développement n'a eu lieu que grâce, d'une part à la mise au point de plaques d'appui provisoires, revêtues de Téflon (nommé aussi le PTFE<sup>1</sup>) ou de produits similaires permettant le glissement avec un faible frottement, et d'autre part à l'évolution de la précontrainte qui permet à la fois l'allégement des structures, et l'adaptation de leur fonctionnement à des phases provisoires et d'assemblage.

## I.6 Principes généraux de poussage

### I.6.1 Principe de la méthode

La méthode de construction des ponts par poussage consiste à confectionner un tablier sur une ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ces appuis définitifs par déplacement longitudinal.

### I.6.2 Types de ponts poussés

On distingue principalement deux types de ponts poussés :

#### 1. Poussage bilatéral :

Cas des Ponts à trois travées construits par moitié sur chaque rive ou les deux moitiés seront ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et solidarités pour rendre le tablier continu (figure I.5). [3].

Ce type couvre une gamme de portées comprise couramment comprise entre 30 et 60 m, la longueur  $L$  de la portée centrale est sensiblement égale au double des travées de rive, (type 1–2–1). Chaque moitié de l'ouvrage se rejoint dans la travée centrale, on réalise la continuité du tablier par bétonnage en place d'un voussoir de clavage d'environ 1 m de longueur (au milieu de la travée centrale), et par mise en tension des câbles de continuité.

---

1. Matériau à très faible coefficient de frottement dont le nom est l'abréviation de sa nomenclature chimique : Polytetrafluoroethylene.

Le câblage comprend des câbles de fléau situés dans le hourdis supérieur et inférieur ancrés dans les goussets et des câbles de continuité.

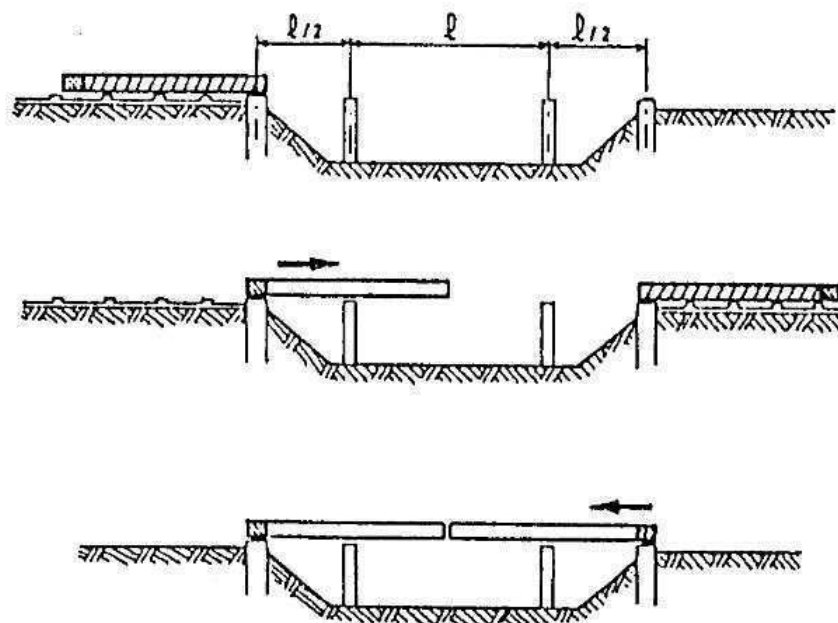


Figure I.5 – Poussage bilatéral

## 2. Poussage unilatéral :

Cas des Ponts construits par tronçons successifs dans un atelier fixe sur une rive, et progressivement poussés sur les appuis définitifs (figure I.6).

Les longueurs des travées intermédiaires ont pratiquement la même portée, tandis que les travées de rive sont plus courtes en raison des efforts importants pendant le poussage dans celle-ci.

Ce type couvre une gamme de portées comprise entre 40 et 60 m, et il est possible de pousser des tabliers avec des portées inégales à l'aide de palais d'appuis provisoires, à condition qu'elles soient réalisables dans des conditions économiques acceptables. et que leur déformabilité puisse être contrôlée efficacement.

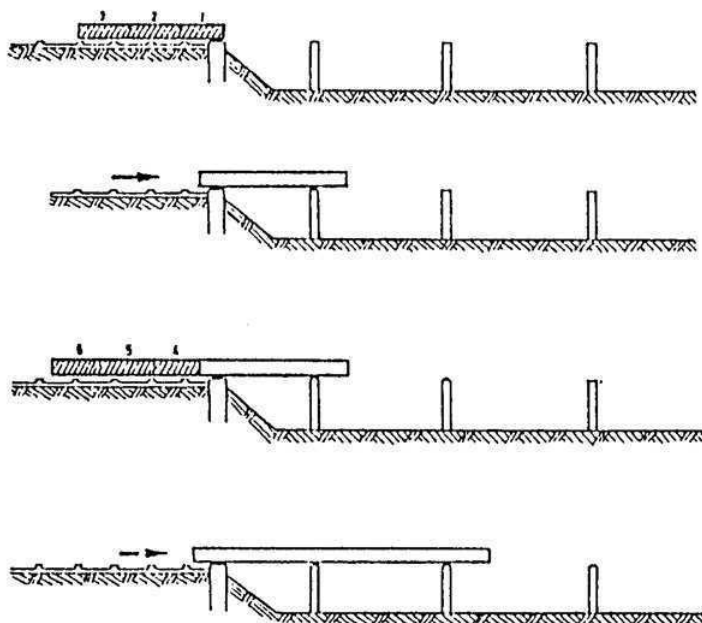


Figure I.6 – Poussage unilatéral

## I.7 Avantages du procédé

Cette technique présente de nombreux avantages dus principalement à la construction au sol du tablier tel que :

- Meilleure organisation du travail et d'accès au chantier ;
- Grande sécurité pour le personnel d'exécution et les usagers extérieurs au chantier, qui se trouvent ou circulent sous la brèche à franchir du fait qu'il n'y a aucune activité de construction ;
- Une meilleure qualité de la réalisation, tant au niveau du bétonnage qu'à celui de la mise en tension des câbles de précontrainte ; plus faciles et plus sûres ;
- Absence d'étaie, de support de coffrage ou de charpente dans la brèche à franchir ;
- Le matériel utilisé est très spécifique, peu coûteux, facile à transporter, à monter et à démonter, simple à utiliser et très adaptable pour être réutilisé sur d'autres chantiers ;
- Grande répétitivité des tâches générant ainsi des rendements de main d'œuvre élevés ;
- Grande rapidité d'exécution permettant donc des délais de réalisation très courts ;
- Il s'accommode à de nombreux types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire ;
- La hauteur de l'ouvrage est sans influence ;

## I.8 Conditions et limites d'application du procédé

1. L'application du procédé de réalisation par poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies :
  - Tablier de hauteur constante ;
  - Tracé inscrit sur une surface tronconique appropriée afin de conférer à l'ouvrage la courbure souhaitée simultanément en plan et en élévation ;
  - Une aire de fabrication du tablier doit être disposée à l'arrière d'une (ou des) culée (s) : la demi-longueur de l'ouvrage s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral ;
  - Portée comprise entre 30 et 50 m, pouvant aller exceptionnellement jusqu'à 65 ou 70 m pour les ouvrages poussés par un seul côté.
  
2. D'autre part ce procédé présente certaines limites conditionnant son applicabilité :
  - Ses contraintes spécifiques : déjà citées au titre I.8 ;
  - Les efforts de poussage sont trop importants ;
  - La consommation de matière plus importante (épaisseur de béton, quantité de précontrainte) ;
  - Le respect et le contrôle minutieux d'un certain nombre de taches.

## I.9 Caractéristiques des matériaux

La conception de n'importe quel projet, nécessite en premier lieu la définition des matériaux de construction à utiliser, ceux ci doivent être rigoureusement choisis en respectant la réglementation en vigueur.

### I.9.1 Béton

Le poussage nécessite de mettre en oeuvre un béton de bonne résistance à court terme de l'ordre de (35 à 45) MPa.

#### 1. Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée. Celle-ci, notée ( $f_{cj}$ ). Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de

moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique ( $f_{cj}$ ), donnée par les règles en vigueur [7] pour un béton non traité thermiquement comme suit :

1. si  $j \leq 28j$  :  $f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} & : \text{pour } f_{c28} < 40MPa. \\ \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} & : \text{pour } f_{c28} > 40MPa. \end{cases}$
2. si  $j \geq 28j$  :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ .

Pour le cas de ce projet :  $f_{c28}=40$  MPa.

## 2.Résistance à la traction :

Notée ( $f_{tj}$ ) et est définie à l'âge de  $j$  jours par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ [MPa]}.$$

Cette relation n'est valable que si :  $f_{cj} \leq 60MPa$ .

La résistance à la traction prise dans le cas de ce projet :  $f_{t28} = 2,4MPa$ .

## 3.Modules de déformations longitudinales du béton :

Le béton subit les deux types de déformations suivants[8] :

1. **Déformation instantannée** : Elle est donnée à l'âge de  $j$  jours par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Elle est prise dans ce cas égale à  $E_{i28} = 34179,56$  MPa.

2. **Déformation différée** : Donnée aussi à l'âge de  $j$  jours par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Elle est prise dans ce cas égale à  $E_{v28} = 11496,76$  MPa.

## 4.Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend des valeurs dépendantes des états limites, il est égale à 0 (zéro) à l'ELS (calcul des sollicitations) et à 0.2 à l'ELU (calcul des déformations) [9].

## 5.Contrainte ultime de compression :

C'est une contrainte admissible notée ( $f_{bu}$ ) dont la valeur est définie à l'état limite ultime par la formule suivante préconisée par les règles BAEL :

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

Tel que :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, pris égal à 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieur à 24h, et à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

## 6. Retrait du béton :

Le béton subit toujours un retrait au cours de son durcissement et sans chargement dont l'intensité varie en fonction du climat régnant. Comme le climat du site est très humide, il est pris égal pour le cas du présent projet à  $1,5 \cdot 10^{-4}$  [9].

## 7. Fluage :

Au cours du temps, le béton subit des déformations sous contraintes constantes dites fluage.

### I.9.2 Aciers

Les armatures utilisées pour la réalisation d'un ouvrage en précontraintes sont classées en deux types travaillant différemment :

- Les aciers passifs ;
- Les aciers actifs.

#### 1. Aciers passifs :

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, elles ne sont mises en tension que par déformation de l'élément.

Ces aciers sont donc à haute adhérence. Dans le cas de ce projet on a opté pour la classe **FeE400 type 1** avec une limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa, et une contrainte de rupture  $f_r = 480$  MPa. Pour mener à bien les calculs, ces armatures doivent présenter certaines caractéristiques [7] :

##### 1.1. Contrainte limite de traction $\sigma_{st}$ :

C'est une contrainte liée à l'état limite d'ouverture des fissures. Elle a donc pour rôle de limiter l'apparition de ces fissures en fonction de la situation de l'ouvrage, et cela en disposant les armatures d'une manière convenable.

Sachant que le coefficient de fissuration  $\eta$  prend les valeurs suivantes :

1.  $\eta = 1$  : pour les ronds lisses ;
2.  $\eta = 1.6$  : pour les armatures à HA.

Tableau I.2 – Vérification des contraintes admissibles de traction

Etat de fissuration	Etat limite de service (ELS)
Peu préjudiciable	Rien à vérifier
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ [MPa]
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[ 12 \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ [MPa]

### 1.2. Module de déformation longitudinale :

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

### 1.3. Limite d'élasticité garantie :

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée  $f_e$ . La valeur prise dans ce cas est citée en haut. Un coefficient  $\gamma_s$  est introduit lors des calculs à l'ELU comme suit :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \gamma = 1 : \text{cas de situation accidentelle.} \\ \gamma = 1,15 : \text{cas de situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

### 1.4. L'aptitude de l'armature à rester solidaire au béton :

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissurations et de scellement désignés respectivement par  $\eta$  et  $\psi$ . Leurs valeurs sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{– Coefficient de fissuration : } & \begin{cases} \eta = 1 : \text{ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 : \text{barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal} \\ \quad \text{à 6mm.} \\ \eta = 1,3 : \text{fils HA de diamètre inférieur à 6 mm.} \end{cases} \\ \text{– Coefficient de scellement : } & \begin{cases} \psi = 1 : \text{ronds lisses.} \\ \psi = 1,6 : \text{barres HA ou fils HA.} \end{cases} \end{aligned}$$

## 2. Aciers actifs :

Ce sont des aciers de précontrainte, ils sont soumis à des tensions. Ces armatures doivent satisfaire un certain nombre de conditions, ils doivent donc avoir [7] :

- Une résistance mécanique élevée ;
- Une ductilité suffisante ;
- Une bonne Résistance à la corrosion ;

- Une faible relaxation ;
- Un coût aussi bas que possible.

Dans le cas de ce projet on a opté pour des torons de type **12T15** (figure I.8 [10]), et on a choisie les caractéristiques à prendre en compte dans les calculs comme suit[7] :

- La section d'un câble  $A_p = 2120.56 \text{ mm}^2$  ;
- La contrainte maximale garantie  $f_{prg} = 3148 \text{ KN} = 1784 \text{ MPa}$  ;
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité  $f_{peg} = 2796 \text{ KN} = 1585 \text{ MPa}$  ;
- Résistance caractéristique spécifique d'un toron **T15** :  $F = 246 \text{ KN}$  ;
- Résistance caractéristique spécifique d'un toron 12T15 :  $F = 2952 \text{ KN}$  ;
- Coefficient de frottement = 0.19 ;
- Perte de tension relative = 0.016 ;
- Glissement à l'ancrage :  $g = 7 \text{ mm}$  ;
- Coefficient de relaxation :  $\rho_{1000} = 8 \%$  en considérant que la relaxation sera normale ;
- Coefficient de dilatation thermique =  $10^{-5}/^\circ\text{C}$  ;
- Le module de déformation longitudinale :  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$  ;
- Diamètre extérieur de la gaine : 88mm ;
- Diamètre intérieur de la gaine : 80mm ;
- L'entre axe minimum des gaines = 145mm ;
- L'entre axe minimum des ancrages = 420mm ;
- L'entre axe minimum des bords = 230mm ;
- Diamètre de l'ancrage = 310mm ;
- Le diagramme efforts-déformations à utiliser conventionnellement est le suivant[7] :

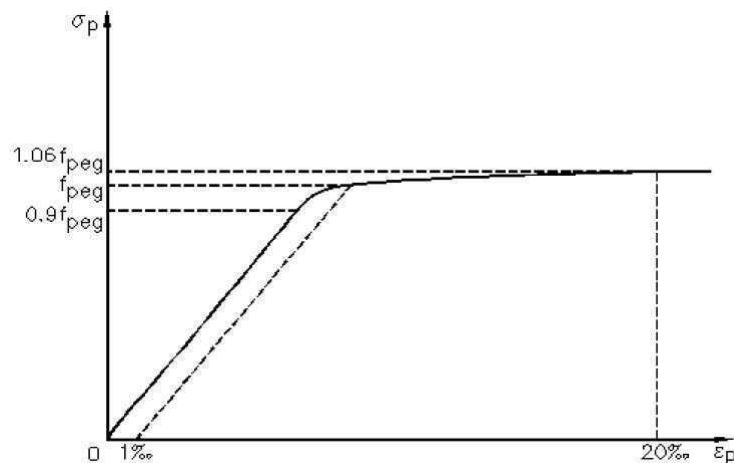


Figure I.7 – Diagramme efforts-déformations



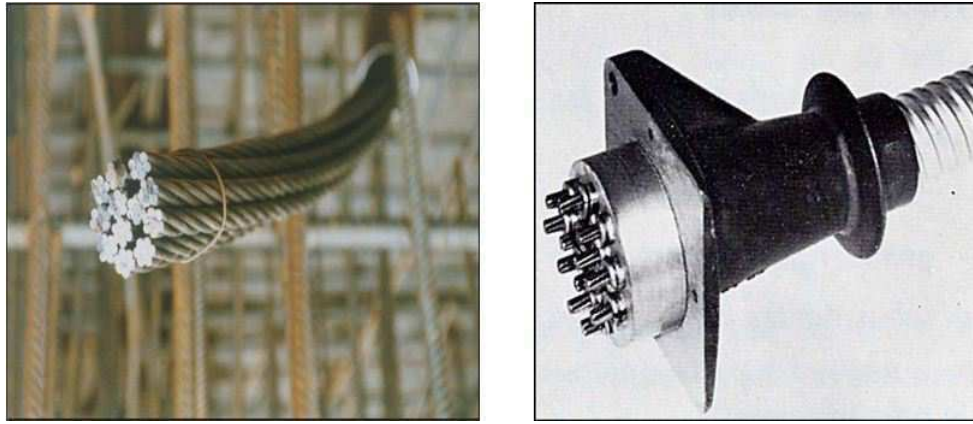


Figure I.8 – Câble 12T15

## I.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a procédé à la description du projet ainsi que la méthode de réalisation prévue, et afin d'assurer une bonne conception on a opté pour des matériaux performants en choisissant leurs caractéristiques. Après ce choix nous allons passer à la conception du tablier de l'ouvrage.



**Conception  
générale  
du tablier**

**Chapitre  
02**

## II.1 Introduction

Il est très important, au stade de la conception d'un projet, de bien réussir le pré-dimensionnement. Un pont correctement conçu et bien pré-dimensionné ne subira jusqu'à l'achèvement du projet que des modifications de détails, alors qu'un pont mal pré-dimensionné nécessitera un volume de calcul et d'itérations important.

Le procédé de construction des ponts par poussage s'accommode, en principe, à de nombreux types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire.

Le choix s'est automatiquement porté sur les poutres caissons et plus précisément le monocaisson simple (figure II.1), à hauteur constante.

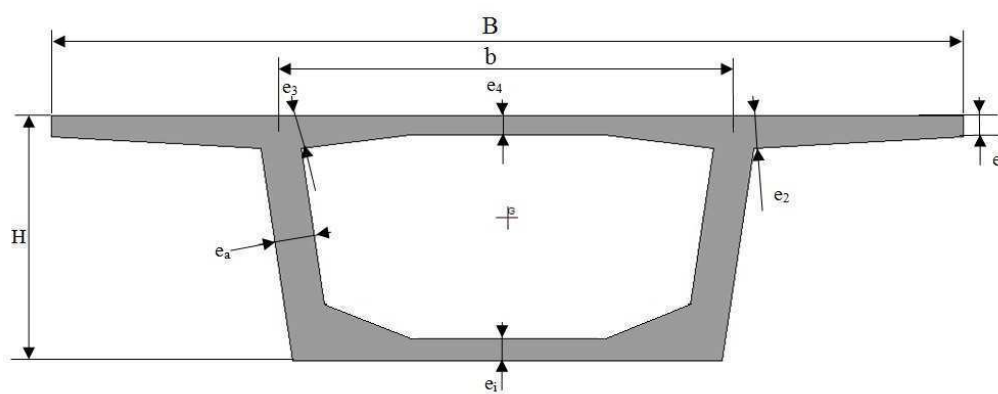


Figure II.1 – Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire

## II.2 Conception et pré-dimensionnement

### II.2.1 Prédimensionnement de la section transversale

Par le passé, le câblage des ponts poussés était entièrement à l'intérieur du béton et comportait deux familles de câbles ( de poussage , de continuité ), noyés dans les hourdis supérieur et inférieur, et raccordés par coupleurs ou par croisement au niveau des entretoises. La tendance actuelle serait de supprimer complètement, les câbles intérieurs au béton. Le câblage extérieur permet de diminuer sensiblement l'épaisseur des âmes, et donc d'alléger la structure.

Les éléments constitutifs d'un caisson sont illustrés dans la figure II.2

#### 1. Le hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre. Son épaisseur en extrémité  $e_1$  dépend du dispositif de retenue

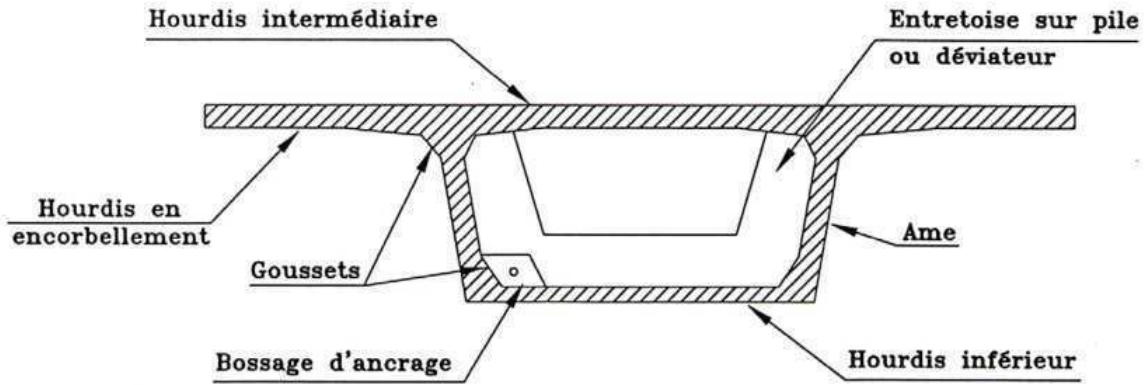


Figure II.2 – Eléments constitutifs du caisson

choisi [11]. Elle est prise pour ce projet  $e_1=25\text{ cm}$ ; cas de barrière normale BN4<sup>1</sup> [12].

On donne au hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des goussets; la section résistante est ainsi épaissie là où les moments sont les plus élevés; dans le but d'améliorer son encastrement sur les âmes :

$$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7} \text{ où } C : \text{La largeur d'encorbellement} = \frac{B}{4}. \text{ On prend } e_2 = 40\text{ cm}$$

L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux (câbles de poussage). Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 centimètres selon la largeur totale du hourdis pour les ponts routes [4].

En appelant (b) la distance entre axes des âmes, son épaisseur courante  $e_4 = b/25(\text{cm})$  [11] non compris les goussets de raccordement aux âmes du caisson.

Pour notre cas  $b = \frac{10.4}{2} = 5.2\text{ m} \Rightarrow e_4 = \frac{520}{25} = 21\text{ cm}$  donc on prend l'épaisseur minimale

$$e_4 = 25\text{ cm}$$

La valeur  $e_3$  peut être estimée en mètre à  $0,10 + \frac{b}{25}$  et on a vérifié également [11] :

$$e_3 > \begin{cases} e_2 - 0,10 \\ 1,5e_4 \end{cases} \quad \text{On prend } e_3 = 40\text{ cm}$$

## 2. L'épaisseur des âmes

Les âmes du caisson sont, la plupart du temps, inclinées car cette inclinaison facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre

1. c'est un type de barrières destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction.

10 et 30 %.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante. Lorsqu'un épaissement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution. Verticalement, les âmes sont presque toujours d'épaisseur constante sur toute leur hauteur.

Ce pont est construit par une précontrainte de continuité extérieure d'où l'épaisseur  $e_a$  des deux âmes peut être estimée à  $e_a = \frac{L(m)}{2.75} + 125\frac{B}{L} - 12,5$  [11], relation dans laquelle L : est la portée principale et B : la largeur du hourdis supérieur exprimés en mètres.

On prend pour notre cas  $e_a = 0.35m$

### 3. Le hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuité.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

En présence des câbles de précontrainte longitudinaux, l'épaisseur du hourdis inférieur est de l'ordre de 24 à 25 cm[13]. Dans certains cas, elle peut être augmentée localement au voisinage des entretoises sur piles, pour mieux résister aux moments fléchissants négatifs en cours de poussage.

On prend :  $e_i = 25 \text{ cm}$  partout, et  $e_{ip} = 65 \text{ cm}$  sur pile qui est en générale 2,5 à 3 fois plus grande que celle à la clé pour les ponts de hauteur constante[14].

## II.2.2 Pré-dimensionnement de la section longitudinale

### 1. La hauteur

Pour les ponts à hauteur constante comme il est le cas du pont de ce projet :

$$\frac{L}{H} = 11 + \frac{3}{(L/60)^2} \quad [14]$$

On prend  $H = 4,30 \text{ m}$

### 2. La longueur des caissons

Le tablier des ponts mis en place par poussage unilatéral est construit par tronçons successifs, dont la longueur des tronçons constitue, aussi, l'un des principaux éléments du choix. Chaque travée peut être confectionnée en trois ou quatre tronçons dont la longueur est disposées de façon que les joints soient situés au quart et trois quarts de chaque travée.

Pour cela et tenant en considération la surface disponible pour l'aire de préfabrication, on a opté pour les longueurs des plots suivantes :

- Le premier et le dernier plot ont une longueur égale à 29 m ;
- Les plots intermédiaires ont une longueur égale à 30 m.

## II.3 Caractéristiques géométriques de la section choisie

Les caractéristiques géométriques des caissons sont, (voir figure II.3 et figure II.4), calculées par le logiciel SOCOTEC, elles ont pour valeurs :

### II.3.1 La section courante

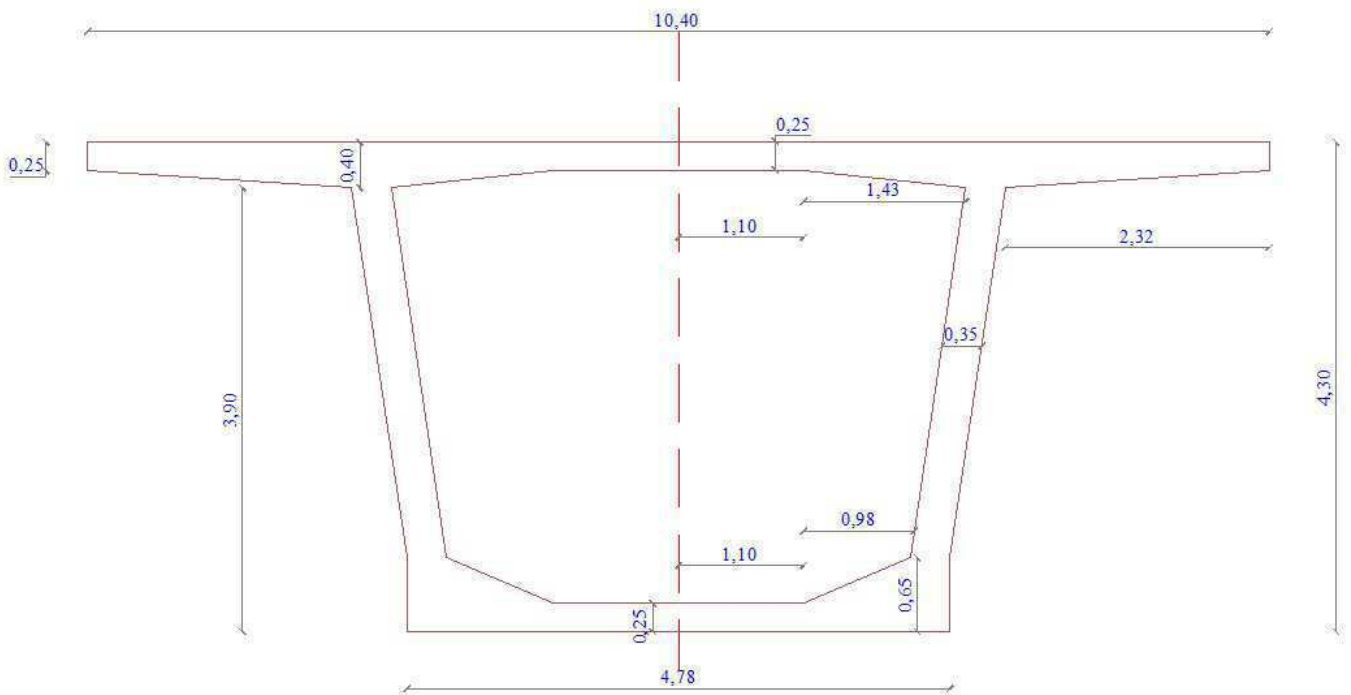


Figure II.3 – Section transversale du caisson courant

- Les coordonnées de centre de gravité  $(x,y)=(0 ; 2,59)m$ .
- La surface est  $7,394 m^2$ .
- Les moments d'inerties par rapport à leur axes de gravité sont :

$$I_x = 20,4816m^4$$

$$I_y = 48,509m^4$$

### II.3.2 La section sur pile

- Les coordonnées de centre de gravité  $(x,y)=(0 ; 2,28)m$ .
- La surface est  $8,65 m^2$ .
- Les moments d'inerties par rapport à leur axes de gravité sont :

$$I_x = 25,3038m^4$$

$$I_y = 49,6335m^4$$

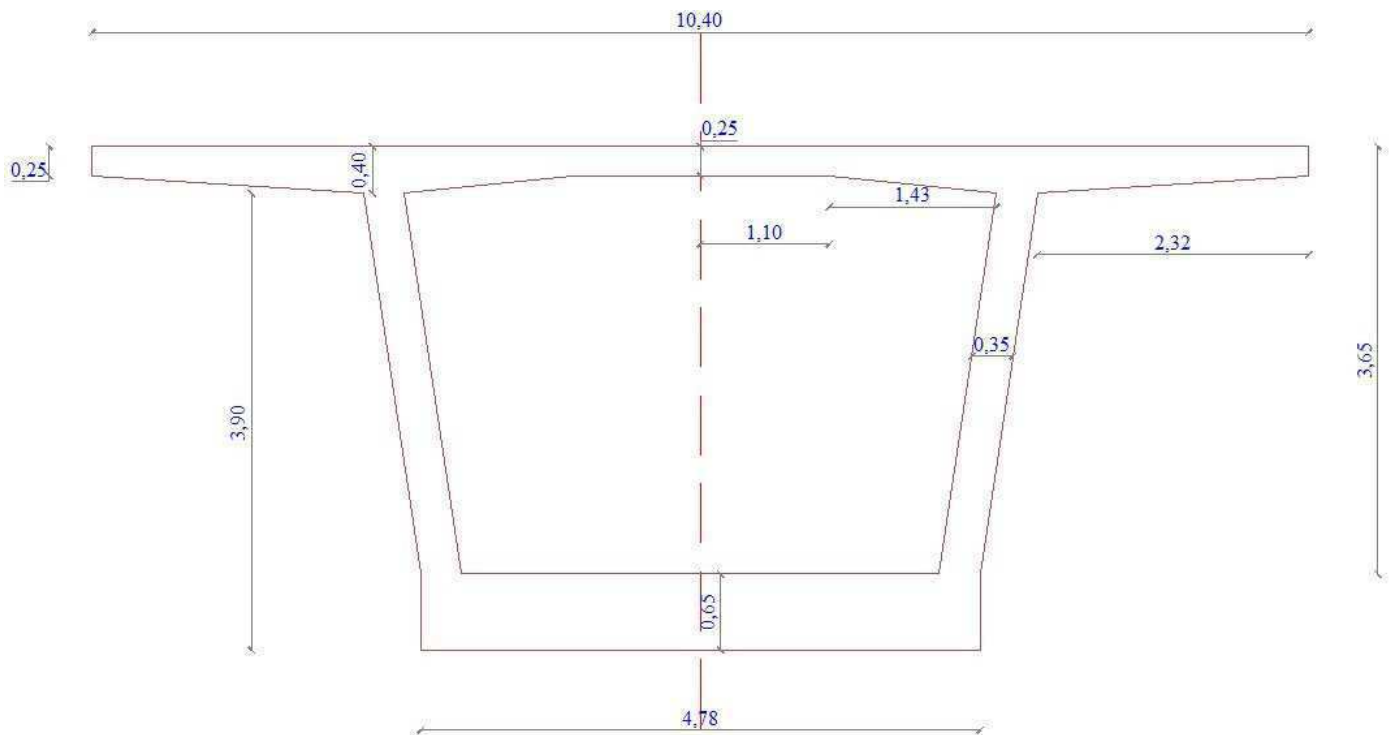


Figure II.4 – Section transversale du caisson sur pile

## II.4 Conclusion

Le prédimensionnement du tablier est l'étape clef dans l'étude d'un pont, c'est pourquoi le concepteur doit soigneusement choisir sa section appropriée.

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect des règles, et c'est pour cette raison qu'on doit évaluer les charges et les surcharges susceptibles de solliciter cet ouvrage .



# Charges et surcharges

Chapitre  
03



## III.1 Introduction

Après avoir déterminé les caractéristiques de notre pont, on doit déterminer les charges permanentes et les différents types de surcharges ; qu'elles soient routières ou climatiques, que l'ouvrage doit supporter tant en phase de service qu'en phase de construction. Nous évaluerons dans ce chapitre les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables [1].

Les actions permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (caisson, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, revêtements).

Les actions variables, de leur côté, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement.
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

## III.2 Caractéristiques géométriques du pont

De nombreuses caractéristiques techniques sont nécessaires pour la détermination des surcharges, on définit :

### III.2.1 La largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures et elle comprend, outre la chaussée proprement dite, toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc (figure III.1 ).

Concernant ce pont, il est bordé de deux trottoirs de largeur d' 1.7 m chacun, d'où

$$L_r = L_t - 2 \times 1.7 = 10.4 - 2 \times 1.7 = 7 \text{ m.}$$

### III.2.2 La largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) ou  $L_c = L_r$  s'il y a des bordures (figure III.1 ).

Pour ce projet :  $L_c = L_r = 7 \text{ m.}$

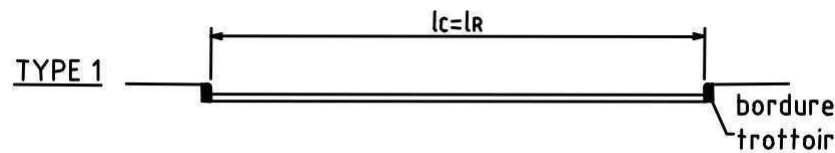


Figure III.1 – La largeur chargeable et la largeur roulable [1]

### III.2.3 Le nombre de voies

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

$$n_v = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) = 2 \text{ voies.}$$

### III.2.4 La largeur de la voie

la largeur d'une voie de circulation d'une chaussée est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie, exprimée comme suit :

$$L_v = \frac{L_c}{n_v} = \frac{7}{2} = 3.5m$$

### III.2.5 La classe du pont

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination. Notre pont supporte une chaussée roulable égale à 7 m ; alors le pont est de première classe.

## III.3 Charges et surcharges en service

### III.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont représentées par deux types de charges définies par le poids de la structure porteuse d'une part et des éléments non porteurs et des installations fixes d'autre part.

- Les éléments porteurs : poids du tablier seul, appelé charges permanentes.
- Les éléments non porteurs : poids du trottoir, du revêtement, du dispositif de retenu, de la corniche,...etc. Ces charges sont appelées complément de charges permanentes.

#### 1- Les éléments porteurs

Le poids propre du tablier se calcule en considérant sa section courante qui est de 7,394m<sup>2</sup>.

$$\Rightarrow P = 2,5 \times 7,394 = 18,485 \text{ t/ml.}$$

En plus de cette charge, on a estimé le poids des entretoises qu'on doit mettre au niveau des appuis pour assurer l'ancrage des câbles de précontrainte. Les dimensions qu'on a choisis sont de  $(0,6 \times 0,6 \times 5)$  m, leurs poids est de :  $\frac{2,5 \times 0,6 \times 0,6 \times 5}{268} = 0,017 \approx 0,02 \text{ t/ml}$ .

Ainsi que le poids des ancrages est estimé à :  $\frac{2,5 \times 2,02 \times 2,20 \times 20}{268} = 0,7 \text{ t/ml}$ .

⇒ Le poids total du tablier = 19,205 t/ml.

Tandis que la section sur pile est de  $8,65 \text{ m}^2$ , de ce fait le poids du tablier pris en compte dans ces zones d'appui est de :  $P = 8,65 \times 2,5 + 0,7 + 0,017 = 22,342 \text{ t/ml}$ .

## 2- Les éléments non porteurs

### 2.1- Dispositif de sécurité (Barrières) :

Le dispositif choisi pour ce projet est une barrière de type BN4 dont le poids standard est de  $65 \text{ Kg/ml} = 0.065 \text{ t/ml}$ .

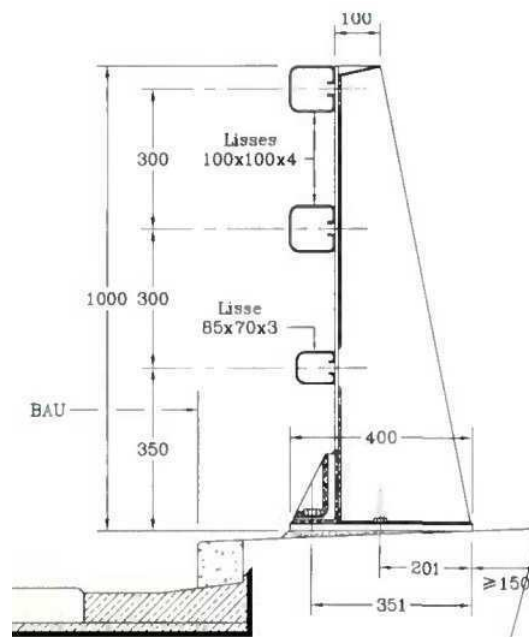


Figure III.2 – Schéma de la barrière BN4

### 2.2- Poids propre du trottoir :

Ce pont comporte deux trottoirs de largeur égale à 1,70 m chacun, sur lesquels une pente transversale de 1,5% est prévue pour le cas de revêtement en asphalte, et seront composés de :

1. **Limite côté circulation** : Ces bordures en béton ont des dimensions standards définies par la norme NFP98.302. On a opté pour le type T3 dont les dimensions sont illustrées sur le schéma de la figure III.3 :

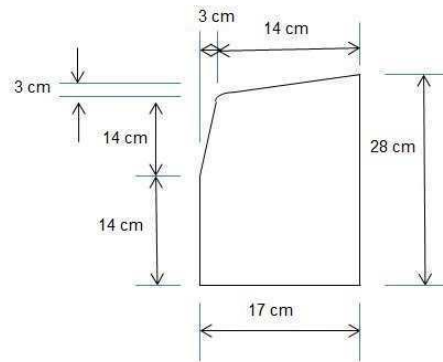


Figure III.3 – Bordure du trottoir [2]

2. **Le corps du trottoir** : Il comporte les canalisations transitant et un remplissage par un gros béton coulé à l'intérieur.(figure III.4)
3. **Surface de circulation** : Le trottoir sera revêtu en asphalte prenant une couche d'épaisseur de 25mm(-5,+10mm).
4. **Une étanchéité** : Elle est constituée d'un film mince au contact de la structure et adhèrent à celle-ci. Elle est constituée de [2] :
  - Une première couche de 800 g/m<sup>2</sup> de résine.
  - Application de l'armature textile de 100 g/m<sup>2</sup> en polyester.
  - Une deuxième couche de 800 g/m<sup>2</sup> de saturation de l'armature.

Finalement les charges des trottoirs auront pour valeurs :

- Etanchéité =  $2 \times 1700 \text{ g/m}^2 = 3,4 \text{ Kg/m}^2 = 0,0034 \text{ t/m}^2 = 0,0034 \times 1,7 = 0,00578 \approx 0,0058 \text{ t/ml}$ .
  - Bordures =  $2 \times (0,17 \times 0,28) \times 2,5 = 0,238 \text{ t/ml}$ .
  - Corps du trottoir =  $2 \times 2,5 \times (1,7 \times 0,17) = 1,445 \text{ t/ml} \approx 1,45$ .
- ⇒ La charge totale du trottoir = 1,694t/ml.

### 2.3- La corniche :

Elle a pour rôle d'assurer la protection du bord de la dalle du tablier en améliorant l'aspect de l'ouvrage et de permettre l'ancrage et l'accrochage d'autres équipements. Le type choisie a pour poids 5KN/ml=0,5t/ml.(figure III.4)

### 2.4- Revêtement :

Le tablier sera revêtu avec du béton bitumineux (BB) ayant pour densité 3KN/m<sup>2</sup>, et d'épaisseur de 0,06m → la charge de cette couche sera de  $3 \times 7 = 21 \text{ KN/m}^2 = 2,1 \text{ t/ml}$

Les couches d'étanchéité du revêtement réalisées sur le tablier sont les mêmes que celles réalisées sous les trottoirs, elles ont pour valeurs  $1700 \text{ g/m}^2 = 1.7 \text{ Kg/m}^2 = 0.0017 \text{ t/m}^2 = 0,0058 \text{ t/ml}$ .(figure III.4)

⇒ La charge du revêtement sera donc de : 2,11 t/ml.

→ Le complément de charges permanentes est égal à : 4,369t/ml.

⇒ **La charge permanente totale est égale à : 23,574 t/ml.**

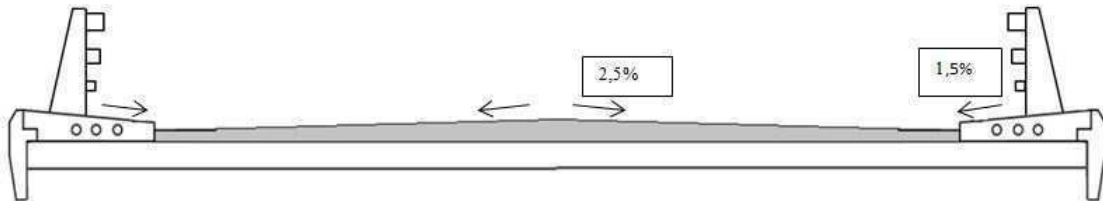


Figure III.4 – Les éléments non porteurs du tablier

En résumé, les charges permanentes sont comme suit :

Tableau III.1 – Charges permanentes

Eléments	valeur de la charge (t/ml)
Tablier	19,205
Dispositif de sécurité	0,065
Trottoirs	1,694
Corniche	0,500
Revêtement	2,110
<b>Total : tablier courant</b>	<b>23,574</b>
<b>Total : tablier sur pile</b>	<b>26,711</b>

### III.3.2 Surcharges routières

On aborde à ce niveau une étape essentielle pour le calcul des ponts, qui, concerne l'évaluation des surcharges pouvant circuler sur ce pont, considéré, de première classe.

On définit les systèmes de charges prescrits [1], à prendre en compte pour ce type de pont :

1. Système de charges A ;
2. Système de charges B ;
3. Système de charges militaires ;
4. Système de convois exceptionnels ;
5. Les surcharges sur trottoirs.

## 1- Le système de charge A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur l chargée, est donné par la formule suivante :

$$A_2 = a_2 \cdot A_1$$

où

$$\bullet a_2 = v_0/v \quad \text{où} \begin{cases} v = 3.5 \text{ m ( largeur d'une voie)} \\ v_0 = 3.5 \text{ m (pont de 1}^{ere} \text{ classe)} \end{cases} \text{(tableau 4.2 [1])}$$

$$\bullet A_1 = \max \begin{cases} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases} \quad \text{Où}$$

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l+12} \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$a_1$  : coefficient dépend de la classe du pont et du nombre de voies (tableau 4.1 [1]).

$l$  : longueur chargée ; portée(s) chargée(s)(m).

On calcul dans ce qui suit les différents cas possible de chargement pour le système A.

### 1.1-Une travée chargée

On détermine les valeurs de A(l) pour les travées de différents longueurs, elles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 – Les valeurs de  $A_2(l)$  pour une seule travée chargée

La longueur chargée l(m)	$a_1$	$a_2$	$A(l)$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_1(l)$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_2$ (kN/ml) 2 voies
60	1	1	7,3	7,3	51,1
44	1	1	8,728	8,728	61,1

### 1.2- Deux travées chargées

On charge deux travées à la fois, et les combinaisons qu'on peut avoir :(60+60), (60+44) et (44+44) m.

### 1.3- Trois travées chargées

On fait des combinaisons de trois travées (60+60+60), (60+60+44) et (44+44+60) m.

Tableau III.3 – Les valeurs de  $A_2(l)$  (deux travées chargées)

La longueur chargée l(m)	$a_1$	$a_2$	$A(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_1(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_2$ (kN/ml) 2 voies
120	1	1	5,027	5,027	35,191
104	1	1	5,403	5,403	37,824
88	1	1	5,9	5,9	41,3

Tableau III.4 – Les valeurs de  $A_2(l)$  (trois travées chargées)

La longueur chargée l(m)	$a_1$	$a_2$	$A(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_1(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_2$ (kN/ml) 2 voies
180	1	1	4,175	4,175	29,225
164	1	1	4,345	4,345	30,418
148	1	1	4,55	4,55	31,85

### 1.4- Quatre travées chargées

Les combinaisons possibles sont : (60+60+60+60), (60+60+60+44) et (60+60+44+44) m.

Tableau III.5 – Les valeurs de  $A_2(l)$  (quatre travées chargées)

La longueur chargée l(m)	$a_1$	$a_2$	$A(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_1(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_2$ (kN/ml) 2 voies
224	1	1	3,825	3,825	26,778
208	1	1	3,936	3,936	27,554

### 1.5- Cinq travées chargées

C'est le cas dont on charge le pont en sa totalité.

Tableau III.6 – Les valeurs de  $A_2(l)$  (cinq travées chargées)

La longueur chargée l(m)	$a_1$	$a_2$	$A(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_1(l)(\text{kN/m}^2)$	$A_2$ (kN/ml) 2 voies
268	1	1	3.586	3.586	25.1

## 2- Le système de charge B

Le système de charge B englobe trois systèmes distincts dont on examine indépendamment leurs effets sur chaque élément des ponts [1] :

### 2.1-Le système de charge $B_c$

Il se compose de camions types, qui répondent aux caractéristiques illustrées sur la figure (III.5).

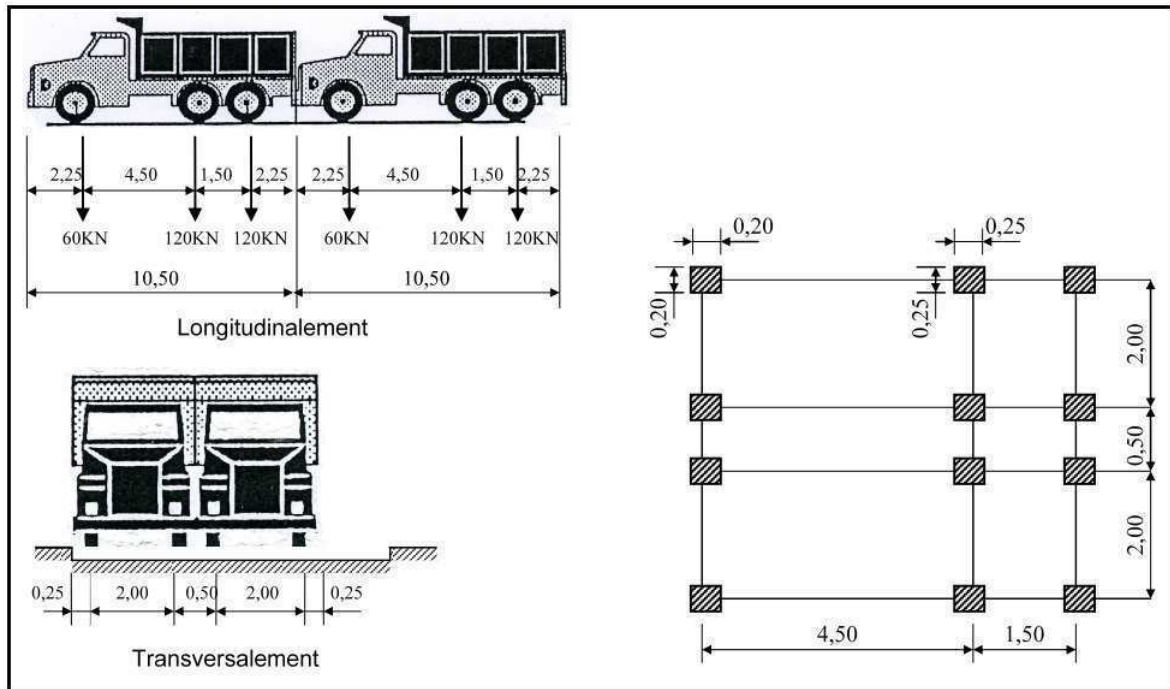


Figure III.5 – Système  $B_c$

Dans le sens transversal, on dispose moins de files de camions que de voies de circulation. Longitudinalement, le nombre de camions par file est limité à deux.

La surcharge  $S_{Bc}$  peut être calculée par la formule suivante :  $S_{Bc} = 2 \times B_c \times n_v \times b_c$  (kN) où

$B_c = 300$  kN est le poids d'un camion.

$n_v$  : nombre de voies chargées.

$b_c$  : coefficient qui dépend essentiellement de la classe et du nombre de voies chargées (tableau 4.3 [1]).

Les valeurs pour ce projet sont présentées dans le tableau (III.7)

Tableau III.7 – Les Valeurs de  $S_{Bc}$

voies chargées	$b_c$	$S_{Bc}$ (kN)
2 voies	1,1	1320

### 2.2- Le système de charge $B_r$

Ce système se constitue d'une roue de charge ponctuelle de 100 kN (figure III.6), qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.



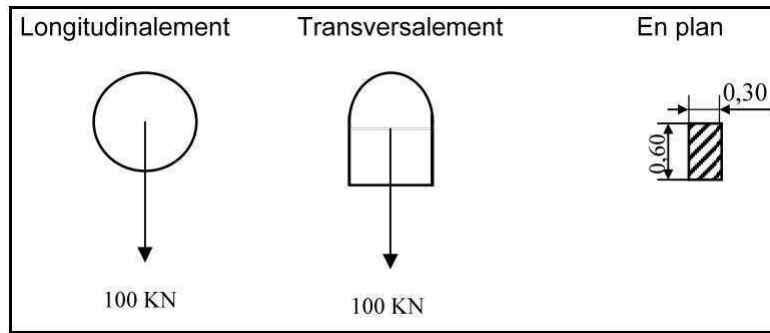


Figure III.6 – Système  $B_r$

### 2.3- Le système de charge $B_t$

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques symbolisées sur la figure III.7. Pour une chaussée à deux voies ou plus, on dispose transversalement de deux tandems. Cette surcharge est calculée à l'aide de la

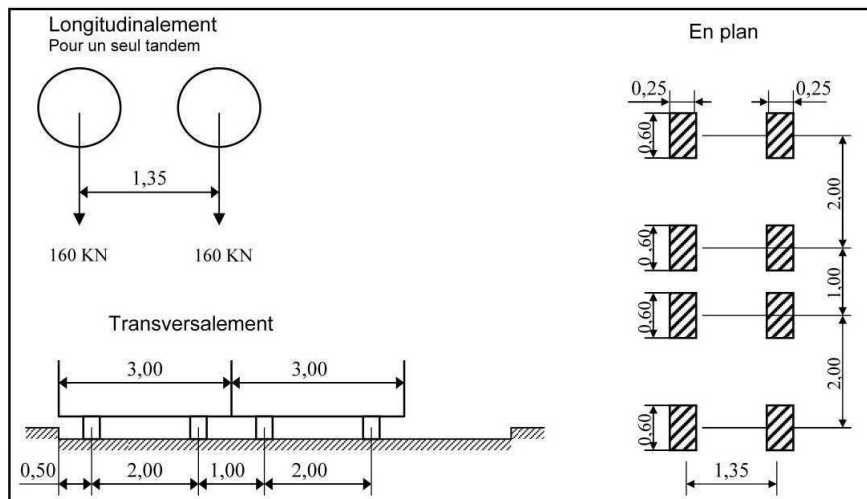


Figure III.7 – Système  $B_t$

formule suivante :  $S_{Bt} = n_v \times b_t \times B_t$  où

$n_v$  : nombre de voies prises dans les calculs.

$B_t = 320$  kN est le poids d'un tandem.

$b_t$  : coefficient qui dépend de la classe du pont (tableau 4.4 [1])

Les valeurs de  $S_{Bt}$  sont présentées dans le tableau III.8

Tableau III.8 – Les valeurs de  $S_{Bt}$

voies chargées	$b_t$	$S_{Bt}$ (kN)
2 voies	1	640

### 3- L'effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B<sub>c</sub>, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (pile, culée) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20+0,0035S} = \frac{6,11 \times 44}{20+0,0035 \times 44} = 13,34 \text{ t}$$

Expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

Pour B<sub>c</sub>, chaque essieu d'un camion du système B<sub>c</sub> peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions B<sub>c</sub> que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les camions sont disposée de manière à développer l'effet le plus défavorable.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée et égale à  $F_{Bc} = 30 \text{ t}$

### 4- Le Convoi militaire M<sub>c120</sub>

Un véhicule type du système M<sub>c120</sub>, dont la charge totale égale à 1100 kN, comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques illustrées sur la figure III.8.

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler. Dans le sens longitudinal, il suffit juste de laisser une distance entre un convoi et l'autre au moins égale à 30,5 m

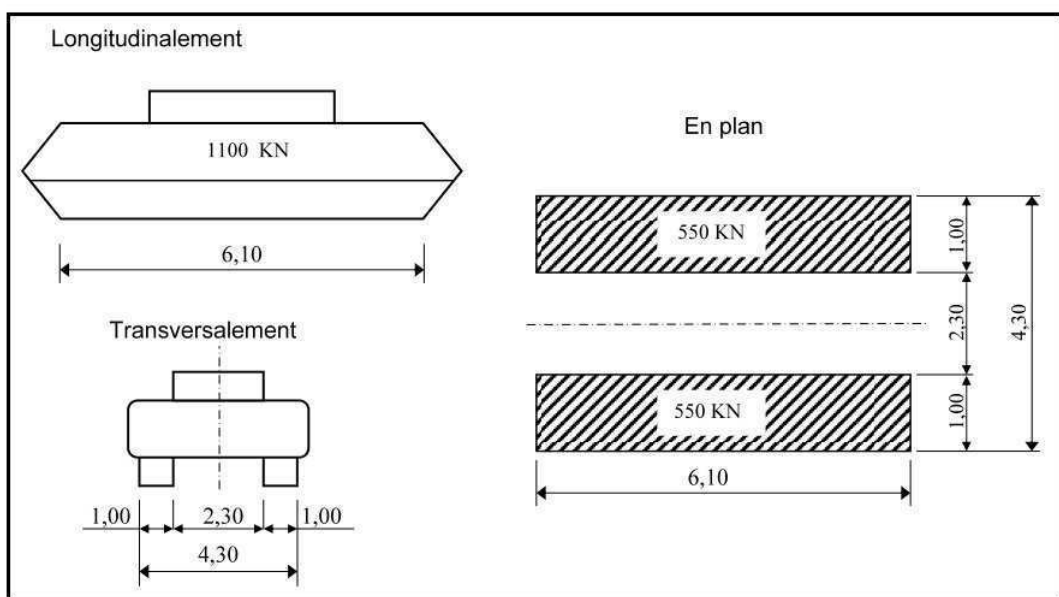


Figure III.8 – Convoi M<sub>c120</sub>

## 5- Le coefficient de majoration

Les charges du système B ainsi que le convoi  $M_c$ , sont frappées de majoration dynamique. Le coefficient de majoration dynamique est le même pour chaque élément de l'ouvrage. Il est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.L} + \frac{0,6}{1+\frac{G}{S}} \quad \text{dans laquelle :}$$

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;

G : sa charge permanente ;

S : sa charge B ou  $M_c$  maximale.

Tableau III.9 – Coefficients de majorations dynamiques

	Travée de rive L=44 m	Travée centrale L=60 m
G(kN)	65077.32	88741.8
$S_{bc}$ (kN)	1320	
$S_{bt}$ (kN)	640	
$S_{br}$ (kN)	100	
$S_{M_c}$ (kN)	1100	
$\delta_{Bc}$	1,0614	1,0560
$\delta_{Bt}$	1,0509	1,0829
$\delta_{Br}$	1,0424	1,0419
$\delta_{M_c}$	1,0580	1,0535

## 6- Charge exceptionnelle ( convoi $D_{280}$ )

Les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

Le CCTP<sup>1</sup> précise alors le type de convoi lourd exceptionnel à prendre en compte. Pour notre cas, on examine le cas de chargement avec le convoi de type  $D_{280}$  ; dont le poids total 2800 kN et les caractéristiques sont présentées sur la figure III.9

## 7- Charge sur trottoirs

Pour la justification des poutres maitresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge de 1,50 kN/m<sup>2</sup> [1] qu'on répartit sur une longueur de trottoirs  $l = 1.15$  m.

Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B et des charges militaires. Les valeurs prises pour notre pont sont tabulées dans III.10.

1. Cahier des Charges Travaux Publics

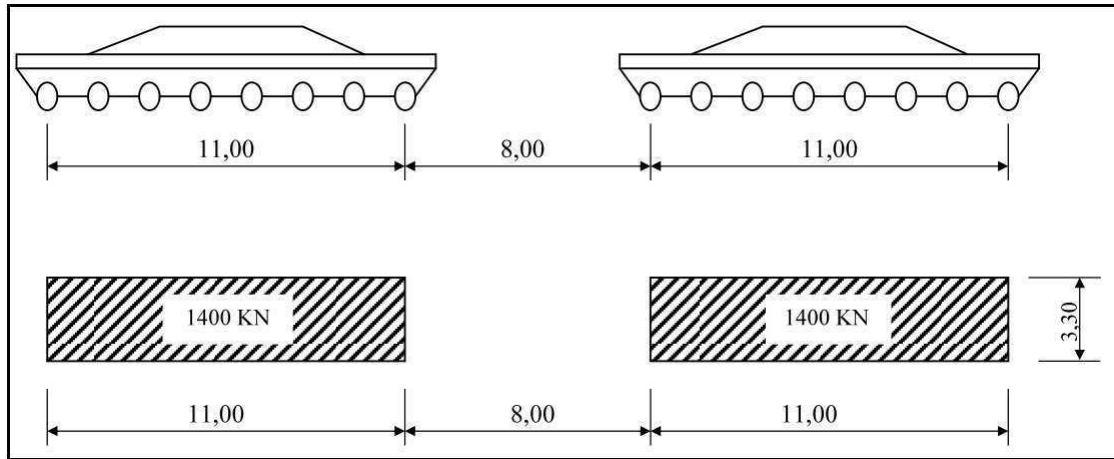

 Figure III.9 – Convoi type D<sub>280</sub>

Tableau III.10 – Surcharge sur trottoirs

trottoirs chargées	Calcul	résultat (kN/ml)
2 trottoirs	$P=2 \times 1.5 \times 1.15$	3,45

## III.4 Charges et surcharges en cours de poussage

La méthode de réalisation par poussage, engendre plusieurs charges en cours de son exécution sur l'ensemble de l'ouvrage.

### III.4.1 Poids propre de l'avant bec et des plots :

#### 1- Poids de l'avant-bec :

La longueur la plus couramment retenue pour l'avant-bec est :  $l_0 = 0,6 \times L$ . Sachant que L est la plus grande travée à franchir, L est donc égale à 60 m.

Dans notre cas :  $l_0 = 0,6 \times 60 = 36$  m.

Tandis que le poids total équivalent retenu est  $P = 0,1 \times q$  KN/ml. [13]

$\Rightarrow P = 19,3$  KN/ml  $= 19,3 \times 36 = 69,48t$ .

#### 2- Poids des plots

Le tablier sera construit par tronçons successifs sur le banc de préfabrication, il sera donc divisé en 7 plots intermédiaires de 30 m chacun, et 2 plots de rive de 29 m.

Le poids total de chaque plot y compris le poids de l'entretoise, est estimé comme suit :

1. Poids d'un plot de 30 m sur appui = 556,710 t.
2. Poids d'un plot de 30 m en travée = 554,550 t.

3. Poids d'un plot de 29 m = 537,145 t.

### III.4.2 Effet du vent :

L'action du vent n'est prise en compte qu'en phase statique entre deux poussages qui peuvent durer entre deux à quatre semaines. Tandis qu'en cours de déplacement il n'y a pas lieu de la prendre en considération. Cela est dû aux effets induits sur l'avant-bec et sur les appuis.

L'intensité prise en compte dans les calculs, pour un ouvrage en cours de construction est d'1,25 KN/m<sup>2</sup>, et en exploitation 2 KN/m<sup>2</sup>. ([1] : Article 3.2.1)

### III.4.3 Dénivellation des appuis :

Ces dénivellations peuvent être longitudinales et (ou) transversales. Ce sont donc des différences entre les niveaux des appuis et le profil théorique projeté, qui sont dues aux :

- Erreurs de nivellement des appuis ;
- Imprécisions géométriques dues au coffrage ;
- Tassement des appuis sous l'effet des charges appliquées.

#### 1- Tolérance de nivellement longitudinal :

La valeur tolérée est de 5 mm, et est appliquée sur une seule ligne d'appuis à la fois, mais doit être étudiée pour tous les appuis successivement, de manière à obtenir les effets les plus défavorables. Elle est appliquée d'une manière alternée, tel que sur les appuis pairs dérivée dans un sens et sur les appuis impairs dans l'autre sens. [3]

Tandis que l'aire de préfabrication, il est indispensable d'éviter des tassements à son niveau, qui se répercuteraient en tant que défauts, sur l'ensemble du tablier. Sa valeur tolérable est de l'ordre de 5 mm[3].

#### 2- Tolérance de nivellement transversal :

Les dénivellations d'appuis dans le sens transversal peuvent causer le décollement de ces derniers, du fait de la grande rigidité des caissons vis-à-vis de la torsion. Elle est prise égale à 2,5 mm, sur un seul appui comme pour le sens longitudinal. [3]

### III.4.4 Gradient thermique :

Durant le calcul, des sollicitations se développant dans l'ouvrage, il y a lieu de considérer l'effet du gradient thermique sur ces différents éléments. Il est pris égal en phase de construction à  $\pm 12^{\circ}\text{C}$ ,

et en phase d'exploitation à  $\pm 7^\circ\text{C}$ . ([1] : Article 3.1.2.2)

### III.4.5 Effets du matériel de poussage :

Le matériel de poussage utilisé induit des dénivellations qui doivent être prises en compte lors des calculs. Ces dénivellations diffèrent d'un système de poussage à un autre. Elles ont pour valeur courante 1 cm pour le matériel Eberspacher<sup>TM</sup>, lequel, considère un soulèvement au droit du vérin dans le sens longitudinal. [3]

## III.5 Les combinaisons de charges

Après avoir déterminé toutes les charges et les surcharges sollicitant l'ouvrage, on doit définir les cas de chargement possibles qu'on doit appliquer lors du calcul des sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

### III.5.1 Combinaisons en cours de poussage :

Les combinaisons à prendre en compte, sont données, selon que la phase est statique entre deux poussages, ou en déplacement, comme suit [3] :

1. A l'**Etat Limite de Service** : deux cas se présentent :

$$(a) \text{ Rare } \begin{cases} \text{Phase de déplacement : } (P+G)+DA+\text{Pouss} \\ \text{Phase statique : } (P+G) + DA + \Delta\theta \end{cases}$$

$$(b) \text{ Quasi permanent } \begin{cases} \text{Phase de déplacement : } (P+G) \\ \text{Phase statique : } (P+G) \end{cases}$$

2. A l'**Etat Limite Ultime**

$$(a) \text{ Phase de déplacement : } 1,35(P+G)+1,5(DA+\text{Pouss})$$

$$(b) \text{ Phase statique : } 1,35(P+G)+1,5W.$$

Sachant que :

- **G** : poids propre total ;
- **P** : action de la précontrainte ;
- $Q_{pra}$  : charges d'exécution négligeables(aléatoires) ;
- **W** : action du vent ;
- $\Delta\theta$  : gradient thermique de  $12^\circ\text{C}$  ;

- **DA** : efforts de dénivellation d'appuis ;
- **Pouss** : effet du matériel de poussage.

**Remarques :**

- La combinaison rare (P+G+DA+Pouss) représente l'enveloppe de plusieurs cas de charge, dont les efforts ne peuvent pas être cumulables, et sous lesquelles des décollements d'appui peuvent être engendrés. Il faut donc étudier l'ensemble des cas de charges suivants :
  1. (P+G)
  2. (P+G)+DA
  3. (P+G)+Pouss
  4. (P+G)+DA+Pouss
- Les dénivellations longitudinales et transversales interviennent dans le calcul des sollicitations de cisaillement et dans le calcul des armatures transversales.

### III.5.2 Combinaison en cours d'exploitation :

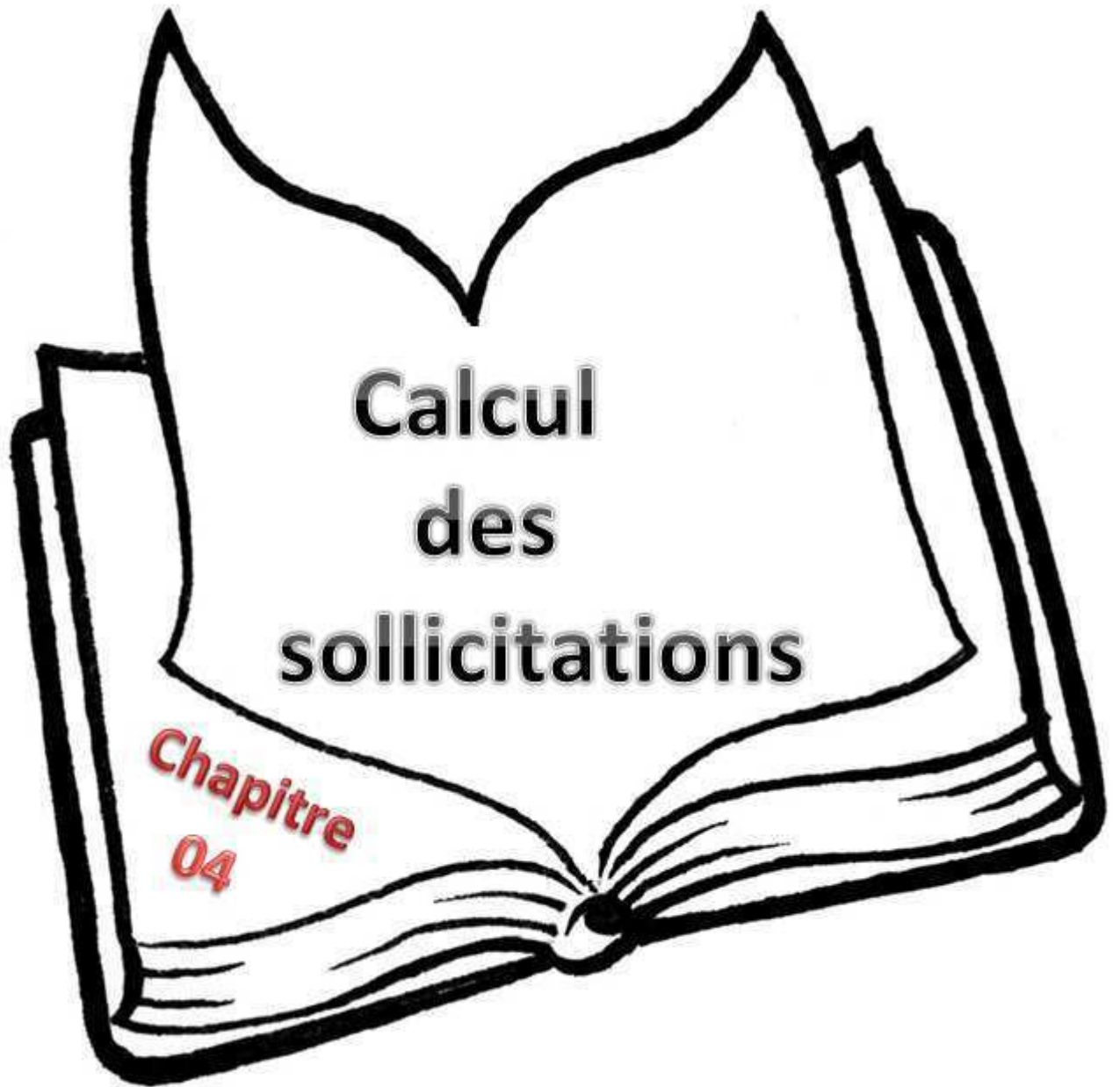
Les combinaisons prises à ce niveau sont les suivantes [3] :

Tableau III.11 – Coefficients de combinaison des charges en cours d'exploitation

Actions	ELU	ELS
Poids propre	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Surcharge de trottoirs	1,6	1,2
Système $B_c$	1,6	1,2
Système $B_t$	1,6	1,2
Système $B_r$	1,6	1,2
Gradient thermique ( $\Delta\theta$ )	0	0,5
Vent (W)	1,5	0

## III.6 Conclusion

L'évaluation des charges et des surcharges, susceptibles d'être appliquées, est une étape importante dans l'étude d'un pont. C'est à partir de ce chapitre qu'on peut avoir les données pour la modélisation de l'ouvrage, durant sa phase de construction ainsi que celle en service.



**Calcul  
des  
sollicitations**

**Chapitre  
04**



## IV.1 Introduction

Le présent chapitre va porter sur l'évaluation des sollicitations pendant la phase de poussage et celle d'exploitation. Les moments fléchissants et les efforts tranchants, dans les différentes sections de la dalle, sont déterminés à l'aide du logiciel de calcul (Robot Millenium). On a pris pour cela un modèle en élément barre dont la section transversale est la section réelle.

## IV.2 En phase de poussage

Le calcul des sollicitations en phase de poussage se fait en cumulant les effets :

- Du poids propre du tablier ;
- D'une dénivellation d'appui ;
- D'un gradient thermique de construction linéaire et uniforme ;
- D'effort de poussage.

### IV.2.1 Sollicitations dues aux poids propre du tablier

#### a- Phases critiques :

Ce sont les phases dans lesquelles on a envisagé d'obtenir les sollicitations les plus grandes aux cours de poussage.

Nous avons deux cas de phases critiques qui correspondent à :

1. Avant l'accostage du tablier ;
2. Avant bec en porte-à-faux.

#### ✓ Première phase



Figure IV.1 – Première phase critique

Tableau IV.1 – Les sollicitations de la première phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
0	-2344.04	218.17

✓ Deuxième phase



Figure IV.2 – Deuxième phase critique

Tableau IV.2 – Les sollicitations de la Deuxième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
4044.97	-1250.24	-455.47

✓ Troisième phase



Figure IV.3 – Troisième phase critique

Tableau IV.3 – Les sollicitations de la Troisième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
1478.93	-8290.84	-615.80

✓ Quatrième phase



Figure IV.4 – Quatrième phase critique

Tableau IV.4 – Les sollicitations de la Quatrième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
4973.98	-6624.83	672.41

✓ Cinquième phase



Figure IV.5 – Cinquième phase critique

Tableau IV.5 – Les sollicitations de la Cinquième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
2697.48	-8296.48	-643.49

✓ Sixième phase



Figure IV.6 – Sixième phase critique

Tableau IV.6 – Les sollicitations de la sixième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
4748.11	-7159.55	681.30

✓ Septième phase



Figure IV.7 – Septième phase critique

Tableau IV.7 – Les sollicitations de la septième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3363.84	-8298.70	-632.75

✓ Huitième phase

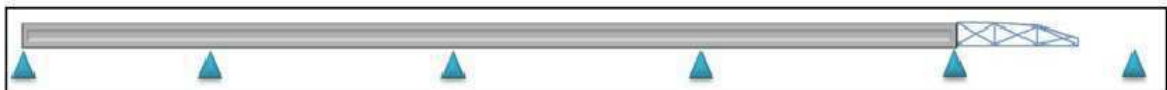


Figure IV.8 – Huitième phase critique

Tableau IV.8 – Les sollicitations de la huitième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
4675.76	-6872.21	663.22

✓ Neuvième phase



Figure IV.9 – Neuvième phase critique

Tableau IV.9 – Les sollicitations de la neuvième phase critique

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
4237.99	-6523.83	638.17

**b- Phases de poussage :**

Ce sont les phases qui correspondent à la fin de poussage de chaque bloc du tablier, ce pont est poussé en neuf phases. Les longueurs des blocs sont successivement les suivantes : 29m, 7×(30m) et 29m.

✓ Première phase



Figure IV.10 – Première phase de poussage

Tableau IV.10 – Les sollicitations de la première phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
0	-1251.04	69.48

✓ Deuxième phase



Figure IV.11 – Deuxième phase de poussage

Tableau IV.11 – Les sollicitations de la Deuxième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3429.11	-1526.28	-331.15

✓ Troisième phase



Figure IV.12 – Troisième phase de poussage

Tableau IV.12 – Les sollicitations de la Troisième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
2747.98	-4521.89	-528.32

✓ Quatrième phase

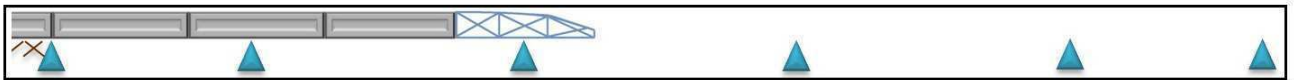


Figure IV.13 – Quatrième phase de poussage

Tableau IV.13 – Les sollicitations de la Quatrième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3150.45	-9421.15	702.37

✓ Cinquième phase

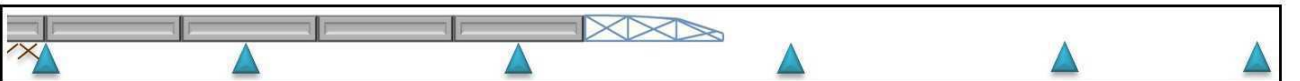


Figure IV.14 – Cinquième phase de poussage

Tableau IV.14 – Les sollicitations de la Cinquième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
5357.83	-6415.26	679.11

✓ Sixième phase

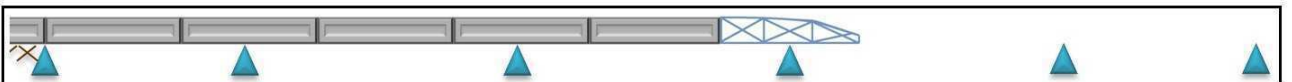


Figure IV.15 – Sixième phase de poussage

Tableau IV.15 – Les sollicitations de la Sixième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3051.03	-9660.62	706.35

✓ Septième phase



Figure IV.16 – Septième phase de poussage

Tableau IV.16 – Les sollicitations de la Septième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3400.12	-6270.19	609.55

✓ Huitième phase



Figure IV.17 – Huitième phase de poussage

Tableau IV.17 – Les sollicitations de la Huitième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3635.94	-12060.04	746.32

✓ Neuvième phase



Figure IV.18 – Neuvième phase de poussage

Tableau IV.18 – Les sollicitations de la Neuvième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3477.28	-6106.26	606.79

✓ Dixième phase



Figure IV.19 – Dixième phase de poussage

Tableau IV.19 – Les sollicitations de la Dixième phase de poussage

Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
3023.76	-5912.50	590.17

Après la comparaison entre les phases de poussage et celles critiques, on constate que pendant chaque phase de poussage on passe par un phase considérée comme critique. Les moments et les efforts tranchants maximaux entre ces deux phases sont présentés dans le tableau IV.20 suivant :

Tableau IV.20 – Les sollicitations max au cours de poussage

Phase de poussage	Le $M_{max}^+$ (sur travée) (T.m)	Le $M_{max}^-$ (sur appui) (T.m)	$R_{max}$ (T)
Avant bec en porte-à-faux	0	-1251.04	69.48
Avant bec + bloc 29 m	3429.11	-2344.04	-331.15
Avant bec + bloc 59 m	4044.97	-4521.89	-529.32
Avant bec + bloc 89 m	3150.45	-9421.15	702.37
Avant bec + bloc 119 m	5357.83	-6624.83	679.11
Avant bec + bloc 149 m	3051.03	-9660.62	706.35
Avant bec + bloc 179 m	4748.11	-7159.55	681.30
Avant bec + bloc 209 m	3635.94	-12060.04	746.32
Avant bec + bloc 239 m	4675.76	-6872.21	663.22
Bloc 268 m	4237.99	-6523.83	638.17

## IV.2.2 Sollicitations dues aux dénivellations d'appuis

Pendant le poussage, les fondations des piles tassent sous le poids du tablier. Il y a donc une dénivellation longitudinale entre les piles. Ce phénomène de dénivellations des appuis est un problème des ponts hyper-statiques, qui se produit suite à la présence de la contrainte de traction dans le béton aux niveaux des zones d'appuis intermédiaires.

La dénivellation à prendre en compte entre deux appuis successifs dans le sens longitudinal vaut  $\Delta w_{tot} = 5 \text{ mm}$ .

Pour compenser celle-ci, plusieurs solutions sont envisageables afin de diminuer ces contraintes de traction ou de les annuler. La solution la plus répandue est retenue systématiquement en Algérie étant : la précontrainte par dénivellation d'appuis intermédiaires.

### 1- Principe de calcul :

Les calculs ci-après supposent que l'inertie est constante et que l'avant-bec ne repose pas sur un appui.

On suppose qu'il existe un nombre infini de travées intermédiaires identiques de longueur  $L$ , et la longueur de la travée de rive est  $L_1 = \alpha L$ .

A partir de l'équation des trois moments, on peut déterminer les moments sur appuis dus aux dénivellations d'appuis ([3]) :

$$l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1})M_i + l_{i+1}M_{i+1} = -6EI \left[ \left( \frac{\Delta w}{l_i} \right) + \left( \frac{\Delta w}{l_{i+1}} \right) \right]$$

**1-a- Dénivellation sur la culée :**

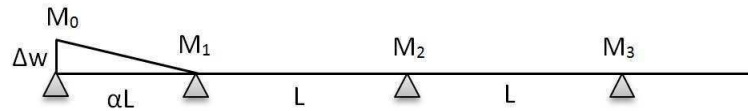


Figure IV.20 – Effet d'une dénivellation d'appui sur culée

$$b_1 M_0 + (c_1 + a_2)M_1 + b_2 M_2 = \frac{\Delta w}{l_1}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_0 = 0 \\ M_2 = -(2 - \sqrt{3})M_1 \\ l_1 = \alpha l \end{cases} \Rightarrow M_1 = \frac{1}{\alpha(2\alpha + \sqrt{3})} \frac{6EI}{l^2} \Delta w$$

**1-b- Dénivellation sur le premier appui :**

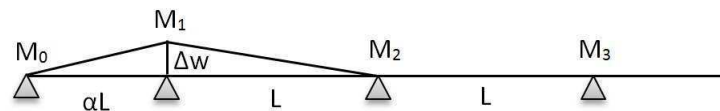


Figure IV.21 – Effet d'une dénivellation d'appui sur le premier appui

$$b_1 M_0 + (c_1 + a_2)M_1 + b_2 M_2 = -\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l}\right)\Delta w$$

$$b_2 M_1 + (c_2 + a_3)M_2 + b_3 M_3 = \frac{\Delta w}{l}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_0 = 0 \\ M_3 = -(2 - \sqrt{3})M_2 \\ l_1 = \alpha l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (2\alpha + 2)M_1 + M_2 = -\left(\frac{1}{\alpha} + 1\right) \frac{6EI}{l^2} \Delta w \\ M_1 + (2 + \sqrt{3})M_2 = \frac{6EI}{l^2} \Delta w \end{cases}$$

d'où

$$M_1 = -\frac{\left(\frac{1}{\alpha} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) + 1}{(2\alpha + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI \Delta w}{l^2}$$

$$M_2 = \frac{2\alpha + 3 + \frac{1}{\alpha}}{(2\alpha + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI \Delta w}{l^2}$$



**1-c- Dénivellation sur le deuxième appui :**

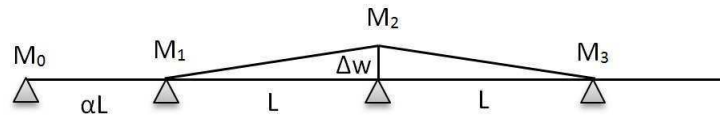


Figure IV.22 – Effet d’une dénivellation d’appui sur le deuxième appui

$$b_1 M_0 + (c_1 + a_2) M_1 + b_2 M_2 = \frac{\Delta w}{l}$$

$$b_2 M_1 + (c_2 + a_3) M_2 + b_3 M_3 = -2 \frac{\Delta w}{l}$$

$$b_3 M_2 + (c_3 + a_4) M_3 + b_4 M_4 = \frac{\Delta w}{l}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0 = 0 \\ M_4 = -(2 - \sqrt{3}) M_3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2(\alpha + 1) M_1 + M_2 = \frac{6EI}{l^2} \Delta w \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -\frac{12EI}{l^2} \Delta w \\ M_2 + (2 + \sqrt{3}) M_3 = \frac{6EI}{l^2} \Delta w \end{cases}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} M_3 = \frac{6}{(2+\sqrt{3})(4-\frac{1}{2(\alpha+1)})-1} \frac{6EI}{l^2} \Delta w \\ M_2 = -\frac{(2+\sqrt{3})(2+\frac{1}{2(\alpha+1)})+1}{(2+\sqrt{3})(4-\frac{1}{2(\alpha+1)})-1} \frac{6EI}{l^2} \Delta w \\ M_1 = \frac{\frac{6EI}{l^2} \Delta w - M_2}{2(\alpha+1)} \end{cases}$$

**2- Calcul des moments dues aux dénivellations d’appuis :**

Aux stade du dimensionnement, l’ordre de grandeur se calcul comme suit :

- Pour les moments dus aux dénivellations d’appuis en travée, on peut appliquer la formule la plus défavorable suivante[3] :

$$M_{tr} = -0.1699 \frac{6EI}{L^2} \Delta w \Rightarrow \boxed{M_{tr} = 99.16 t.m}$$

- Alors que pour les moments dus aux dénivellations d’appuis sur pile, se fera pour différentes phases de poussage (comme il est présenté sur les tableaux ci-après), qui sont donnés pour chaque cas de tassement d’appui.

Avec :  $E = 3419756 \text{ t/m}^2$ .


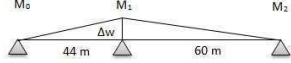
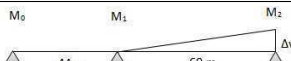
$$I = 20,4816 \text{ m}^4$$

$$\Delta w = 0.5 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0.73.$$



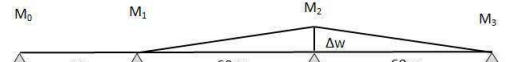
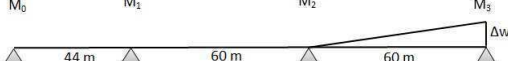
2-a- Calcul pour la phase 01 :

Tableau IV.21 – Moments de dénivellation de la phase 1

moment (t.m)		$M_0$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_{retenu}$
Tassement						
	tassement de la culée	0	-248.99	66.71	-	-285.12
	tassement du premier appui	0	480.41	-285.12	-	
	tassement du deuxième appui	0	-156.39	41.90	-	

2-b- Calcul pour la phase 02 :

Tableau IV.22 – Moments de dénivellation de la phase 2

moment (t.m)		$M_0$ (t.m)	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_{retenu}$
Tassement						
	tassement de la culée	0	-248.99	66.71	-	-293.42
	tassement du premier appui	0	480.41	-285.12	76.40	
	tassement du deuxième appui	0	-293.42	433.32	-272.50	
	tassement du troisième appui	0	-156.39	41.90	-	

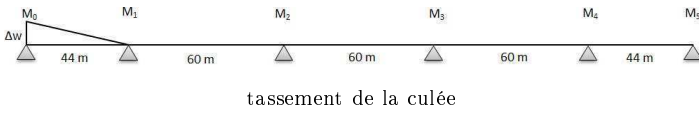
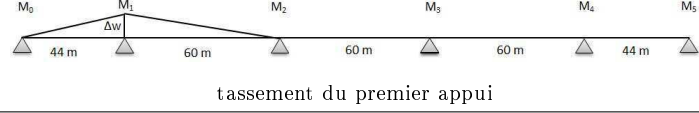
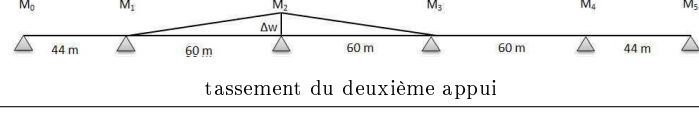
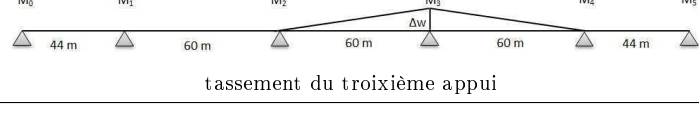
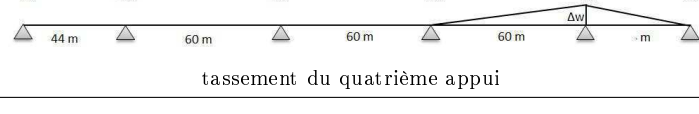
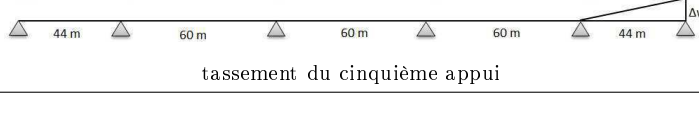
2-c- Calcul pour la phase 03 :

Tableau IV.23 – Moments de dénivellation de la phase 3

moment (t.m)		$M_0$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_{retenu}$
<p>Tassement de la culée</p>		0	-248.99	66.71	-	-293.42
<p>Tassement du premier appui</p>		0	480.41	-285.12	76.40	
<p>Tassement du deuxième appui</p>		0	-293.42	433.32	-272.50	
<p>Tassement du troisième appui</p>		0	480.41	-285.12	76.40	
<p>Tassement du quatrième appui</p>		0	-156.39	41.90	-	

2-d- Calcul pour la phase 04 :

Tableau IV.24 – Moments de dénivellation de la phase 4

Tassement	moment (t.m)				$M_0$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_{retenu}$
 <p>tassement de la culée</p>	0	-248.99	66.71	-	-293.42				
 <p>tassement du premier appui</p>	0	480.41	-285.12	76.39					
 <p>tassement du deuxième appui</p>	0	-293.42	433.32	-272.50					
 <p>tassement du troisième appui</p>	0	-293.42	433.32	-272.50					
 <p>tassement du quatrième appui</p>	0	480.41	-285.12	76.39					
 <p>tassement du cinquième appui</p>	0	-156.39	41.90	-					

### IV.2.3 Sollicitations dues aux gradient thermique

Le gradient thermique linéaire  $\Delta T$  est uniforme sur toutes les travées, le moment isostatique dû au gradient thermique vaut [15] :

$$M_{\Delta T} = \frac{\lambda \Delta T E I}{h}$$

Avec :  $\lambda = 10^{-5}$  coefficient de dilatation thermique du béton,

$$\Delta T = 12^\circ C \Rightarrow M_{\Delta T} = 657.13 t.m$$

Du fait de la continuité de la poutre [3] :

$$M_T = M_{\Delta T} \frac{3\alpha + \sqrt{3}}{2\alpha + \sqrt{3}}$$

On aura le moment dû au gradient thermique :

$$M_T = 801.69 t.m$$

#### IV.2.4 Estimation des efforts de poussage

Pour le poussage du tablier de notre ouvrage, nous adopterons le procédé du système EBERSPACHER <sup>TM</sup> de l'entreprise des Grands Travaux de Marseille (GTM) . Dans ce système , le dispositif de poussage comprend , au droit de la culée et au droit de certaines piles intermédiaires :

- Un vérin vertical d'une capacité suffisante pour décoller l'ouvrage de son appui de repos ; la base du vérin, revêtue de Téflon, repose sur une surface de glissement en acier inoxydable, tandis que sa tête, équipée d'une tôle striée en acier, prend appui sous le tablier ;
- Un ou deux vérins horizontaux, d'une force totale de quelques centaines de tonnes, solidaires du vérin vertical par une articulation, et prenant appui à l'autre extrémité sur une culée qui reçoit la réaction de poussée  $R_m$ .

La technique de poussage (figure(IV.23)) consiste au soulèvement de l'ouvrage de 1 cm en correspondance à la position du vérin de poussage, qui donne lieu à la réaction nécessaire à la plaque pour pouvoir dépasser la somme des réactions de frottements développés le long de viaduc et pour le déplacer avec un pas de 250mm.

La vérification de poussage, en effet, ne consiste pas seulement à la vérification des sollicitations maximales et minimales dans les sections courantes du tablier, mais aussi dans le contrôle au glissement du contact vérin/tablier pendant les phases de poussage ; en outre terme il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$F = R_m \cdot \mu_m \geq \frac{\sum \mu_r \cdot R_i}{a} \quad [3]$$

Avec :

$a=0.85$  facteur de sécurité sur charge.

$R_m$  : réaction verticale aux vérin de poussage.

$\mu_m=0.60$  frottement plaque/tablier.

$\mu_r=0.06$  frottement sur appuis.

$R_i$  : réaction verticale aux appuis.

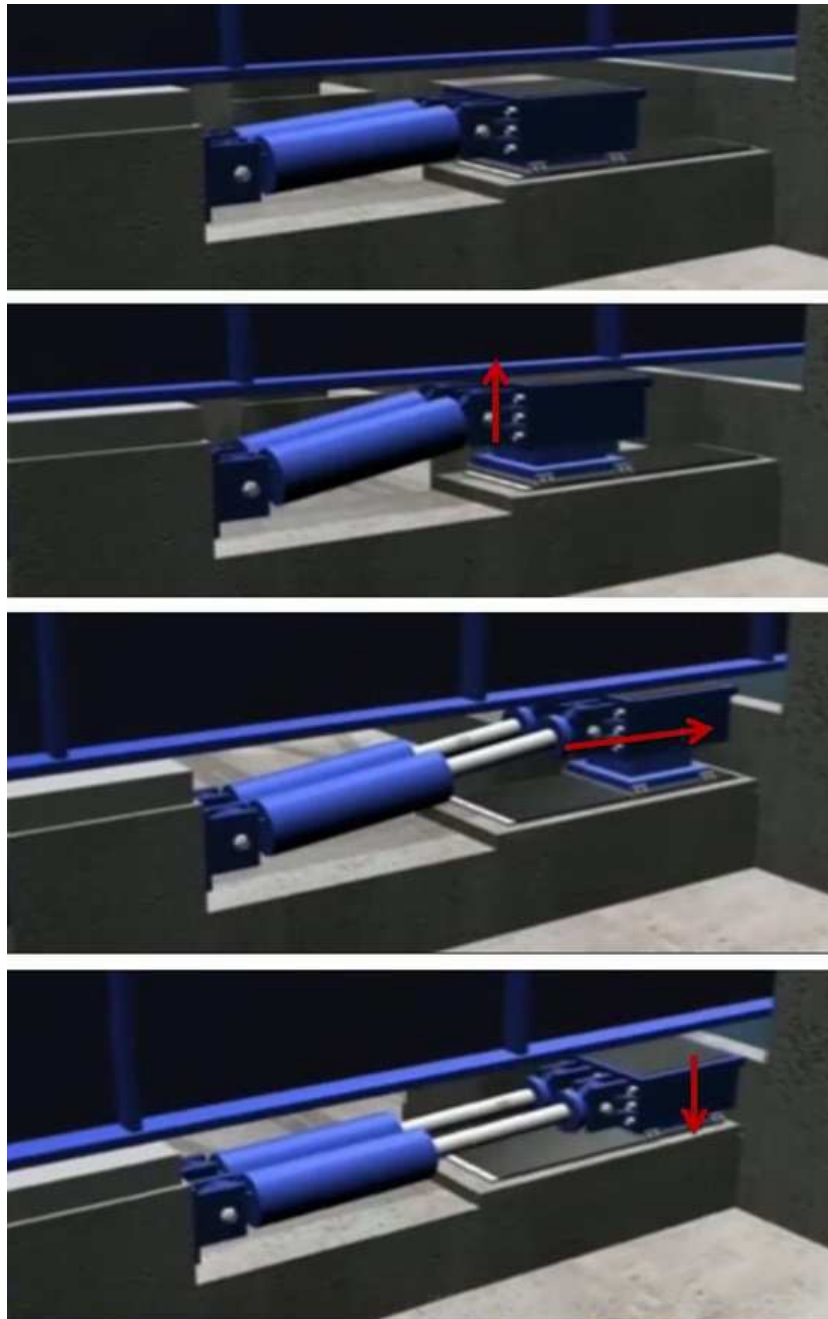


Figure IV.23 – Principe du système Eberspacher [3]

Tableau IV.25 – Valeurs calculées de  $R_m$

Poussage	culée 1	pile culée 1	pile 1	pile 2	pile culée 2	culée 2	$\sum R_i(t)$	$R_m(t)$
01	69.5						69.5	8.18
02	362.97	476.51					839.48	98.76
03	325.88	890.79					1216.67	143.14
04	208.3	1340.81	243.69				1792.8	210.92
05	282.84	1250.86	983.54				2517.24	296.14
06	326.35	1013.42	1374.96	239.74			2954.47	347.58
07	310.71	1106.31	1208.74	914.26			3540.02	416.47
08	290.2	1166.6	1004.62	1454.92	199.79		4116.13	484.25
09	307.96	1118.11	1166.29	1192.26	917.07		4701.69	553.14
10	306.02	1119.45	1171.4	1171.13	1120.4	306.9	5195.3	611.21

## IV.3 En phase de service

### IV.3.1 Choix et présentation du logiciel de calcul

Notre choix s'est porté sur le logiciel Robot Structural, version 2009, qui permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

C'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, basé sur la méthode des éléments finis. Il est adapté pour l'étude des structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes. Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

Robot Structural permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. C'est un logiciel qui s'adapte aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

### IV.3.2 La modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. La définition de la structure ;
2. La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
3. La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
4. La définition des conditions d'appuis ;
5. Le choix de la méthodologie de calcul ;
6. La définition des voies : nombre et la largeur des voies ;
7. La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul ;

8. Le lancement des calculs ;
9. La vérification des résultats ;
10. L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par un élément barre, avec une pente de 2.53%.
- les sections de l'ouvrage (sur appuis et en travée) sont des caissons modélisées par leurs dimensions réelles. Les sections sont définies par le logiciel Auto CAD, puis introduites dans le logiciel Robot,
- La définition d'un élément bardage pour définir les lignes de roulement.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.

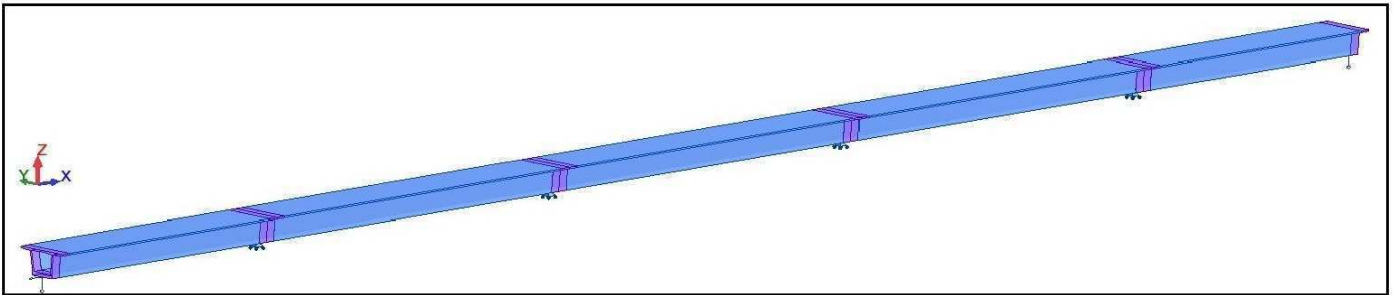


Figure IV.24 – Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot

### IV.3.3 Les combinaisons utilisées

Avant de présenter les combinaisons de calcul, on doit trouver la disposition de chargement A(1) qui nous donnera les plus grandes sollicitations aux niveaux d'appui ainsi qu'en travée. On a calculé, séparément, tous les différents cas de chargement possible pour les différentes dispositions de A(1) sur notre ouvrage et on a pris en considération les cas de combinaisons suivants :

- ★ La disposition qui engendre un moment max au niveau de la travée
- ★ La disposition qui engendre un moment max au niveau de l'appui
- ★ La disposition qui engendre un effort tranchant max



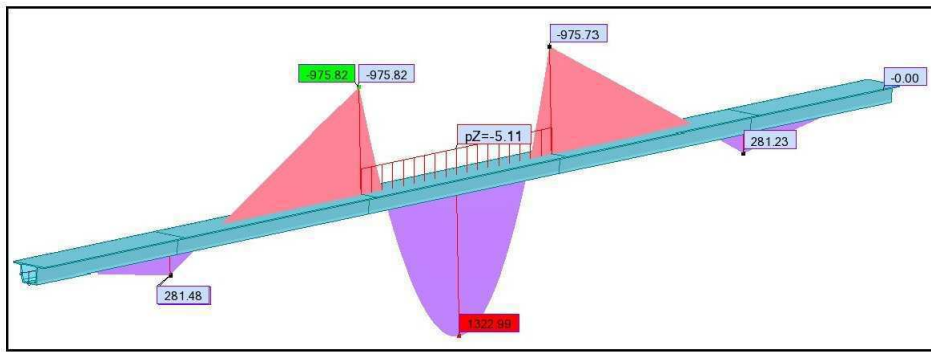


Figure IV.25 – Moment max en travée

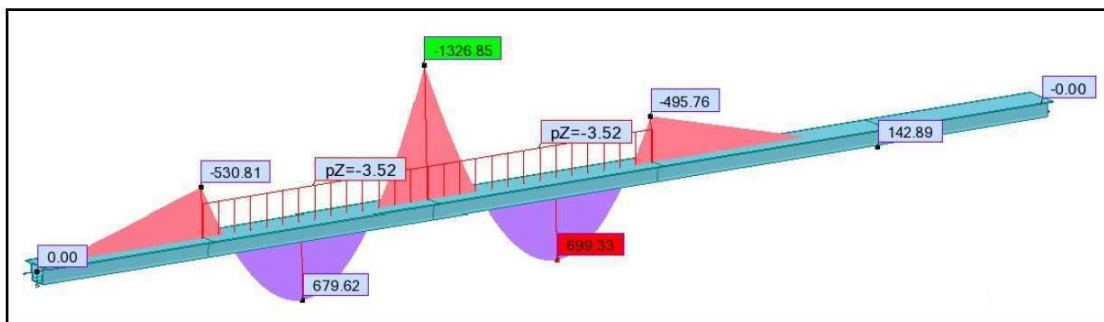


Figure IV.26 – Moment max sur appui

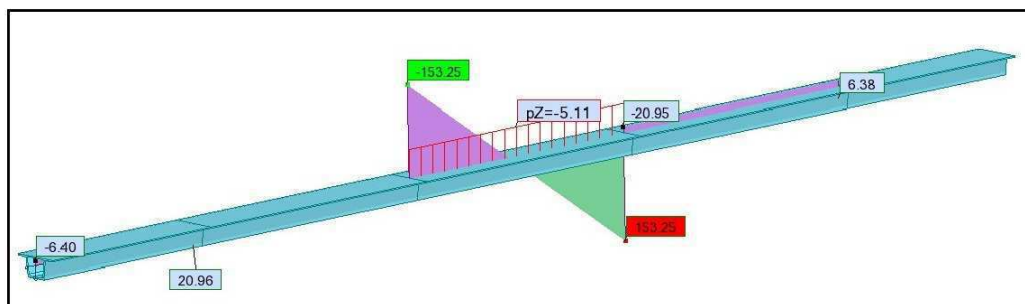


Figure IV.27 – effort tranchant max

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par les règlements :

Tableau IV.26 – Tableau représentant les différentes combinaisons

	cas	nom de cas	nature	type d'analyse
Charges appliquées	1	PP <sup>1</sup>	permanente	statique linéaire
	2	CPP <sup>2</sup>	permanente	statique linéaire
	3	St <sup>3</sup>	exploitation	statique linéaire
	4	A(l)	exploitation	statique linéaire
	5	W <sup>4</sup>	exploitation	statique linéaire
	6	$\Delta T$ <sup>5</sup>	exploitation	statique linéaire
	7	Bc	exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
	8	Bt	exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
	9	Mc <sub>120</sub>	exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
	10	D <sub>280</sub>	exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
	11	G	PP+CCP	Combinaison linéaire
Combinaisons à l'ELU	12	ELU A "Ma <sup>1</sup> "	1,35G+1,6[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	13	ELU A "Mt <sup>2</sup> "	1,35G+1,6[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	14	ELU A "T <sup>3</sup> "	1,35G+1,6[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	15	ELU Bc	1,35G+1,6(Bc+St)	Combinaison linéaire
	16	ELU Bt	1,35G+1,6(Bt+St)	Combinaison linéaire
	17	ELU Mc <sub>120</sub>	1,35(G+Mc <sub>120</sub> )	Combinaison linéaire
	18	ELU D <sub>280</sub>	1,35(G+D <sub>280</sub> )	Combinaison linéaire
	19	ELU A "Ma <sup>1</sup> " & W	1,35G+1,6[A(l)+St]+1,5W	Combinaison linéaire
	19	ELU A "Mt <sup>2</sup> " & W	1,35G+1,6[A(l)+St]+1,5W	Combinaison linéaire
	19	ELU A "T <sup>3</sup> " & W	1,35G+1,6[A(l)+St]+1,5W	Combinaison linéaire
	21	ELU Bc & W	1,35G+1,6[Bc+St]+1,5W	Combinaison linéaire
	22	ELU Bt & W	1,35G+1,6[Bt+St]+1,5W	Combinaison linéaire
Combinaisons à l'ELS	23	ELS A "Ma <sup>1</sup> "	G+1,2[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	24	ELS A "Mt <sup>2</sup> "	G+1,2[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	25	ELS A "T <sup>3</sup> "	G+1,2[A(l)+St]	Combinaison linéaire
	26	ELS Bc	G+1,2(Bc+St)	Combinaison linéaire
	27	ELS Bt	G+1,2(Bt+St)	Combinaison linéaire
	28	ELS Mc <sub>120</sub>	G+1,2Mc <sub>120</sub>	Combinaison linéaire
	29	ELS D <sub>280</sub>	G+1,2D <sub>280</sub>	Combinaison linéaire
	29	ELS A "Ma <sup>6</sup> " & $\Delta T$	G+1,2[A(l)+St]+0,5 $\Delta T$	Combinaison linéaire
	29	ELS A "Mt <sup>7</sup> " & $\Delta T$	G+1,2[A(l)+St]+0,5 $\Delta T$	Combinaison linéaire
	29	ELS A "T <sup>8</sup> " & $\Delta T$	G+1,2[A(l)+St]+0,5 $\Delta T$	Combinaison linéaire
	30	ELS Bc & $\Delta T$	G+1,2[Bc+St]+0,5 $\Delta T$	Combinaison linéaire
	31	ELS Bt & $\Delta T$	G+1,2[Bt+St]+0,5 $\Delta T$	Combinaison linéaire

1. Poids propre
2. Complément de poids propre (trottoirs + revêtement + corniches + garde corps)
3. Surcharge des trottoirs
4. Le vent
5. Le gradient thermique
6. correspond au moment max sur appui
7. correspond au moment max en travée
8. correspond à l'effort tranchant max

### IV.3.4 Les resultats

Les résultats obtenus en utilisant le logiciel ROBOT Melinium, sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion, les efforts tranchants ainsi que les moments de torsion. 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).

#### 1-Moments de flexion

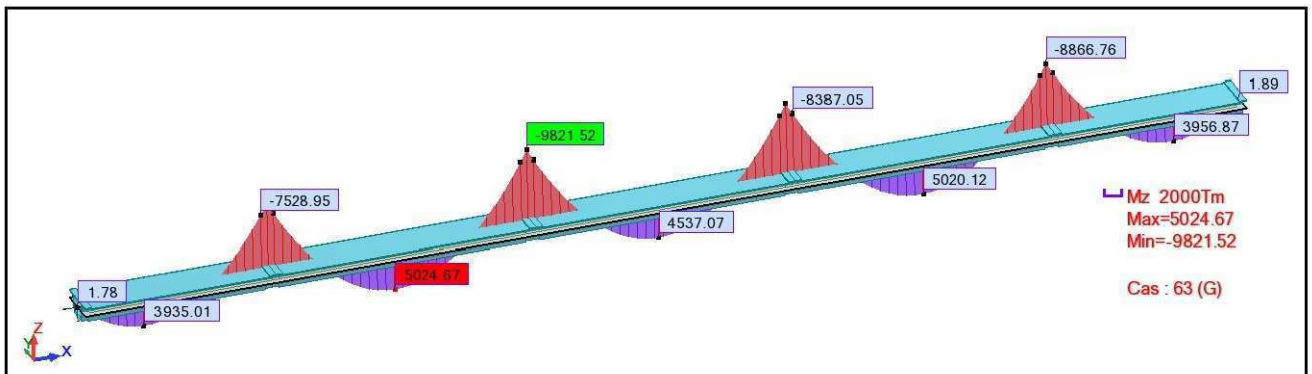


Figure IV.28 – Diagramme du moment sous le poids propre

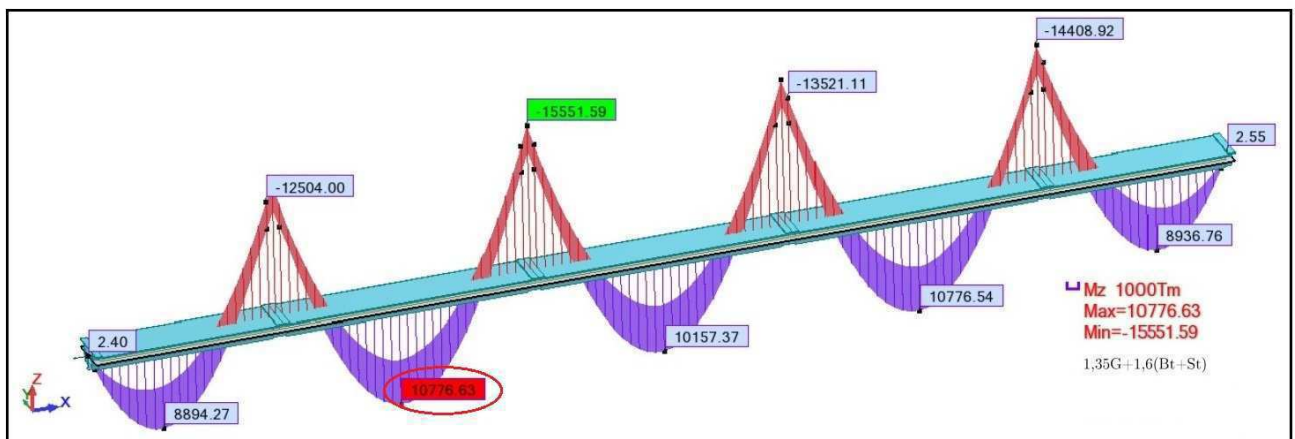
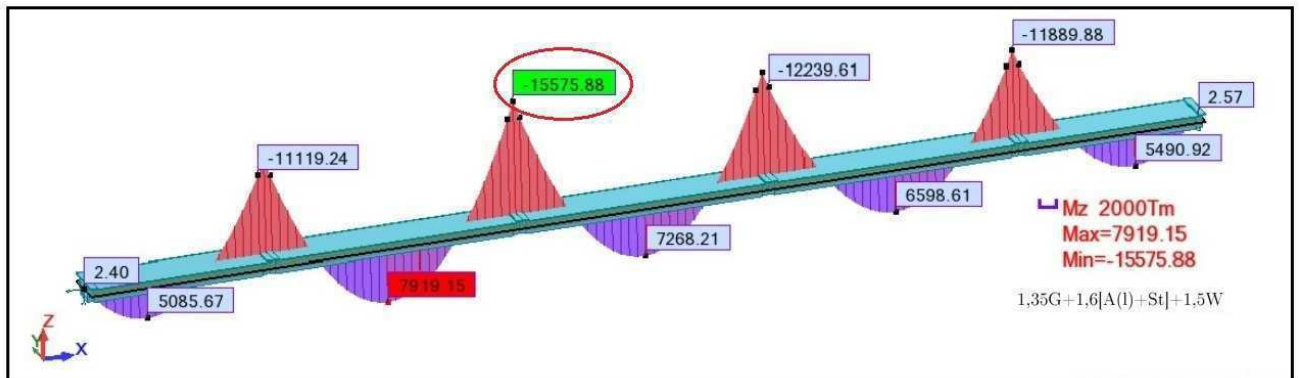


Figure IV.29 – Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable à ELU

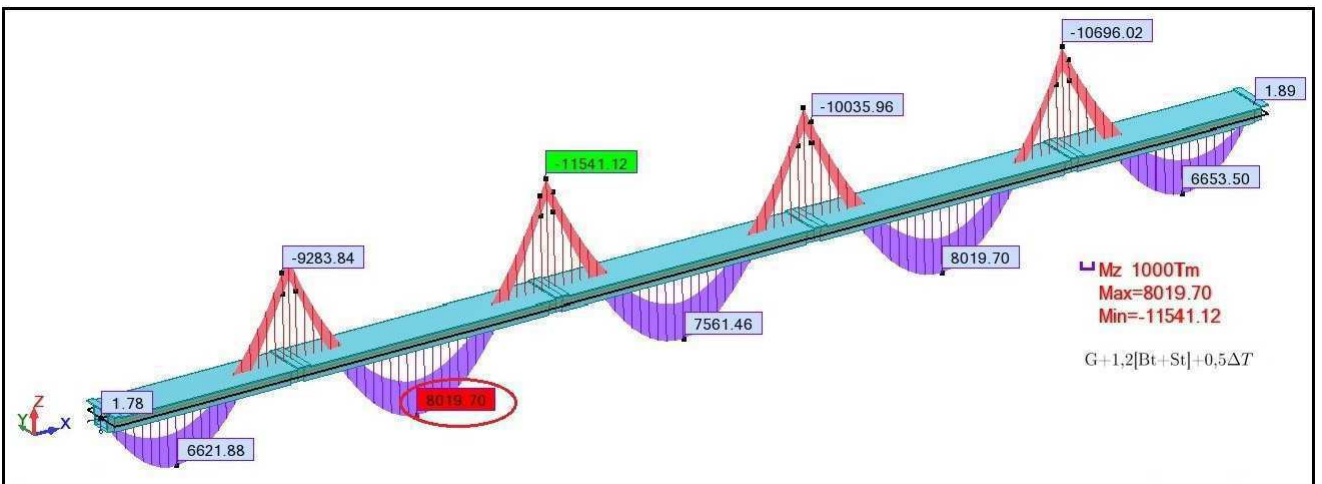
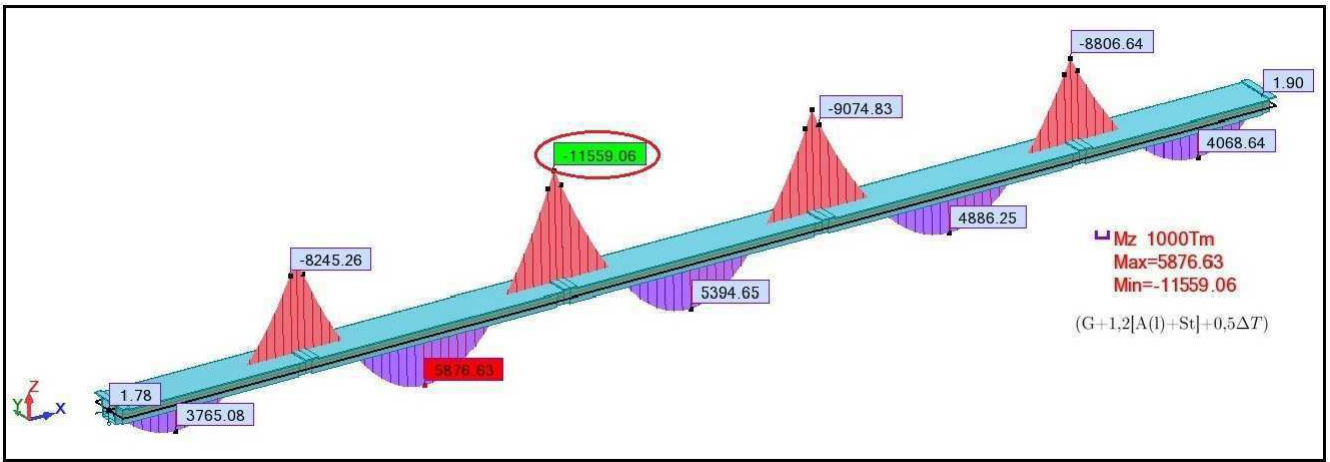


Figure IV.30 – Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable à ELS

## 2-Efforts tranchants

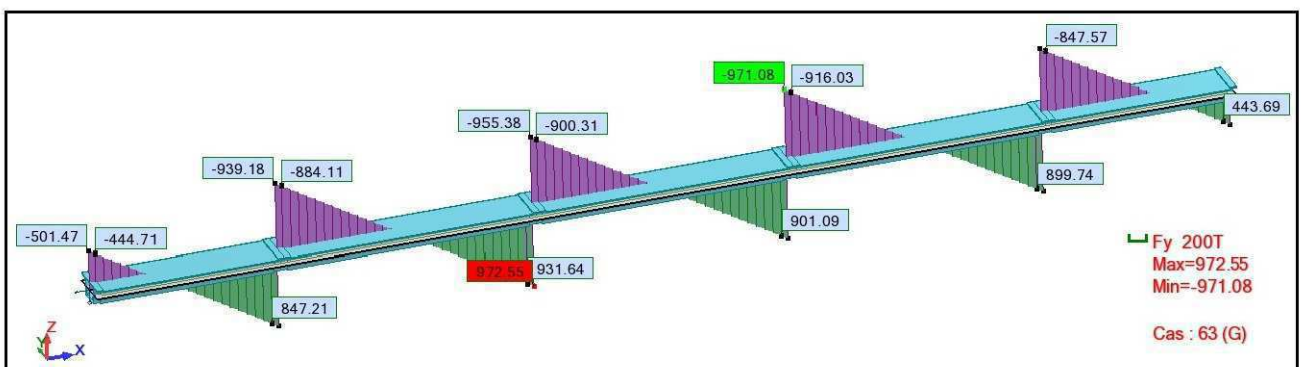


Figure IV.31 – Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre

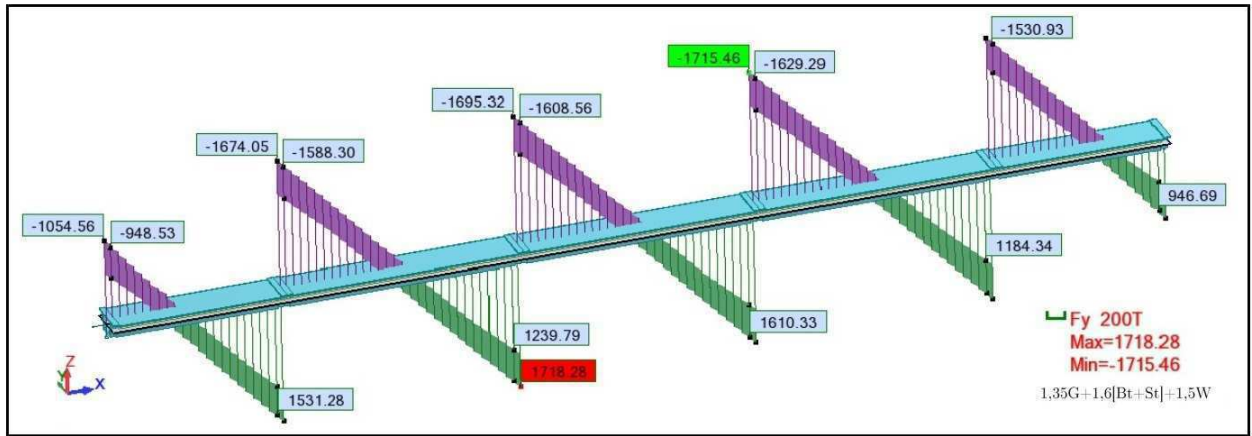


Figure IV.32 – Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable à l'ELU

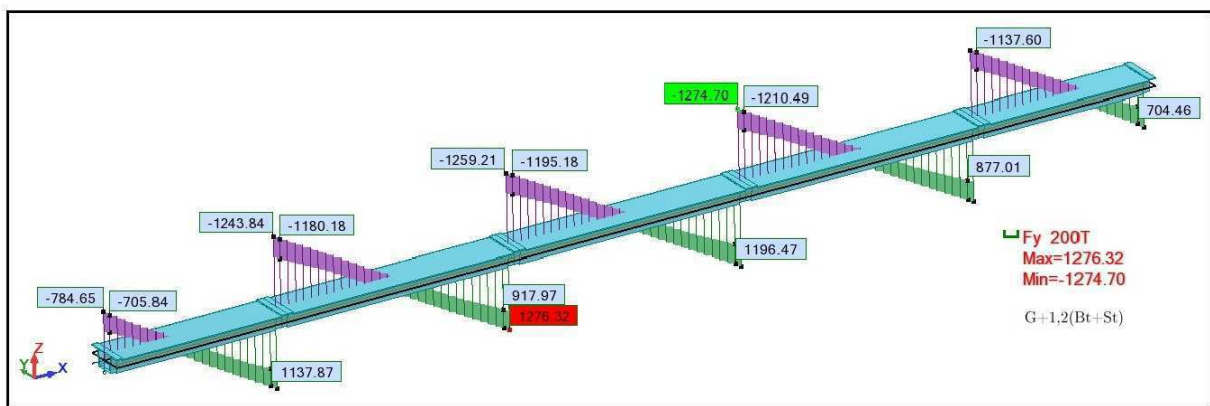


Figure IV.33 – Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable à l'ELS

### 3-Moments de torsion

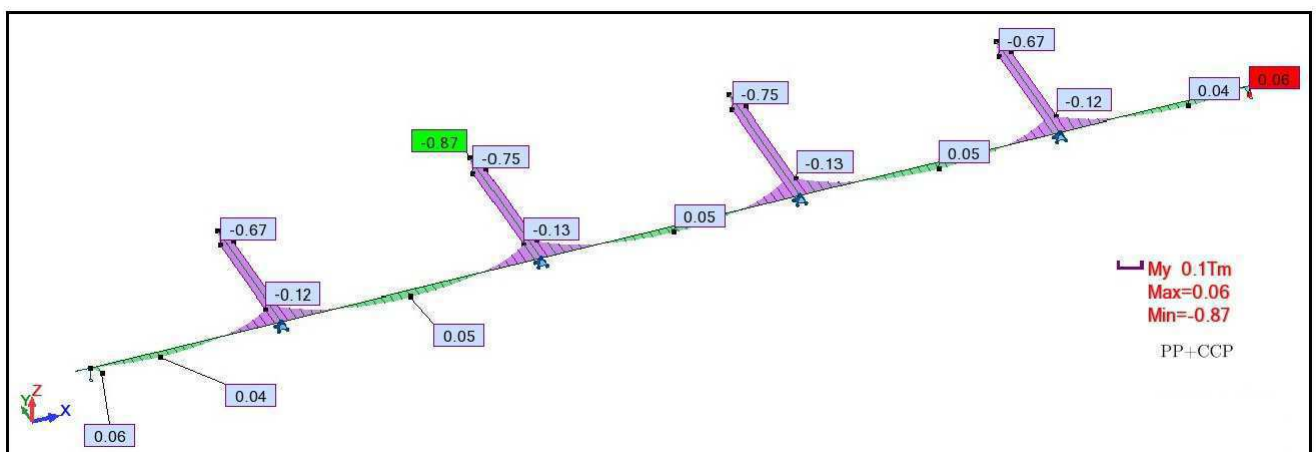


Figure IV.34 – Diagramme du moment de torsion sous le poids propre

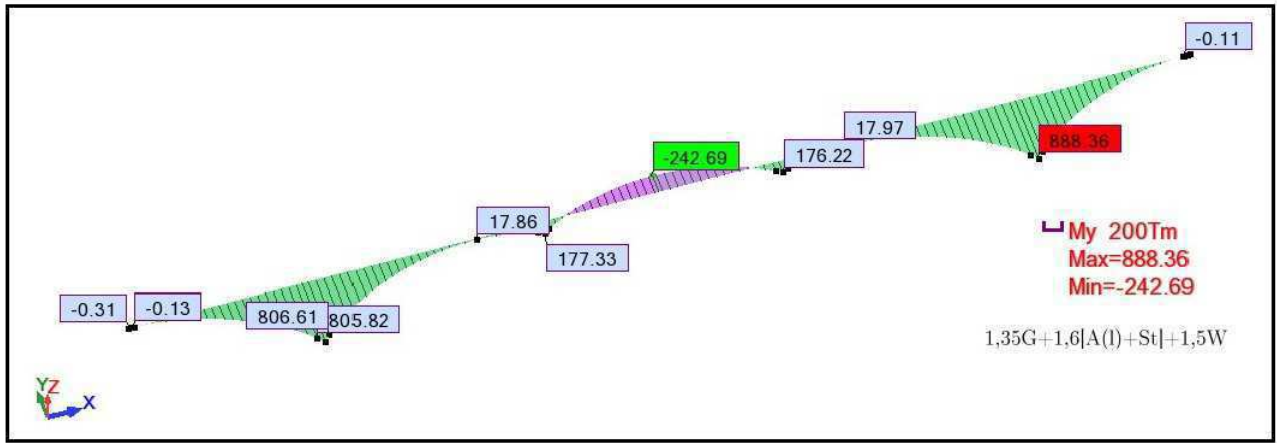


Figure IV.35 – Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable à l'ELU

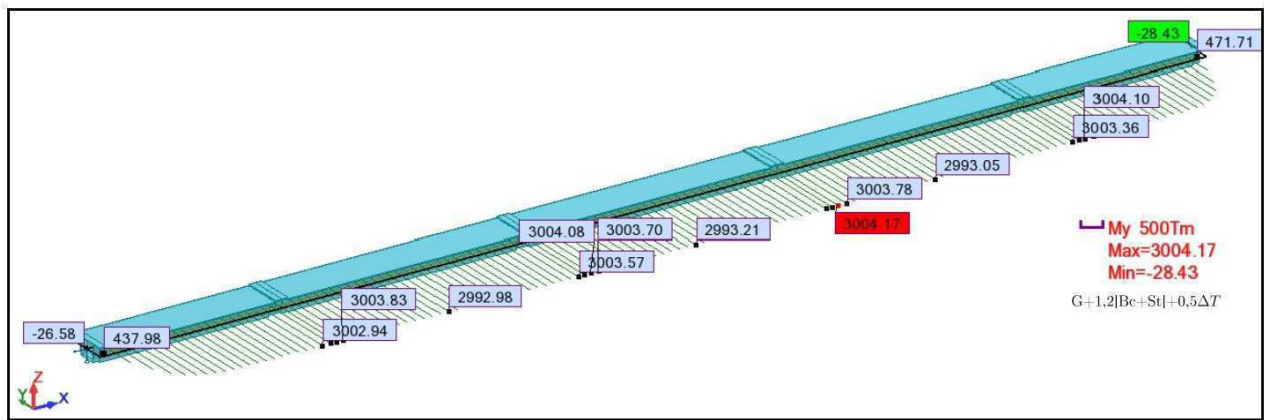


Figure IV.36 – Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable à l'ELS

## IV.4 Conclusion

Le logiciel de calcul a été une aide très précieuse pour le calcul de notre structure complexe, afin de gagner du temps et obtenir des résultats précis.

Notre ouvrage doit être capable de résister, avec des marges appropriées, aux sollicitations calculées, et sachant que le béton ne pourrait pas tout seul assurer cette fonction, on se trouve dans le besoin d'ajouter des aciers actifs qui seront calculés dans le chapitre qui suit.

La quantité de la précontrainte longitudinale est conçue pour assurer l'intégralité du béton du tablier aussi bien pendant les phases de construction que durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.



**Etude  
de la  
précontrainte**

**Chapitre  
05**

## V.1 Introduction

Après avoir déterminé les sollicitations (moments fléchissants, efforts tranchants et moments de torsion) auxquelles le tablier de l'ouvrage est soumis, l'étape suivante est le calcul de la précontrainte qui va assurer l'intégrité du béton du tablier aussi bien pendant les phases de construction que durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

## V.2 Conception de la précontrainte

Dans l'ouvrage en service, le tracé de la ligne moyenne de la précontrainte longitudinale doit être fortement sinueux, passant à proximité de la partie supérieure du tablier au voisinage des appuis et descendant jusque dans les régions inférieures de la poutre-caisson au centre des travées. Cependant, au cours du poussage, chaque point du tablier, à l'exception de tout ou partie de la dernière travée, se trouve successivement au droit d'une pile et au milieu d'une travée ; il est donc alternativement le siège de moments fléchissants et d'efforts tranchants de signes contraires, d'où la nécessité d'obtenir pendant cette phase une précontrainte dont la ligne moyenne s'écarte peu du lieu des centres de gravité des sections.

Le câblage longitudinal d'un pont poussé comprend essentiellement deux familles d'armatures actives :

1. Les câbles de première phase, au tracé rectiligne, sont destinés à la reprise des sollicitations pendant le poussage : ils sont appelés câbles de poussage. Ces câbles sont en majorité placés à l'intérieur du béton. Une partie de cette précontrainte est provisoire, les câbles correspondants étant détendus en fin de poussage ;
2. Les câbles de seconde phase, comprend des câbles au tracé ondulé, des câbles chapeaux et des câbles bas en travée : ils sont appelés câbles de continuité. Ces câbles sont placés à l'extérieur du béton et à l'intérieur de la poutre-caisson, une fois le tablier amené à sa position finale, pour compléter la précontrainte de poussage et reprendre ainsi les efforts de superstructure et de surcharges.

La conception du câblage d'une travée courante d'un pont poussé s'appuie en général sur les principes suivants :

- La précontrainte de poussage doit donner un effort aussi centré que possible ;
- Une partie des câbles de poussage est conservée en phase définitive, tandis que l'autre partie est détendue pour diminuer les effets défavorables des câbles de poussage dans certaines zones ;



- Une partie plus ou moins importante des câbles de continuité est constituée par des câbles extérieurs au tracé trapézoïdal dans les travées.

Le développement de la précontrainte extérieure a permis, dans les ouvrages récents, à la fois d'optimiser le câblage et d'alléger la structure. La quantité de précontrainte extérieure employée est variable selon les projeteurs, elle peut être donc soit totalement extérieure soit partiellement extérieure ou juste une partie des câbles de continuité l'est.

La précontrainte peut être réalisée par deux procédés différents :

1. La précontrainte par pré-tension : réalisée avant bétonnage par des armatures (fils ou torons) tendues dans des bancs de précontrainte de plus de 100 m de longueur à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage. Lorsqu'il a acquis une résistance suffisante (accélérée par étuvage), on libère la tension des fils, qui se transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les fils détendus veulent reprendre leur longueur initiale, mais leur adhérence au béton empêche ce raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton). C'est une technique recommandée uniquement à la préfabrication en usine.
2. La précontrainte par post-tension : réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Deux types de précontrainte par post-tension existent : intérieur et extérieur au béton.

Dans le cas du présent projet, le procédé retenu pour la réalisation de la précontrainte est par post-tension en adoptant le système DYWIDAG (Voir Annexe A VII.9). Ce choix s'est porté en se basant sur le fait que les systèmes de précontrainte DYWIDAG sont les plus utilisés de nos jours vu leur fiabilité, leur performances et leur applicabilité à tout type de construction.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits (gainés) sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage ;
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage ;
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages ;
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures) ;
- Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

## V.2.1 Précontrainte de poussage

La précontrainte de poussage est mise en oeuvre au fur et à mesure de la construction des différents tronçons du tablier. Son dimensionnement est influencé par le dispositif retenu à l'avant du tablier pour le franchissement du porte-à-faux (Avant-bec dans notre cas). Elle est dimensionnée pour compenser les effets dus :

- Au poids propre du tablier ;
- Au gradient thermique de construction ;
- Aux dénivellations d'appuis.

Le tracé du câblage de poussage est étudié en fonction du schéma adopté pour la phase définitive. Il doit conduire à un effort résultant aussi centré que possible par rapport à la fibre moyenne du tablier "Précontrainte centrée", cela peut être obtenu soit à l'aide d'un câblage rectiligne soit à l'aide d'un câblage antagoniste ( titres : V.2.1; V.2.1). Parmi ces deux derniers le principe de câblage à retenir doit être adapté au type de l'ouvrage, et pour se faire il faut tenir en compte :

- L'importance des charges appliquées et leur répartition entre charges permanentes et charges roulantes ;
- L'inertie du tablier.

### 1. câblage rectiligne

Ce type de câblage est constitué de câbles droits placés en général dans les hourdis inférieur et supérieur (figure : V.1), et à l'intérieur du béton. Il peut tout de même comporter des câbles extérieurs tendus d'entretoise à entretoise.

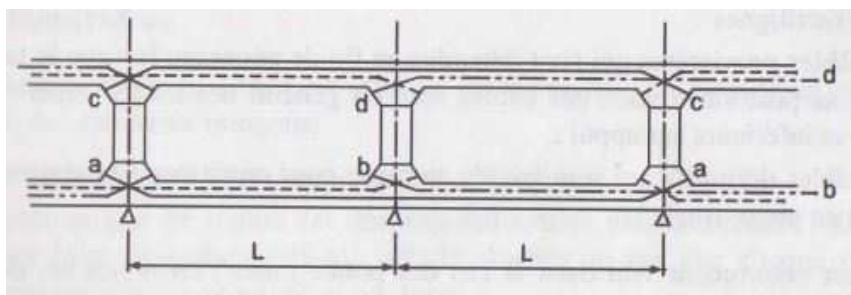


Figure V.1 – câblage rectiligne [3]

En phase définitive de l'ouvrage (figure : V.2), une partie de ces câbles engendre des effets défavorables sur celui-ci, de ce fait il est indispensable de les détendre (donc de les récupérer) pour assurer la tenue de l'ouvrage. Sur ce principe deux type de câblage réctiligne sont conçus :

1. Les câbles provisoires : détendus en fin de poussage une fois le tablier a atteint sa position

finale,

2. Les câbles définifs : laissés en place à la fin du poussage, participent à la résistance du tablier en phase de service.

Pour avoir le tracé du câblage rectiligne, des facteurs sont pris en considération telles que la longueur des tronçons du tablier et la position de l'aire de préfabrication. Les schémas les plus couramment utilisés sont en nombre de deux :

1. Cas d'ouvrages poussés par demi-travées : les câbles sont ancrés dans des bossages situés au voisinage des reprises de bétonnage, ces dernières sont en général situées au voisinage des points de moment nul des travées définitives ;
2. Cas d'ouvrages poussés par travées entières : c'est le cas des ouvrages comportant plusieurs travées. Généralement les câbles règnent sur deux travées dont les croisements sont alternés et ont lieu sur les appuis, ou sont ancrés dans les entretoises.

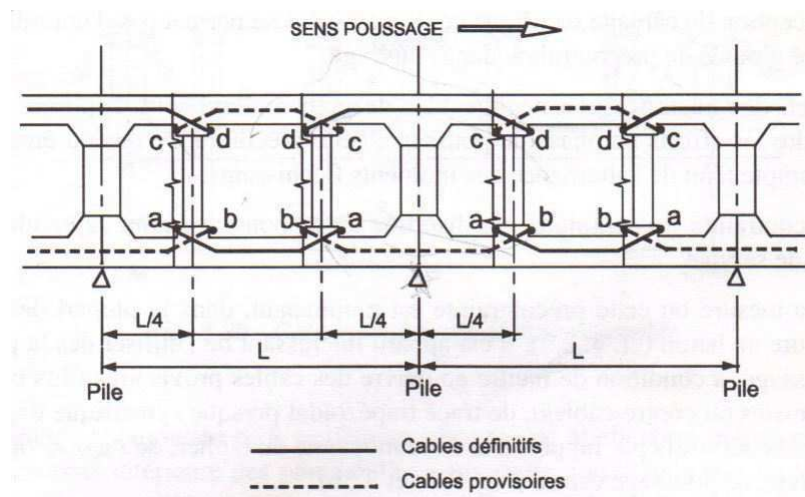


Figure V.2 – Câblages : définitifs et provisoires [3]

**Remarque :** Mais ces deux façons de faire ne sont pas les seules existantes, le poussage peut aussi se faire par quart ou tiers de travées et ceci pour limiter l'importance du banc de poussage (l'aire de préfabrication), ce cas peut se présenter en zone de mauvaise qualité du sol où des surcoûts importants surgissent pour l'installation de l'aire de préfabrication. Tandis que cette réduction de longueur des tronçons du tablier présente plusieurs inconvénients notamment sur la géométrie de l'ouvrage.

## 2. câblage antagoniste

Ce type de câblage est conçu pour la raison du manque d'optimisation dans le cas du câblage rectiligne.

En phase de poussage, la quantité de précontrainte utilisée est tellement importante qu'on ne peut pas la négliger, cette précontrainte doit être centrée du fait de l'alternance des moments fléchissants qu'elle doit supporter en cours de cette phase.

En cours de service, une précontrainte de continuité est disposée pour reprendre les efforts de cette phase. Afin de diminuer la quantité de cette précontrainte, les câbles de continuité sont utilisés dans la plus part des cas dès la phase de poussage en tant que précontrainte de poussage et gardés en service, mais ceci est réalisable seulement à condition d'employer des câbles provisoires (dits aussi câbles antagonistes ou contre-câbles) (figure : V.3), de tracé trapézoïdal symétrique que celui des câbles définitifs (figure : V.4) par rapport à la fibre moyenne du tablier, de façon à obtenir un câblage de poussage centré.

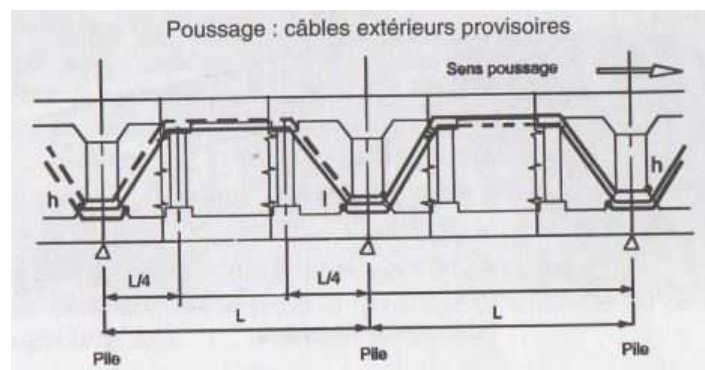


Figure V.3 – Câbles antagonistes provisoires [3]

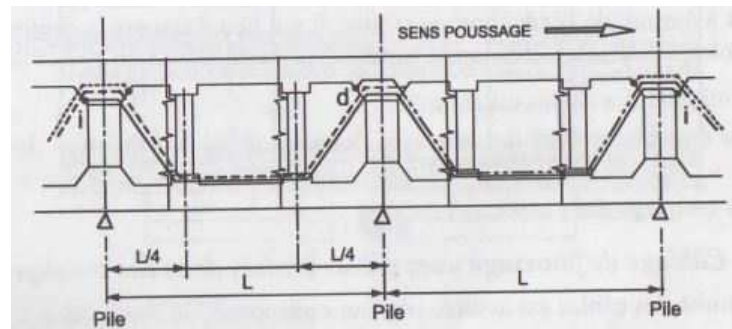


Figure V.4 – Câbles antagonistes définitifs [3]

### 3. Mise en continuité de la précontrainte de poussage

La continuité de la précontrainte de poussage au niveau des sections de joint (reprises de bétonnage) doit être assurée, étant donnée que les câblages sont mis en place et tendus sur l'aire de préfabrication au fur et à mesure de l'exécution du tablier, par :

1. Croisement dans des bossages doubles ;
2. Couplage dans la section de joint.

### 3.1. Câblage de poussage avec câbles croisés dans des bossages

Les bossages doubles sont réalisés selon que le tablier soit poussé par demi-travée ou travée entière, comme suit :

1. Cas de poussage par demi-travée : les bossages supérieurs et inférieurs sont réalisés au voisinage des reprises de bétonnage ;
2. Cas de poussage par travée entière : les câbles sont en général ancrés au niveau des appuis dans les entretoises.

Cette technique est plus avantageuse que l'utilisation de coupleurs du fait de la facilité du démontage et de la possibilité de récupération des câbles utilisés en phase provisoire, et situés dans les zones où leur effet est défavorable, pour la tenu de l'ouvrage en phase définitive, ce qui n'est pas le cas du câblage avec coupleurs.

D'autre part, elle présente aussi l'inconvénient de la nécessité d'utilisation d'ancrages en nombre d'autant plus important que les câbles sont courts.

### 3.2. Câblage de poussage avec coupleurs

Il est recommandé de ne coupler que la moitié des câbles au maximum, dans chaque section de reprise de bétonnage [3]. De ce fait, les câbles ont une longueur égale à celle de deux éléments de bétonnage, et lors d'un cycle de bétonnage et de poussage, seule la moitié des câbles du tronçon poussé est tendue.

Cette technique présente l'avantage de simplifier ou de supprimer les bossages contrairement à la technique précédente. Ainsi les câbles réalisés sont tous définitifs et participent à la résistance du tablier en service.

Par contre, elle présente aussi l'inconvénient de l'encombrement crée par les coupleurs, et la nécessité de goussets ou de hourdis épais.

## V.2.2 Précontrainte de continuité

En phase de service, et pour que le tablier puisse résister aux charges et surcharges appliquées, un câblage supplémentaire est placé pour compléter la précontrainte de poussage à l'exception des câbles rectilignes provisoires. Il est soit ondulé soit trapézoïdal, comme suit :

1. Câbles ondulés : c'est un câblage intérieur, disposé dans les hourdis et ancrés généralement soit dans des bossages doubles situés au section de joint, soit dans les entretoises d'appuis. Ils

règnent en général sur deux travées ;

2. Câbles trapézoïdals : c'est un câblage extérieur, ancré dans les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle en flexion longitudinale, les câbles de continuité participent aussi à la reprise de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Les câbles de continuité peuvent aussi être complété par des câbles courts dits câbles éclisses, qui sont disposés en travée dans le hourdis inférieur et à l'intérieur du béton.

**Remarque :** Récemment, dans la plus part des ouvrages réalisés :

- La précontrainte de continuité trapézoïdale (extérieure) a remplacé la précontrainte ondulée disposée à l'intérieur des âmes ;
- Les câbles sont croisés sur les bossages dans le cas de câblage de poussage avec coupleurs.

### V.2.3 Le câblage définitif

En travée, la proportion de l'effort de précontrainte dû aux câbles extérieurs par rapport à celui résultant de l'ensemble des câbles passant en partie basse est de l'ordre de 40 à 45%, et l'effort total de précontrainte se répartit en haut et en bas des sections dans la proportion de 40 à 45% en haut et 50 à 55% en bas. [13]

Sur appui, les câbles en partie basse ayant un effet défavorables, on limite au maximum le nombre, et l'effort de précontrainte passe en partie haute selon une proportion de l'ordre de 80 à 85%. [13]

### V.2.4 Mise en œuvre de la précontrainte

La précontrainte de poussage ainsi que la précontrainte de continuité, doivent être utilisées sous certaines conditions et dispositions technologiques bien précises, ces prescriptions seront bien illustrées dans les titres suivants.

#### 1. Précontrainte de poussage

La réalisation de la précontrainte de poussage, nécessite la vérification de conditions spécifiques, liées aux câbles et aux dispositifs d'ancrage ainsi qu'à des raisons technico-économiques.

##### 1) Câbles de poussage intérieurs :

La disposition de ce type de câblage se fait généralement à l'intérieur des hourdis. L'enrobage des câbles est pris égal, ou très peu supérieur à l'enrobage minimal réglementaire, vu l'épaisseur

des hourdis. Ainsi, lors de la réalisation et afin de respecter le tracé théorique du câblage, certaines précautions doivent être prises :

- Les gaines, doivent en particulier, être disposées à intervalles constants (fonction du type de gaines utilisées) ;
- Lors du bétonnage, il faut éviter qu'une ségrégation ne se produise au droit des câbles, sous l'effet de la vibration provoquée par les aiguilles vibrantes entrant en contact avec les gaines, ce qui conduit à un affaiblissement des sections de béton ;
- La diffusion des efforts aux ancrages, plus particulièrement aux abouts, pose un problème délicat pour ce type de câblage ;
- Aux raccords entre tronçons ; une moitié seulement des câbles est arrêtée, dont la longueur est égale à celle de deux tronçons. Par contre, aux abouts, et surtout à l'avant du tablier, la totalité de la précontrainte est ancrée ;
- La disposition excessive des ancrages dans les zones centrales des hourdis est à éviter, vue l'importance des efforts de glissement à la jonction âme/hourdis qu'elle peut provoquer. La diffusion de ces efforts est alors assurée par la réalisation d'entretoises suffisamment résistantes, éventuellement précontraintes transversalement, notamment dans le cas de tabliers larges.

## 2) Câbles provisoires de poussage extérieurs :

Ce type de câbles peut se présenter soit sous forme de câbles rectilignes tendus entre entretoises, soit sous forme de contre-câbles de tracé trapézoïdal dans le cas de câblage antagonistes.

## 3) Bossage d'ancrage (Croisement des câbles) :

La continuité du câblage de poussage peut être assurée par plusieurs dispositions, la plus courante consiste à croiser les câbles sur des bossages doubles placés en extrémité arrière des tronçons de bétonnage. Le câblage peut être totalement arrêté ou partiellement au droit de chaque bossage.

Ces ancrages se présentent sous forme de poutres transversales liées aux âmes. Ils peuvent être concentrés aux jonction âmes/hourdis seulement si le nombre de câbles à arrêter n'est pas trop important. En revanche, il est strictement déconseiller de disposer un bossage massif, non lié aux âmes, au milieu du hourdis.

L'épaisseur des bossages est dictée par l'encombrement des ancrages. Leur longueur doit respecter l'alignement droit minimal en sortie d'ancrage et le rayon de courbure minimal du câble. Il faut aussi que la zone de recouvrement des câbles soit suffisamment longue pour que l'ensemble de la section reste comprimée.

Tandis que leur longueur, dépend de la puissance des câbles, de leur nombre, de leur tracé, de leur disposition par rapport aux âmes et de la largeur du hourdis. En pratique, elle varie entre 2 et 4 mètres.

Il faut absolument examiner avec attention la diffusion des forces de précontrainte au droit des bossage, en considérant plusieurs phases :

- La mise en tension des câbles du tronçon avant ;
- La mise en tension des câbles du tronçon arrière ;
- La détention de certains câbles intérieurs, dans le cas où ils seraient provisoires.

#### 4) Coupleurs :

La disposition de coupleurs, permet de réduire l'encombrement des bossages et le nombre d'ancrages. Ils sont utilisés aussi bien pour les câbles intérieurs qu'extérieurs, tout en respectant certaines précautions :

- Il faut être particulièrement attentif aux risques de décollement de l'ancrage primaire de sa plaque d'appui lors de la mise en tension du câble secondaire. En cas de décollement, l'alignement entre les deux câbles sera détruit, ce qui donne naissance à des cassures angulaires pouvant entraîner des ruptures, ce qui est dû au fait que les tensions des torons sont rarement égales au sein d'un même câble et leur résultante n'est donc pas centrée ;
- La précontrainte extérieure est plus vulnérable au risque de décollement de l'ancrage, du fait de l'importance de la force transmise par le câblage secondaire par rapport à celle du câblage primaire, cette différence résulte de la réduction des pertes par frottement ;
- L'alignement des deux câbles couplés doit donc être obligatoirement respecté le mieux possible lors de l'exécution ;
- Dans le cas d'une précontrainte intérieure, l'utilisation de coupleurs est déconseillée sauf si nécessaire, vu la quasi-impossibilité d'une intervention ultérieure.

Tout de même, des prescriptions doivent être respectées lors d'utilisation de coupleurs, il faudra donc :

- Limiter le nombre de câbles couplés dans la même section, au plus à la moitié du nombre total de câbles transversales ;
- Vérifier la section de couplage dans le cas où la force transmise par les coupleurs se trouverait réduite d'un tiers ;
- Assurer la continuité des armatures passives longitudinales sur une certaine longueur.



Les coupleurs se distinguent en deux grandes familles, on y trouve les coupleurs multi, et les coupleurs mono.

### 5) Câbles provisoires :

Lors de la mise en oeuvre de ces câbles, certaines précautions doivent être respectées, malgré qu'ils seront détendus à la fin des opérations de poussage, ces précautions se résument en deux grandes lignes :

- Cas de câbles de poussage extérieurs rectilignes : ces câbles sont en générale provisoires. Dans ce cas, le personnel doit obligatoirement être protégé contre la rupture des torons, et ceci soit en disposant des colliers à intervalles rapprochés, soit en mettant les câbles dans des gaines (généralement, en feuillard du type précontrainte intérieure, qui n'est pas destinée à être injectée.);
- Cas de câbles de poussage intérieurs : ce sont des câbles courts, placés en fibre inférieure sur appui et en fibre supérieure en travée, dont l'effet serait défavorable en service. Dans ce cas il faut éviter lors des injections, de contaminer les gaines des câbles provisoires.

### 6) Réutilisation des câbles provisoires :

Il est recommandé de ne pas réutiliser les câbles provisoires, et c'est rarement économique, compte tenu de toutes les précautions à prendre. Mais dans le cas où leur réutilisation est envisagée, il faudra :

- Limiter la tension à l'ancrage des câbles réutilisés à  $0,7f_{prg}$  ;
- Les démonter et les stocker soigneusement ;
- Eliminer avant réemploi, les tronçons de câbles blessés par les clavettes.

La réutilisation des câbles sur un ouvrage identique est considérablement limitée par le raccourcissement qu'ils subissent (résultant de la troisième prescription), à moins de les réutiliser pour un ouvrage dont les travées sont de longueurs inégales.

## 2. Précontrainte de continuité

Actuellement, la tendance va de plus en plus à disposer la précontrainte de continuité à l'extérieur du béton. Sa mise en oeuvre est guidée par plusieurs prescriptions pour mener à bien et faciliter sa réalisation, et ainsi assurer ses fonctionnalités en service. Les prescriptions fondamentales sont citées ci-après :

### 1) Tracé des câbles :

Il doit être le plus simple possible pour faciliter sa disposition, ce qui est assuré en plaçant ces câbles au plus près des âmes des caissons.

### 2) Déviateurs :

La déviation des câbles peut être réalisée moyennant deux techniques différentes, la première est en utilisant des bossages placés à la jonction de l'âme et du hourdis inférieur, et la deuxième est en réalisant des entretoises en travées constituées d'une poutre inférieure transversale et de deux voiles verticaux. Cette dernière technique est la plus utilisée.

### 3) Remplacement des câbles :

L'un des avantages de la précontrainte extérieure, est la possibilité de son remplacement, pour cela, dès sa conception des dispositions nécessaires doivent être prévus pour permettre son remplacement éventuel, ceci est assuré en permettant la possibilité d'accéder aux gaines et aux injections au niveau des différents éléments précontraints.

### 4) Diffusion des efforts :

Afin d'assurer une meilleure diffusion des efforts engendrés par la précontrainte extérieure, de plus en plus puissants et localisés au niveau d'une même section, une précontrainte transversale est recommandée au niveau de ces section, pour reprendre les efforts d'éclatement du béton.

### 5) Sécurité à rupture des ancrages :

Les ancrages assurent intégralement la sécurité d'un ouvrage à précontrainte extérieure, par leur tenue aux surtensions. Particulièrement, les dispositions de protection contre la corrosion ne doivent pas bloquer le déplacement des clavettes des ancrages dans leur logement.

### 6) Vibration des câbles extérieurs :

Il est indispensable de disposer des colliers de serrage autour des câbles extérieurs, afin d'éviter leur mise en vibration sous l'effet des mouvements du tablier.

### V.2.5 Précontrainte complémentaire et additionnelle

En plus des précontraintes de poussage et de continuité, d'autres types peuvent être disposés dans le cas de non suffisance de ces dernières, elles sont destinées à reprendre les efforts soit en cours de réalisation, soit en cours d'exploitation de l'ouvrage.

#### 1. Précontrainte complémentaire

En cours de réalisation, et sous les pertes de frottement sous-estimées, la précontrainte de poussage initiale peut s'avérer plus faible que prévu, dans ce cas une précontrainte complémentaire est mise en oeuvre.

Son utilisation s'avère plus nécessaire pour les ouvrages construits par encorbellement, du fait des risques liés au tracé complexe du câblage disposé à l'intérieur du béton et aussi de la présence de nombreux joints. Tandis que le câblage des ouvrages construits par poussage présente des tracés plus simples, ainsi qu'un tel ouvrage nécessite un nombre de joints moins important, en plus l'importance de la précontrainte de poussage conduit à peu de risques d'insuffisance d'efforts.

#### 2. Précontrainte additionnelle

Une fois l'ouvrage en service, une précontrainte peut être ajoutée afin de reprendre des augmentations éventuelles des charges, ou pallier une défaillance à son niveau.

Son dimensionnement peut résulter d'un calcul (cas des ponts ferroviaires) ou être forfaitaire. Dans le cas des ponts-routes, une paire de câbles à tracé ondulé (précontrainte extérieure de continuité) est réservée. Il suffit donc de disposer les traversées (dont les tubes sont galvanisés pour éviter la corrosion des câbles) de déviateurs et d'entretoises et la partie noyée des ancrages.

## V.3 Etude de la précontrainte

Le câblage d'un pont poussé doit donc être étudié en considérant simultanément la résistance du tablier aux différentes sollicitations en phase de poussage et en phase définitive.

Le dimensionnement des pièces de précontrainte se fait à l'Etat limite de Service puisque c'est l'état limite déterminant pour le Béton Précontraint, où les matériaux sont supposés élastiques (loi de Hooke applicable) et l'ensemble du béton est pris en compte puisque toute la section est comprimée. Puis elles seront vérifiées à l'Etat Limite Ultime.

L'ouvrage est exposé en milieu très agressif, de ce fait la classe de calcul retenue est la classe I qui suggère qu'aucune contrainte de traction n'est admise ( $\sigma_t = 0$ ).

### V.3.1 Précontrainte de poussage

Par le passé, la précontrainte de poussage, au tracé rectiligne, était entièrement noyée à l'intérieur du béton dans les hourdis inférieur et supérieur, actuellement, la tendance serait de limiter, voir de supprimer complètement, les câbles intérieurs au béton. Le câblage extérieur permet de diminuer sensiblement l'épaisseur des âmes, et donc d'alléger la structure.

#### 1. Tracé du câblage

Les câbles de cette précontrainte sont disposés suivant un tracé rectiligne en élévation et présentant une courbure au niveau des bossages doubles ou ils subissent une déviation (niveau des sections d'ancrage).

Avant de déterminer le tracé des câbles de la précontrainte de poussage, il faudra en premier fixer les distances d'enrobage minimales (des aciers passifs et des aciers actifs) qu'il faudra respecter lors de l'exécution des travaux de construction.

L'enrobage des aciers actifs à prendre en compte est calculé par la relation suivante :

$$d' = \frac{1}{2} \times \varphi (\text{gaine}) + d (\text{enrobage aciers passifs}) + \varphi (\text{aciers passifs})$$

Et l'enrobage des aciers passifs est donné comme suit :

$$d = \max \left[ \frac{1}{2} \times \varphi (\text{gaine}); 4\text{cm} \right]$$

Les enrobages obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.1 – Valeurs des enrobages

type des torons	type des aciers passifs	$\varphi$ (gaine) (cm)	$\varphi$ (aciers passifs) (cm)	d (cm)	d' (cm)
12T15	T25	8,8	2,5	4,5	11,5

Après avoir déterminé l'enrobage des câbles de précontrainte, nous allons à présent déterminer leur tracé en ayant la forme de l'équation de la courbe. Cette dernière est donnée comme suit :

$$Y(x) = d' + (d_1 - d') \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

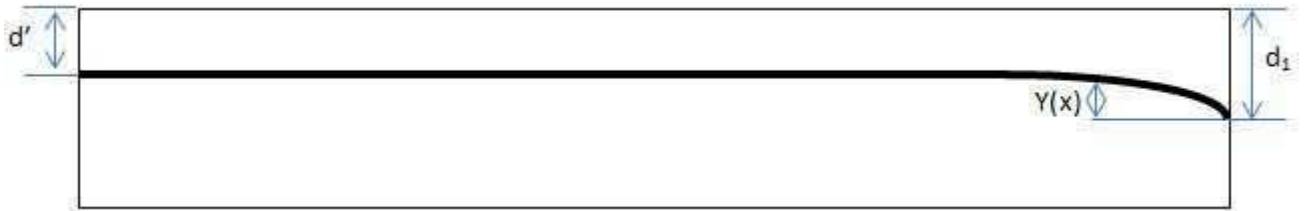


Figure V.5 – Tracé des câbles de poussage

D'autre part l'équation du rayon de courbure est de la forme suivante :

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d')} \geq 6m$$

– Avec :  $\begin{cases} d_1 = 0,45 \text{ m} : \text{est la distance de la fibre supérieure jusqu'à l'ancrage des câbles.} \\ R_{min} = 6 \text{ m} : \text{rayon de courbure minimal d'un toron.} \end{cases}$

La déviation du câblage au point d'ancrage est obtenu en calculant sa tangente en ce point, comme suit :

$$\tan \alpha = \frac{d_y}{d_x} = \frac{2 \times (d_1 - d')}{l^2} \times x \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = \arctan\left(\frac{2 \times (d_1 - d')}{l^2} \times x\right)$$

La valeur de x est calculée à partir de la relation du rayon de courbure R(x) de la manière suivante :

$$R(x) \geq 6 \quad \Rightarrow \quad x = \sqrt{12 \times (d_1 - d')} = \sqrt{12 \times (0,45 - 0,115)} \approx 2 \text{ m.}$$

Finalement, la déviation du câblage de poussage au points d'ancrages (appuis) sera de :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2 \times (0,45 - 0,115)}{2} \times 2\right) \quad \Rightarrow \quad \boxed{\alpha = 18,52^\circ = 0,323 \text{ rad}}$$

## 2. Calcul du nombre de câbles

Le calcul du nombre de câbles de précontraintes de poussage nécessaire, se fait pour toutes les phases de poussage, puis le résultat issu du cas le plus défavorable sera retenu. D'autre part, comme les câbles seront destinés à reprendre les moments négatifs sur appuis et positifs en travées, ils se présenteront sous deux types : câbles supérieurs et câbles inférieurs successivement.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :  $N \geq \frac{N_u - P_u}{P_m}$  [8]

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} N : \text{nombre de câbles.} \\ P_u : \text{force de précontrainte due aux } N \text{ câbles.} \\ P_m = P_0 - \Delta P : \text{effort de précontrainte limite après avoir soustrait 25\% dues} \\ \text{aux pertes.} \\ P_0 = \sigma_{p0} \times A_p : \text{effort de précontrainte appliquée sans pertes à un seul câble.} \\ A_p = 2120,56 \text{ mm}^2 : \text{section d'un câble T15.} \\ \sigma_{p0} = \sigma_0 = f_{peg} : [8] : \text{tension sous verrin.} \end{array} \right.$$

Considérons les caractéristiques suivantes d'un câble T15 :

- La contrainte maximale garantie  $f_{prg} = 3148 \text{KN} = 1784 \text{MPa}$  ;
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité  $f_{peg} = 2796 \text{KN} = 1585 \text{MPa}$

De ce fait,  $\sigma_{p0}$  aura pour valeur :  $\sigma_{p0} = 1585 \text{MPa}$ .

### a. Calcul de l'effort de précontrainte :

l'effort de précontrainte ultime est calculé en classe I, à partir de la relation suivante :

$$P_u = N_u = \frac{M_{max}}{e} \quad [8]$$

$$\text{Avec } = \left\{ \begin{array}{l} e_s = v - d' : \text{L'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité.} \\ e_i = v' - d' : \text{L'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité.} \end{array} \right.$$

Les moments fléchissants maximum en travée et sur appuis dus au poids propre, sont calculés à l'aide du logiciel de modélisation ROBOT Millinium, pour toutes les phases de poussage. Pour ces moments on y ajoute ceux résultants de l'effet de la température et des déviations d'appuis.

Les caractéristiques géométriques de la section sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 – Caractéristiques géométriques de la section

S (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	c (m)	c' (m)	v (m)	v' (m)	d <sub>i</sub> (cm)	d' (cm)	e <sub>s</sub> (m)	e <sub>i</sub> (m)
7,394	20,482	1,665	2,545	1,710	2,590	4,500	11,5	1,595	2,475

D'autre part, l'effort de précontrainte limite pour un seul câble est égal à :

$$P_0 = 1585 \times 2120,56 \times 10^{-6} = 3,361 \text{MN} = 3361,088 \text{KN}.$$

### b. Vérification des contraintes :

Lors des opérations de poussage des plots, des contraintes importantes de traction et de compression au niveau des fibres inférieures et supérieures successivement sont engendrées par les moments

issus de l'application de l'effort de précontrainte. Ces contraintes doivent être vérifiées, elles ne doivent donc pas dépasser la contrainte limite  $0,6f_{c28} = 24MPa$ . Les formules ci-après permettent d'avoir leurs valeurs :

$$\begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P_u}{B} + \frac{P_u e v'}{I} - \frac{M_{max} v'}{I} \leq 0,6f_{c28} : \text{à mi-travée (fibre inférieure)}. \\ \sigma_{sup} = \frac{P_u}{B} + \frac{P_u e v}{I} + \frac{M_{max} v}{I} \leq 0,6f_{c28} : \text{sur appui (fibre supérieure)}. \end{cases}$$

Tel que :  $M_{max} = M_{poids propre} + M_{\Delta T} + M_{dénivellation d'appui}$  : sur appuis et en travée.

### c. Conclusions :

- Ayant estimé les pertes de précontrainte à 25% , l'effort moyen de précontrainte à prendre en compte dans les calculs qui suivent, aura pour valeur, la valeur indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 – Efforts de précontrainte résultants

$P_o$ (KN)	$\Delta P$	$P_m$ (KN)
3361,09	0,25	$= 3361,09 \times (1-0,25) = 2520,82$

- Pour avoir le nombre de câbles de poussage, il ne reste plus qu'à calculer l'effort ultime  $P_u$ , et cela pour chaque phase de poussage. Les résultats des calculs seront présentés donc pour chaque phase de poussage ci-après.

### 1) Phase de poussage N°1 :

Deux types de précontrainte sont calculés, une précontrainte supérieure et une précontrainte inférieure, et cela pour toutes les phases, comme suit :

Tableau V.4 – Nombre de câbles de poussage : phase N°1

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	31457,30	19722,45	2520,82	8
inférieurs	/	2,475	42308,00	17094,14	2520,82	7

Sachant que :  $\begin{cases} M_{max} = M_{poids propre} + M_{\Delta T} + M_{dénivellation d'appui} : \text{sur appuis et en travée} \\ \text{Dont l'effet du moment } M_{dénivellation d'appui} \text{ diffère en travée et sur appuis.} \end{cases}$

Le moment dû au dénivellement d'appui est nul pour la première phase de poussage, du fait que le second appui n'est pas encore atteint, le tonçon ainsi poussé s'appuie seulement sur un seul appui (la culée de gauche). Le cas où l'avant-bec atteint le premier appui n'est pas considéré.

Avant de calculer le nombre de câbles de poussage, Les contraintes de compression et de traction dans les fibres supérieures et inférieures doivent être vérifiées.

Tableau V.5 – Vérification des contraintes :phase N°1

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
2,31	2,28	5,35	2,63	5,35	2,63	2,31	7,22	24	vérifiées

## 2) Phase de poussage N°2 :

Tableau V.6 – Nombre de câbles de poussage : phase N°2

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	56170,00	35216,30	2520,82	14
inférieurs	/	2,475	53270,70	21523,52	2520,82	9

Tableau V.7 – Vérification des contraintes :phase N°2

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
2,91	4,07	6,74	4,69	6,74	4,69	2,91	11,67	24	vérifiées

## 3) Phase de poussage N°3 :

Tableau V.8 – Nombre de câbles de poussage : phase N°3

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	105162,6	65932,66	2520,82	26
inférieurs	/	2,475	44325,50	17909,29	2520,82	7

Tableau V.9 – Vérification des contraintes :phase N°3

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
2,42	7,62	5,61	8,78	5,61	8,78	2,42	18,82	24	vérifiées



4) Phase de poussage N°4 :

Tableau V.10 – Nombre de câbles de poussage : phase N°4

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	77199,40	48400,88	2520,82	19
inférieurs	/	2,475	66399,30	26828,00	2520,82	11

Tableau V.11 – Vérification des contraintes :phase N°4

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
3,63	5,60	8,40	6,45	8,40	6,45	3,63	15,67	24	vérifiées

5) Phase de poussage N°5 :

Tableau V.12 – Nombre de câbles de poussage : phase N°5

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	107557,30	67434,04	2520,82	27
inférieurs	/	2,475	43331,30	17507,6	2520,82	7

Tableau V.13 – Vérification des contraintes :phase N°5

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
2,37	7,80	5,48	8,98	5,48	8,98	2,37	19,14	24	vérifiées

6) Phase de poussage N°6 :

Tableau V.14 – Nombre de câbles de poussage : phase N°6

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	82546,60	51753,35	2520,82	21
inférieurs	/	2,475	60302,10	24364,48	2520,82	10

Tableau V.15 – Vérification des contraintes :phase N°6

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
3,29	5,98	7,63	6,89	7,63	6,89	3,30	16,17	24	vérifiées

7) Phase de poussage N°7 :

Tableau V.16 – Nombre de câbles de poussage : phase N°7

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	131551,50	82477,43	2520,82	33
inférieurs	/	2,475	49180,40	19870,87	2520,82	8

Tableau V.17 – Vérification des contraintes :phase N°7

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
2,69	9,53	6,22	10,98	6,22	10,98	2,69	23,21	24	vérifiées

8) Phase de poussage N°8 :

Tableau V.18 – Nombre de câbles de poussage : phase N°8

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	79673,20	49951,85	2520,82	20
inférieurs	/	2,475	59578,60	24072,16	2520,82	10

Tableau V.19 – Vérification des contraintes :phase N°8

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
3,26	5,77	7,53	6,65	7,53	6,65	3,26	15,68	24	vérifiées

9) Phase de poussage N°9 :

Tableau V.20 – Nombre de câbles de poussage : phase N°9

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,595	/	76189,40	47767,65	2520,82	19
inférieurs	/	2,475	55200,90	22303,39	2520,82	9

Tableau V.21 – Vérification des contraintes :phase N°9

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$0,6f_{c28}$ (MPa)	Etat
3,02	5,52	6,98	6,36	6,98	6,36	3,02	14,90	24	vérifiées

### 3. Répartition du câblage

La répartition du câblage de la précontrainte de poussage sera effectuée de la manière suivante :

- |   |                                                                                                                                                                          |
|---|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| { | 33 câbles 12T15 rectilignes et logés dans le hourdis supérieur : 16 câbles disposés dans chaque côté (non pas à l'intérieur des âmes), et un câble au milieu du hourdis. |
| { | 11 câbles 12T15 rectilignes et logés dans le hourdis inférieur : 5 câbles disposés aussi dans chaque côté des âmes, et un câble au milieu du hourdis.                    |

#### V.3.2 Précontrainte de continuité

Le câblage de la précontrainte de continuité sera totalement extérieur au béton. Ce choix s'y porté sur les multiples avantages que la précontrainte extérieure présente.

##### 1. Avantages de la précontrainte extérieure

La précontrainte extérieure, qu'elle soit totalement extérieure au béton ou mixte, présente de nombreux avantages :

1. Amélioration des conditions de bétonnage : la suppression totale ou partielle des câbles intérieurs au béton facilite la descente de ce dernier, qui ne rencontre plus l'obstacle des conduits. Cette amélioration donne toutes les garanties d'obtenir des résistances élevées dans l'ouvrage, et permet d'en diminuer les épaisseurs ;
2. Amélioration des conditions de mise en œuvre dû câblage par :
  - La suppression des problèmes de mise en place des conduits pour tous les câbles qui passent à l'extérieur du béton (sauf dans les pièces d'ancrage et de déviation) ;
  - La facilité de la mise en place des gaines des câbles qui restent dans le béton, grâce à la réduction de leur nombre et à la simplification de leur tracé (en général rectiligne) ;
  - La réduction des difficultés d'enfilage des câbles ;
3. Amélioration des conditions d'injection : la grande accessibilité des câbles extérieurs au béton facilite les opérations d'injection et leur contrôle. Toutes les réservations d'injection disparaissent par la même occasion ;
4. Possibilité de remplacement des câbles extérieurs : la précontrainte extérieure peut être conçue pour permettre le remplacement de l'un des câbles extérieurs au béton. Un tel remplacement, qui n'a d'intérêt que si le câble en question présente des signes de désordre, implique généralement la destruction de ses armatures constitutives et de leur conduits, l'important étant d'éviter toute opération traumatisante sur la structure elle-même. Toute fois, cet avantage ne

- dispense pas de se réserver la possibilité de mettre en place ultérieurement quelques câbles additionnels extérieurs au béton destinés à renforcer l'ouvrage en cas de besoin ;
5. Allègement des structures et amélioration de leur résistance : l'ensemble de ces facteurs, et en particulier l'absence de tout conduit dans les âmes, permet d'alléger les structures à précontrainte extérieure, tout en améliorant leur résistance réelle par la suppression ou la limitation du nombre des trous que représentent les câbles intérieurs au béton, qui sont autant de points faibles de la section ;
  6. Recours à une précontrainte partielle : pour des câbles extérieurs, le risque de corrosion se dissocie complètement du risque de fissuration du béton adjacent.
  7. Limitation des pertes par frottement ainsi que les risques d'augmentation de ces pertes, par des déviations angulaires parasites dues au mauvais réglage des conduits ou à leur déplacement lors du bétonnage et de la vibration :
    - Les câbles extérieurs ne subissent des pertes par frottement qu'à leur passage dans le béton (dans les pièces d'ancrage et de déviation), ou sont localisées les seules déviations parasites qu'ils peuvent présenter ;
    - Les câbles qui restent intérieurs au béton, ayant un tracé très simplifié (rectiligne), ont moins de pertes que des câbles de tracé classique.

## 2. Tracé des câbles

### 1) Position des déviateurs :

Pour avoir le tracé des câbles extérieurs, de continuité, il faut en premier fixer la position des déviateurs. En général, deux déviateurs sont placés par travée, situés au  $(1/3)$  [3] de la travée, sauf pour un poussage effectué par demi-travée ou ils sont situés au  $(1/4)$  [3]. Pour assurer une réduction plus efficace de l'effort tranchant, on peut augmenter le nombre des déviateurs, par exemple trois déviateurs placés aux  $(1/4)$  et au  $(1/2)$  de la travée [3]. Dans notre cas, deux déviateurs seront placés au  $(1/3)$  de la travée. Le tracé ainsi adopté est représenté dans la (figure : V.6).

### 2) Calcul des excentricités :

Les excentricités  $e_1$ ,  $e_2$ , et  $e_3$  des câbles sont calculées entre le centre de gravité de la section et les zones d'ancrages. Leur valeurs sont données à partir des relations suivantes :

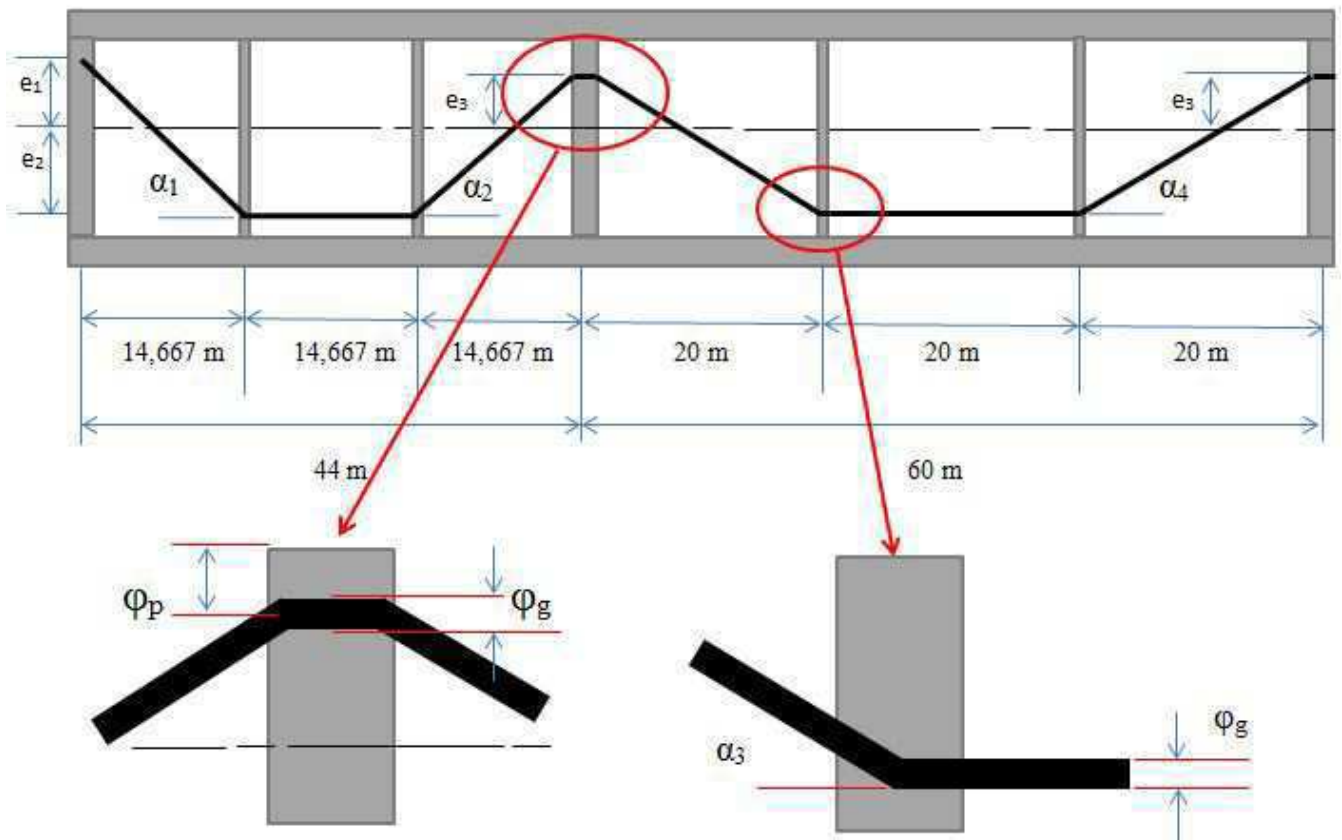


Figure V.6 – Tracé des câbles extérieurs

$$\begin{cases} e_1 \leq \rho v = \frac{I}{Sv'} = \frac{20,482}{7,394 \times 2,590} = 1,057 \text{ m.} \\ e_2 = v' - h_0 - \phi_p + \frac{\phi_g}{2} = 2,590 - 0,300 - 0,200 + \frac{0,088}{2} = 2,134 \text{ m.} \\ e_3 = v - h_0 - \phi_p + \frac{\phi_g}{2} = 1,710 - 0,300 - 0,200 + \frac{0,088}{2} = 1,254 \text{ m.} \end{cases}$$

Soient les valeurs retenues :  $e_1 = 1,060 \text{ m}$  ;  $e_2 = 2,140 \text{ m}$  ;  $e_3 = 1,260 \text{ m}$

### 3) Calcul des angles de déviation :

Au niveau des déviateurs disposés sur les travées ainsi qu'au niveau des appuis, les câbles subissent des déviations décrites par des angles de déviation. Les valeurs de tous les angles sont données comme suit :

$$\begin{cases} \tan \alpha_1 = \tan \alpha_{10} = \frac{e_1 + e_2}{14,667} = 0,218. \\ \tan \alpha_2 = \tan \alpha_9 = \frac{e_2 + e_3}{14,667} = 0,232. \\ \tan \alpha_3 = \tan \alpha_4 = \tan \alpha_5 = \tan \alpha_6 = \\ \tan \alpha_7 = \tan \alpha_8 = \frac{e_2 + e_3}{20} = 0,170. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = \alpha_{10} = 12,298^\circ \\ \alpha_2 = \alpha_9 = 13,062^\circ \\ \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \alpha_7 = \alpha_8 = 9,648^\circ \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.22 – Déviations des câbles de continuité au niveau des déviateurs

déviateur 1	dév 2	dév 3	dév 4	dév 5	dév 6	dév 7	dév 8	dév 9	dév 10
x=14,667 m	29,334	64,001	84,001	124,001	144,001	184,001	204,001	238,668	253,335
$\alpha = 12,298^\circ$	13,062°	9,648°	9,648°	9,648°	9,648°	9,648°	9,648°	13,062°	12,298°
$\alpha = 0,215 \text{ rad}$	0,228	0,168	0,168	0,168	0,168	0,168	0,168	0,228	0,215

Tableau V.23 – Déviations des câbles de continuité au niveau des appuis

A l'about 1	appui 1	appui 2	appui 3	appui 4	A l'about 2
x = 0 m	44	104	164	224	268
$\alpha = 12,308^\circ$	13,062	9,648	9,648	9,648	12,308
$\alpha = 0,215 \text{ rad}$	0,228	0,168	0,168	0,168	0,215

### 3. Effet de la précontrainte sur la structure

#### 1) Principe de calcul :

La précontrainte agit sur la structure comme étant une charge extérieure, de ce fait des efforts concentrés aient lieu au niveau des déviateurs et des ancrages, ainsi que des moments au niveau des ancrages. L'action de la précontrainte se traduit donc sur chaque travée par deux forces appliquées au niveau des déviateurs (figure : V.7). les relations suivantes donnent ainsi leurs valeurs :

$$\begin{cases} P_i = P \sin \alpha_i : \text{ au niveau du } 1^{er} \text{ déviateur } (\frac{L}{3}) \\ P_{i+1} = P \sin \alpha_{i+1} : \text{ au niveau du } 2^{eme} \text{ déviateur } (\frac{2L}{3}) \end{cases}$$

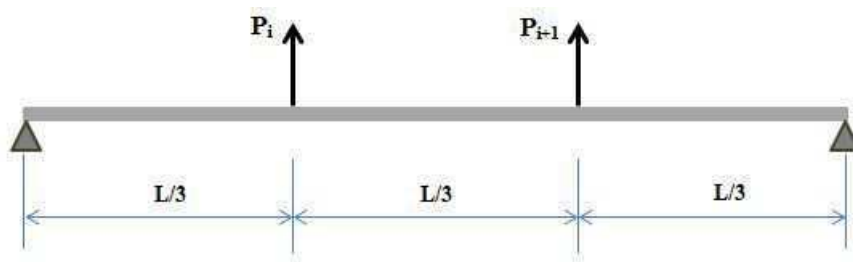


Figure V.7 – Shéma présentant l'effet de la précontrainte sur une travée

Le tableau ci-après contient la valeur de ces forces dans chaque travée :

Tableau V.24 – Effet de la précontrainte sur toutes les travées

Travées	Force $P_i$	Force $P_{i+1}$
De rive N°1	$P_1 = P \sin \alpha_1 = 0,213P$	$P_2 = P \sin \alpha_2 = 0,226P$
intermédiaire N°1	$P_3 = P \sin \alpha_3 = 0,168P$	$P_4 = P \sin \alpha_4 = 0,168P$
intermédiaire N°2	$P_5 = P \sin \alpha_5 = 0,168P$	$P_6 = P \sin \alpha_6 = 0,168P$
intermédiaire N°3	$P_7 = P \sin \alpha_7 = 0,168P$	$P_8 = P \sin \alpha_8 = 0,168P$
De rive N°2	$P_9 = P \sin \alpha_9 = 0,226P$	$P_{10} = P \sin \alpha_{10} = 0,213P$

#### 4. Calcul du nombre de câbles

Le calcul du nombre de câbles de continuité se fait par la même méthode que pour les câbles de poussage, ainsi on procède aussi à une vérification des contraintes de traction et de compression au niveau des fibres inférieures et supérieures, comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{inf} = \frac{P_u}{B} + \frac{P_u e v'}{I} - \frac{M_t v'}{I} \leq 0,6 f_{c28} : \text{à mi-travée (fibre inférieure)}. \\ \sigma_{sup} = \frac{P_u}{B} + \frac{P_u e v}{I} + \frac{M_t v}{I} \leq 0,6 f_{c28} : \text{sur appui (fibre supérieure)}. \end{array} \right.$$

Sachant que :  $M_t$  est le moment fléchissant total en service, dont la valeur est donnée comme suit :  $M_t = M_{max}(\text{en service}) - M_{max}(\text{total de poussage})$ . Puisqu'une partie de la précontrainte de poussage déjà calculée servira en phase de service comme précontrainte de continuité, on a donc besoin juste de reprendre le moment fléchissant en excès par rapport aux phases de poussage.

Ainsi le nombre de câbles est donné par la relation suivante :  $N \geq \frac{P_u}{P_m}$

Tableau V.25 – Nombre de câbles de continuité

Type des câbles	$e_s$ (m)	$e_i$ (m)	$M_{max}$ (KN.m)	$P_u$ (KN)	$P_m$ (KN)	N
supérieurs	1,260	/	15961,40	10007,10	2520,82	4
inférieurs	/	2,140	13797,00	5574,55	2520,82	2

De même, les contraintes doivent être vérifiées en premier :

Tableau V.26 – Vérification des contraintes

$\frac{P_u}{B_{tr}}$	$\frac{P_u}{B_{app}}$	$\frac{P_u e v'}{I}$	$\frac{P_u e v}{I}$	$\frac{M_{max} v'}{I}$	$\frac{M_{max} v}{I}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	0,6 $f_{c28}$ (MPa)	Etat
0,754	1,157	0,236	0,125	1,745	1,079	0,755	2,360	24	vérifiées

#### 5. Répartition du câblage

La répartition du câblage de la précontrainte de continuité sera effectuée de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ câbles } 12T15 \text{ extérieurs au béton, de tracé trapézoïdal : 2 câbles disposés dans} \\ \text{chaque côté des âmes, tendus d'entretoise à entretoise.} \end{array} \right.$$

### V.3.3 Calcul des pertes de précontrainte

#### 1. Pertes de précontrainte de poussage

Les pertes de précontraintes de poussage sont calculées pour le câblage intérieur.

Les pertes de précontrainte (dites aussi pertes de charge), sont classées en deux familles :

**1) Les pertes instantanées :**

Ce sont des pertes qui se produisent au moment de la mise en oeuvre de la précontrainte (mise en tension), dans un temps relativement court, elles sont dues au :

1. **Frottement du câble dans sa gaine :** elles se produisent dans les zones où il y'a contact entre les câbles et l'acier dans les gaines, donc dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités. Elles sont calculées à partir de la relation suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} \times (f\alpha(x) + \varphi x) \quad [8]$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha(x) = \frac{8e_0}{l^2} \times x : \text{ comme le tracé des câbles est parabolique.} \\ f = 0,19 : \text{ coefficient de frottement du câble.} \\ \varphi = 15 \times 10^{-4} m^{-4} : \text{ Perte relative de tension.} \\ l : \text{ distance entre le point d'application de la force } P_0 \text{ et le point où} \\ \text{s'applique la force P.} \end{array} \right.$$

2. **Tassement des organes d'ancrage : recul d'ancrage :** avant le blocage définitif des clavettes, un léger glissement se produit sous l'effort appliqué par le verrin. L'effet de cette perte est en général moindre, puisqu'elle n'affecte qu'une toute petite partie du câble de précontrainte, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler (figure : V.8). Sa valeur est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_g = \sigma_0 2\psi\lambda \quad \text{ou} \quad \lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_0\psi}} \quad [8]$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \psi = f\frac{\alpha}{l} + \varphi. \\ \lambda : \text{ Longueur d'influence du glissement ( } g = 7 \text{ mm) : quand } (\lambda \geq 1) \text{ les pertes} \\ \text{sont considérées nulles.} \\ l : \text{ longueur totale du câble } = 44 \text{ m : en considérant la longueur de la première} \\ \text{travée afin d'obtenir la perte la plus grande.} \\ \sigma_2 = \sigma_0(1 - 2\psi\lambda) : \text{ valeur de la contrainte après blocage des clavettes et glissement} \\ \text{à l'ancrage.} \end{array} \right.$$



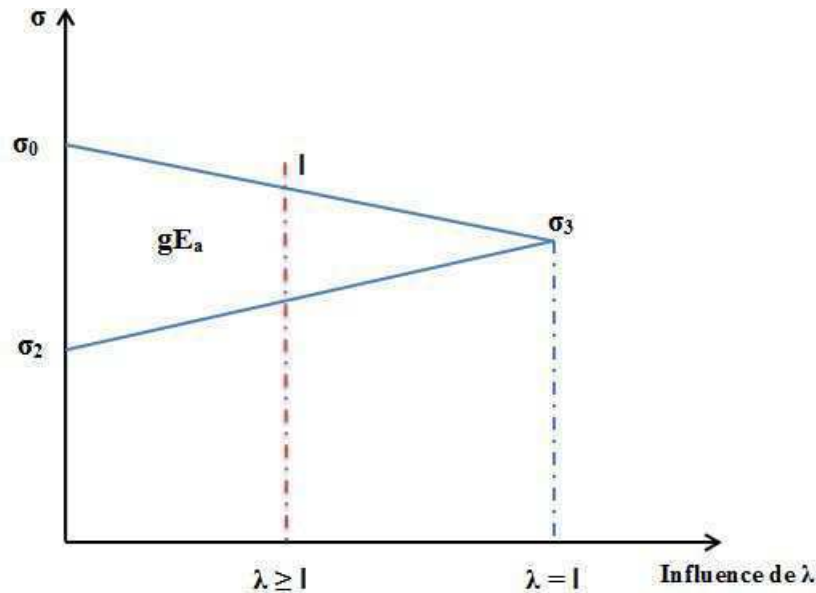


Figure V.8 – Influence du recul d'ancrage sur la longueur du câble

3. **Non simultanément des mises en tension des différents câbles** : un raccourcissement du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, ce qui se répercute sur la tension des câbles en la diminuant. Elle est calculée à partir de la formule générale suivante :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p\sigma_b(x)}{E_{b_i}} \quad [8]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_{p_i}(x) : \text{perte moyenne par câble.} \\ E_{b_i} = 11000 \times \sqrt{f_{c_j}} : \text{module de déformation longitudinale du béton à l'âge } j. \\ f_{c_j} = 0,685f_{c28} \log(j+1) \\ E_p = 19 \times 10^4. \\ N : \text{nombre de câbles.} \\ \sigma_b(x) : \text{est la contrainte du béton provoquée par les } N \text{ câbles et le poids} \\ \text{propre, elle est calculée au niveau du câble moyen comme suit :} \\ \sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{M_{\text{excentricité}}}{I} + \frac{M_g y}{I} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_x^2}{I} - \frac{M_g e_x}{I} \\ P = N \times P_0 \times (1 - \Delta\sigma_f) \end{array} \right.$$

## 2) Les pertes différées :

Ce type de pertes se produit après la mise en oeuvre de la précontrainte, sous l'effet des charges permanentes, pendant un temps plus ou moins long, elles sont donc dues aux :

1. **Retrait du béton** : cette perte est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r E_a \quad [8]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \epsilon_r = 1,5 \times 10^{-4} : \text{régions humides.} \\ E_a = 19 \times 10^4 \text{ MPa.} \end{cases}$$

2. **Fluage du béton** : ces pertes sont du même ordre de grandeur que les pertes par retrait. Elles sont calculées aux différents stades de durcissement du béton, de la manière suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2\sigma_{bc}E_a}{E_{bi}} \quad [8]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_{bi} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \\ f_{cj} = 0,685f_{c28} \log(j+1) \\ E_a = 19 \times 10^4. \\ \sigma_{bc} = \sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_x^2}{I} - \frac{M_g e_x}{I} : \text{contrainte dans le béton.} \end{cases}$$

3. **Relaxation des aciers** : La relation donnant ce type de perte est la suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100}\rho_{1000}(\mu - \mu_0)\sigma_{pi} \quad [8]$$

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} = \frac{\sigma_{pi}}{1784} \\ \mu_0 = 0,43 : \text{cas de tirants TBR (tirants à très basse relaxation).} \\ \rho_{1000} = 2,5\% : \text{coefficient de relaxation (normale) des TBR.} \\ \sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst} \end{cases}$$

### 3) Conclusion :

Touts les détails des calculs effectués sont présentés dans l'Annexe B (VII.9). Le tableau (V.27) ci-après regroupe les pertes totales, ainsi que la somme des pertes instantannées et différées dans le câblage de poussage au niveau des appuis et des déviateurs :

Tableau V.27 – Pertes totales : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (%)	$\Delta\sigma_{diff}$ (%)	$\Delta\sigma_T$ (%)
A l'about 1	0	17,198	7,075	24,273
déviateur 1	14,667	12,281	5,835	18,116
déviateur 2	29,334	8,010	5,674	13,684
Appui 1	44	13,582	2,948	16,530
déviateur 3	64,001	11,620	4,027	15,647
déviateur 4	84,001	8,193	4,976	13,169
Appui 2	104	15,860	2,788	18,648
déviateur 5	124,001	11,603	4,007	15,610
déviateur 6	144,001	8,193	4,976	13,169
Appui 3	164	16,507	3,567	20,074
déviateur 7	184,001	11,602	4,007	15,609
déviateur 8	204,001	8,192	4,976	13,168
Appui 4	224	15,855	2,778	18,633
déviateur 9	238,668	10,866	4,097	14,963
déviateur 10	253,335	6,690	5,116	11,806
A l'about 2	268	15,770	5,895	21,665

Ainsi, les pertes de précontrainte de poussage calculées sont inférieures à la perte estimée dont la valeur est de 25 % . De ce fait, le dimensionnement de la précontrainte de poussage effectué, est dans le domaine de la sécurité.

## 2. Pertes de précontrainte de continuité

Dans le cas de précontrainte de continuité, les pertes sont seulement calculées pour les câbles extérieurs. La démarche de calcul ainsi que les formules utilisées sont les mêmes que celles des pertes de précontrainte de poussage. Nous présenterons donc ici seulement les formules ou les caractéristiques qui diffèrent de celles de la précontrainte de poussage pour chacun des six types de pertes. (Voire V.3.3)

### 1) Pertes instantannées :

1. **Frottement du câble dans sa gaine** : pour la précontrainte de continuité, on adopte des tubes en PEHD<sup>1</sup>, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f = 0,12 : \text{coefficient de frottement.} \\ \phi = 0 : \text{perte relative de tension.} \end{array} \right.$$

2. **Non simultanité des mises en tension des différents câbles** : Elle est calculée à partir de la formule générale suivante :

---

#### 1. Polyéthylène à Haute Densité

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p\sigma_b(x)}{E_{b_i}} \quad [8]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{E_p}{E_{b_i}} = 6 : \text{simplification retenue par le BPEL.} \\ P = N \times P_0(1 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g) \end{cases}$$

## 2) Conclusion :

Le tableau (V.28) regroupe les pertes totales dans le câblage de continuité, pour plus de détails Voir l'Annexe B (VII.9) :

Tableau V.28 – Pertes totales : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ ( % )	$\Delta\sigma_{diff}$ ( % )	$\Delta\sigma_T$ ( % )
A l'about 1	0	8,726	3,4663	12,1920
déviateur 1	14,667	8,616	2,2563	10,8720
déviateur 2	29,334	2,836	3,7770	6,6130
Appui 1	44	2,856	3,3370	6,1930
déviateur 3	64,001	7,501	14,8770	22,3780
déviateur 4	84,001	2,296	7,1171	9,4131
Appui 2	104	2,686	10,1170	12,803
déviateur 5	124,001	7,071	6,8166	13,888
déviateur 6	144,001	2,276	6,5771	8,8531
Appui 3	164	2,046	2,2771	4,3231
déviateur 7	184,001	6,951	4,6566	11,6080
déviateur 8	204,001	2,166	4,7071	6,8731
Appui 4	224	2,056	2,2971	4,3531
déviateur 9	238,668	8,987	3,2763	12,2630
déviateur 10	253,335	2,620	2,6770	5,2970
A l'about 2	268	2,830	4,9370	7,7670

Ainsi, les pertes de précontrainte de continuité calculées sont inférieures à la perte estimée dont la valeur est de 25 % . De ce fait, le dimensionnement de la précontrainte de continuité effectué, est dans le domaine de la sécurité.

## V.4 Vérification des contraintes

Après avoir calculer les pertes de précontraintes réelles, on procède à la vérification de toutes les contraintes au niveau des appuis et des travées (en considérant les sections dangereuses), tant qu'en phases de poussage qu'en phase de service. La vérification de la précontrainte se fait à l'état limite ultime lorsque l'ouvrage est à vide et en charge.

### V.4.1 Vérification en phase de construction

En cours de réalisation, y'a pas présence de surcharges sur les tronçons poussés, ainsi les vérifications des contraintes de traction et de compression se feront seulement à vide pour toutes les phases de poussage, tout en considérant les cas séparés en travée et sur appui comme suit :

$$\text{En travée : } \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{Pev}{I} + \frac{M_T v}{I} \geq (\sigma_{ts} = 0) : \text{Classe I.} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{Pev'}{I} - \frac{M_T v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{Pev}{I} - \frac{M_T v}{I} \leq \sigma_{cs} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_T v'}{I} \geq (\sigma_{ti} = 0) : \text{Classe I.} \end{cases}$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.29 – Vérification des contraintes supérieures en travée

Phases	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
1	7,394	20,482	2,475	1,595	17094,14	42308	2,3119	Vérifiée
2	7,394	20,482	2,475	1,595	21523,52	53270,7	2,9110	Vérifiée
3	7,394	20,482	2,475	1,595	17909,29	44326	2,4221	Vérifiée
4	7,394	20,482	2,475	1,595	66399,3	26828	1,7284	Vérifiée
5	7,394	20,482	2,475	1,595	43331,30	17507,6	1,1279	Vérifiée
6	7,394	20,482	2,475	1,595	24364,48	60302,10	3,2952	Vérifiée
7	7,394	20,482	2,475	1,595	19870,87	49180,40	2,6874	Vérifiée
8	7,394	20,482	2,475	1,595	24072,16	59578,6	3,2556	Vérifiée
9	7,394	20,482	2,475	1,595	22303,39	55200,90	3,0164	Vérifiée

Tableau V.30 – Vérification des contraintes inférieures en travée

Phases	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	Etat
1	7,394	20,482	2,475	2,475	17094,14	42308	2,3119	Vérifiée
2	7,394	20,482	2,475	2,475	21523,52	53270,7	2,9109	Vérifiée
3	7,394	20,482	2,475	2,475	17909,29	44326	2,4221	Vérifiée
4	7,394	20,482	2,475	2,475	66399,3	26828	23,5970	Vérifiée
5	7,394	20,482	2,475	2,475	43331,30	17507,6	16,7042	Vérifiée
6	7,394	20,482	2,475	2,475	24364,48	60302,10	3,2952	Vérifiée
7	7,394	20,482	2,475	2,475	19870,87	49180,40	2,6874	Vérifiée
8	7,394	20,482	2,475	2,475	24072,16	59578,6	3,2556	Vérifiée
9	7,394	20,482	2,475	2,475	22303,39	55200,90	3,0164	Vérifiée

Tableau V.31 – Vérification des contraintes supérieures sur appui

Phases	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
1	8,65	25,304	1,595	1,595	19722,45	31457,30	2,2801	Vérifiée
2	8,65	25,304	1,595	1,595	35216,30	56170	4,0712	Vérifiée
3	8,65	25,304	1,595	1,595	65932,66	105162,60	7,6223	Vérifiée
4	8,65	25,304	1,595	1,595	48400,88	77199,40	5,5955	Vérifiée
5	8,65	25,304	1,595	1,595	67434,04	107557,30	7,7958	Vérifiée
6	8,65	25,304	1,595	1,595	51753,35	82546,60	5,9830	Vérifiée
7	8,65	25,304	1,595	1,595	82477,43	131551,50	9,5350	Vérifiée
8	8,65	25,304	1,595	1,595	49951,85	79673,20	5,7748	Vérifiée
9	8,65	25,304	1,595	1,595	47767,65	76189,40	5,5223	Vérifiée

Tableau V.32 – Vérification des contraintes inférieures sur appui

Phases	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	Etat
1	8,65	25,304	1,595	2,475	19722,45	31457,30	5,3569	Vérifiée
2	8,65	25,304	1,595	2,475	35216,30	56170	4,0712	Vérifiée
3	8,65	25,304	1,595	2,475	65932,66	105162,60	7,6223	Vérifiée
4	8,65	25,304	1,595	2,475	48400,88	77199,40	5,5955	Vérifiée
5	8,65	25,304	1,595	2,475	67434,04	107557,30	7,7958	Vérifiée
6	8,65	25,304	1,595	2,475	51753,35	82546,60	5,9830	Vérifiée
7	8,65	25,304	1,595	2,475	82477,43	131551,50	9,5350	Vérifiée
8	8,65	25,304	1,595	2,475	49951,85	79673,20	5,7748	Vérifiée
9	8,65	25,304	1,595	2,475	47767,65	76189,40	5,5223	Vérifiée

## V.4.2 Vérification en phase d'exploitation

En cours d'exploitation de l'ouvrage, les vérifications se feront lorsqu'il est à vide et en charge, sur appui et en travée, comme suit :

1. Etat à vide :

$$\text{En travée : } \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{Pev}{I} + \frac{M_T v}{I} \geq (\sigma_{ts} = 0) : \text{Classe I.} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{Pev'}{I} - \frac{M_T v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{Pev}{I} - \frac{M_T v}{I} \leq \sigma_{cs} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_T v'}{I} \geq (\sigma_{ti} = 0) : \text{Classe I.} \end{cases}$$

2. Etat en charge :

$$\text{En travée : } \begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_T v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \\ \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{Pev}{I} - \frac{M_T v}{I} \geq (\sigma_{ts} = 0) : \text{Classe I.} \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{Pev'}{I} - \frac{M_T v'}{I} \geq (\sigma_{ti} = 0) : \text{Classe I.} \\ \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_T v'}{I} \leq \sigma_{cs} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Les résultats ainsi trouvés sont présentés dans les tableaux ci-après :

1. Etat à vide :

Tableau V.33 – Vérification des contraintes supérieures en travée

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
7,394	20,482	2,14	1,595	5574,55	13797	0,8994	Vérifiée

Tableau V.34 – Vérification des contraintes inférieures en travée

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
7,394	20,482	2,14	1,595	5574,55	13797	0,5264	Vérifiée

Tableau V.35 – Vérification des contraintes supérieures sur appui

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
8,65	25,304	1,260	2,475	10007,10	15961,40	0,9456	Vérifiée

Tableau V.36 – Vérification des contraintes inférieures sur appui

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	Etat
8,65	25,304	1,260	2,475	10007,	15961,40	1,4874	Vérifiée

2. Etat en charge :

Tableau V.37 – Vérification des contraintes supérieures en travée

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
7,394	20,482	2,14	1,595	5574,55	13797	0,6085	Vérifiée

Tableau V.38 – Vérification des contraintes inférieures en travée

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
7,394	20,482	2,14	1,595	5574,55	13797	0,9814	Vérifiée

Tableau V.39 – Vérification des contraintes supérieures sur appui

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Etat
8,65	25,304	1,260	2,475	10007,10	15961,40	1,3682	Vérifiée

Tableau V.40 – Vérification des contraintes inférieures sur appui

B (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	e(x) (m)	v' (m)	P (KN)	M <sub>T</sub> (KN.m)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	Etat
8,65	25,304	1,260	2,475	10007,	15961,40	0,8263	Vérifiée

## V.5 Vérification de l'effort tranchant

Dans le cas du béton précontraint, la contrainte normale au centre de gravité de la section n'est pas nulle :  $\sigma_y = \frac{P}{B}$ , du fait de la présence de la force de précontrainte, contrairement au béton armé. De ce fait, l'étude de la corrélation entre  $\sigma$  et  $\tau$  est obligatoire dans tout l'élément de béton précontraint. Le règlement BPEL préconise dans ce cas :

- Une vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS ;
- Une vérification de la section d'acier transversal à l'ELU ;
- Une vérification de la compression des bielles de béton.

Dans le cas de poutres hyperstatiques, il y'a lieu de prendre en compte l'effort tranchant du au moment hyperstatique de précontrainte pris égal à :  $V = \frac{dM}{dx}$ .

La valeur de la contrainte de cisaillement maximale est calculée à partir de la relation suivante :

$$\tau_{max} = \tau_{red} = \frac{V_{red}S_0}{b_n I} \quad [8]$$

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} V_{red} = V_g + V_q - P \sin(\alpha) + \frac{dM}{dx} : \text{effort tranchant réduit.} \\ S_0 = B \times Y_G : \text{moment statique par rapport au centre de gravité.} \\ b_n = b_0 - nk\phi = b_0 - 0,5n\phi = 0,612 \text{ m} : \text{largeur nette de la section obtenue} \\ \text{par déduction des largeurs des gaines}(n\phi). \\ k = 0,5 : \text{cas de câbles injectés au coulis de ciment.} \end{cases}$$

La vérification des contraintes de cisaillement limite se fait donc pour toutes les phases de construction, à vide et en charge, en considérant les formules ci-après :

$$\tau_{lim} = \min[\tau_1; \tau_2] \quad [8]$$

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} \tau_1^2 \leq 0,4f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) \\ \tau_2^2 \leq 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}(0,6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x) \\ \sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B} \end{cases} \quad [8]$$

Avec :  $\sigma_x$  est la contrainte normale longitudinale de la précontrainte appliquée, crée par la composante horizontale de la précontrainte.



### V.5.1 Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = V_g + V_q - V_p - \Sigma P_i \sin(\alpha_i)$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_g : \text{effort tranchant dû aux charges permanentes.} \\ V_q : \text{effort tranchant dû aux surcharges.} \\ V_p : \text{effort tranchant dû au moment hyperstatique de la précontrainte.} \\ \Sigma P_i \sin(\alpha_i) = \Sigma P_1 \sin(\alpha_1) + \Sigma P_2 \sin(\alpha_2) \end{array} \right.$$

### V.5.2 Calcul de la contrainte de cisaillement limite

La vérification doit se faire au voisinage des appuis où règne l'effort tranchant le plus défavorable. Les calculs effectués sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.41 – Valeur de la Contrainte de cisaillement limite

P (KN)	$f_{cj}$ (MPa)	$f_{tj}$ (MPa)	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)	$\tau_{lim}$ (MPa)
78 879,038	40	3	9,118	3,301	5,201	3,301

#### 1. Contraintes de cisaillement à l'ELS

L'effort tranchant à l'ELS est donné comme suit :  $V_{red} = V_g + V_q - P \sin(\alpha)$ .

Les contraintes de cisaillement ainsi calculées (tableau : V.42) doivent être inférieures à la contrainte limite  $\tau$ .

Tableau V.42 – Contraintes de cisaillement à l'ELS

cas	$b_n$ (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	S m <sup>3</sup>	$V_{red}$ (KN)	$\tau_{red}$ (MPa)	Etat
à vide	0,612	25,3038	19,722	769,50	0,980	vérifiée
en charge	0,612	25,3038	19,722	1154,32	1,470	vérifiée

#### 2. Contraintes de cisaillement à l'ELU

Le tableau ci-après regroupe les résultats ainsi trouvés :

Tableau V.43 – Contraintes de cisaillement à l'ELU

cas	$b_n$ (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	S m <sup>3</sup>	$V_{red}$ (KN)	$\tau_{red}$ (MPa)	Etat
à vide	0,612	25,3038	19,722	769,50	0,980	vérifiée
en charge	0,612	25,3038	19,722	1696,113	2,160	vérifiée

### Détermination de l'inclinaison des bielles de béton :

L'inclinaison des bielles est désignée par un angle caractérisant les fissures du béton par rapport à la fibre moyenne de la dalle. Cet angle est donnée par :  $\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \sigma_{xu} : \text{contrainte longitudinale du a la précontrainte.} \\ \sigma_{yu} : \text{contrainte transversale du a la précontrainte prise nulle.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \beta_u = \frac{1}{2} \times \arctan \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}} = 13,104^\circ$$

$$\text{Comme : } \beta_u \leq 30^\circ \Rightarrow \boxed{\beta_u = 30^\circ}$$

### V.5.3 Détermination des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales nécessaire pour reprendre les efforts tranchants auxquelles le tablier est soumis est calculée selon les prescriptions du BPEL, la quantité ainsi trouvée sera vérifiée à l'aide du logiciel Robot Millenium. Le BPEL exige donc un minimum d'armatures dans une âme de poutre, qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_{red_u} - \frac{f_{tj}}{3}) \times \tan \beta_u$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A_t : \text{section d'armatures transversales.} \\ S_t \leq \text{Min}[1m; 0,8h; 3b_0] = 1m : \text{espacement des armatures transversales.} \\ b_0 = 0,70 \text{ m} : \text{largeur brute de l'âme.} \\ h = 4,30 \text{ m} : \text{hauteur de la poutre-caisson.} \end{cases}$$

$$\text{Finalement : } \boxed{A_t = 23,22 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

La section trouvée doit vérifier le condition du pourcentage minimum suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4b_n \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7,038 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Soit donc :  $5 \phi 25/\text{ml} = 24,544 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , d'espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

D'autre part, on doit procéder à la justification des bielles de béton comme suit :

$$\tau_{red_u} \leq \frac{0,85f_{cj}}{3\gamma_b} \times \sin 2\beta_u \Rightarrow 2,160 \leq 7,391 \Rightarrow \checkmark \text{ Vérifiée}$$

## V.6 Vérification à la torsion

Afin de mieux reprendre les efforts de torsion, qui sont généralement négligeables sauf pour le cas de ponts courbes, du fait de la complexité des contraintes engendrées, une poutre-caisson à été choisie. Cette dernière est la plus adaptée pour réduire l'effet de ce phénomène sur l'ouvrage.

Les contraintes tangentielles engendrées par les moments de torsion sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\tau_{xy} = \tau_T = \frac{M_{xy}}{2b_n\Omega}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Omega = 15,388 \text{ m}^2 : \text{section vide à l'intérieur du caisson.} \\ M_{xy} : \text{moment de torsion.} \end{array} \right.$$

### V.6.1 Justification à l'état limite de service

Aux ELS, la section doit vérifier la condition liant les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant ( $\tau_{lim}$  et  $\tau_V$ ) et la contrainte due au moment de torsion ( $\tau_T$ ), comme suit :

$$\tau_{T_{ser}}^2 + \tau_{V_{ser}}^2 \leq \tau_{lim}^2 \Rightarrow (1,595^2 + 1,470^2) \text{ MPa} \leq 3,301^2 \text{ MPa} \Rightarrow \checkmark \text{ Vérifiée.}$$

### V.6.2 Justification à l'état limite ultime

Aux ELU une justification de la compression des bielles de béton est préconisée, telle que :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2(\tau_T + \tau_V)}{\sigma_{xy} - \sigma_{yu}} \Rightarrow \boxed{\beta_u = 14,999^\circ \approx 15^\circ}$$

La justification se fait comme suit :

$$\begin{aligned} \tau_{T_u}^2 + \tau_{V_u}^2 &\leq \frac{0,85f_{cj}}{3\gamma_b} \times \sin 2\beta_u \Rightarrow 0,472^2 + 2,160^2 \leq 4,927 \\ &\Rightarrow \checkmark \text{ Vérifiée} \end{aligned}$$

## V.7 Vérification de la flèche maximale

La flèche maximale que l'ouvrage présente sous son poids propre à mi-travée, doit être dans les normes du règlement. Ce dernier suggère la limite suivante :

$$f_G = \frac{5M_G L^2}{48E_v I} \leq \left(\frac{L}{1000} + 0,05\right) \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L = 60 \text{ m} : \text{Portée de l'ouvrage.} \\ E_v = 12539,824 \text{ MPa} : \text{Module de déformation longitudinal à long terme.} \\ M_G = 6364,887 \text{ t} : \text{Poids propre du tablier.} \end{array} \right.$$

La valeur de la flèche ainsi calculée est la suivante :

$$f_G = (9 \times 10^{-3} \leq 0,11) \text{ m} \Rightarrow \checkmark \text{ Vérifiée}$$

La figure (V.9) montre la flèche max obtenue par la modélisation effectuée sur le Logiciel Robot Millinium.

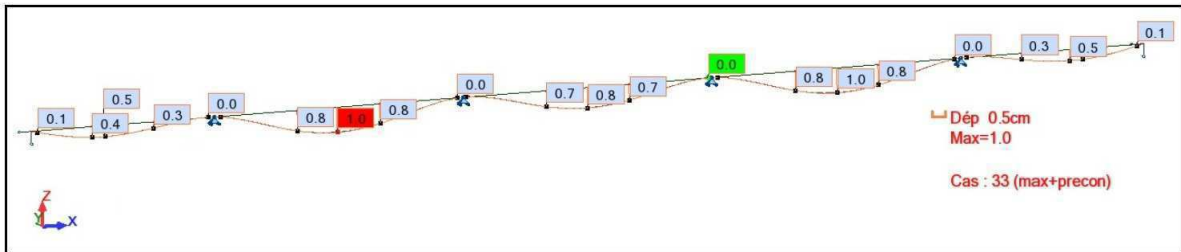


Figure V.9 – Vérification de la flèche maximale

## V.8 Conclusion

La conception et l'étude de la précontrainte est une étape très importante et même critique, durant laquelle une attention particulière doit être accordée afin de mener une étude technico-économique du projet en jouant sur l'emplacement des deux types de précontrainte lors de la réalisation. La précontrainte ainsi trouvée doit assurer la tenue de l'ouvrage sous les sollicitations qui lui sont imposées. De plus une étude transversale est nécessaire pour déterminer les armatures passives qui reprendront les efforts tranchants et la torsion, ceci sera l'objet du chapitre suivant.



**Etude  
de la section  
transversale**

**Chapitre  
06**

## VI.1 Introduction

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'élément collaborateur du béton dans le sens longitudinal, qui est la précontrainte, on se met dans ce chapitre à étudier la section transversale.

Cette étude englobe la modélisation, l'évaluation des efforts internes et puis le calcul de la section d'acier passif nécessaire, et déduire la quantité du ferrailage longitudinal.

## VI.2 Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot millenium. Le caisson est modélisé au niveau des appuis par un portique fermé (cadre), de largeur égale à 1 m, appuyé au niveau de l'hourdis inférieur sur deux appuis doubles présentés réellement par les appareils d'appuis.

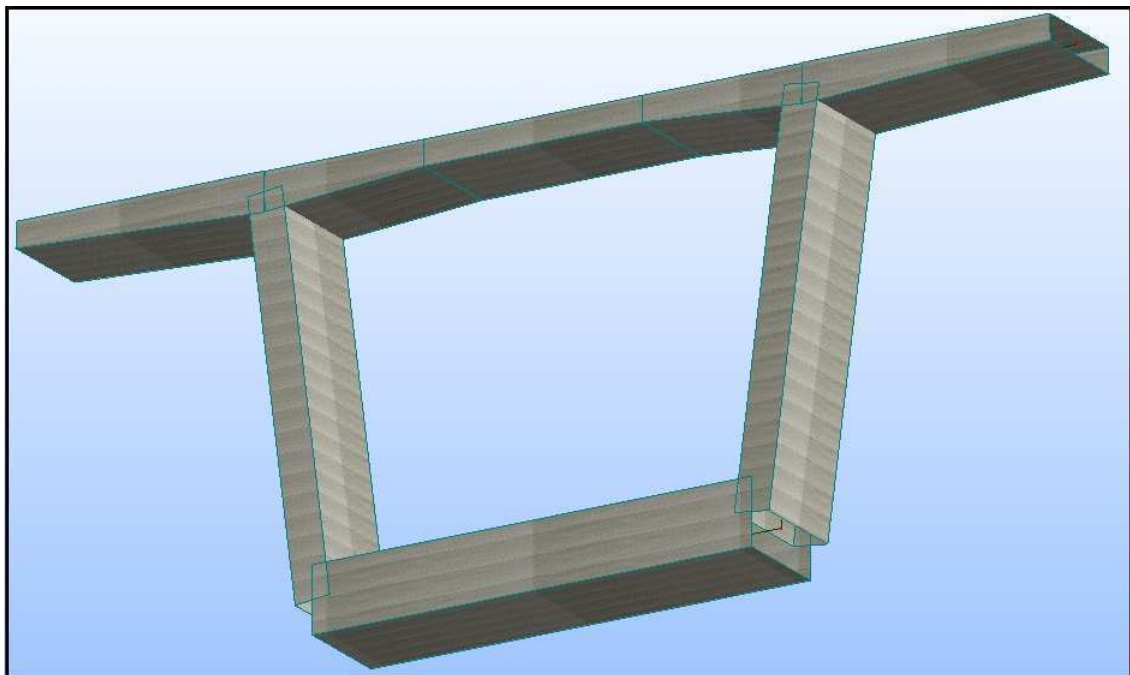


Figure VI.1 – Vue en 3D du caisson modélisé

## VI.3 Les combinaisons

Les valeurs des charges prises en compte sont calculées par mètre linéaire selon la largeur du tablier, et les combinaisons de calcul sont rangées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 – Les combinaisons utilisées pour la section transversale

	Nom	Combinaison
ELU	ELU 1	$1,35G+1,6[A(l)+St]$
	ELU 2	$1,35G+1,6(Bc+St)$
	ELU 3	$1,35G+1,6(Bt+St)$
	ELU 4	$1,35(G+M_{c120})$
	ELU 5	$1,35(G+D_{280})$
ELS	ELS 1	$G+1,2[A(l)+St]$
	ELS 2	$G+1,2(Bc+St)$
	ELS 3	$G+1,2(Bt+St)$
	ELS 4	$G+1,2M_{c120}$
	ELS 5	$G+1,2D_{280}$
	ELS 6	$G+1,2[A(l)+St]+0,5\Delta T$
	ELS 7	$G+1,2[Bc+St]+0,5\Delta T$
	ELS 8	$G+1,2[Bt+St]+0,5\Delta T$

## VI.4 les sollicitations maximums

Les résultats de la modélisation de la section transversale sous différentes combinaisons sont présentées sous forme de diagrammes suivants :

### VI.4.1 Le moment fléchissant

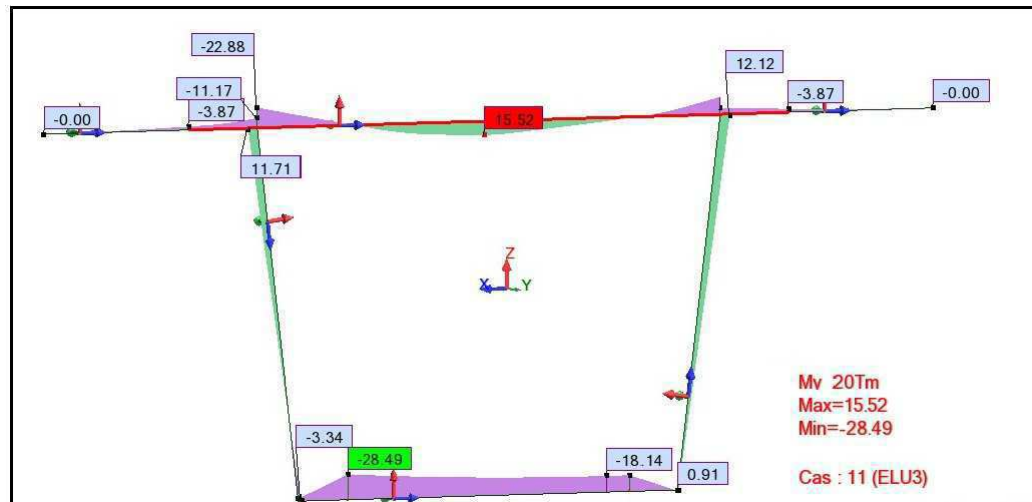


Figure VI.2 – Diagramme du moment max à l'ELU

### VI.4.2 L'effort tranchant

#### 1-Au niveau des âmes





2-Au niveau des hourdis

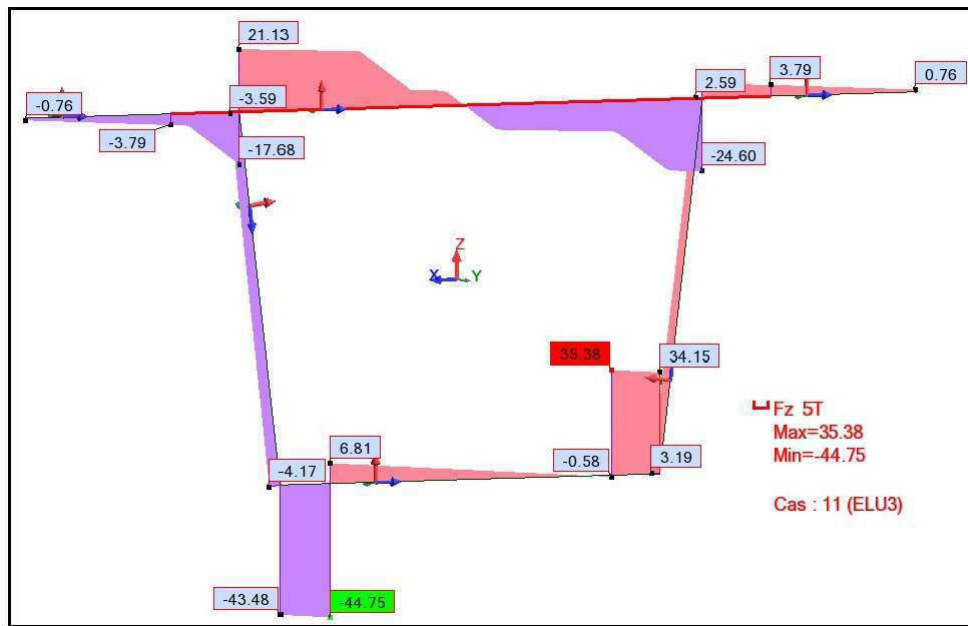


Figure VI.6 – Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU

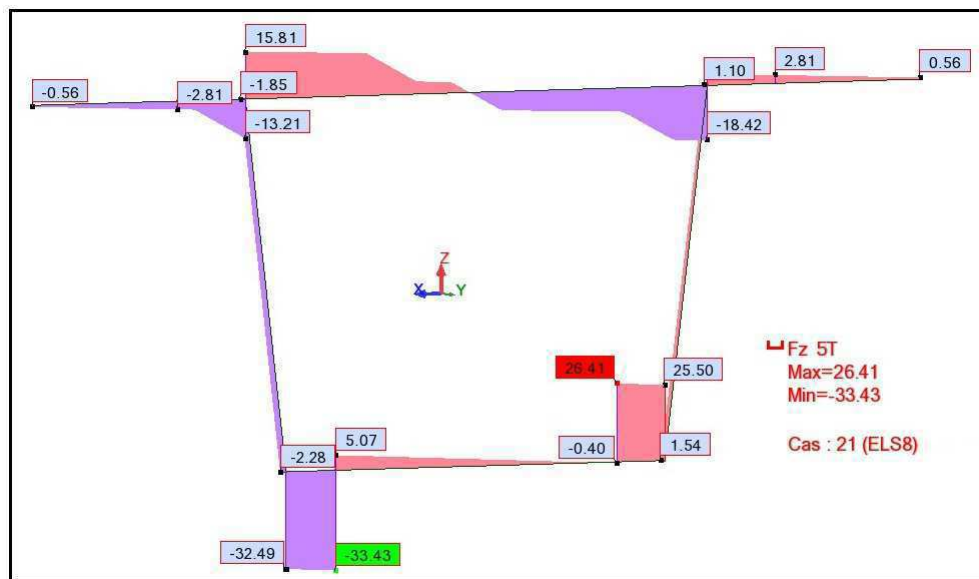


Figure VI.7 – Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS

## VI.5 Ferrailage transversal et longitudinal

Le ferrailage est effectué par le logiciel Robot Structural. Les notes de calculs sont données en annexe C VII.9. Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, qui sont :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

### VI.5.1 Calcul du ferrailage transversal

#### 1- La dalle supérieure

$$\begin{array}{l} \text{i. En travée :} \\ \text{ii. Sur appui :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} M_{u \max} = 15.52 \text{ t.m} \\ M_{ser \max} = 11.63 \text{ t.m} \\ M_{u \max} = -22.88 \text{ t.m} \\ M_{ser \max} = -17.13 \text{ t.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 33.5 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 51.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 5 \text{ HA } 32 = 40.21 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 7 \text{ HA } 32 = 56.30 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

#### Condition de non fragilité

Selon le règlement B.A.E.L. on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 21 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 3 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{3}{400}$$

$$A_{smin} \geq 3.62 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \text{ vérifiée}$$

## 2- La dalle inférieure

$$\begin{aligned} \text{i. En travée : } & \begin{cases} M_{u \max} = -28.49 \text{ t.m} \\ M_{ser \max} = -21.32 \text{ t.m} \end{cases} \\ \text{ii. Aux extrémités : } & \begin{cases} M_{u \max} = 0.91 \text{ t.m} \\ M_{ser \max} = 0.66 \text{ t.m} \end{cases} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} A_{s1} = 9.6 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 19.3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{s1} = 7 \text{ HA } 14 = 10.78 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 7 \text{ HA } 20 = 21.99 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### Condition de non fragilité

Selon le règlement B.A.E.L. on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 61 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 3 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 61 \times \frac{3}{400}$$

$$A_{smin} \geq 10.52 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \text{ vérifiée}$$

## 3- Les âmes

$$\begin{aligned} \text{i. Le Moment : } & \begin{cases} M_{u \max} = 12.12 \text{ t.m} \\ M_{ser \max} = 9.12 \text{ t.m} \end{cases} \\ \text{ii. L'effort normal : } & \begin{cases} N_{u \max} = 43.29 \text{ t} \\ N_{ser \max} = 32.35 \text{ t} \end{cases} \end{aligned} \Rightarrow A_{s1} = A_{s2} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{s1} = A_{s2} = 6 \text{ HA } 14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

Selon le règlement B.A.E.L. on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 31 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 3 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 31 \times \frac{3}{400}$$

$$A_{smin} \geq 5.35cm^2 \quad \checkmark \text{ vérifiée}$$

## VI.5.2 Calcul du ferrailage longitudinal

La section longitudinale est calculée à l'aide de la formule suivante :  $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$

### 1-La dalle supérieure

$$A_{sl} = \frac{51.20}{3} = 17.06cm^2 \text{ soit } 6 \text{ AH } 20 = 18.85 \text{ cm}^2 \text{ d'où la condition de non fragilité est vérifiée}$$

### 2-La dalle inférieure

$A_{sl} = \frac{19.30}{3} = 6.43cm^2$  soit 4 AH 16 = 8.04 cm<sup>2</sup> d'où la condition de non fragilité est non vérifiée, alors on prend  $A_{sl} = 10.52cm^2$  soit 7 AH 14 = 10.78cm<sup>2</sup>

### 3-Les âmes

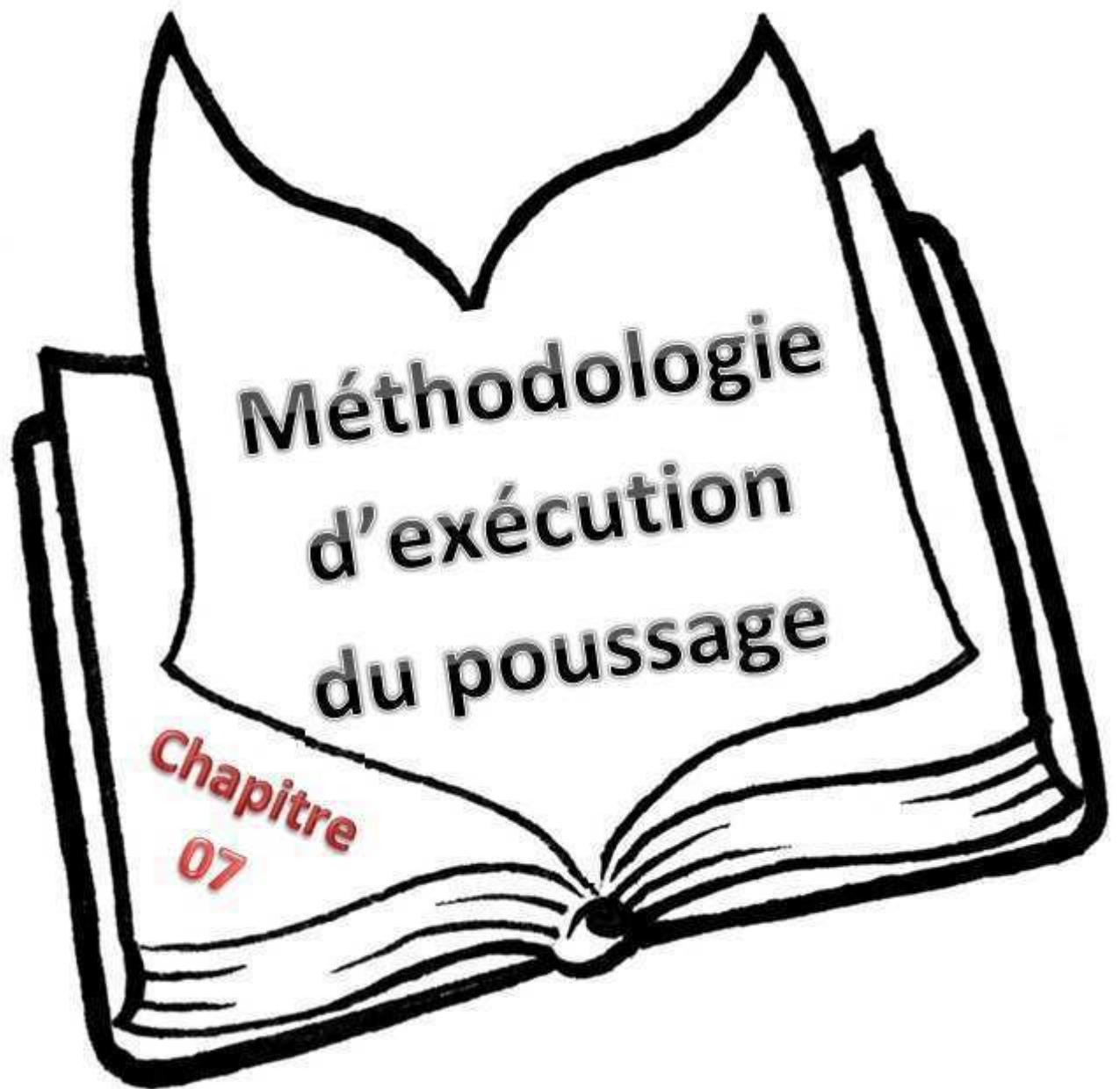
$A_{sl} = \frac{8.8}{3} = 2.93cm^2$  d'où la condition de non fragilité est non vérifiée, donc on choisit une section minimale de 4 AH 14 = 6.16 cm<sup>2</sup>

## VI.6 Conclusion

La complexité dans l'étude des ponts c'est que chaque partie de ses éléments est soumise à des sollicitations différentes des autres parties du même élément.

Pour cette raison, on a été obligée d'examiner l'élément caisson en le subdivisant en trois parties pour, étudier chaque partie selon les sollicitations auxquelles elles sont soumise.

Pour bien illustrer le procédé de poussage une description est donnée dans le prochain chapitre.



**Méthodologie  
d'exécution  
du poussage**

**Chapitre  
07**

## VII.1 Introduction

la méthode de réalisation par poussage implique l'utilisation d'un matériel spécifique et bien conçu. Le présent chapitre présentera une description générale de ce procédé.

## VII.2 Matériels d'aide au poussage

Lors du poussage d'un tablier, à chaque franchissement de travée, la partie avant de la structure se retrouve en porte-à-faux complet avant l'accostage sur la pile suivante. Les dispositifs permettant de limiter le porte-à-faux ainsi donc la flèche, sont en nombre de trois :

1. L'utilisation d'un avant-bec ;
2. L'ajout de palées (appuis) provisoirs ;
3. Un mât de haubanage.

Le dispositif choisie pour le présent projet est l'emploi d'un avant-bec de poussage. La plupart du temps l'avant-bec a une structure métallique, donc plus légère par rapport au tablier. Il se fixe en tête du tablier de façon à accoster le plus rapidement possible sur les têtes des piles.

La fixation de l'avant-bec au tablier est assurée par la mise en tension de la section de liaison, au moyen de barres de précontrainte de type Dywidag<sup>TM</sup>, Macalloy<sup>TM</sup> ou similaire. Ces barres sont appuyées, coté avant-bec, sur une ou plusieurs plaques métalliques constituant l'about des poutres, et sont ancrées, coté béton, dans l'entretoise avant du tablier ou dans les âmes. Ainsi il est préférable que ces barres soient traversantes, pour que le contrôle des ancrages en cours de réalisation soit possible. Ces ancrages sont en général noyés dans le béton.

Lorsque l'avant-bec s'approche d'une pile, il est entièrement en porte-à-faux. Par sa nature, entièrement métallique, il prend une flèche importante vers le bas dont l'ordre de grandeur atteint 20 cm. Il faut donc prévoir un dispositif qui permettra de relever la point de cet avant-bec pour venir la poser sur la pile, ceci est assurée par :

- La partie avant de l'avant-bec est spatulée, par sa forme, de remonter l'ensemble ;
- Une plaque mobile tenue par des barres vissantes est placée en décrochement vers le haut et permet d'avancer la pointe de l'avant-bec au-dessus du chevêtre à aborder.

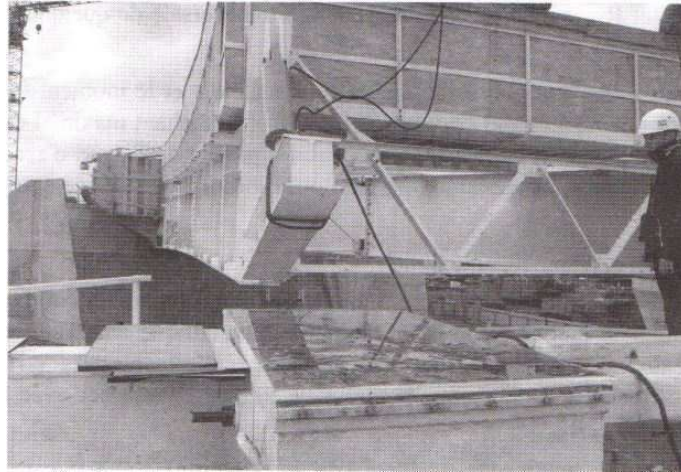


Figure VII.1 – Accostage avec plaque articulée [3]

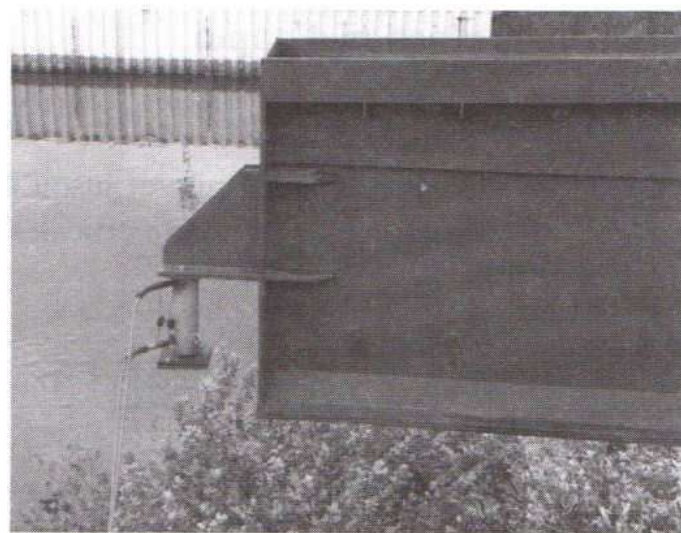


Figure VII.2 – Dispositif de relevage par vérins [3]

## VII.3 Dispositifs de guidage et de glissement

lors du poussage du tablier, il est indispensable de disposer un matériel de guidage et de glissement bien spécifique qui permettra de contrôler latéralement son déplacement et les différents équipements des têtes de piles.

### VII.3.1 Système PTFE sur inox

Le système PTFE-inox<sup>1</sup> est le système de glissement le plus utilisé, il est constitué de plaques de glissement (appelées PTFE-inox), et composé de :

1. Polytétrafluoréthylène

- un plot d'appui provisoire préfabriqué en béton armé, posé en tête de pile ou des autres points d'appui, par l'intermédiaire d'un mortier de calage : un papier kraft ou un film de polyane peut également être utilisé en sous-face du plot préfabriqué pour faciliter son enlèvement ultérieur ;
- Un châssis de glissement constitué d'une plaque métallique de 5 cm d'épaisseur recouverte par une plaque d'inox polie de 2 mm. Ce plot repose en général sur le plot de béton par l'intermédiaire d'un mortier de calage permettant le réglage parfait du châssis selon la pente de l'ouvrage. Le profil en long du châssis présente une courbure à chaque extrémité afin de faciliter l'entrée et le dégagement des plaques de glissement ;
- Des plaques de glissement en caoutchouc fretté dont une face est recouverte de PTFE, l'autre face étant en caoutchouc pure. Ces plaques sont introduites entre le châssis et la sous-face du tablier, leur face en PTFE étant en contact avec la feuille en inox du châssis. La surface de PTFE est pourvue de petites alvéoles de manière à retenir la graisse que l'on dispose à l'interface inox/PTFE afin d'améliorer le glissement.

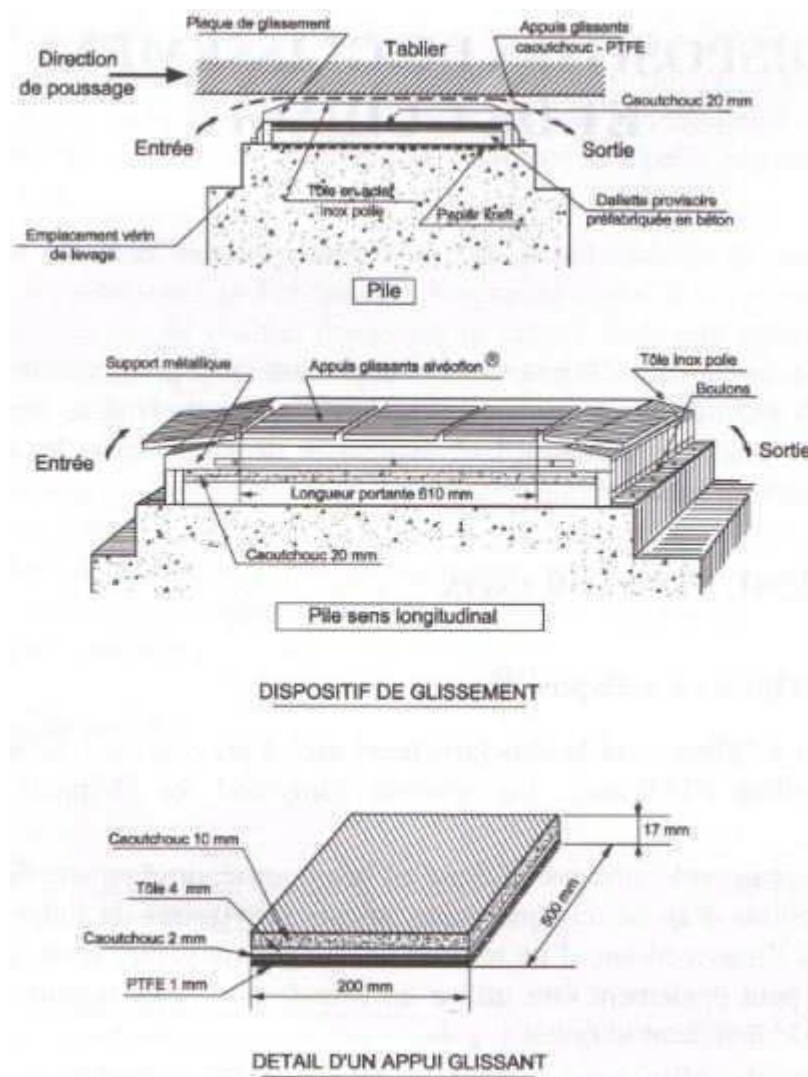


Figure VII.3 – Système PTFE sur inox [3]



### VII.3.2 Guidages latéraux

Afin de réussir l'implantation de l'ouvrage lors des opérations de poussage, des systèmes de guidage latéraux sont disposés sur certains appuis. Les systèmes couramment utilisés sont groupés en deux grandes catégories :

- Les systèmes fixes, les plus utilisés. Ils sont fixés sur les piles avec précision et rigidement, mais ils ne présentent pas la possibilité d'un réglage éventuel ;
- Les systèmes réglables, d'utilisation plus rare. Des vérins hydrauliques permettant, si nécessaire le déplacement latéral du tablier lors du poussage.



Figure VII.4 – Dispositifs de guidage et réglage latéral [3]

## VII.4 Equipement des têtes de piles

Les têtes de piles doivent être aménagées pour recevoir plusieurs équipements. Dans le cas d'un poussage au moyen d'appareils de glissement PTFE-inox, les équipements sont :

### VII.4.1 Dispositifs provisoires de glissement

Deux cas de dispositions peuvent se présenter, selon que le poussage de l'avant-bec et du tablier est réalisé au moyen des mêmes plots d'appuis ou de plots différents, dont le nombre disposé est de 2 ou 4 par pile :

1. Les deux poutres longitudinales de l'avant-bec sont disposées dans le prolongement direct des âmes du tablier, une seule paire de plots d'appuis est utilisée ;
2. Les deux poutres longitudinales de l'avant-bec peuvent être décalées par rapport aux âmes du tablier, cela nécessite donc une seconde paire de plots.

## VII.4.2 Emplacements pour vérinage

Ces emplacements sont indispensables, ils permettent le remplacement des appuis provisoires par les appuis définitifs, ainsi que le vérinage du tablier pendant les opérations de poussage lors d'un éventuel incident de poussage (par exemple : lors d'introduction des plaques de glissement.).

## VII.5 Procédé de poussage

Plusieurs systèmes de poussage existent, les plus utilisés sont les suivants :

1. Des câbles de traction avec vérin avaleur ;
2. Le vérin leveur-pousseur Eberspacher<sup>TM</sup> ;
3. Le vérin pousseur.

Le procédé adapté pour ce projet est le système Eberspacher<sup>TM</sup> (figure VII.5), ce système est caractérisé par :

- Un vérin de levage disposé sur une plaque d'acier inoxydable dont la sous-face est munie d'une plaque de PTFE. Le vérin de levage peut ainsi glisser sur la plaque d'acier inoxydable dont le frottement est d'environ 2 % , il est également muni sur sa tête d'une plaque striée qui permet d'obtenir un coefficient de frottement de l'ordre de 0,6 % lors du contact avec le béton du tablier (figure VII.5) ;
- Un à trois vérins pousseurs horizontaux, prenant appui sur un massif fixe et sur le vérin de levage. Ces vérins assurent donc le déplacement du vérin vertical d'une course d'environ 250 mm. Le massif, sur lequel le ou les vérins pousseurs prennent appuis, sert aussi de massif de repos du tablier (figure VII.5).

Le vérin vertical mobilise la réaction, il est ensuite poussé par les vérins horizontaux, entraînant ainsi l'ouvrage tant que la réaction verticale mobilise, à la liaison vérin-tablier, un effort horizontal suffisant, ainsi une réaction verticale  $R$  permet d'exercer une poussée horizontale  $H$  au plus égale à  $0,6 R$ .

Dans le cas d'utilisation de plusieurs systèmes Eberspacher<sup>TM</sup> (cas de ponts de grande longueur), pour avoir l'effort nécessaire au poussage du tablier, il est obligatoire d'assurer le couplage entre ces systèmes de manière à garantir la synchronisation du poussage sur les différents appuis et éviter ainsi d'introduire des efforts parasites (de flexion principalement) dans le tablier.

Tout de même, ce système entraîne systématiquement une dénivellation d'appui (de l'ordre de 5 à 10 mm). Il convient donc de calculer le tablier avec cette action et de prévoir un système

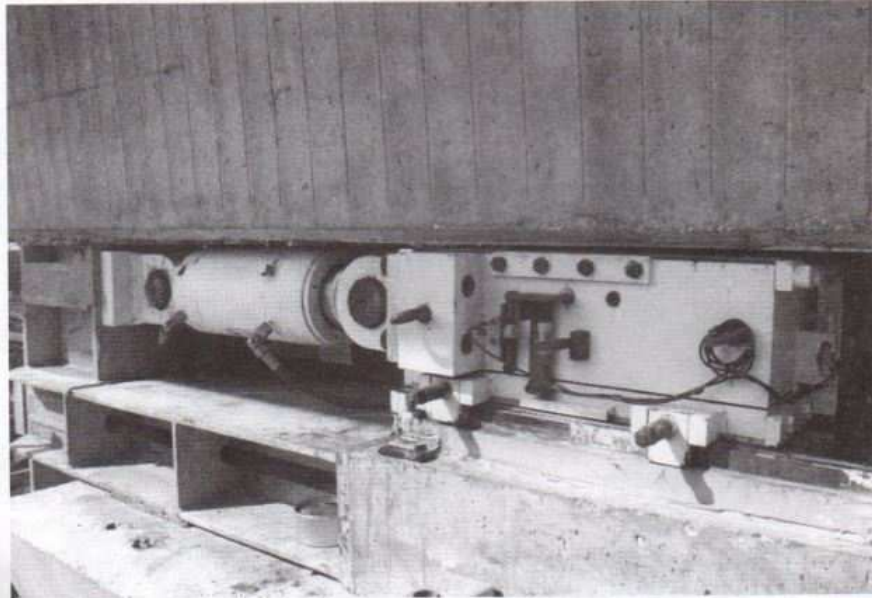


Figure VII.5 – Système Eberspacher [3]

électrique (détecteur) disposés sous le tablier qui arrête la montée des vérins une fois la valeur de cette dénivellation est atteinte.

Dans le cas de sa mise en œuvre pour le poussage d'ouvrage courbes, il convient de disposer un massif de guidage latéral, sur l'appui où est disposé le système, pour ne pas transmettre à celui-ci des efforts horizontaux qu'il ne peut reprendre.

## VII.6 L'aire de préfabrication

### VII.6.1 Présentation de l'aire de préfabrication

La méthode de construction par poussage nécessite la disposition d'une zone assez large qui servira comme usine pour la préfabrication du tablier sur place. Cette aire se plante dans l'allongement géométrique de l'axe longitudinal de l'ouvrage, et en arrière de l'une ou des deux culées. Elle regroupe des longrines d'appuis du tablier et les coffrages dans lesquels le béton est coulé soit par plots successifs, soit en totalité.

Pour des raisons de rapidité d'exécution, deux aires de préfabrication sont disposées :

- Une aire de coulage et de poussage implantée directement derrière la culée, et composée de longrines en béton armé ;
- Une aire de ferrailage et de coffrage derrière l'aire de coulage. Le ferrailage et le coffrage du deuxième plot est préparé pendant le coulage du premier.

## VII.6.2 Système de glissement sur longrines

Généralement, les aires de préfabrication se composent de deux longrines longitudinales filantes. Ces dernières servent de coffrage et de support de coffrage pendant le bétonnage, et permettent aussi le glissement des plots lors des opérations de poussage. Le glissement est assuré par plusieurs dispositions comme suit (figure : VII.6) :

- Une plaque métallique filante (d'épaisseur d'environ 1 cm) recouvrant les longrines ;
- Un ensemble de plaque jointives en contreplaqué ou en métal servant de coffrage et dont la sous face, en contact avec la tôle métallique, est recouverte de Bakélite<sup>2</sup> et graissée.

Pendant le poussage, le tablier entraîne par frottement les plaques supérieures (en contreplaqué ou en métal) qui glissent sur la tôle métallique inférieure. Ces plaques sont récupérées en extrémité du banc de construction, puis repositionnées à la fin du poussage, sur toute la longueur des longrines pour le cycle suivant.

L'utilisation de ces dispositifs, engendre l'augmentation du coefficient des frottements par rapport aux appuis glissants PTFE-inox qui est principalement de (7 à 8) % , il peut donc atteindre l'ordre de 15 % . Ainsi, lors du dimensionnement du système de poussage, ces coefficients doivent être pris en considération.



Figure VII.6 – Système de glissement sur longrines [3]

---

2. Résine synthétique

## VII.7 Découpage des tronçons

La construction des tronçons successifs du tablier s'effectue sur le banc de préfabrication, de ce fait on procède à un poussage par demi-travée. La longueur de chacun des plots est présentée au paravent dans le titre III.4.1.

L'assemblage des tronçons poussés aux précédents est assuré par l'emploi d'une précontrainte dite de poussage. Après assemblage, l'ensemble est déplacé vers la brèche et libère ainsi la place pour le tronçon suivant.

## VII.8 Le cycle de fabrication d'un plot

La fabrication des tronçons du tablier passe par les étapes suivantes :

- Coffrage ;
- Ferrailage et positionnement des gaines ;
- Bétonnage ;
- Enfillement des câbles ;
- Précontrainte du tronçon et assemblage au précédent ;
- Décoffrage et positionnement sur appuis glissants ;
- Déplacement du tablier de l'aire de préfabrication vers la brèche.

## VII.9 Conclusion

La méthodologie d'exécution par poussage est de plus en plus utilisée, du fait de son adaptation à plusieurs conditions et contraintes de réalisation, ainsi qu'aux différents types d'ouvrages. Nous avons cité dans ce chapitre seulement les dispositifs spécifiques au projet en question. Cette méthode présente divers dispositifs et solutions pour faciliter les opérations de poussage, fonction des contraintes de chaque chantier.

# Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur. C'est là, que l'étudiant peut mettre en application ses acquis, approfondir et compléter ses connaissances théoriques acquises durant toute sa formation , et de bénéficier des connaissances et de l'expérience des gens du domaine.

Ce projet, nous a permis :

De bien visualiser les différentes phases d'étude d'un ouvrage d'art ;

Le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte ;

D'apprendre à appliquer la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

Elle nous a permis d'évaluer les avantages et les inconvénients du procédé de poussage, qui est une méthode rapide et économique.

Au final, par ce projet, notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique, arrive à sa fin, que nous espérons être une porte d'accée au monde professionnel.

# Bibliographie

- [1] *Document technique réglementaire*, juin 2009, vol. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- [2] *DOC SETRA :Les trottoirs sur les ponts et au abords immédiats,synthèse des aménagements*, aout 2005.
- [3] A. française de Génie Civil, *Guide des ponts poussés*, Juillet 1999.
- [4] A. B. GELY and J. A. CALGARO, *Technique d'ingenieur :conception des ponts*, 27/02/2013, vol. C4500.
- [5] . laboratoire de l'habitat et de la construction de l'est, *Rapport de sol*, décembre 2012.
- [6] *Projet du règlement parasismique des ouvrage d'art*, septembre 2006.
- [7] Y.Abdelaziz, *Béton précontraint :cours et exercices*, 2005/2006.
- [8] Mr.Boutemeur, *Cours de Béton armé et de Béton précontraint*, 2011/2012.
- [9] J.Perchat and J.Roux, *Pratique du BAEL 91 :cours avec exercices corrigés*, 25 Juin 1997, vol. Deuxième édition.
- [10] *DOC SETRA :Pont-Caisson en béton préconraint*, juin 2003, vol. Pont en beton precontraint construits par encorbellements successifs.
- [11] *DOC SETRA :Guide de conception*, juin 2003, vol. Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- [12] *DOC SETRA :Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds*, septembre 1999.
- [13] A. B. Gely and J. A. Calgaro, *Conception des ponts*, Février 1994.
- [14] J.A.Calgaro and M.Virlogeux, *Projet et construction des ponts*, janvier 1989, vol. Analyse structurale des tabliers de ponts.
- [15] Mr.Dimidéme, *Cours de CAS : Calcul automatique des structure*, 2011/2012.
- [16] R. Walther and B. Houriet, *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé*, 1980, vol. Sections creuses.

- [17] *DOC SETRA :Pile et palées, Appuis de tabliers*, Mai 2001, vol. Pont en béton precontraint construits par encorbellements successifs.



# Annexe A : Procédé de précontrainte

# Annexe B : Calcul des pertes de précontrainte

# Annexe C : Calcul de la section trasversale

# Annexe A : Procédé de précontrainte

Le procédé de précontrainte DYWIDAG est un procédé allemand par post-tension, applicable aussi bien pour la précontrainte extérieure que la précontrainte intérieure. De nos jours, ce procédé est de plus en plus utilisés partout dans le monde, et devenu même le leader dans son domaine. Ceci, grâce a son grande applicabilité et a son adaptation a toutes les méthodologies de réalisation existantes, vu qu'il permet de confectionner les différents éléments précontraints soit en usine, soit sur chantier, soit à l'intérieur de l'ouvrage.

La précontrainte est mise en œuvre en adoptant le même principe, que ce soit pour la précontrainte extérieure ou intérieure, les câbles peuvent donc être mis en tension d'un seul côté ou des deux côtés, grâce a l'utilisation d'ancrages qui ont la particularité d'être faciles à disposer.

Le dispositif d'ancrage utilisé par ce procédé pour lors de la mise en œuvre est comme suit :

- Un ou deux ancres actifs : comprenant le corps d'ancrage et le disque d'ancrage ou des plaques d'ancrage ;
- Le disque d'ancrage contient des trous coniques qui servent a ancrer les torons au moyen de clavette en trois pièces striées sur leur face ;
- Un coupleur (composé du cors d'ancrage et de l'élément de couplage) permettant de prolonger normalement un câble déjà précontraint ;
- Des coupleurs mono-torons permettant de raccorder les torons un par un sur leur longueur libre ;
- Utilisation de gaines soudées longitudinalement ou des gaines à enroulement hélicoïdal d'une épaisseur minimum de 0,25 mm comme conduits ;
- Des gaines de renfort récupérables sont employées dans le but de rigidifier les gaines vides lors du bétonnage.

# Annexe B : Calcul des pertes de précontrainte

## Annexe B.1 Calcul des pertes de précontrainte de poussage

### Annexe B.1.1 Pertes instantannées

#### 1) Frottement des câbles :

Le tableau (1) comprend les résultats des calculs :

TABLE 1 – Pertes par frottement du câble dans sa gaine : précontrainte de poussage

Section	x (m)	L (m)	$\alpha(x)$ rad	$\phi x$	$f\alpha$	$\sigma_{P0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_f(x)$ (MPa)	$\frac{\Delta\sigma_f(x)}{\sigma_{P0}}\%$
A l'about 1	0	0	0,323	0	0,0614	1585	97,342	6,14
déviateur 1	14,667	14,667	0	0,022	0	1585	34,871	2,20
déviateur 2	29,334	29,334	0	0,044	0	1585	69,742	4,40
Appui 1	44	44	0,323	0,066	0,0614	1585	201,950	12,74
déviateur 3	64,001	20	0	0,096	0	1585	47,550	3,00
déviateur 4	84,001	40	0	0,126	0	1585	95,100	6,00
Appui 2	104	60	0,323	0,156	0,0614	1585	239,990	15,14
déviateur 5	124,001	20	0	0,186	0	1585	47,550	3,00
déviateur 6	144,001	40	0	0,216	0	1585	95,100	6,00
Appui 3	164	60	0,323	0,246	0,0614	1585	239,99	15,14
déviateur 7	184,001	20	0	0,276	0	1585	47,550	3,00
déviateur 8	204,001	40	0	0,306	0	1585	95,100	6,00
Appui 4	224	60	0,323	0,336	0,0614	1585	239,990	15,14
déviateur 9	238,668	14,667	0	0,358	0	1585	34,871	2,20
déviateur 10	253,335	29,334	0	0,380	0	1585	69,742	4,40
A l'about 2	268	44	0,323	0,402	0,0614	1585	201,950	12,74

## 2) Recul d'ancrage :

Les calculs seront menés pour tous les ancrages, au niveau des appuis et des déviateurs de la manière suivante (tableau : 2) :

TABLE 2 – Pertes par recul d'ancrage : précontrainte de poussage

Section	x (m)	L (m)	$\alpha(x)$ rad	$\alpha/L$	$\psi$	$\lambda(m)$	l	$\Delta\sigma_g(x)$ (MPa)	$\frac{\Delta\sigma_g(x)}{\sigma_{P0}}\%$
A l'about 1	0	44	0,323	0,007	0,003	17,026	0	156,235	9,857
déviateur 1	14,667	44	0	0	0,002	23,652	14,667	112,465	7,096
déviateur 2	29,334	44	0	0	0,002	23,652	29,334	112,465	0
Appui 1	44	44	0,323	0,007	0,003	17,026	44	156,235	0
déviateur 3	64,001	60	0	0	0,002	23,652	20	112,465	7,096
déviateur 4	84,001	60	0	0	0,002	23,652	40	112,465	0
Appui 2	104	60	0,323	0,005	0,003	18,238	60	145,853	0
déviateur 5	124,001	60	0	0	0,002	23,652	20	112,465	7,096
déviateur 6	144,001	60	0	0	0,002	23,652	40	112,465	0
Appui 3	164	60	0,323	0,005	0,003	18,238	60	145,853	0
déviateur 7	184,001	60	0	0	0,002	23,652	20	112,465	7,096
déviateur 8	204,001	60	0	0	0,002	23,652	40	112,465	0
Appui 4	224	60	0,323	0,005	0,003	18,238	60	145,853	0
déviateur 9	238,668	44	0	0	0,002	23,652	14,667	112,465	7,096
déviateur 10	253,335	44	0	0	0,002	23,652	29,334	112,465	0
A l'about 2	268	44	0,323	0,007	0,003	17,026	44	156,235	0

## 3) Raccourcissement du béton :

Les valeurs des pertes sont données dans le tableau ci-après (tableau : 3) :

TABLE 3 – Pertes par raccourcissement du béton :précontrainte de poussage

Section	x (m)	e(x)	B (m <sup>2</sup> )	P (KN)	M (KN.m)	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{\sigma_{p0}}$ %
A l'about 1	0	1,595	8,650	104104	0	4462,9	5,074	3,201
déviateur 1	14,667	2,475	7,394	36159	28213,2	3406,40	4,731	2,985
déviateur 2	29,334	2,475	7,394	35345	21040,9	4119,80	5,722	3,610
Appui 1	44	1,595	8,650	96784	51198,9	921,830	1,334	0,842
déviateur 3	64,001	2,475	7,394	35863	29405,8	1854,50	2,415	1,524
déviateur 4	84,001	2,475	7,394	34754	21275,8	2669,7	3,476	2,193
Appui 2	104	1,595	8,650	94122	51500,2	788,72	1,141	0,720
déviateur 5	124,001	2,475	7,394	35863	29575,2	1834,10	2,388	1,507
déviateur 6	144,001	2,475	7,394	34754	21278,8	2669,30	3,476	2,193
Appui 3	164	1,595	8,650	9462,9	51590,1	1455,50	2,166	1,367
déviateur 7	184,001	2,475	7,394	10726	29587	1832,60	2,386	1,506
déviateur 8	204,001	2,475	7,394	10394	21289	2668,10	3,474	2,192
Appui 4	224	1,595	8,650	9462,9	51589,9	783,06	1,133	0,715
déviateur 9	238,668	2,475	7,394	10814	29310,9	1910,60	2,488	1,570
déviateur 10	253,335	2,475	7,394	10571	21040,9	2787,30	3,629	2,290
A l'about 2	268	1,595	8,650	9730,6	0	3457,60	4,802	3,030

#### 4) Conclusion :

En résumé, la somme des pertes instantanées du câblage de poussage figure dans le (tableau : 4 ), sachant que :  $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}$

TABLE 4 – Pertes instantanées totales : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\Delta\sigma_f$ ( % )	$\Delta\sigma_g$ ( % )	$\Delta\sigma_{rac}$ ( % )	$\Delta\sigma_{inst}$ ( % )
A l'about 1	0	6,140	9,857	3,201	17,198
déviateur 1	14,667	2,200	7,096	2,985	12,281
déviateur 2	29,334	4,400	0	3,610	8,010
Appui 1	44	12,740	0	0,842	13,582
déviateur 3	64,001	3,000	7,096	1,524	11,620
déviateur 4	84,001	6,000	0	2,193	8,193
Appui 2	104	15,140	0	0,720	15,860
déviateur 5	124,001	3,000	7,096	1,507	11,603
déviateur 6	144,001	6,000	0	2,193	8,193
Appui 3	164	15,140	0	1,367	16,507
déviateur 7	184,001	3,000	7,096	1,506	11,602
déviateur 8	204,001	6,000	0	2,192	8,192
Appui 4	224	15,140	0	0,715	15,855
déviateur 9	238,668	2,200	7,096	1,570	10,866
déviateur 10	253,335	4,400	0	2,290	6,690
A l'about 2	268	12,740	0	3,030	15,770

## Annexe B.1.2 Pertes différées

### 1) Retrait du béton :

La valeur de cette perte est la suivante :

$$\Delta\sigma_r = 1,5 \times 10^{-4} \times 19 \times 10^4 = 28,5 \text{ MPa.} \Rightarrow \Delta\sigma_r = 1,798 \% \approx 1,8 \%$$

### 2) Fluage du béton :

Les calculs sont élaborés pour les stades de durcissement du béton suivants : 7, 14 et 28 jours.

Idem pour la précontrainte de continuité. Les tableaux ci-dessous montrent les résultats trouvés :

TABLE 5 – Pertes par fluage du béton à 7 jours : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{bt_i}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{t_i}}$ ( % )
A l'about 1	0	4,463	54718,4	30,993	1,96
déviateur 1	14,667	3,406	54718,4	23,656	1,49
déviateur 2	29,334	4,120	54718,4	28,610	1,81
Appui 1	44	0,922	54718,4	6,402	0,40
déviateur 3	64,001	1,855	54718,4	12,879	0,81
déviateur 4	84,001	2,670	54718,4	18,540	1,17
Appui 2	104	0,789	54718,4	5,477	0,35
déviateur 5	124,001	1,834	54718,4	12,737	0,80
déviateur 6	144,001	2,670	54718,4	18,538	1,17
Appui 3	164	1,456	54718,4	10,108	0,64
déviateur 7	184,001	1,833	54718,4	12,727	0,80
déviateur 8	204,001	2,668	54718,4	18,529	1,17
Appui 4	224	0,783	54718,4	5,438	0,34
déviateur 9	238,668	1,911	54718,4	13,268	0,84
déviateur 10	253,335	2,787	54718,4	19,357	1,22
A l'about 2	268	3,458	54718,4	24,012	1,51



TABLE 6 – Pertes par fluage du béton à 14 jours : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{b_{14j}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{14j}}$ ( % )
A l'about 1	0	4,463	62444	27,159	1,71
déviateur 1	14,667	3,406	62444	20,729	1,31
déviateur 2	29,334	4,120	62444	25,071	1,58
Appui 1	44	0,922	62444	5,610	0,35
déviateur 3	64,001	1,855	62444	11,286	0,71
déviateur 4	84,001	2,670	62444	16,246	1,03
Appui 2	104	0,790	62444	4,800	0,30
déviateur 5	124,001	1,834	62444	11,161	0,70
déviateur 6	144,001	2,669	62444	16,244	1,02
Appui 3	164	1,456	62444	8,858	0,56
déviateur 7	184,001	1,833	62444	11,152	0,70
déviateur 8	204,001	2,668	62444	16,237	1,02
Appui 4	224	0,783	62444	4,765	0,30
déviateur 9	238,668	1,911	62444	11,627	0,73
déviateur 10	253,335	2,787	62444	16,962	1,07
A l'about 2	268	3,458	62444	21,041	1,33

TABLE 7 – Pertes par fluage du béton à 28 jours : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{b_{28j}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{28j}}$ ( % )
A l'about 1	0	4,463	69631	24,356	1,54
déviateur 1	14,667	3,406	69631	18,590	1,17
déviateur 2	29,334	4,120	69631	22,483	1,42
Appui 1	44	0,922	69631	5,031	0,32
déviateur 3	64,001	1,855	69631	1,0121	0,64
déviateur 4	84,001	2,670	69631	14,570	0,92
Appui 2	104	0,790	69631	4,304	0,27
déviateur 5	124,001	1,834	69631	10,009	0,63
déviateur 6	144,001	2,669	69631	14,568	0,92
Appui 3	164	1,456	69631	7,943	0,50
déviateur 7	184,001	1,833	69631	10,001	0,63
déviateur 8	204,001	2,668	69631	14,561	0,92
Appui 4	224	0,783	69631	4,273	0,27
déviateur 9	238,668	1,911	69631	10,427	0,66
déviateur 10	253,335	2,787	69631	15,211	0,96
A l'about 2	268	3,458	69631	18,869	1,19

### 3) Relaxation des aciers :

Ces pertes sont présentées dans le tableau (8) :

TABLE 8 – Pertes par relaxation des aciers : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\sigma_0$	$\Delta\sigma_{inst}$ ( % )	$\sigma_{pi}$	$\mu$	$\Delta\sigma_p$ ( % )
A l'about 1	0	1585	3,201	1534,688	0,860	0,0645
déviateur 1	14,667	1585	2,985	1537,688	0,862	0,0648
déviateur 2	29,334	1585	3,610	1527,782	0,856	0,0640
Appui 1	44	1585	0,842	1571,654	0,881	0,0676
déviateur 3	64,001	1585	1,524	1560,845	0,875	0,0667
déviateur 4	84,001	1585	2,193	1550,241	0,869	0,0658
Appui 2	104	1585	0,720	1573,588	0,882	0,0678
déviateur 5	124,001	1585	1,507	1561,114	0,875	0,0668
déviateur 6	144,001	1585	2,193	1550,241	0,869	0,0658
Appui 3	164	1585	1,367	1563,333	0,876	0,0669
déviateur 7	184,001	1585	1,506	1561,130	0,875	0,0668
déviateur 8	204,001	1585	2,192	1550,257	0,869	0,0658
Appui 4	224	1585	0,715	1573,667	0,882	0,0678
déviateur 9	238,668	1585	1,570	1560,116	0,875	0,0667
déviateur 10	253,335	1585	2,270	1549,021	0,868	0,0657
A l'about 2	268	1585	3,030	1536,975	0,862	0,0647

### 4) Conclusion :

En résumé, la somme des pertes différées du câblage de poussage figure dans le (tableau : 9 ),

sachant que :  $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_p$

TABLE 9 – Pertes différées totales : précontrainte de poussage

Section	x (m)	$\Delta\sigma_r$ ( % )	$\Delta\sigma_{fl}$ ( % )	$\Delta\sigma_p$ ( % )	$\Delta\sigma_{diff}$ ( % )
A l'about 1	0	1,8	5,21	0,0645	7,0745
déviateur 1	14,667	1,8	3,97	0,0648	5,8348
déviateur 2	29,334	1,8	4,81	0,0640	5,6740
Appui 1	44	1,8	1,08	0,0676	2,9476
déviateur 3	64,001	1,8	2,16	0,0667	4,0267
déviateur 4	84,001	1,8	3,11	0,0658	4,9758
Appui 2	104	1,8	0,92	0,0678	2,7878
déviateur 5	124,001	1,8	2,14	0,0668	4,0068
déviateur 6	144,001	1,8	3,11	0,0658	4,9758
Appui 3	164	1,8	1,70	0,0669	3,5669
déviateur 7	184,001	1,8	2,14	0,0668	4,0068
déviateur 8	204,001	1,8	3,11	0,0658	4,9758
Appui 4	224	1,8	0,91	0,0678	2,7778
déviateur 9	238,668	1,8	2,23	0,0667	4,0967
déviateur 10	253,335	1,8	3,25	0,0657	5,1157
A l'about 2	268	1,8	4,03	0,0647	5,8947

## Annexe B.2 Calcul des pertes de précontrainte de continuité

### Annexe B.2.1 Pertes instantannées

#### 1) Frottement des câbles :

Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau 10 :

TABLE 10 – Pertes par frottement du câble dans sa gaine : précontrainte de continuité

Section	x (m)	L (m)	$\alpha(x)$ rad	f	f $\alpha$	$\sigma_{P0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_f(x)$ (MPa)	$\frac{\Delta\sigma_f(x)}{\sigma_{P0}}\%$
A l'about 1	0	0	0,215	0,12	0,0258	1585	40,893	2,58
déviateur 1	14,667	14,667	0,215	0,12	0,0258	1585	40,893	2,58
déviateur 2	29,334	29,334	0,228	0,12	0,02736	1585	43,3656	2,736
Appui 1	44	44	0,228	0,12	0,02736	1585	43,3656	2,736
déviateur 3	64,001	20	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 4	84,001	40	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
Appui 2	104	60	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 5	124,001	20	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 6	144,001	40	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
Appui 3	164	60	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 7	184,001	20	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 8	204,001	40	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
Appui 4	224	60	0,168	0,12	0,02016	1585	31,9536	2,016
déviateur 9	238,668	14,667	0,228	0,12	0,02736	1585	43,3656	2,736
déviateur 10	253,335	29,334	0,215	0,12	0,0258	1585	40,893	2,58
A l'about 2	268	44	0,215	0,12	0,0258	1585	40,893	2,58

## 2) Recul d'ancrage :

TABLE 11 – Pertes par recul d'ancrage : précontrainte de continuité

Section	x (m)	L (m)	$\alpha(x)$ rad	$\alpha/L$	$\psi$	$\lambda(m)$	l	$\Delta\sigma_g(x)$	$\frac{\Delta\sigma_g(x)}{\sigma_{P0}}\%$
A l'about 1	0	44	0,215	0,0049	0,00108	27,895	0	95,359	6,016
déviateur 1	14,667	44	0,215	0,0049	0,00108	27,895	14,667	95,359	6,016
déviateur 2	29,334	44	0,228	0,0052	0,00114	27,196	29,334	97,810	0
Appui 1	44	44	0,228	0,0052	0,00114	27,196	44	97,810	0
déviateur 3	64,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	20	75,834	4,785
déviateur 4	84,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	40	75,834	0
Appui 2	104	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	60	75,834	0
déviateur 5	124,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	20	75,834	4,785
déviateur 6	144,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	40	75,834	0
Appui 3	164	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	60	75,834	0
déviateur 7	184,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	20	75,834	4,785
déviateur 8	204,001	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	40	75,834	0
Appui 4	224	60	0,168	0,0028	0,00068	35,077	60	75,834	0
déviateur 9	238,668	44	0,228	0,0052	0,00114	27,196	14,667	97,810	6,171
déviateur 10	253,335	44	0,215	0,0049	0,00108	27,895	29,334	95,359	0
A l'about 2	268	44	0,215	0,0049	0,00108	27,895	44	95,359	0

## 3) Raccourcissement du béton :

Les valeurs des pertes sont données dans le tableau ci-après :

TABLE 12 – Pertes par raccourcissement du béton :précontrainte de continuité

Section	x (m)	$e_p$	e(x)	N	B ( $m^2$ )	P (KN)	M (KN.m)	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	$\frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{\sigma_{P0}}$ %
A l'about 1	0	1,06	1,595	4	8,650	12289	0	0,92	2,06	0,13
déviateur 1	14,667	2,14	2,475	2	7,394	6144,3	28213,2	0,226	0,34	0,02
déviateur 2	29,334	2,14	2,475	2	7,394	6538,2	21040,9	1,095	1,64	0,10
Appui 1	44	1,26	1,595	4	8,650	13076	51198,9	0,845	1,90	0,12
déviateur 3	64,001	2,14	2,475	2	7,394	6265	29405,8	7,443	11,17	0,70
déviateur 4	84,001	2,14	2,475	2	7,394	6586,6	21275,8	3,009	4,51	0,28
Appui 2	104	1,26	1,595	4	8,650	13173	51500,2	4,72	10,62	0,67
déviateur 5	124,001	2,14	2,475	2	7,394	6265	29575,2	2,835	4,25	0,27
déviateur 6	144,001	2,14	2,475	2	7,394	6586,6	21278,8	2,70	4,04	0,26
Appui 3	164	1,26	1,595	4	8,650	13173	51590,1	0,24	0,55	0,03
déviateur 7	184,001	2,14	2,475	2	7,394	6265	29587	1,60	2,40	0,15
déviateur 8	204,001	2,14	2,475	2	7,394	6586,6	21289	1,63	2,44	0,15
Appui 4	224	1,26	1,595	4	8,650	13173	51589,9	0,25	0,57	0,04
déviateur 9	238,668	2,14	2,475	2	7,394	6123,4	29310,9	0,81	1,22	0,08
déviateur 10	253,335	2,14	2,475	2	7,394	6548,7	21040,9	0,47	0,70	0,04
A l'about 2	268	1,06	1,595	4	8,650	13097	0	1,76	3,96	0,25

#### 4) Conclusion :

En résumé, la somme des pertes instantanées du câblage de continuité figure dans le (tableau :

13), sachant que :  $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}$

TABLE 13 – Pertes instantanées totales : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\Delta\sigma_f$ (%)	$\Delta\sigma_g$ (%)	$\Delta\sigma_{rac}$ (%)	$\Delta\sigma_{inst}$ (%)
A l'about 1	0	2,58	6,016	0,13	8,726
déviateur 1	14,667	2,58	6,016	0,02	8,616
déviateur 2	29,334	2,736	0	0,10	2,836
Appui 1	44	2,736	0	0,12	2,856
déviateur 3	64,001	2,016	4,785	0,70	7,501
déviateur 4	84,001	2,016	0	0,28	2,296
Appui 2	104	2,016	0	0,67	2,686
déviateur 5	124,001	2,016	4,785	0,27	7,071
déviateur 6	144,001	2,016	0	0,26	2,276
Appui 3	164	2,016	0	0,03	2,046
déviateur 7	184,001	2,016	4,785	0,15	6,951
déviateur 8	204,001	2,016	0	0,15	2,166
Appui 4	224	2,016	0	0,04	2,056
déviateur 9	238,668	2,736	6,171	0,08	8,987
déviateur 10	253,335	2,58	0	0,04	2,62
A l'about 2	268	2,58	0	0,25	2,83

## Annexe B.2.2 Pertes différées

### 1) Retrait du béton :

La perte de précontrainte par retrait du béton du câblage de continuité a la même valeur que celle du câblage de poussage.

### 2) Fluage du béton :

Les calculs sont élaborés pour les stades de durcissement du béton : 7, 14 et 28 jours. Les tableaux (14, 15, 16) montrent les résultats correspondants :

TABLE 14 – Pertes par fluage du béton à 7 jours : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{b_{7j}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{7j}}$ (%)
A l'about 1	0	0,92	54718	9,5836	0,60
déviateur 1	14,667	0,226	54718	2,3542	0,15
déviateur 2	29,334	1,095	54718	11,4070	0,72
Appui 1	44	0,845	54718	8,8023	0,56
déviateur 3	64,001	7,443	54718	77,534	4,89
déviateur 4	84,001	3,009	54718	31,345	1,98
Appui 2	104	4,72	54718	49,1680	3,10
déviateur 5	124,001	2,835	54718	29,5320	1,86
déviateur 6	144,001	2,70	54718	28,1260	1,77
Appui 3	164	0,24	54718	2,5001	0,16
déviateur 7	184,001	1,60	54718	16,6670	1,05
déviateur 8	204,001	1,63	54718	16,9800	1,07
Appui 4	224	0,25	54718	2,6042	0,16
déviateur 9	238,668	0,81	54718	8,4377	0,53
déviateur 10	253,335	0,47	54718	4,8960	0,31
A l'about 2	268	1,76	54718	18,3340	1,16

TABLE 15 – Pertes par fluage du béton à 14 jours : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{b_{14j}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{14j}}$ ( % )
A l'about 1	0	0,92	62443,7	8,3980	0,53
déviateur 1	14,667	0,226	62443,7	2,0630	0,13
déviateur 2	29,334	1,095	62443,7	9,9954	0,63
Appui 1	44	0,845	62443,7	7,7134	0,49
déviateur 3	64,001	7,443	62443,7	67,9410	4,29
déviateur 4	84,001	3,009	62443,7	27,4670	1,73
Appui 2	104	4,72	62443,7	43,0850	2,72
déviateur 5	124,001	2,835	62443,7	25,8790	1,63
déviateur 6	144,001	2,70	62443,7	24,6460	1,55
Appui 3	164	0,24	62443,7	2,1908	0,14
déviateur 7	184,001	1,60	62443,7	14,6050	0,92
déviateur 8	204,001	1,63	62443,7	14,8790	0,94
Appui 4	224	0,25	62443,7	2,2821	0,14
déviateur 9	238,668	0,81	62443,7	7,3939	0,47
déviateur 10	253,335	0,47	62443,7	4,2903	0,27
A l'about 2	268	1,76	62443,7	16,0660	1,01

TABLE 16 – Pertes par fluage du béton à 28 jours : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$E_{b_{28j}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl_{28j}}$ ( % )
A l'about 1	0	0,92	69631	7,5312	0,48
déviateur 1	14,667	0,226	69631	1,8500	0,12
déviateur 2	29,334	1,095	69631	8,9637	0,57
Appui 1	44	0,845	69631	6,9172	0,44
déviateur 3	64,001	7,443	69631	60,9290	3,84
déviateur 4	84,001	3,009	69631	24,6320	1,55
Appui 2	104	4,72	69631	38,6380	2,44
déviateur 5	124,001	2,835	69631	23,2070	1,46
déviateur 6	144,001	2,70	69631	22,1020	1,39
Appui 3	164	0,24	69631	1,9647	0,12
déviateur 7	184,001	1,60	69631	13,0980	0,83
déviateur 8	204,001	1,63	69631	13,3430	0,84
Appui 4	224	0,25	69631	2,0465	0,13
déviateur 9	238,668	0,81	69631	6,6307	0,42
déviateur 10	253,335	0,47	69631	3,8474	0,24
A l'about 2	268	1,76	69631	14,4070	0,91

### 3) Relaxation des aciers :

Ces pertes sont présentées dans le tableau (17) :

TABLE 17 – Pertes par relaxation des aciers : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\sigma_0$	$\Delta\sigma_{inst}$ ( % )	$\sigma_{pi}$	$\mu$	$\Delta\sigma_p$ ( % )
A l'about 1	0	1585	8,726	1576,27	0,8836	0,0676
déviateur 1	14,667	1585	8,616	1576,38	0,8836	0,0676
déviateur 2	29,334	1585	2,836	1582,16	0,8869	0,0684
Appui 1	44	1585	2,856	1582,14	0,8869	0,0684
déviateur 3	64,001	1585	7,501	1577,50	0,8842	0,0678
déviateur 4	84,001	1585	2,296	1582,70	0,8872	0,0685
Appui 2	104	1585	2,686	1582,31	0,8869	0,0684
déviateur 5	124,001	1585	7,071	1577,93	0,8845	0,0679
déviateur 6	144,001	1585	2,276	1582,72	0,8872	0,0685
Appui 3	164	1585	2,046	1582,95	0,8873	0,0685
déviateur 7	184,001	1585	6,951	1578,05	0,8846	0,0679
déviateur 8	204,001	1585	2,166	1582,83	0,8872	0,0685
Appui 4	224	1585	2,056	1582,94	0,8873	0,0685
déviateur 9	238,668	1585	8,987	1576,01	0,8834	0,0676
déviateur 10	253,335	1585	2,620	1582,38	0,8870	0,0684
A l'about 2	268	1585	2,830	1582,17	0,8869	0,0684

### 4) Conclusion :

En résumé, la somme des pertes différées du câblage de continuité figure dans le (tableau : 18

), sachant que :  $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$



TABLE 18 – Pertes différées totales : précontrainte de continuité

Section	x (m)	$\Delta\sigma_r$ ( % )	$\Delta\sigma_{fl}$ ( % )	$\Delta\sigma_p$ ( % )	$\Delta\sigma_{diff}$ ( % )
A l'about 1	0	1,8	1,61	0,0676	3,4663
déviateur 1	14,667	1,8	0,4	0,0676	2,2563
déviateur 2	29,334	1,8	1,92	0,0684	3,7770
Appui 1	44	1,8	1,48	0,0684	3,3370
déviateur 3	64,001	1,8	13,02	0,0678	14,8770
déviateur 4	84,001	1,8	5,26	0,0685	7,1171
Appui 2	104	1,8	8,26	0,0684	10,1170
déviateur 5	124,001	1,8	4,96	0,0679	6,8166
déviateur 6	144,001	1,8	4,72	0,0685	6,5771
Appui 3	164	1,8	0,42	0,0685	2,2771
déviateur 7	184,001	1,8	2,80	0,0679	4,6566
déviateur 8	204,001	1,8	2,85	0,0685	4,7071
Appui 4	224	1,8	0,44	0,0685	2,2971
déviateur 9	238,668	1,8	1,42	0,0676	3,2763
déviateur 10	253,335	1,8	0,82	0,0684	2,6770
A l'about 2	268	1,8	3,08	0,0684	4,9370

## Annexe C : Calcul de la section transversale

### Annexe C.1 Calcul de l'hourdis supérieur du caisson

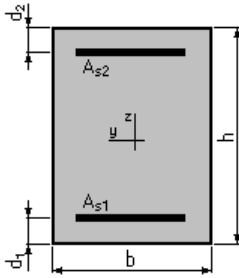
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	15.52	-22.88
Etat Limite de Service	11.63	-17.13
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 33.5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 51.2$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 4.1$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 4.03$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.20$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 15.52$  (T\*m)  $M_{\min} = -22.88$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1.42 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 5.8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 18.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 9.17$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 217.3$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 11.63$  (T\*m)  $M_{\min} = -17.13$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 10.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 17.6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 11.9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 188.9$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 108.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 192.8$  (MPa)

## Annexe C. 2 Calcul de l'âme du caisson

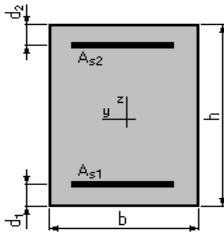
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 35.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	$N$ (T)	$M$ (T*m)
1.	ELU	43.29	12.12
2.	ELS	32.35	9.12

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 8.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 8.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 10.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 175.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.50$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.31$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

## Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 43.29 (T)**    **M = 12.12 (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.64      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 29.0$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.97$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)      comprimée:  $\sigma_s' = 85.3$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 32.35 (T)**    **M = 9.12 (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 11.4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 27.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7.4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 192.8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 72.3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 192.8$  (MPa)

## Annexe C.3 Calcul de l'hourdis inférieur du caisson

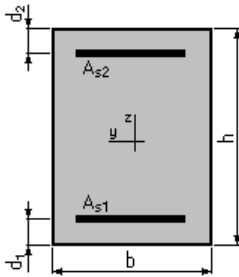
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.91	-28.49
Etat Limite de Service	0.66	-21.32
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 9.6$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 19.3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 9.6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.47$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.16$  (%)

## Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 0.91 \text{ (T*m)}$   $M_{\min} = -28.49 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 59.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.66 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0.66 \text{ (T*m)}$   $M_{\min} = -21.32 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 15.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 55.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 34.5 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 33.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 192.8 \text{ (MPa)}$