



المؤسسة الوطنية للتكنولوجيا  
Ecole Nationale Polytechnique



# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES

*En vu de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil*

Etude d'un pont en béton précontraint par  
encorbellement successif, avec voussoir coulé  
sur place

**Réalisé par :**

Mohamed El-Amine NOUIOUA

Mehdi AMRANI

**Proposé par :**

S.A.E.T.I

**Dirigé par :**

Mme. D. CHERID

Mme. H. MOHABEDDINE

**ENP 2009**

# Remerciement

Nous tenons à remercier Mme D.Chérid et Mme H.Mohabeddine, nos encadreurs pour leur patience et leur coopération le long de cette période.

A tous les enseignants de l'ENP sans exception, qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Et spécialement Mr Demidem pour sa disponibilité et son sens du sérieux

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et nous ont soutenus.

# Dédicace

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur à ma belle étoile qui puisse exister dans l'univers « **Mama** », et à mon meilleur ami « **Papa** », sans eux, je n'aurais jamais abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

Je le dédie aussi à :

Mes sœurs (AMINA, ASSIA, MERIEM) et surtout mon adorable nièce NAYLA.

A toute la famille

A tous mes amis (PIKHA, RACHID, CHAFIK.....), et mes amis de polytek (Bilel, Riad, Fafa...).

Et finalement à mon compagnon de parcours « Roché »

**Nouioua Mohammed El-Amine**

# Dédicace

Je voudrais tout d'abord dédier ce modeste travail aux deux personnes les plus chères dans ma vie, à ma tendre **mère**, et au meilleur **papa** du monde, que j'espère faire honneur.

Je le dédie aussi à :

Mes sœurs, SORAYA, NABILA et en particuliers SAMIA, qu'on espère voir bientôt

A mes neveux et nièces, DANNA, NAZIM et la petite dernière LEA

A toute ma famille

A mes meilleurs amis, ISSAM, LYES Tamtoun, ACHOUR sans oublier MAAMAR Bouniya

A l'unique et chère MEISSA et à tous ses amis, en particuliers FELLA

A la promo 2009 de génie civil, en particulier DJALAL, RIADH et BILEL

Au meilleur binôme du monde « MINOU »

**Amrani Mehdi**



## ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة و تصميم جسر بالنتابع المتتالي المشروع .هو جسر منحنى دو نصف قطر 125 متر و طوله 276 متر, يتكون من 4 مقاطع.مقطعان جانبيين دو 58 متر مقطعانو وسطية دو 80 متر يرتكز هذا لجر على 3 مساند من الخرسانة المسلحة. يبلغ عرض الجسر 10.5 متر مع وجود رصيفين للمارة دو 1,75 عرض. الاتب منحرف ب 5%.التصميم انجز بحبكة اعلامية

## الكلمات المفتاحية :

خرسانة مضغوطة , جسر بالنتابع المتتالي , عطالة متغيرة

## Résumé :

Le but de ce travail est la conception d'un pont caisson par encorbellement successif coulé sur place avec béton précontraint. Nous avons entamé notre étude par un dimensionnement de la section transversale, ensuite une évaluation des charges et surcharges qui seront appliquées sur l'ouvrage, après nous abordons l'étude de la précontrainte et l'étude transversale Le tablier, et en fin une étude des fondations. La modélisation est faite à l'aide du logiciel *Robot Structural*.

## Mots clés:

Pont en encorbellement, inertie variable, béton précontraint.

## Summary:

The purpose of this work is the conception and the sizing of a bridge in successive corbelled construction of a radius of 125 m to the axis, a length of 276 m. The work is composed of 4 spans, 2 spans of bank 58 m length and 2 intermediate spans of 80 m. The apron rests on 3 piles in R.C. The total width of the work is 10,5 m, with 2 pavements of 1,75 m every one The apron presents one towards of 4 % . The modeling is made using the software *Structural Robot*.

## Key words:

Bridge in corbelled construction, Variable slowness, Concrete preforces.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
------------------------------------	---

## **CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

Introduction .....	3
1. Présentation et description de l'ouvrage .....	3
1.1. Données fonctionnelles.....	4
1.2. Caractéristiques du site .....	4
2. Choix du type d'ouvrage.....	4
2.1. La construction par encorbellement.....	5
2.1.1. Historique .....	5
2.1.2. Techniques de la construction .....	5
2.1.3. Avantages du procédé .....	6
2.1.4. Domaines d'applications .....	6
2.1.5. Mode de construction .....	6
3. Caractéristiques des matériaux.....	10
3.1. Béton.....	10
3.1.1. Résistance à la compression .....	10
3.1.2. Résistance à la traction .....	10
3.1.3. Contraintes aux états limites .....	11
3.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E ».....	11
3.1.5. Coefficient de poisson .....	11
3.1.6. Diagramme contrainte-déformation .....	12
3.2. Les aciers .....	12
3.2.1. Les aciers passifs .....	12
3.2.2. Les aciers actifs .....	14

## **CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques**

1. Conception et pré-dimensionnement .....	15
1.1. Pré-dimensionnement de la section transversale .....	15
1.1.1. Epaisseur des âmes : (ea).....	17
1.1.2. Epaisseur de la dalle supérieure : (es) .....	17

1.1.3.	Épaisseur de la dalle inférieure : (ei).....	18
1.2.	Pré-dimensionnement de la structure longitudinale .....	19
1.2.1.	Hauteur sur pile .....	19
1.2.2.	Hauteur à la clé.....	19
2.	Caractéristiques géométriques .....	21
2.1.	Section sur pile .....	22
2.2.	Section à la clé.....	23
3.	Lois de variation des différents paramètres géométriques.....	24
3.1.	Travée de rive .....	24
3.1.1.	Loi de variation de la hauteur.....	24
3.1.2.	Loi de variation de la section .....	25
3.1.3.	Loi de variation du centre de gravité de la section.....	25
3.1.4.	Loi de variation de l'inertie.....	25
3.2.	Demi-travée centrale.....	27
3.2.1.	Loi de variation de la hauteur.....	27
3.2.2.	Loi de variation de la section .....	27
3.2.3.	Loi de variation du centre de gravité.....	27
3.2.4.	Loi de variation de l'inertie.....	28

### **CHAPITRE III : Charges et surcharges**

	Introduction.....	29
1.	Caractéristiques du pont.....	29
1.1.	Classe du pont.....	29
1.2.	Largeur chargeable ( $L_C$ ) .....	29
1.3.	Nombre de voies de circulation .....	29
1.4.	Largeur de voie .....	29
2.	Evaluation des charges et surcharges.....	29
2.1.	Charge permanente (CP).....	29
2.1.1.	Les éléments porteurs.....	30
2.1.2.	Les éléments non porteurs.....	30
2.2.	Surcharges routières.....	31
2.2.1.	Système de charge A .....	31
2.2.2.	Système de charge Bc.....	34
2.2.3.	Système de charge Bt .....	35
2.2.4.	Système de charge Br .....	36
2.2.5.	Surcharge militaire Mc120.....	36

2.2.6.	Charge exceptionnelle .....	37
2.2.7.	Coefficient de majoration dynamique .....	37
2.3.	Surcharge sur les trottoirs .....	38
2.4.	Le vent .....	38
2.5.	Efforts de freinage .....	38
2.6.	Le séisme .....	38
2.7.	Effet du gradient thermique .....	39
2.8.	Le fluage .....	41

## **CHAPITRE IV : Evaluation des sollicitations de l'ouvrage**

1.	Phase de réalisation.....	42
1.1.	Charges appliqués aux fléaux .....	42
1.1.1.	Efforts dus au poids propre .....	43
1.1.2.	Efforts dus aux surcharges du chantier.....	44
1.1.3.	Efforts dus à l'équipage mobile.....	44
1.1.4.	Efforts dus au vent.....	45
1.2.	Etude de la stabilité des fléaux en cours de construction .....	47
1.2.1.	Fléau de rive .....	48
1.2.2.	Fléau central .....	49
1.3.	Etude de l'encastrement.....	54
2.	Phase de service .....	55
2.1.	Présentation du logiciel .....	55
2.2.	Modélisation .....	56
2.3.	Combinaisons de calcul .....	57
2.4.	Résultats.....	58
2.4.1.	Moments fléchissant.....	58
2.4.2.	Efforts tranchant .....	60
2.4.3.	Moment de torsion .....	61

## **CHAPITRE V : Etude de la précontrainte**

	Introduction.....	62
1.	Mode de calcul.....	63
1.1.	Câble de fléau .....	63
1.2.	Câble de continuité .....	63
2.	Etude de la précontrainte du fléau.....	63
2.1.	Détermination de la précontrainte du fléau .....	64

2.2.	Tracé des câbles de fléau .....	68
2.2.1.	Etude du tracé des câbles en élévation .....	68
2.2.2.	Etude du tracé des câbles en plan .....	70
3.	Etude de la précontrainte de continuité .....	72
3.1.	Les surcharges .....	72
3.2.	Combinaisons des charges .....	73
3.3.	Détermination de la précontrainte de continuité .....	74
3.3.1.	Travée intermédiaire .....	75
3.3.2.	Travée de rive .....	76
3.4.	Calcul des moments hyperstatiques .....	77
3.4.1.	Travée intermédiaire .....	77
3.4.2.	Travée de rive .....	78
4.	Les pertes de précontrainte .....	79
4.1.	Les pertes instantanées .....	79
4.1.1.	Les pertes par frottement .....	79
4.1.2.	Les pertes par recul d'ancrage .....	80
4.1.3.	Les pertes par raccourcissement du béton .....	84
4.2.	Les pertes différées .....	87
4.2.1.	Les pertes dues au retrait .....	87
4.2.2.	Les pertes dues au fluage .....	87
4.2.3.	Les pertes par relaxation .....	89
4.3.	Calcul des pertes totales .....	90
5.	Vérification des contraintes .....	92
5.1.	Vérification des contraintes supérieures .....	93
5.1.1.	Travée de rive .....	93
5.1.2.	Travée centrale .....	93
5.2.	Vérification des contraintes inférieures .....	94
5.2.1.	Travée de rive .....	94
5.2.2.	Travée centrale .....	94
6.	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant .....	95
6.1.	Détermination de l'effort tranchant .....	95
6.1.1.	Effet isostatique .....	95
6.1.2.	Effet hyperstatique .....	96
6.1.3.	Effet RESAL .....	96
6.2.	Vérification de l'effort tranchant .....	97
7.	Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage .....	98
7.1.	Disposition réglementaire selon B.P.E.L. ....	100

7.1.1.	Effet de surface.....	100
7.1.2.	Effet d'éclatement .....	100
7.2.	Vérification de l'équilibre général.....	101
7.2.1.	Calcul des sollicitations.....	102
7.2.2.	Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton .....	103

## **CHAPITRE VI : Etude Transversale**

	Introduction.....	106
1.	Modélisation .....	107
2.	Combinaison de calcul .....	108
3.	Résultat .....	109
3.1.	Voussoir sur pile .....	109
3.1.1.	Moment fléchissant .....	109
3.1.2.	Effort tranchant.....	110
3.2.	Voussoir à la clé .....	111
3.2.1.	Moment fléchissant .....	111
3.2.2.	Effort tranchant.....	112
4.	Ferraillage.....	113
4.1.	Ferraillage du voussoir sur pile .....	113
4.1.1.	Ferraillage de la dalle supérieure.....	113
4.1.2.	Ferraillage de la dalle inférieure.....	114
4.1.3.	Ferraillage du porte à faux.....	115
4.1.4.	Ferraillage de l'âme.....	115
4.2.	Ferraillage du voussoir à la clé .....	116
4.2.1.	Ferraillage de la dalle supérieure.....	116
4.2.2.	Ferraillage de la dalle inférieure.....	117
4.2.3.	Ferraillage du porte à faux.....	117
4.2.4.	Ferraillage de l'âme.....	117

## **CHAPITRE VII : Etude de la déformation des fléaux et contreflèches**

	Introduction .....	120
	Formule de base .....	121
	Exemple d'application.....	122

## **CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure**

1. Les piles .....	123
1.1. Choix du type de pile .....	123
2. Les fondations .....	124
2.1. Choix du type de fondation .....	125
2.2. Nombre de files de pieux .....	125
2.3. L'effet d'un groupe de pieux .....	125
3. Le ferrailage .....	127
3.1. Les combinaisons de charge .....	127
3.2. Le ferrailage de la pile .....	128
3.3. Le ferrailage de la semelle .....	130
3.4. Le ferrailage des pieux .....	131
Conclusion.....	131
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>132</b>

# LISTE DES FIGURES

Fig. I.1. Plan de situation de l'ouvrage .....	3
Fig. I.2. Pose des voussoirs préfabriqués .....	7
Fig. I.3. Stockage des voussoirs préfabriqués .....	7
Fig. I.4. Voussoirs coulés sur place.....	9
Fig. I.5. Coulage du voussoir de clavage .....	10
Fig. I.6. Diagramme contraintes Déformations .....	12
Fig. I.7. Acier actif ou torron.....	14
Fig. II.1. Différent type de section transversale .....	16
Fig. II.2. Ensemble des éléments de pré-dimensionnement .....	16
Fig. II.3. Pré-dimensionnement.....	20
Fig. II.4. Section sur pile .....	22
Fig. II.5. Section à la clé.....	23
Fig. II.6. Variation parabolique de l'intrados .....	24
Fig. III.1. Coupe transversale d'un trottoir (avec éléments non porteurs) .....	30
Fig. III.2. Les différents cas de placement de la surcharge A sur le tablier .....	32
Fig. III.3. Modélisation sous charge A (Combinaison 7).....	33
Fig. III.4. Diagramme du moment fléchissant sous surcharge A (combinaison 7).....	33
Fig. III.5. Diagramme de l'effort tranchant sous surcharge A (combinaison 7) .....	34
Fig. III.6. Les dimensions du système Bc .....	35
Fig. III.7. Les dimensions du système Bt .....	36
Fig. III.8. Les dimensions de la surcharge militaire Mc120.....	36
Fig. III.9. Les dimensions du convoi exceptionnel D .....	37
Fig. III.10. Variation réelle et conventionnelle du gradient thermique .....	37
Fig. III.11. Variation sur un élément infiniment petit .....	40
Fig. IV.1. Efforts dus au poids propre .....	43
Fig. IV.2. Charges appliquées au fléau .....	47
Fig. IV.3. Modélisation du clavage central .....	51
Fig. IV.4. Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage central.....	52
Fig. IV.5. Diagramme du moment fléchissant dû au clavage central .....	52
Fig. IV.6. Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage de rive.....	53
Fig. IV.7. Diagramme du moment fléchissant dû au clavage de rive .....	53
Fig. IV.8. Schéma de la précontrainte provisoire.....	54
Fig. IV.9. Modélisation du tablier .....	56



Fig. IV.10. Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes .....	58
Fig. IV.11. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240).....	58
Fig. IV.12. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELU A).....	59
Fig. IV.13. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240) .....	59
Fig. IV.14. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELS A) .....	59
Fig. IV.15. Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes .....	60
Fig. IV.16. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240).....	60
Fig. IV.17. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240) .....	60
Fig. IV.18. Diagramme du moment de torsion dus aux charges permanentes.....	61
Fig. IV.19. Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240).....	61
Fig. IV.20. Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240) .....	61
Fig. V.1. Disposition des nappes.....	65
Fig. V.2. Nombre de câbles pour le demi-fléau central .....	67
Fig. V.3. Nombre de câbles pour le demi-fléau de rive .....	67
Fig. V.4. Tracé d'un câble en élévation .....	68
Fig. V.5. Tracé en élévation des câbles du 4 <sup>ème</sup> voussoir.....	69
Fig. V.6. Tracé d'un câble en plan .....	70
Fig. V.7. Disposition des câbles au niveau de la section sur pile.....	72
Fig. V.8. Diagramme des moments fléchissant sous comb.2.....	73
Fig. V.9. Nombre de câbles de précontrainte de continuité pour la travée centrale.....	74
Fig. V.10. Action au glissement à l'ancrage .....	80
Fig. V.11. Diagramme des contraintes .....	92
Fig. V.12. L'effet isostatique de l'effort tranchant .....	95
Fig. V.13. L'effet RESAL.....	96
Fig. V.14. Les zones de régularisation sous l'effet d'une force excentrée.....	98
Fig. V.15. Les caractéristiques du quatrième voussoir .....	99
Fig. V.16. Arrêt d'ancrage à l'intérieur du béton.....	101
Fig. V.17. Sollicitations sur la plaque d'ancrage .....	102
Fig. V.18. Diagramme des contraintes de compression et de cisaillement .....	103

Fig. V.19. Schéma de ferrailage au droit de l’ancrage .....	105
Fig. VI.1. Coupe transversale d'un voussoir.....	106
Fig. VI.2. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	107
Fig. VI.3. Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural .....	107
Fig. VI.4. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELU) .....	109
Fig. VI.5. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELS) .....	109
Fig. VI.6. Diagramme de l’effort tranchant sous combinaison 2 (ELU) .....	110
Fig. VI.7. Diagramme de l’effort tranchant sous combinaison 2 (ELS) .....	110
Fig. VI.8. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELU) .....	111
Fig. VI.9. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELS) .....	111
Fig. VI.10. Diagramme de l’effort tranchant sous combinaison 2 (ELU) .....	112
Fig. VI.11. Diagramme de l’effort tranchant sous combinaison 2 (ELS) .....	112
Fig. VI.12. Schéma du ferrailage passif du voussoir sur pile .....	118
Fig. VI.13. Schéma du ferrailage passif du voussoir à la clé .....	119
Fig. VII.1. Flèche d’un fléau .....	121
Fig. VII.2. Flèche dans chaque section du voussoir .....	122
Fig. VIII.1. Coupe longitudinale et transversale d’une pile .....	124
Fig. VIII.2. Coupe transversale des fondations sous pile.....	126
Fig. VIII.3. Vue en plan de la disposition des pieux .....	126
Fig. VIII.4. Abaque de WALTHER .....	128
Fig. VIII.5. Ferrailage transversal de la pile .....	129
Fig. VIII.6. Schéma de ferrailage de la pile .....	129
Fig. VIII.7. Schéma de ferrailage de la semelle .....	130
Fig. VIII.8. Schéma de ferrailage des pieux.....	131

# LISTE DES TABLEAUX

Tab. I.1. Domaine d'application des ponts en encorbellements successifs.....	6
Tab. II.1. Pré-dimensionnement .....	19
Tab. II.2. Section sur pile .....	22
Tab II.3. Section à la clé.....	23
Tab. II.4. Variation des différents paramètres de la travée de rive .....	26
Tab. II.5. Variation des différents paramètres d'une demi-travée intermédiaire .....	28
Tab. III.1. Tableau des différentes valeurs de A .....	33
Tab. III.2. Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive (L=58m) .....	37
Tab. III.3. Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale (L=80m) .....	38
Tab. IV.1.La somme des efforts tranchants pour la travée de rive (t).....	45
Tab. IV.2.La somme des efforts tranchants pour la demi-travée centrale (t).....	45
Tab. IV.3.La somme des moments fléchissant pour la travée de rive (t.m).....	46
Tab. IV.4.La somme des moments fléchissant pour la demi-travée centrale (t.m).....	46
Tab. IV.5. Les résultats des différentes combinaisons pour le fléau de rive .....	49
Tab. IV.6. Les résultats des différentes combinaisons pour le demi-fléau central.....	50
Tab. IV.7. Effort tranchant et moment fléchissant pour la 3ème phase .....	52
Tab. IV.8. Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61 .....	57
Tab. V.1. Nombre de câbles pour le demi-fléau central.....	66
Tab. V.2. Nombre de câbles pour le demi-fléau de rive .....	66
Tab. V.3. L'allure des câbles en plan et en élévation pour le demi-fléau central .....	71
Tab. V.4. L'allure des câbles en plan et en élévation pour le demi-fléau de rive .....	71
Tab. V.5. Nombre de câbles de précontrainte de continuité dans la travée centrale.....	75
Tab. V.6. Nombre de câbles de précontrainte de continuité dans la travée de rive .....	76
Tab. V.7. Moments hyperstatique de précontrainte dans la travée centrale.....	77
Tab. V.8. Moments hyperstatique de précontrainte dans la travée de rive .....	78
Tab. V.9. Les pertes par frottement pour le demi-fléau central (MPa) .....	82
Tab. V.10. Les pertes par frottement pour le demi-fléau de rive (MPa) .....	82
Tab. V.11. Les pertes par recul d'ancrage pour le demi-fléau central (MPa) .....	83
Tab. V.12. Les pertes par recul d'ancrage pour le demi-fléau de rive (MPa) .....	83
Tab. V.13. L'âge du béton lors de la mise en tension pour le demi-fléau central (jours) .....	85

Tab. V.14. valeur de $E_{bj} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ pour le demi-fléau central (MPa).....	85
Tab. V.15. Les pertes par raccourcissement du béton pour le demi-fléau central (MPa) .....	86
Tab. V.16. Les pertes par raccourcissement du béton pour le demi-fléau de rive (MPa) .....	86
Tab. V.17. Les pertes par fluage pour le demi-fléau central (MPa).....	88
Tab. V.18. Les pertes par fluage pour le demi-fléau de rive (MPa).....	88
Tab. V.19. Les pertes par relaxation pour le demi-fléau central (MPa).....	89
Tab. V.20. Les pertes par relaxation pour le demi-fléau de rive (MPa).....	90
Tab. V.21. La somme des pertes pour le demi-fléau central.....	91
Tab. V.22. La somme des pertes pour le demi-fléau de rive.....	91
Tab. V.23. Valeurs des contraintes supérieures de la travée de rive (MPa).....	93
Tab. V.24. Valeurs des contraintes supérieures de la travée centrale (MPa) .....	93
Tab. V.25. Valeurs des contraintes supérieures de la travée de rive (MPa).....	94
Tab. V.26. Valeurs des contraintes supérieures de la travée centrale (MPa) .....	94
Tab. VI.1. Les combinaisons de charge selon fascicule 61 .....	108
Tab. VI.2. Ferrailage passif du caisson .....	117
Tab. VIII.1. Résultats des différentes sollicitations .....	128



---

# INTRODUCTION GENERALE

---

Le développement économique d'un pays se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat, et accéder à un certain confort grâce aux biens de consommation.

Le tissu routier ne peut satisfaire le nombre de voiture en constante augmentation, surtout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%.Ce qui ne facilite guère le déplacement.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant par exemple des trémies et des ponts.

D'une façon générale, un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir assurer des services à des usagers, un pont doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Par ailleurs, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage des études pour un projet de pont, les principales sont :

1. Plan de situation indiquant les obstacles à franchir, tels que cours d'eau, chaussées, chemins, lignes de chemin de fer. Tracée de la nouvelle voie désirée.
2. Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée.
3. Largeur du pont – largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
4. Conditions de fondation, carottage avec expertises géologiques et données géotechniques. Le degré de difficulté rencontré pour les fondations a une influence considérable sur le système porteur et la portée des travées du pont.
5. Conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
6. Conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel etc.....
7. Environnement – topographie : campagne, plaine, collines ou montagnes. Echelle de l'environnement joue un rôle important lors de la conception.
8. Conditions de beauté de l'environnement : les ponts en site urbain (et surtout les passerelles) faisant partie intégrante de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts situés dans de vastes paysages.

En quelque décennie, la construction des ponts a considérablement progressé, non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

Ce projet a été proposé par la *Société Algérienne d'Etude Technique et d'Infrastructure (SAETI)*.

L'objectif de ce modeste travail, est l'étude du pont qui assure la sortante des Annassers vers Alger via la rocade nord. A cet effet, l'examen des plans de situation et les différentes variantes existantes, a aboutis au choix d'un pont en encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.

On a effectué un pré-dimensionnement de la section transversale du tablier.

Puis on est passé à la détermination des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage. Ensuite, on a calculé les sollicitations en phase de construction et en phase de service, à l'aide du logiciel *Robot Structural*. Puis, une étude de la précontrainte en phase de construction et en phase de service ainsi que les différentes vérifications nécessaires ont été menées. Par ailleurs, l'étude transversale, l'évaluation des contreflèches et l'étude de l'infrastructure ont été traitées.

Le plan de travail adopté est le suivant :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage avec ses différents profils, nous donnons ensuite quelques généralités sur les variantes possibles et quelques détails sur la variante retenue, et on verra aussi les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre porte sur le pré-dimensionnement de la section transversale du tablier.

Dans le troisième chapitre, nous nous sommes consacrés à la détermination des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.

Le quatrième chapitre est consacré au calcul des sollicitations en phase de construction et en phase de service, les résultats obtenus ont été calculés par le logiciel *Robot Structural*.

Le cinquième chapitre concerne l'étude de la précontrainte en phase de construction et en phase de service ainsi que les différentes vérifications nécessaires.

Le sixième chapitre, fait l'objet de l'étude transversale et le ferrailage passif des caissons.

Le septième chapitre, traite l'évaluation des contreflèches.

Le huitième chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

Finalement, une conclusion achèvera notre travail.

# Chapitre I

---

## PRESENTATION ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

---



## Introduction :

Etant donné les besoins considérables en matière d'ouvrage d'art, dus essentiellement au développement du réseau routier, la création du réseau autoroutier et la croissance économique du pays, la construction des ouvrages d'art a pris une grande importance. Pour cela, il a fallu adopter de nouveaux procédés de construction dans la perspective de réduire les délais d'exécution et les coûts de construction.

### 1. Présentation et description de l'ouvrage :

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un pont en encorbellement successif en béton précontraint. Ce pont permettra de relier La sortante des Annassers au point kilométrique noté PK : 517.000, et Alger au PK : 793.000 en franchissant la rocade nord.



Fig. I.1. Plan de situation de l'ouvrage

L'étude de l'ouvrage comporte la conception et le dimensionnement du pont ainsi que la méthodologie d'exécution.

### 1.1. Données fonctionnelles :

L'ouvrage est un pont courbe d'un rayon de 125 mètres et d'une longueur de 276 mètres.

Le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de 4,48 %.

L'ouvrage est composé de 4 travées, deux travées de rive de 58 mètres de longueur et deux travées intermédiaires de 80 mètres. Le tablier repose sur 3 piles en béton armé et deux piles-culées en béton.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de 10,5 mètres, avec deux trottoirs de 1,75 m chacun. Le tablier présente un devers de 4 %.

### 1.2. Caractéristiques du site :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le sol et les actions naturelles :

- Sol : le sol du site possède une portance moyenne.
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : la région est située dans une zone de forte sismicité (zone III).

## 2. Choix du type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique (coût et délai), le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes exigées.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants:

- La nature du terrain.
- Le profil en long.
- La position possible pour les appuis.
- Le gabarit à respecter.
- La portée de l'ouvrage.
- Les délais de réalisation.
- La durée de l'utilisation (ouvrage permanent ou temporaire).

Dans notre cas :

L'ouvrage est permanent.

Le gabarit à respecter est un pont plus une autoroute donc :

- La hauteur des piles est importante (de 14,59 m à 21,76 m).

- Les piles doivent être placées de part et d'autre de l'autoroute avec une pile au milieu, ce qui laisse une longueur importante entre les piles (80 m pour la travée centrale).

L'axe central de la vue en plan est une courbe de rayon  $R = 125$  mètres.

#### Conclusion :

L'ouvrage qui nous a été proposé est en béton → les ponts métalliques et mixtes sont à exclure.

La portée de l'ouvrage est importante → les ponts dalles, ponts à poutres, et les ponts en maçonnerie sont incompatibles.

On élimine les ponts poussés vu la variation importante du rayon de courbure.

Les ponts suspendus et haubanés ne sont pas envisageables à cause de leurs coûts trop élevés.

La seule variante restante est celle des ponts en encorbellement successif.

## **2.1. La construction par encorbellement :**

### **2.1.1. Historique :**

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en encorbellement en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir.

Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, Chine...), le même principe a été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre.

Mais ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint, que la construction par encorbellement successif a pris naissance dans sa forme moderne.

### **2.1.2. Techniques de la construction :**

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successif dit voussoir, et en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement (c'est le cas le plus fréquent) afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversant. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontraintes qu'on appelle câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée fléau.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par clavage, et on obtient ainsi la construction complète. Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétrique par rapport aux piles. Plusieurs solutions se présentent pour stabiliser les fléaux:

- Réalisation d'appuis provisoires.
- Lestage en béton léger.
- Réalisation d'ancrage par tirants précontraints.

La construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par une culée contre poids.

En fin, la construction par encorbellement peut s'effectuer exceptionnellement à partir d'échafaudages provisoires.

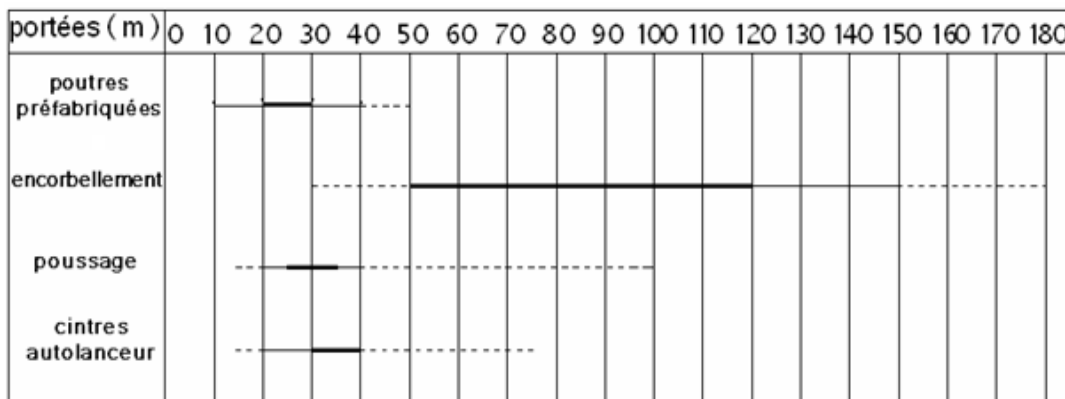
### 2.1.3. Avantages du procédé :

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

- ❖ L'ouvrage comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- ❖ Rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux).
- ❖ Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintres gênants).

### 2.1.4. Domaines d'applications :

Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment les portées de 60 à 150 m



Tab. I.1. Domaine d'application des ponts en encorbellements successifs

- Domaine optimal.
- Domaine normal.
- - - - - Domaine exceptionnel.

## 2.1.5. Mode de construction :

### 2.1.5.1. Voussoirs préfabriqués :

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- ❖ La vitesse de réalisation.
- ❖ La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton le temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisailement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

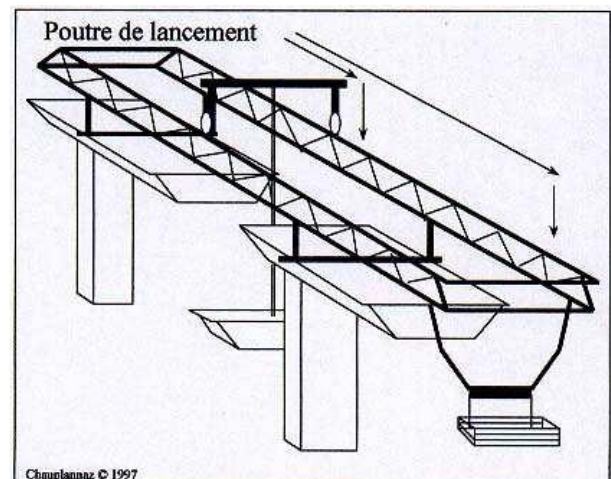
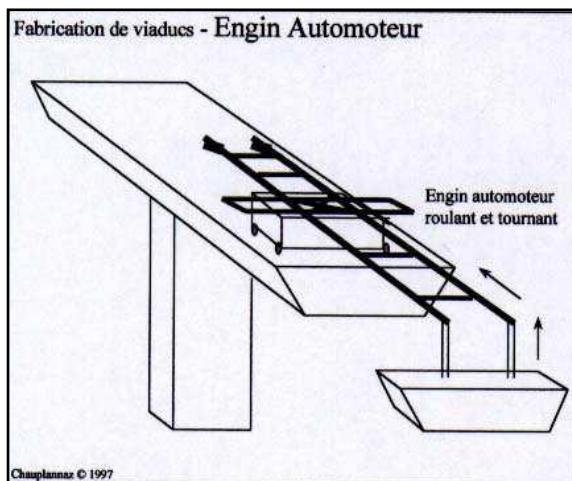


Fig. I.2. Pose des voussoirs préfabriqués



Fig. I.3. Stockage des voussoirs préfabriqués



### 2.1.5.2. Voussoirs coulés sur place :

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

- ❖ Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au dessus d'un terrain accessible et horizontal.
- ❖ Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.
- ❖ Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte à faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

Un équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

L'équipage mobile est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile : l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir.

Chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, et l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant.

C'est la technique retenue pour les hauteurs de brèche importantes (pont du ravin blanc d'ORAN, pont sur oued Fergoug à MASCARA).

Enfin, la construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement (nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles généralement après le septième jour).

Le cycle complet d'exécution d'un voussoir est d'une semaine (un à chaque extrémité du fléau). D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs mais malheureusement, vu la non disponibilité actuelle des moules assez grand comme le celui de notre ouvrage, on est obligé de couler les voussoirs sur place.



**Fig. I.4. Voussoirs coulés sur place**

### **2.1.5.3. Organisation mécanique du tablier :**

Le tablier de notre pont est encastré au niveau des piles et appuyé simplement au niveau des culées. L'encastrement du tablier présente l'avantage d'être simple du point de vue exécution.

Pour rendre le système continu, on a eu recours au clavage, avec mise en tension des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux et la continuité de la structure.

Cette solution est la plus statique :

- Pas de joints de chaussée.
- Déformation plus faible et continue.
- Structure plus résistante.
- Réalisation aisée.

On peut dire que pour les piles dont la hauteur dépasse 15 m, comme dans notre cas ou elles atteignent 21,76 m, il y a intérêt à encastrer le tablier sur les piles, et il n'est plus nécessaire de prévoir des dispositions spéciales pour assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.



Fig. I.5. Coulage du voussoir de clavage

### 3. Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de notre ouvrage.

#### 3.1. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « $f_{c28}$ », avec un contrôle strict et une masse volumique normale ( $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ ). Il sera dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$ .

##### 3.1.1. Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de «  $j$  » jours on a :

Pour le tablier :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$



Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

### 3.1.2. Résistance à la traction :

Pour un béton âgé de « J » jours on a :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$

$$f_{cj} = \begin{cases} \text{Pour le tablier : } 2,7 \text{ MPa} \\ \text{Pour les appuis : } 2,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

### 3.1.3. Contraintes aux états limites :

#### 3.1.3.1. Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ ouvrage fini (en service)} \\ 1,15 \text{ en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

#### 3.1.3.2. Contrainte limite de service :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} \text{ ouvrage fini (en service).} \\ 0,6 \times f_{c28} \text{ en construction (ou situation accidentelle).} \end{cases}$$

### 3.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

$$E_{bj} = \begin{cases} 35981,73 \text{ MPa} & \text{pour le tablier} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{tj} = \begin{cases} 11993,90 \text{ MPa} & \text{pour le tablier.} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

$$E_{tj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

### 3.1.5. Coefficient de poisson :

$$v = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée.} \end{cases}$$

### 3.1.6. Diagramme contrainte-déformation :

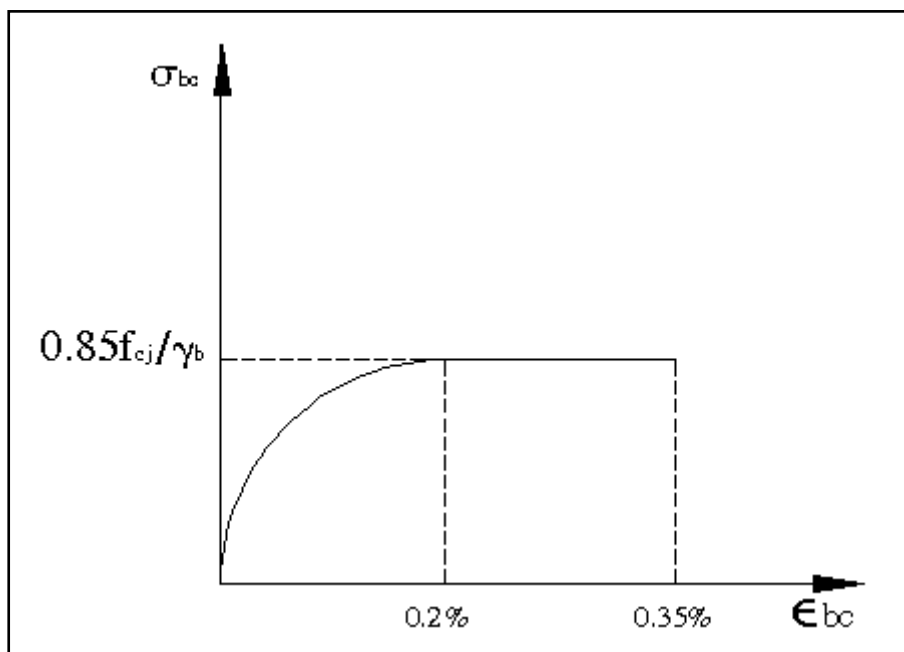


Fig. I.6. Diagramme contraintes Déformations

### 3.2. Les aciers :

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

- ❖ Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- ❖ Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

#### 3.2.1. Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de classe **FeE400 type 1** avec une limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa, la contrainte de rupture  $f_r = 480$  MPa.

$$\text{Pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \phi > 20 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Le module d'élasticité  $E_s = 200 \text{ KN/mm}^2$ .

#### 3.2.1.1. La limite élastique :

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{array} \right.$$

### 3.2.1.2. Contrainte limite de traction :

Elle est calculée à l'Etat Ultime de Service (ELS) :

- ❖ Fissuration peu nuisible : rien à faire.
- ❖ Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot ftj} \right]$   
Où :  $\eta = 1$  pour les aciers RL (Rond Lisse).  
Et :  $\eta = 1,6$  pour les aciers HA (Haute Adhérence).
- ❖ Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot ftj} \right]$

### 3.2.2. Les aciers actifs :

Le procédé utilisé est celui de « DYWIDAG », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15 CLASSE 3 TBR.

- Nombre de torons par câble : 12
- Section utile d'un câble :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- Force élastique garantie :  $f_{peg} = 1573,3 \text{ MPa}$
- Force de rupture garantie :  $f_{prg} = 1766,7 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Glissement à l'ancrage  $g = 6 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine = 88 mm
- Diamètre intérieur de la gaine = 80 mm
- Entre axe minimum encrage = 420 mm
- Entre axe minimum bord = 230 mm
- Diamètre ancrage = 310 mm
- Coefficient de frottement (gaine-câble) :  $0,002 \text{ m}^{-1}$

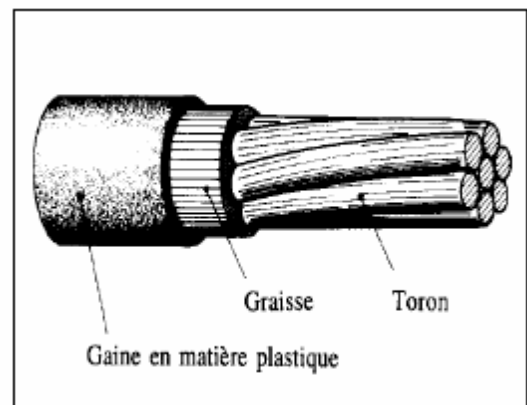


Fig. I.7. Acier actif ou toron

# Chapitre II

---

## PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE

---

## 1. Conception et pré-dimensionnement:

Il est très important, au stade de la conception du 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 détail, alors qu'un pont bien conçu mais mal pré-dimensionné nécessitera un volume de calcul et d'itérations important.

### 1.1. Pré-dimensionnement de la section transversale :

Particulièrement, seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons sont, le plus souvent, de hauteur variable (variation décroissante des piles vers la clé) afin de réduire le poids propre en adaptant des sections résistantes aux efforts appliqués.
- Les caissons ne comportent pas d'entretoises intermédiaires, on dispose simplement d'une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée (B), c'est elle qui décide du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter.

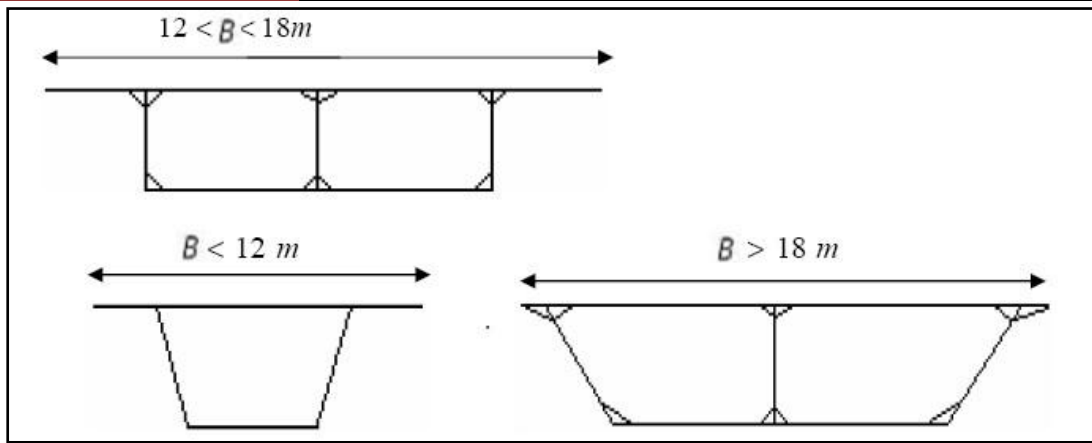


Fig. II.1. Différent type de section transversale

- $B \leq 12 \text{ m}$  : domaine courant des caissons à deux âmes
- $12 \leq B \leq 18 \text{ m}$  : un caisson à 3 âmes peut être envisagé
- $B > 18 \text{ m}$  : selon les portées, en envisagera soit :
  - Un caisson à trois âmes.
  - Un double caisson à deux âmes.
  - Un caisson multicellulaire.

Dans notre cas  $B = 10,5 \text{ m}$ , on optera pour une poutre caisson à deux âmes.

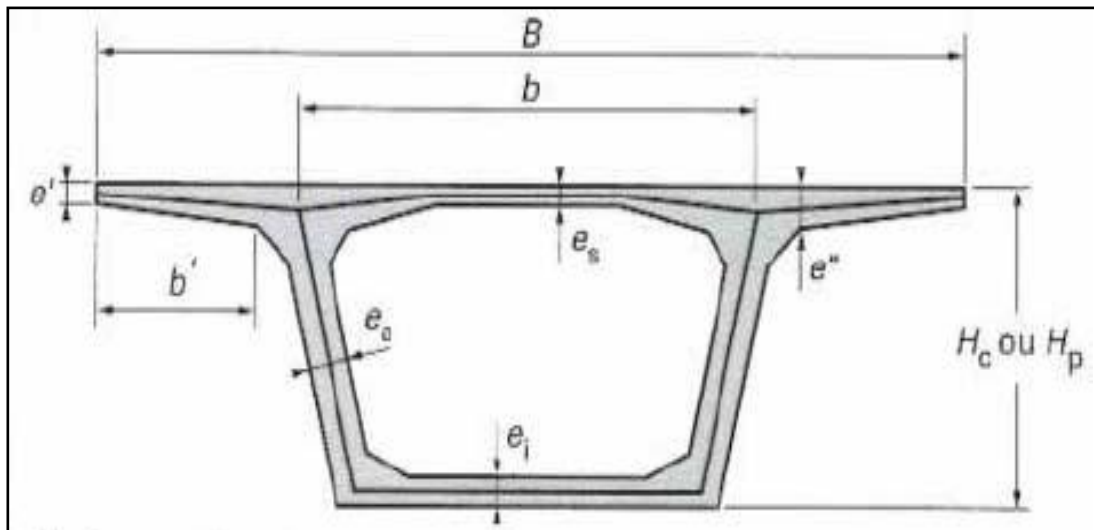


Fig. II.2. Ensemble des éléments de pré-dimensionnement

D'après l'ouvrage « Technique de l'Ingénieur » : [Réf 1]

La distance entre axe des deux âmes est égale à :  $b = B/2$ , ce qui donne  $b = 5,25 \text{ m}$

On prend :  $b = 5,25 \text{ m}$

$e'$  est compris entre 20 et 25 cm.

On choisit :  $e' = 22 \text{ cm}$

Pour  $b'$ , il doit être compris entre  $5e'$  et  $7e'$ . Ce qui donne :

$$110 \text{ cm} < b' < 154 \text{ cm}$$

On choisit :  $b' = 120 \text{ cm}$

### 1.1.1. Epaisseur des âmes : ( $e_a$ )

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande hauteur ainsi qu'à la densité du ferrailage passif et au tracé des nombreux câbles de précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$$e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités 12T13}$$

$$e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités 12T15}$$

$$e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités 19T15}$$

Dans notre cas, on utilise des câbles **12T15**, donc on prendra une épaisseur minimale de 44 cm.

On choisit :  $e_a = 45 \text{ cm}$

### 1.1.2. Epaisseur de la dalle supérieure : ( $e_s$ )

L'épaisseur de la dalle supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis pour les ponts routes, son épaisseur courante :  $e_s \text{ (cm)} = b/25$ .

On donne aux hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des goussets : la section résistante est ainsi épaissie là où les moments sont les plus élevés.

Ce qui donne, dans la partie centrale du tablier (à la clé)  $e_{sc} > 525/25 = 21 \text{ cm}$ .

On prend :  $e_{sc} = 22 \text{ cm}$

La section sur pile est très importante, c'est l'endroit où démarrent tous les câbles de fléau pour y être logés, il faut donc une grande section. Une épaisseur minimale de 40 cm est exigée.

On prend :  $e_{sp} = 40 \text{ cm}$



### 1.1.3. Epaisseur de la dalle inférieure : ( $e_i$ )

L'épaisseur du hourdi 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 continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile est la section à la clé.

#### Epaisseur à la clé :

Elle est conditionnée par les considérations suivantes : [Réf 1]

- Les nouvelles règles conduisent à un ferrailage important du hourdi inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.
- Lorsque les câbles de continuités sont logés dans celui-ci, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (dans notre cas  $\phi = 8,8$  cm).
- Pour assurer une bonne diffusion et répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdi inférieur. A cet égard, il semble souhaitable que l'épaisseur du hourdi inférieur ne descende pas au-dessous du tiers des âmes.

L'épaisseur du hourdi inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\phi ; e_a/3) \quad \rightarrow \quad e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 26,4 \text{ cm} ; 16,67 \text{ cm})$$

On prend :  $e_{ic} = 30 \text{ cm}$

#### Epaisseur sur pile :

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé.

Ce qui donne :  $60 \text{ cm} < e_{ip} < 75 \text{ cm}$

On choisit:  $e_{ip} = 70 \text{ cm}$

## 1.2. Pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

### 1.2.1. Hauteur sur pile :

GUYON propose la formule suivante : [Réf 2]  $L/H_p = 16 + 0,25 (L/100)^4$

Avec :

L : La plus grande portée adjacente, dans notre cas  $L = 80$  m, ce qui donne :

$$H_p = 5 \text{ m}$$

### 1.2.2. Hauteur à la clé :

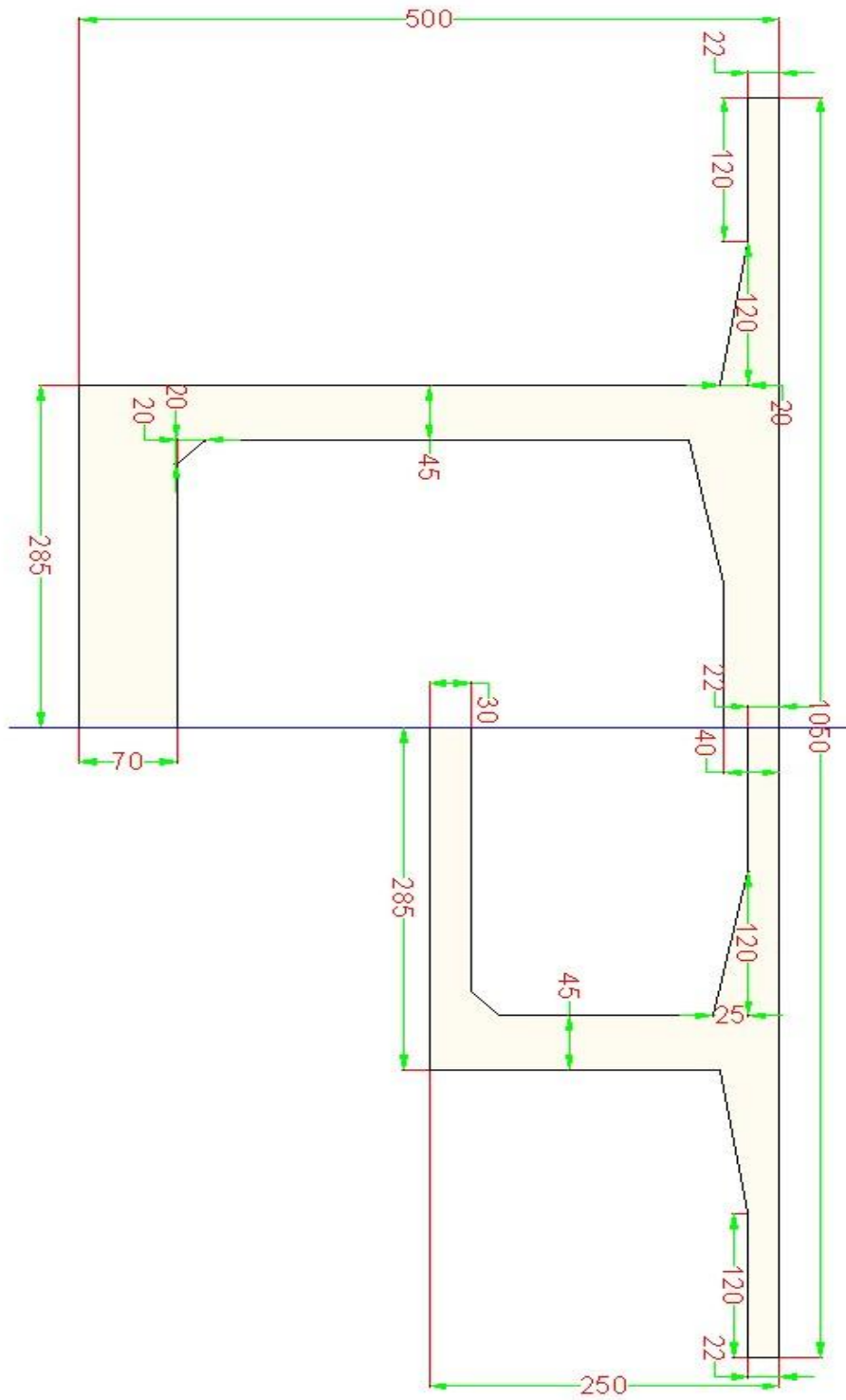
La prise en compte des redistributions par fluage et du gradient thermique se traduit en milieu de la portée par des moments positifs accrus nécessitant un minimum de hauteur pour être équilibrés. GUYON propose la formule : [Réf 2]

$$L/H_c = 0,16L + 22 - 7,5/(L/50)^3$$

$$H_c = 2,5 \text{ m}$$

	Formules de Pré-dimensionnement	Résultats de calcul
<b>b</b>	$b = B/2$	<b>5.25 m</b>
<b>e'</b>	$\geq 20$ ou 25	<b>22 cm</b>
<b>b'</b>	$5e' < b' < 7e'$	<b>120 cm</b>
<b>e<sub>a</sub></b>	$e_{\min} = 36$ cm pour des unités 12T13 $e_{\min} = 44$ cm pour des unités 12T15 $e_{\min} = 59$ cm pour des unités 19T15	<b>45 cm</b> (unité 12T15)
<b>e<sub>sp</sub></b>	$\geq 40$ cm	<b>40 cm</b>
<b>e<sub>sc</sub></b>	$e_s$ (cm) = $b/25$	<b>22cm</b>
<b>e<sub>ic</sub></b>	$e_{ic}$ (cm) $\geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\phi ; e_a/3)$	<b>30 cm</b>
<b>e<sub>ip</sub></b>	$2 e_{ic} < e_{ip} < 2.5 e_{ic}$	<b>70 cm</b>
<b>H<sub>p</sub></b>	$L/H_p = 16 + 0.25 (L/100)^4$	<b>5 m</b>
<b>H<sub>c</sub></b>	$L/H_c = 0.16L + 22 - 7.5/(L/50)^3$	<b>2.5 m</b>

**Tab. II.1. Pré-dimensionnement**



**Fig. II.3. Pré-dimensionnement**

## 2. Caractéristiques géométriques :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé).

Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail.

On pose :

- $Y_{Gi}$  : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.
- $S_i$  : Aire de la section « i ».
- $d_i$  : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.
- $I_{Gi}$  : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

On rappelle que :

Pour une section rectangulaire :  $I_{Gi} = bh^3/12$

Pour une section triangulaire :  $I_{Gi} = bh^3/36$

L'ordonné du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$$

Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité :

$$I_{Gx} = 2 \left[ \sum (I_{Gi} + S_i \cdot d_i^2) \right] \quad (\text{théorème d'Huygens})$$

Avec :

$V'$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V' = H - Y_G$$

$V$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$V = Y_G$$

$\rho$  : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = I_{Gx} / S \cdot V \cdot V'$$

$C = \rho \cdot V$  : l'ordonnée (par rapport à  $G$ ) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \cdot V'$  : l'ordonnée (par rapport à  $G$ ) du point le plus bas du noyau central.

2.1. Section sur pile :

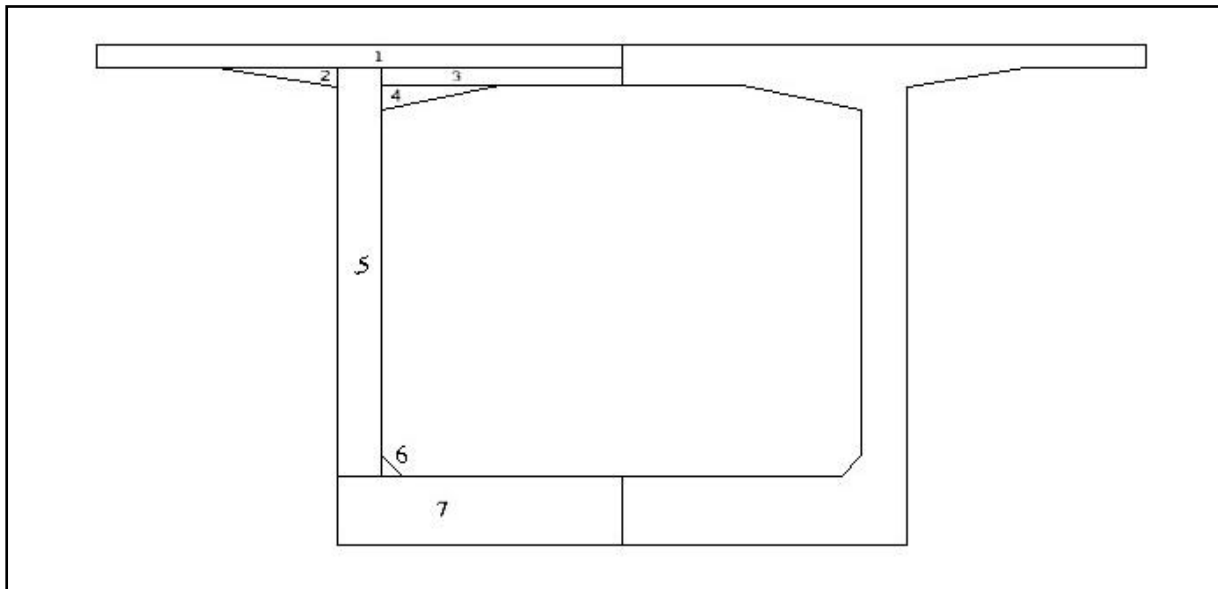


Fig. II.4. Section sur pile

N°	b (m)	h (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	S <sub>i</sub> *Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> * S <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> *10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1	5,25	0,22	1,155	4,890	5,6480	5,3891	6,2244	4,6585	6,2290
2	1,20	0,20	0,120	4,713	0,5656	4,5986	0,5518	0,2667	0,5521
3	2,40	0,18	0,432	4,690	2,0261	4,5005	1,9442	1,1664	1,9454
4	1,20	0,25	0,150	4,517	0,6776	3,7964	0,5695	0,5208	0,5700
5	0,45	4,08	1,836	2,740	5,0306	0,0294	0,0540	2 546,8992	2,6009
6	0,20	0,20	0,020	0,767	0,0153	3,2456	0,0649	0,0444	0,0650
7	2,85	0,70	1,995	0,350	0,6983	4,9220	9,8195	81,4625	9,9009
Σ			5,708		14,6614				21,7983

Tab. II.2. Section sur pile

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = \frac{14,6614}{5,708} \rightarrow Y_G = 2,569 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 5,708 \rightarrow S_p = 11,416 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gi} = 2 \times 21,7983 \rightarrow I_{Gx} = 43,597 \text{ m}^4$$

$$V' = 2,431 \text{ m}$$

$$V = 2,569 \text{ m}$$

$$\rho = 0,611$$

$$C = 1,571 \text{ m}$$

$$C' = 1,487 \text{ m}$$

## 2.2. Section à la clé :

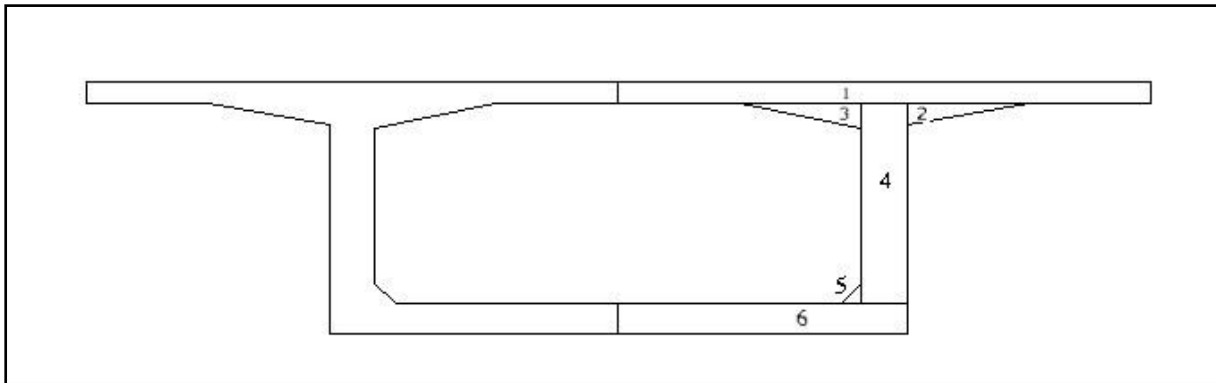


Fig. II.5. Section à la clé

N°	b (m)	h (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	S <sub>i</sub> *Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> * S <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> *10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1	5,25	0,22	1,155	2,390	2,7605	0,8756	1,0113	4,6585	1,0160
2	1,20	0,20	0,120	2,213	0,2656	0,5757	0,0691	0,2667	0,0693
3	1,20	0,25	0,150	2,197	0,3296	0,5517	0,0827	0,5208	0,0833
4	0,45	1,98	0,891	1,290	1,1494	0,0270	0,0240	291,0897	0,3151
5	0,20	0,20	0,020	0,367	0,0073	1,1821	0,0236	0,0444	0,0237
6	2,85	0,30	0,855	0,150	0,1283	1,7011	1,4544	6,4125	1,4608
Σ			3,191		4,6405				2,9683

Tab II.3. Section à la clé

$$Y_G = \Sigma Y_{Gi} S_i / \Sigma S_i = 4,6405 / 3,191$$

$$\rightarrow Y_G = 1,454 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \Sigma S_i = 2 \times 3,191$$

$$\rightarrow S_c = 6,382 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times I_{Gx} = 2 \times 2,9683$$

$$\rightarrow I_{Gx} = 5,937 \text{ m}^4$$

$$V' = 1,046 \text{ m}$$

$$V = 1,454 \text{ m}$$

$$\rho = 0,612$$

$$C = 0,890 \text{ m}$$

$$C' = 0,640 \text{ m}$$

### 3. Lois de variation des différents paramètres géométriques :

#### 3.1. Travée de rive :

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif, lorsqu'ils sont de hauteur variable, comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, en général ils comportent un intrados courbe à variation parabolique.

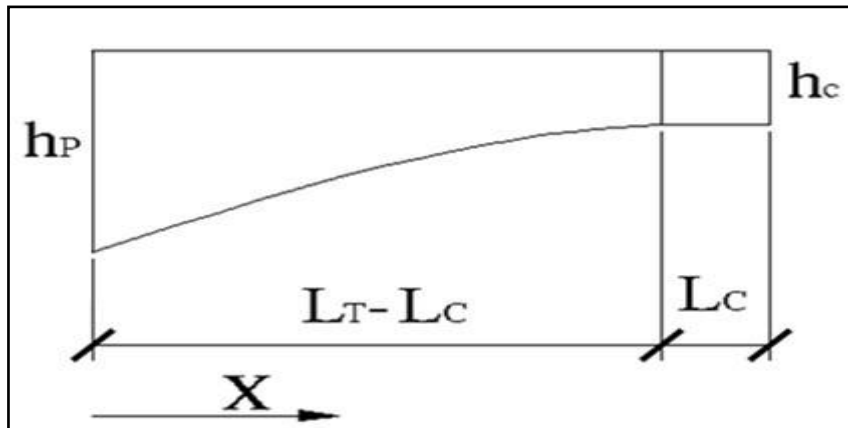


Fig. II.6. Variation parabolique de l'intrados

$L_T$  : Longueur de la travée = 58 m

$L_C$  : Longueur de la culée = 5 m

#### 3.1.1. Loi de variation de la hauteur :

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

Détermination des constantes a, b et c :

- Pour  $x = 0$  ;  $H(0) = H_P$        $\rightarrow$        $c = H_P$
- Pour  $x = L_T - L_C$  ;  $\frac{dH(x=L_T-L_C)}{dx} = 0$        $\rightarrow$        $2a(L_T - L_C) + b = 0$

D'autre part :  $H(L_T - L_C) = H_C$

$$a(L_T - L_C)^2 + b(L_T - L_C) + H_P = H_C$$

Ce qui donne :       $a = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2}$        $b = 2 \frac{(H_C - H_P)}{L_T - L_C}$

$$H(x) = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{H_C - H_P}{L_T - L_C} X + H_P$$

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

**3.1.2. Loi de variation de la section :**

- Pour  $0 < x < L_T - L_C$  →  $S(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour  $L_T - L_C < x < L_T$  →  $S(x) = S_C$

$$S(x) = \frac{S_p - S_c}{(L_t - L_c)^2} X^2 + 2 \frac{S_c - S_p}{L_t - L_c} X + S_p$$

**3.1.3. Loi de variation du centre de gravité de la section:**

- Pour  $0 < x < L_T - L_C$  →  $Y_g(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour  $L_T - L_C < x < L_T$  →  $Y_g(x) = Y_{g_c}$

$$Y_g(x) = \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{(L_t - L_c)^2} X^2 + 2 \frac{Y_{gc} - Y_{gp}}{L_t - L_c} X + Y_{gp}$$

**3.1.4. Loi de variation de l'inertie :**

- Pour  $L_T - L_C < x < L_T$  →  $I(x) = I_c$
- Pour  $0 < x < L_T - L_C$  →

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme  $Kh^{5/2}$ ,  $h$  étant la hauteur de la poutre.

Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite  $Kh^2$  et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire  $I = Kh^3$ . L'expérience montre qu'une loi de la forme  $I = Kh^{5/2}$  conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (Hypothèse des tables de *GULDIN*), ce qui donne : [Réf 3]

$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( 1 - \frac{x}{L_t - L_c} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec  $K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$



N° Voussoir	x (m)	H(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	$\rho$	C(x) (m)	C'(x) (m)
VSP	0,0	5,000	11,416	43,597	2,569	2,431	0,611	1,571	1,487
V1	3,0	4,725	10,862	37,303	2,446	2,279	0,616	1,507	1,404
V2	8,0	4,302	10,011	28,752	2,258	2,044	0,622	1,405	1,272
V3	13,0	3,924	9,249	22,204	2,089	1,835	0,626	1,308	1,149
V4	18,0	3,590	8,577	17,248	1,940	1,650	0,628	1,219	1,036
V5	23,0	3,301	7,995	13,545	1,811	1,490	0,628	1,137	0,935
V6	28,0	3,056	7,502	10,822	1,702	1,354	0,626	1,065	0,848
V7	33,0	2,856	7,099	8,861	1,613	1,243	0,623	1,004	0,774
V8	38,0	2,700	6,785	7,495	1,543	1,157	0,619	0,955	0,716
V9	43,0	2,589	6,561	6,602	1,494	1,095	0,615	0,919	0,674
V10	48,0	2,522	6,427	6,099	1,464	1,058	0,613	0,897	0,648
V <sub>clavage</sub>	53,0	2,500	6,382	5,937	1,454	1,046	0,612	0,890	0,640
	58,0	2,500	6,382	5,937	1,454	1,046	0,612	0,890	0,640

Tab. II.4. Variation des différents paramètres de la travée de rive

### 3.2. Demi-travée centrale :

Comme pour les travées de rives, on opte pour une variation parabolique de l'intrados, la hauteur variant de 5 m sur pile, à 2,5 à la clé (à mi travée,  $L/2 = 40\text{m}$ ).

#### 3.2.1. Loi de variation de la hauteur :

$$H(x) = ax^2 + bx + c$$

$$- \quad x = 0, H(0) = H_p \quad \rightarrow \quad c = H_p$$

$$- \quad x = L/2, H(L/2) = H_c \quad \rightarrow \quad a \frac{L^2}{4} + b \frac{L}{2} + H_p = H_c$$

$$\text{D'autre part : } \frac{dH(x=L/2)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad aL + b = 0$$

Ce qui donne :

$$\text{Donc : } a = 4 \frac{H_p - H_c}{L^2} \qquad b = 4 \frac{(H_c - H_p)}{L}$$

$$\boxed{H(x) = 4 \frac{H_p - H_c}{L^2} X^2 + 4 \frac{H_c - H_p}{L} X + H_p}$$

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

#### 3.2.2. Loi de variation de la section :

$$\boxed{S(x) = 4 \frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 + 4 \frac{S_c - S_p}{L} X + S_p}$$

#### 3.2.3. Loi de variation du centre de gravité :

$$\boxed{Y_g(x) = 4 \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{L^2} X^2 + 4 \frac{Y_{gc} - Y_{gp}}{L} X + Y_{gp}}$$

### 3.2.4. Loi de variation de l'inertie :

D'après l'hypothèse des tables de *GULDIN*, on a : [Réf 3]

$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec  $K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$

N° Voussoir	x (m)	H(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	ρ	C(x) (m)	C'(x) (m)
VSP	0,0	5,000	11,416	43,597	2,569	2,431	0,611	1,571	1,487
	3,0	4,621	10,653	35,073	2,400	2,221	0,618	1,482	1,372
V1	8,0	4,058	9,520	24,411	2,149	1,909	0,625	1,343	1,193
V2	13,0	3,582	8,561	17,136	1,937	1,645	0,628	1,216	1,034
V3	18,0	3,193	7,776	12,293	1,763	1,430	0,627	1,106	0,897
V4	23,0	2,890	7,166	9,173	1,628	1,262	0,623	1,014	0,786
V5	28,0	2,673	6,731	7,272	1,531	1,142	0,618	0,946	0,706
V6	33,0	2,543	6,469	6,255	1,473	1,070	0,613	0,904	0,656
V7	38,0	2,500	6,382	5,937	1,454	1,046	0,612	0,890	0,640
V <sub>clavage</sub>	40,0	2,500	6,382	5,937	1,454	1,046	0,612	0,890	0,640

Tab. II.5. Variation des différents paramètres d'une demi-travée intermédiaire

# Chapitre III

---

## CHARGES ET SURCHARGES

---

## Introduction :

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

### 1. Caractéristiques du pont :

#### 1.1. Classe du pont :

- $L_r \geq 7,00 \text{ m}$  → Un pont de 1<sup>ère</sup> classe.
- $5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m}$  → Un pont de 2<sup>ème</sup> classe.
- $L_r \leq 5,50 \text{ m}$  → Un pont de 3<sup>ème</sup> classe.

Dans notre cas  $L_r = 7 \text{ m}$  → pont de 1<sup>ère</sup> classe.

#### 1.2. Largeur chargeable ( $L_c$ ) :

- Largeur totale  $L_T = 10,50 \text{ m}$ .
- Largeur roulable  $L_r = 7,00 \text{ m}$ .

Donc : la largeur chargeable  $L_c = 7,00 \text{ m}$ .

#### 1.3. Nombre de voies de circulation :

$$n_v = L_c / 3 \quad \rightarrow \quad N_v = 2 \text{ voies}$$

#### 1.4. Largeur de voie :

$$L_v = L_c / n_v \quad \rightarrow \quad L_v = 3,5 \text{ m}$$

### 2. Evaluation des charges et surcharges :

#### 2.1. Charge permanente (CP):

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

### 2.1.1. Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

$$G = 2 \times (G_1 + G_2)$$

On note :  $G_1$  : Poids propre d'une travée de rive.

$G_2$  : Poids propre d'une travée centrale.

Calcul de  $G_1$  :

$$G_1 = G'_1 + G''_1$$

$G'_1$  : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante).

$G''_1$  : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G'_1 = 2,5 \times 5 \times S_c = 2,5 \times 5 \times 6,382 = 79,775 \text{ t}$$

$$G''_1 = 2,5 \int_0^{53} \left( \frac{S_p - S_c}{(L_t - L_c)^2} x^2 + 2 \frac{S_c - S_p}{L_t - L_c} x + S_p \right) dx = 1067,95 \text{ t}$$

$$G_1 = 1147,725 \text{ t}$$

Calcul de  $G_2$  :

$$G_2 = G'_2 + G''_2$$

$G'_2$  : Poids propre du voussoir de clavage (voussoir à hauteur constante).

$G''_2$  : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur ( $L = 38 \text{ m}$ ).

$$G'_2 = 2,5 \times 4 \times S_c = 63,82 \text{ t}$$

$$G''_2 = 2 \times 2,5 \int_0^{38} \left( 4 \frac{S_p - S_c}{L^2} x^2 + 4 \frac{S_c - S_p}{L} x + S_p \right) dx = 1531,4 \text{ t}$$

$$G_2 = 1595,22 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$G = 5485,89 \text{ t}$$

### 2.1.2. Les éléments non porteurs :

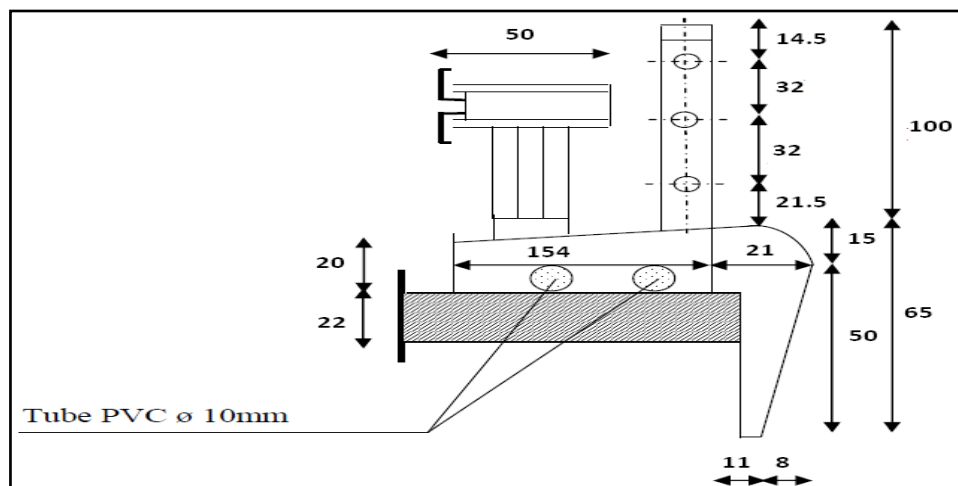


Fig. III.1. Coupe transversale d'un trottoir (avec éléments non porteurs)

❖ **Revêtement :**

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{rev} = e.l.\gamma_{BB} = 0,08 \times 7 \times 2,2 = 1,232 \text{ t/m}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

l : Longueur roulable.

$\gamma_{BB}$  : Poids volumique du béton bitumineux.

❖ **Poids du dispositif de sécurité :**

Un trottoir supporte à la fois la charge de la barrière et celle du garde corps. Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est :

$$S_{ds} = S_b + S_{gc}$$

Tel que :  $S_b = 0,08 \text{ t/m}$  et  $S_{gc} = 0,1 \text{ t/m}$ . Ce qui donne :  $S_{ds} = 0,18 \text{ t/m}$

❖ **Poids du trottoir :**

$P = 2,5 \times 0,495 = 1,237 \text{ t/m}$  (0,495 m<sup>2</sup> étant la surface d'une coupe transversale du trottoir)

$$P = 1,237 \times 2 = 2,475 \text{ t/m.}$$

❖ **Poids de la corniche :**

Le poids de la corniche est de :  $G_c = 0,7875 \text{ t/m}$

CCP = Trottoirs + revêtement + dispositifs de sécurité + poids de la corniche.

$$CCP = 2,475 + 1,232 + 1,7875 + 0,18 = 4,6747 \text{ t/m.}$$

$$\text{CCP} = 4,6747 \text{ t/m}$$

**2.2. Surcharges routières :****2.2.1. Système de charge A :**

D'après le fascicule 61 titre II : [Réf 4]  $A = a_1.a_2.A (L)$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Avec :

- **L** : Longueur chargée.
- **a<sub>1</sub>** : Pour les ponts de 1<sup>ère</sup> classe :
  - a<sub>1</sub> = 1 ; pour une voie chargée.
  - a<sub>1</sub> = 1 ; pour deux voies chargées.
- **a<sub>2</sub>** : a<sub>2</sub> = L<sub>0</sub>/L<sub>v</sub>
  - L<sub>v</sub> : Largeur de la voie ; L<sub>v</sub> = 3,5 m
  - L<sub>0</sub> : Pour les ponts de 1<sup>ère</sup> classe l<sub>0</sub> = 3,5 m
  - Donc : a<sub>2</sub> = 1

Ce qui donne :

$$A = A(L)$$

On ne peut déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 9 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

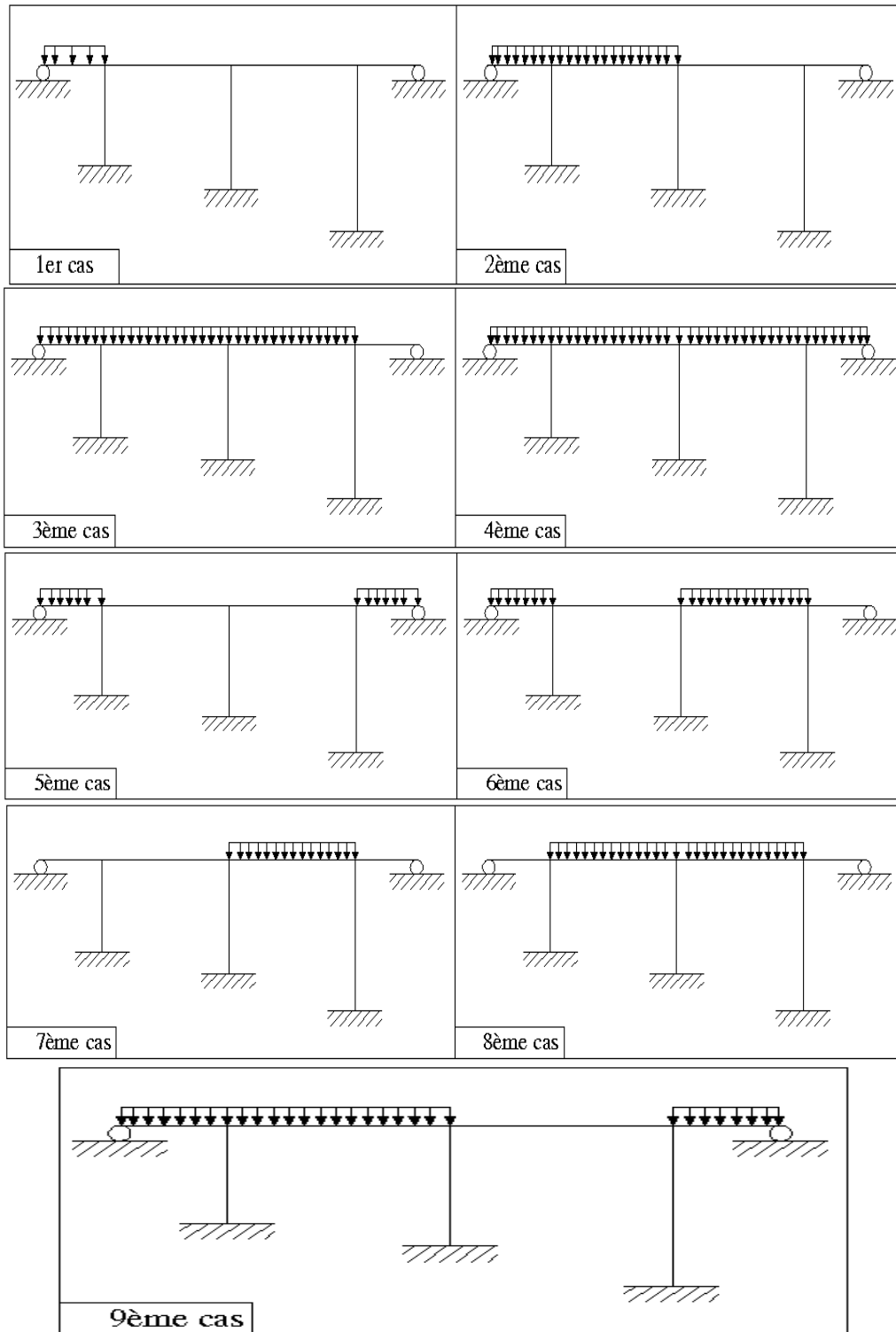


Fig. III.2. Les différents cas de placement de la surcharge A sur le tablier



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

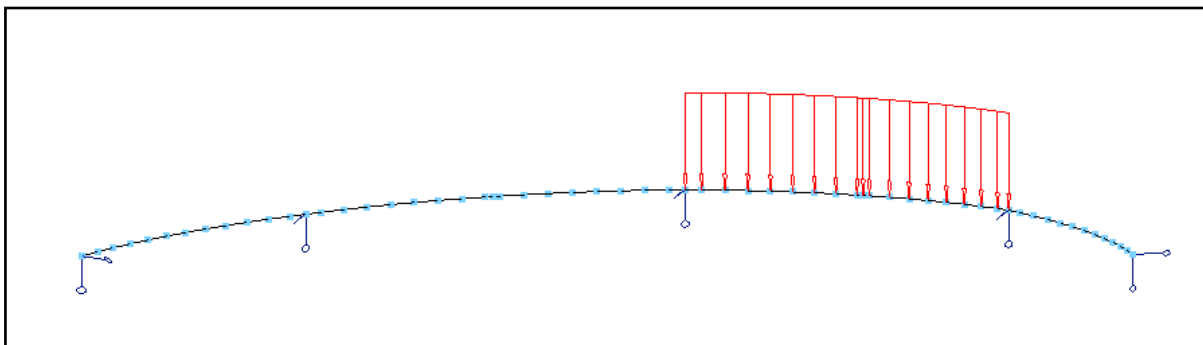
Cas	L (m)	A(L) (Kg/m <sup>2</sup> )	A (t/m <sup>2</sup> )
1	58	744	0,744
2	138	470	0,470
3	218	387	0,387
4	276	355	0,355
5	116	511	0,511
6	138	470	0,470
7	80	<b>621</b>	<b>0,621</b>
8	160	439	0,439
9	196	403	0,403

**Tab. III.1. Tableau des différentes valeurs de A**

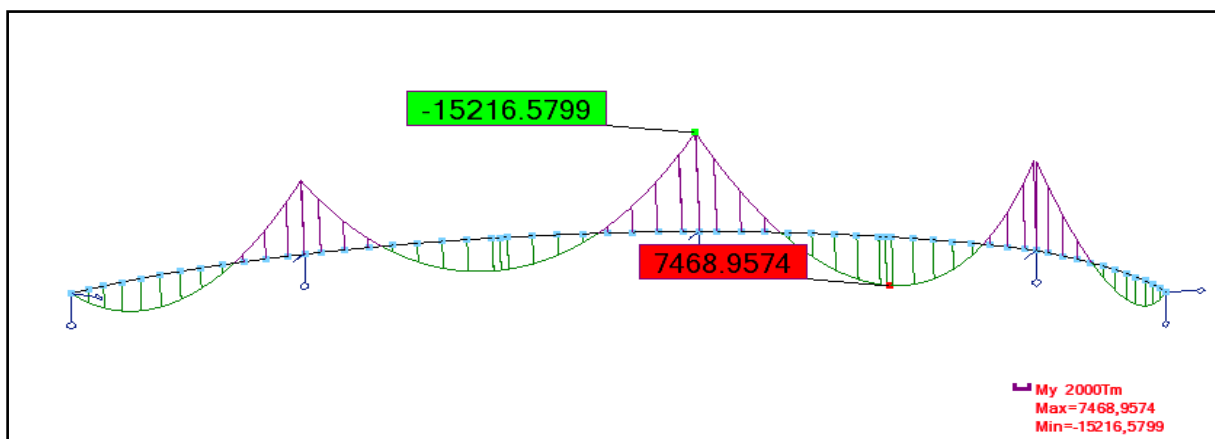
Le calcul des sollicitations provoquées par la surcharge A pour chaque cas est réalisé par le logiciel *Robot Structural* (qui sera présenté dans le chapitre suivant).

Les résultats obtenus après calcul donnent le **cas 7** comme celle qui engendre le moment fléchissant ainsi que l'effort tranchant max.

La modélisation, les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont représentés sur les figures suivantes :



**Fig. III.3. Modélisation sous surcharge A (combinaison 7)**



**Fig. III.4. Diagramme du moment fléchissant sous surcharge A (combinaison 7)**

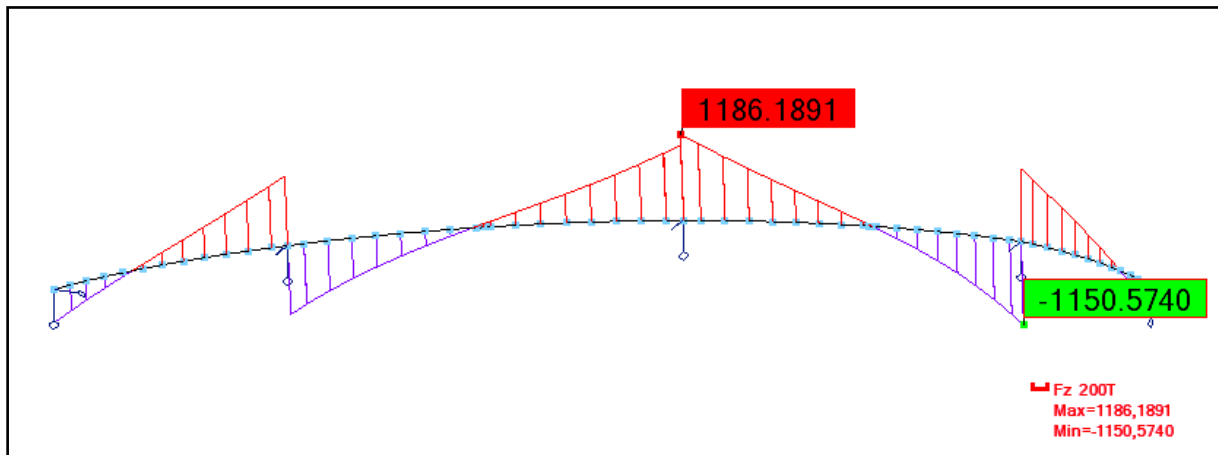


Fig. III.5. Diagramme de l'effort tranchant sous surcharge A (combinaison 7)

Ainsi,  $A = 0,621 \text{ t/m}^2$  disposée suivant le schéma du cas N°7.

### 2.2.2. Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale des essieux .....	30 t
Masse portée par chacun des essieux arrière.....	12 t
Masse portée par l'essieu avant .....	6 t
Longueur d'encombrement.....	10,5 m
Largeur d'encombrement .....	2,5 m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière .....	4,5 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....	2 m

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologués des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

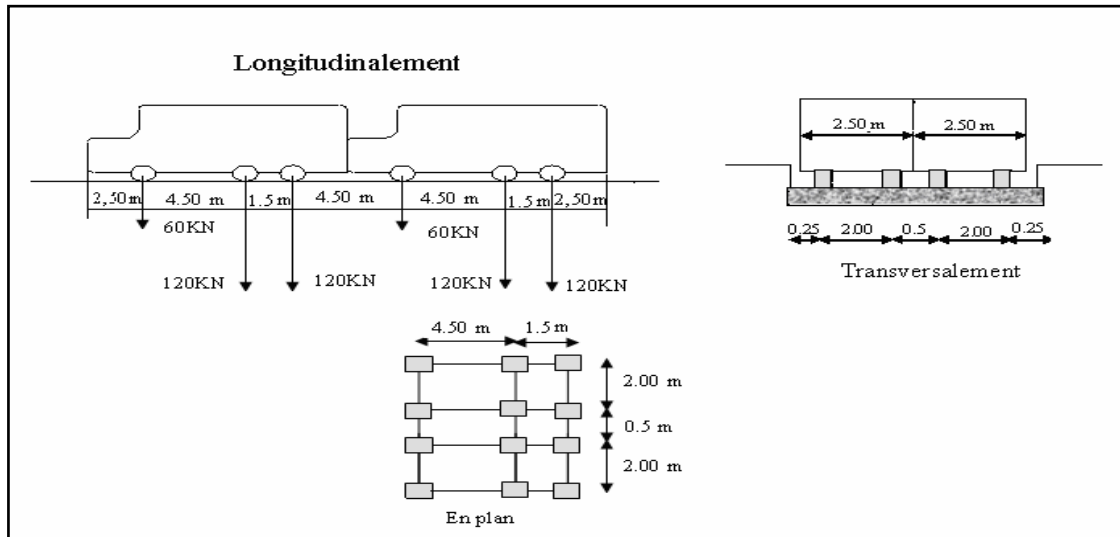


Fig. III.6. Les dimensions du système Bc

$$B_c = 2 \text{ fois } (30 \times n \times b_c)$$

$n$  : Nombre de voies prises dans le calcul.

$b_c = 1,1$  pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$$B_c = 2 \times 2 \times 30 \times 1,10 \quad \rightarrow \quad B_c = 132 \text{ t}$$

### 2.2.3. Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous les deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

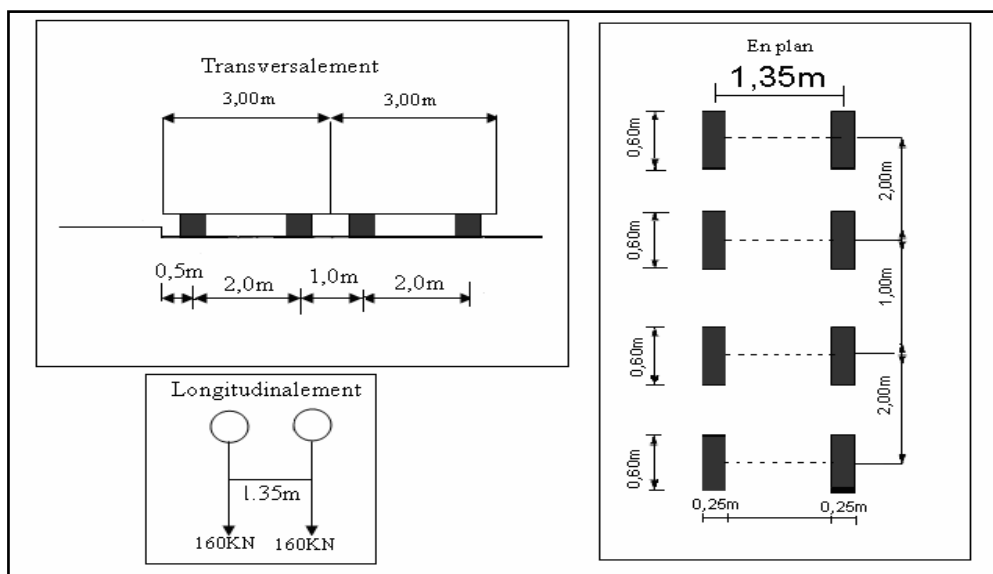


Fig. III.7. Les dimensions du système Bt

$B_t = 2 \text{ fois } (16 \times n \times b_t)$

$n$  : Nombre de voies prises dans le calcul.

$b_t = 1$  pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$B_t = 2 \times 2 \times 16 \times 1 \rightarrow B_t = 64t$

**2.2.4. Système de charge Br :**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.

Deux voies chargées  $\rightarrow Br = 10t$

**2.2.5. Surcharge militaire Mc120 :**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

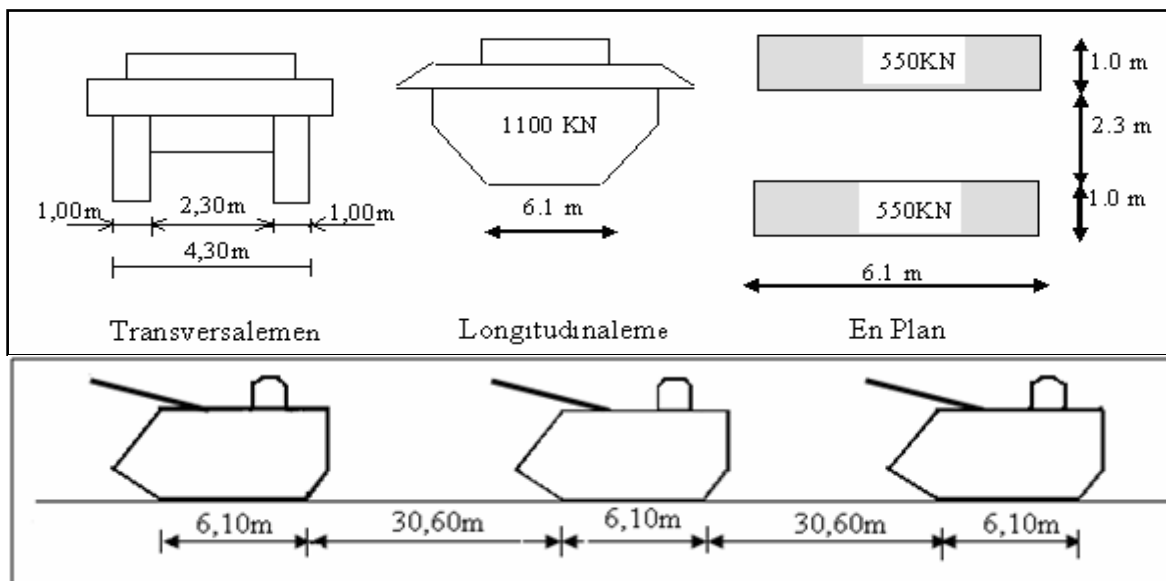
Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids total : 110 t

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m



**Fig. III.8. Les dimensions de la surcharge militaire Mc120**

Ce qui donne **9,016 t/m<sup>2</sup>** par chenille

### 2.2.6. Charge exceptionnelle :

Le convoi type D comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

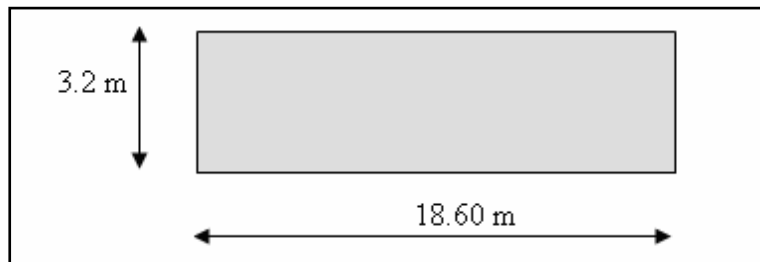


Fig. III.9. Les dimensions du convoi exceptionnel D

Ce qui donne  $4,032 \text{ t/m}^2$

### 2.2.7. Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient ( $\delta$ ) appelé *coefficient de majoration dynamique*. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré par ce coefficient vu la lenteur de ce dernier, sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

G : Charge permanente.

G = Poids propre + CCP = 5485,89 + (4,6747 × 276) = 6776,11 t

L : Portée de la travée.

S : Surcharge maximale.

Les tableaux ci-après résument les différents coefficients de majoration dynamique pour chaque charge :

Surcharge	S (t)	$\alpha$	$\beta$	$\delta$
<b>B<sub>c</sub></b>	132	0,0029	0,0320	<b>1,0349</b>
<b>B<sub>t</sub></b>	64	0,0014	0,0320	<b>1,0334</b>
<b>B<sub>r</sub></b>	10	0,0002	0,0320	<b>1,0322</b>
<b>Mc120</b>	110	0,0024	0,0320	<b>1,0344</b>

Tab. III.2. Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive (L=58m)

Surcharge	S (t)	$\alpha$	$\beta$	$\delta$
$B_c$	132	0,0029	0,0235	<b>1,0264</b>
$B_t$	64	0,0014	0,0235	<b>1,0249</b>
$B_r$	10	0,0002	0,0235	<b>1,0237</b>
<b>Mc120</b>	110	0,0024	0,0235	<b>1,0259</b>

Tab. III.3. Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale (L=80m)

### 2.3. Surcharge sur les trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de  $150 \text{ kg/m}^2$  réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs chargés :  $q_{st} = 2 (0,15 \times 1,75) = 0,525 \text{ t/ml}$ .

### 2.4. Le vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [Réf 5]

**Remarque :**

- $P = 0,2 \text{ t/m}^2$  pour les ouvrages en service.
- $P = 0,125 \text{ t/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

### 2.5. Efforts de freinage :

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

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

### 2.6. Le séisme :

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

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne IIa et IIb

Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone III où l'accélération horizontale du Sol est égale à :

$$a = 0,15 g$$

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre G et la charge sismique E à considérer :  $0,8G \pm E$ .

### 2.7. Effet du gradient thermique :

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

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

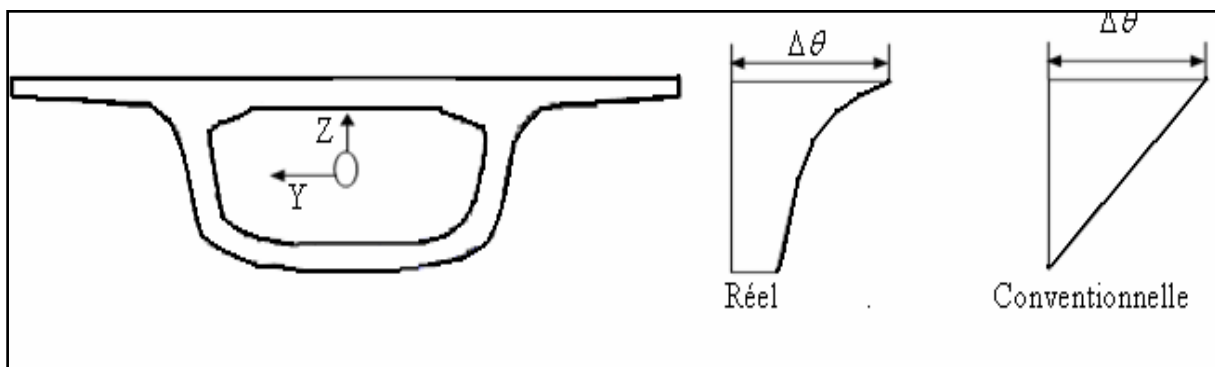
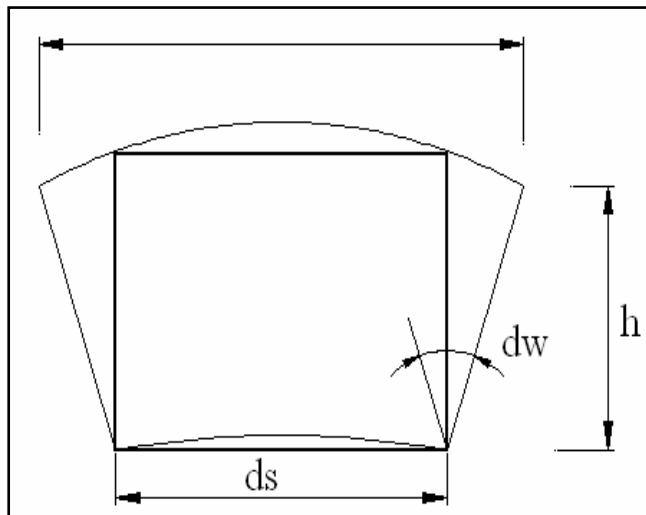


Fig. III.10. Variation réelle et conventionnelle du gradient thermique

A titre de simplification, on admet que  $\theta$  est indépendante de  $x$  et de  $y$  et qu'elle varie linéairement en  $z$  sur la hauteur  $h$  de la section droite, la différence de température entre l'intrados et l'extrados conserve une valeur constante  $\theta$  tout au long du tablier. En fait les valeurs et hypothèses conventionnelles les plus utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d'appuis et des flèches conformes à ce qui a pu être mesuré sur un certain nombre d'ouvrage.

Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation, ni contrainte (dans la mesure où  $h$  varie assez lentement) dans les poutres hyperstatiques, mais seulement des variations  $dw/ds = -\lambda \Delta\theta/h$  avec comme coefficient de dilatation du béton  $\lambda = 10^{-5}$  par Degré Celsius.



Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :

$$\omega' = \int_0^L \frac{\lambda \Delta\theta}{H} \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx$$

$$\omega'' = - \int_0^L \frac{\lambda \Delta\theta x}{H L} dx$$

**Fig. III.11. Variation sur un élément infiniment petit**

Dans un système hyperstatique, ces déformations sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition des sollicitations supplémentaires.

La SETRA [Réf 6] donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

- $\Delta\theta = 6^\circ\text{c}$ , valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec des charges d'exploitation.
- $\Delta\theta = 12^\circ\text{c}$ , valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

Ces deux gradients agissent avec une périodicité journalière, le module de déformation longitudinal, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton  $E_i$ , environ égal à 40 000 MPa.

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments positifs du tablier. Au milieu de la travée courante, le gradient de  $6^\circ\text{c}$  engendre sur la fibre inférieure une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que de la longueur de ses câbles. Ces phénomènes, agissant dans le même sens que la redistribution des efforts par fluage, se traduisent finalement pour le projeteur par la nécessité d'augmenter, par rapport aux anciennes habitudes, les quantités de précontrainte et la hauteur des poutres au voisinage des clés.

Précisons enfin que pour le calcul des appuis, on ne prend en compte que les sollicitations transmises par le tablier, c'est à dire que l'on n'envisage pas d'appliquer des gradients thermiques aux piles et aux culées. Cette position est justifiée par les faits suivants :

- Les revêtements en produits noirs rendent le tablier particulièrement sensible aux effets de l'ensoleillement, alors que les appuis sont relativement protégés.
- Les appuis sont justifiés avec une excentricité additionnelle forfaitaire de l'effort normal (voir règlement B.A.E.L. [Réf 7]) qui tient compte implicitement des efforts éventuels d'un gradient thermique sur ces appuis.



## 2.8. Le fluage :

Dans les structures réelles, les bétons sont souvent d'âges différents et mis en charge à des âges différents, de plus, la loi de fluage envisagée ici est très grossière.

Dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage. Le seul ombre au tableau réside dans le fait qu'aucune des lois de fluage actuellement proposées n'est entièrement satisfaisante.

Pour les ouvrages de conception classique, on admet, à défaut de calcul « scientifique », d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage  $S_{fl}$  par la formule :  $S_{fl} = \frac{1}{2} (S_2 - S_1)$ .

Dans la quelle  $S_1$  et  $S_2$  représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par la précontrainte, qui sont calculé avec les hypothèses suivantes :

$S_1$  : en tenant compte des phases de construction successives.

$S_2$  : en considérant l'ouvrage entièrement coulé sur cintre général.

Cette façon de faire, connue sous le nom de « *méthode forfaitaire* », conduit généralement à des résultats plus pessimistes que le calcul scientifique à partir de la loi proposée dans les règles B.P.E.L, bien que très simple dans sa formulation (elle consiste à dire l'état initial et l'état fictif qu'elle aurait si elle était d'emblée construite sur cintre selon son schéma statique réel), elle ne peut être utilisée au stade du pré-dimensionnement, puisqu'il faut connaître le câblage réel. C'est pourquoi, au stade du pré-dimensionnement, on se limite d'observer la règle de prudence suivante qui consiste à décaler du côté des compressions les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados de : [Réf 6]

1,5 MPa pour les tabliers à voussoirs coulés sur place.

1,0 MPa pour les tabliers à voussoirs préfabriqués.

On transforme alors cette réserve de compression en moment de fluage fictif à la clé de chaque travée sous la forme :

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

$I_0$  = Moment d'inertie à la clé.

$V_i$  = Distance entre la fibre moyenne et l'intrados.

$\sigma^* = 1,5$  MPa.

$$M_{fl} = \frac{5,937}{1,454} \times 1,5 \quad \rightarrow \quad \boxed{M_{fl} = 612,483 \text{ t.m}}$$

# Chapitre IV

---

## EVALUATION DES SOLLICITATIONS DE L'OUVRAGE

---

## 1. Phase de réalisation :

Les ponts construits par encorbellement successif sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

### 1.1. Charges appliqués aux fléaux :

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage.

L'ouvrage est modélisé par un portique dans sa phase de construction, le tablier travaillant comme une bi-console.

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- ❖ **Le poids propre du tablier.**
- ❖ **Les surcharges du chantier :** On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de  $50 \text{ kg/m}^2$  et surcharge concentrée de 5 tonnes. [Réf 6]
- ❖ **Equipages mobiles :** On prend le poids de l'équipage mobile égal à 55 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le clavage on n'a pas besoin de l'équipage mobile.
- ❖ **Le vent :** Le fascicule 61 Titre II du règlement français prescrit  $100 \text{ kg/m}^2$  si la phase de construction n'excède pas un mois, et  $125 \text{ kg/m}^2$  sinon. Donc dans notre cas on prend  $125 \text{ kg/m}^2$ . [Réf 4]
- ❖ **Surcharges accidentelles :** Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, comme la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

### 1.1.1. Efforts dus au poids propre :

Le tablier possède une hauteur variant paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite suit également une loi parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur Fig. IV.1:

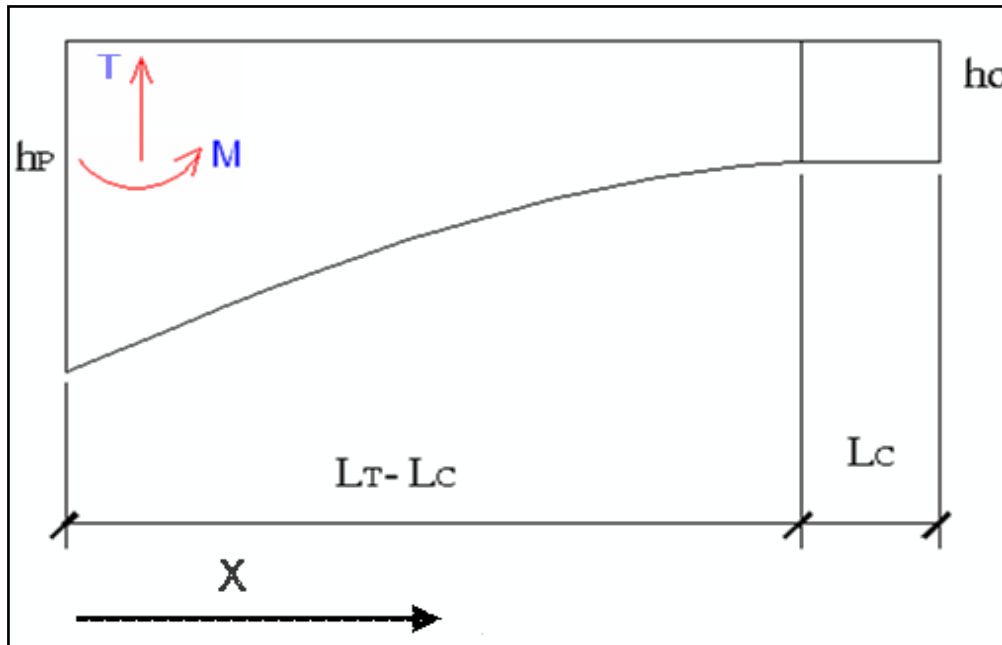


Fig. IV.1. Efforts dus au poids propre

#### Demi-fléau de rive :

La fonction représentative de l'aire de la section droite est : (voir chapitre II, page 25)

$$S(x) = \frac{S_p - S_c}{(L_t - L_c)^2} x^2 + 2 \frac{S_c - S_p}{L_t - L_c} x + S_p$$

Le poids propre est majoré de 5% [Réf 6]

$$P(x) = 1,05 \gamma_b S(x)$$

$$\begin{aligned} &= 1,05 \times 2,5 \times \left( \frac{5,034}{2809} x^2 - 2 \frac{5,034}{53} x + 11,416 \right) \\ &= \frac{13,214}{2809} x^2 - \frac{26,428}{53} x + 29,967 \end{aligned}$$

L'effort tranchant est :

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx \quad \rightarrow \quad T(x) = \frac{4,404}{2809} x^3 - \frac{13,214}{53} x^2 + 29,967 x$$

Le moment fléchissant est :

$$M(x) = -\int_0^x T(x) dx \quad \rightarrow \quad M(x) = -\left( \frac{1,101}{2809} x^4 - \frac{4,404}{53} x^3 + 14,984 x^2 \right)$$

Demi-fléau central :

La fonction représentative de l'aire de la section droite est :

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

Le poids propre est majoré de 5%

$$\begin{aligned} P(x) &= 1,05 \gamma_b S(x) \\ &= 1,05 \times 2,5 \times \left( \frac{20,136}{5776} x^2 - \frac{20,136}{76} x + 11,416 \right) \\ &= \frac{52,857}{5776} x^2 - \frac{52,857}{76} x + 29,967 \end{aligned}$$

L'effort tranchant est :

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx \quad \rightarrow \quad T(x) = \frac{17,619}{5776} x^3 - \frac{26,429}{76} x^2 + 29,967 x$$

Le moment fléchissant est

$$M(x) = -\int_0^x T(x) dx \quad \rightarrow \quad M(x) = -\left( \frac{4,404}{5776} x^4 - \frac{8,808}{76} x^3 + 14,984 x^2 \right)$$

### 1.1.2. Efforts dus aux surcharges du chantier :

Surcharge répartie :

$$q = 50 \text{ Kg/m}^2$$

La section caisson ayant une largeur de 10,5m, on a donc :  $Q = 0,525 \text{ t.ml}$

$$T(x) = 0,525 x$$

$$M(x) = -0,2625 x^2$$

Surcharge concentrée :

Elle correspond aux matériels de bétonnage du voussoir  $V_{i+1}$

$$T(x) = 5$$

$$M(x) = -5 x$$

### 1.1.3. Efforts dus à l'équipage mobile :

Son poids est concentré à l'extrémité du voussoir tendu par la précontrainte.

$$T(x) = 55$$

$$M(x) = -55 x$$

### 1.1.4. Efforts dus au vent :

A défaut de renseignement plus précis, l'angle du vent ascendant agissant sur une console peut être pris égal à  $10^\circ$  pour une construction d'une durée supérieure à un mois.

Ce qui conduit à une prescription de  $22 \text{ Kg/m}^2$ . [Réf 4]

$$T(x) = 0,231 x$$

$$M(x) = -0,1155 x^2$$

PS : Les résultats obtenus pour chaque demi-fléau et pour chaque type de chargement sont mentionnés dans les tableaux se trouvant dans l'annexe, on se contentera d'exposer les tableaux des sommes totales des sollicitations.

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0,0											
3	150,0	60,0										
8	290,6	200,7	60,0									
13	420,7	330,7	190,1	60,0								
18	541,4	451,4	310,7	180,7	60,0							
23	653,8	563,8	423,2	293,1	172,4	60,0						
28	759,2	669,2	528,6	398,5	277,8	165,4	60,0					
33	858,7	768,7	628,1	498,0	377,3	264,9	159,5	60,0				
38	953,5	863,5	722,9	592,8	472,1	359,7	254,3	154,8	60,0			
43	1 044,7	954,8	814,1	684,0	563,4	450,9	345,6	246,1	151,3	60,0		
48	1 133,7	1 043,7	903,0	772,9	652,3	539,8	434,5	335,0	240,2	148,9	60,0	
53	1 166,4	1 076,4	935,8	805,7	685,0	572,6	467,2	367,7	272,9	181,6	92,7	5,0

Tab. IV.1. La somme des efforts tranchants pour la travée de rive (t)

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0,0								
3	205,3	60,0							
8	335,5	190,2	60,0						
13	452,9	307,6	177,4	60,0					
18	559,8	414,5	284,3	166,9	60,0				
23	658,4	513,1	382,9	265,5	158,6	60,0			
28	751,1	605,8	475,6	358,2	251,3	152,7	60,0		
33	840,1	694,8	564,6	447,2	340,3	241,7	149,0	60,0	
38	837,7	692,4	562,2	444,8	337,9	239,3	146,6	57,6	5,0

Tab. IV.2. La somme des efforts tranchants pour la demi-travée centrale (t)

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0											
3	-316	0										
8	-1 422	-1 106	0									
13	-3 205	-2 889	-1 783	0								
18	-5 614	-5 298	-4 192	-2 409	0							
23	-8 605	-8 289	-7 183	-5 400	-2 991	0						
28	-12 141	-11 825	-10 718	-8 936	-6 527	-3 535	0					
33	-16 188	-15 872	-14 766	-12 983	-10 574	-7 583	-4 047	0				
38	-20 720	-20 404	-19 298	-17 516	-15 107	-12 115	-8 580	-4 533	0			
43	-25 718	-25 402	-24 296	-22 513	-20 104	-17 113	-13 577	-9 530	-4 997	0		
48	-31 165	-30 849	-29 743	-27 960	-25 551	-22 560	-19 024	-14 977	-10 445	-5 447	0	
53	-34 139	-33 988	-33 157	-31 649	-29 515	-26 799	-23 538	-19 766	-15 508	-10 786	-5 614	0

**Tab. IV.3. La somme des moments fléchissant pour la travée de rive (t.m)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0								
3	-670	0							
8	-2 028	-1 358	0						
13	-4 004	-3 334	-1 976	0					
18	-6 540	-5 870	-4 512	-2 536	0				
23	-9 588	-8 918	-7 560	-5 584	-3 049	0			
28	-13 114	-12 444	-11 086	-9 110	-6 575	-3 526	0		
33	-17 094	-16 424	-15 066	-13 090	-10 554	-7 505	-3 979	0	
38	-19 693	-19 023	-17 665	-15 689	-13 154	-10 105	-6 579	-2 600	0

**Tab. IV.4. La somme des moments fléchissant pour la demi-travée centrale (t.m)**

Après avoir évalué les différentes sollicitations agissant sur notre ouvrage, nous allons étudier sa stabilité vis-à-vis du renversement

## 1.2. Etude de la stabilité des fléaux en cours de construction :

La stabilité d'un fléau en cours de construction est basée sur la dernière phase de la mise en place des voussoirs, dans cette phase les piles doivent pouvoir assurer la stabilité du tablier pendant leur exécution et avant clavage sous l'effet des moments de renversement dus au bétonnage, et à la mise en place non simultanée des voussoirs.

### 1<sup>ère</sup> Phase :

La mise en place des voussoirs l'un après l'autre pour la construction des fléaux avant de couler sur place les voussoirs de clavage.

On cite toutefois que le calcul des sollicitations est déterminé en prenant le système comme isostatique à chaque fois qu'un voussoir est mis en place soit à droite ou à gauche de la pile tout en générant une travée de rive et une travée intermédiaire.

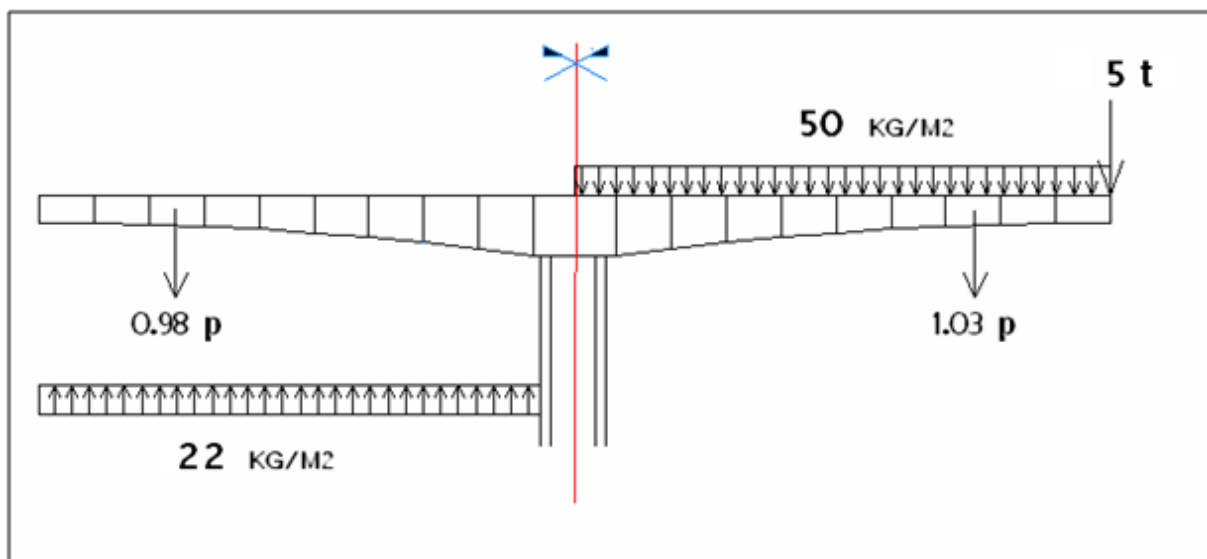


Fig. IV.2. Charges appliquées au fléau

Les efforts dus au poids propre sont :

$M_{pp}$  : moment fléchissant du au poids propre

$T_{pp}$  : moment fléchissant du au poids propre

Demi-fléau de rive :

$M_{pp} = -32812 \text{ t.m}$

$T_{pp} = 1121,3 \text{ t}$

Demi-fléau central :

$M_{pp} = -16867 \text{ t.m}$

$T_{pp} = 804 \text{ t}$

Pour ces valeurs, voir les tableaux des efforts dus au poids propre dans l'annexe.



Les combinaisons à prendre en compte sont : [Réf 6]

$$1^{\text{ère}} \text{ Combinaison : } 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25Q_C$$

$$2^{\text{ème}} \text{ Combinaison : } 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25Q_C$$

$$3^{\text{ème}} \text{ Combinaison : } 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + Q_C + F_a$$

$$4^{\text{ème}} \text{ Combinaison : } 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + Q_C + F_a$$

Avec :

$Q_C$  : Charges variables du chantier y compris les actions climatiques.

$F_a$  : Actions accidentelles.

$G_{\max}$ ,  $G_{\min}$  : à la tête de la pile.

Le poids propre des fléaux est tout d'abord évalué suivant le schéma d'exécution, on calcule ensuite pour chaque demi-fléau les valeurs majorées et minorées  $G_{\max}$ ,  $G_{\min}$  de façon à obtenir le déséquilibre le plus défavorable.

### 1.2.1. Fléau de rive :

Le poids propre du demi-fléau de rive majoré  $G_{\max}$ :

$$1,03M_{pp} = 33797 \text{ t.m}$$

$$1,03T_{pp} = 1154,9 \text{ t}$$

Le poids propre du demi-fléau central minoré  $G_{\min}$ :

$$0,98M_{pp} = -16530 \text{ t.m}$$

$$0,98T_{pp} = 787,9 \text{ t}$$

$Q_C$  :

❖ Surcharges réparties :

Surcharges du chantier  $q = 0,525 \text{ t/ml}$

$$M_q = 737,36 \text{ t.m}$$

$$T_q = 27,83 \text{ t}$$

Surcharge verticale du vent  $q_w = 0,231 \text{ t/ml}$

$$M_{q_w} = 324,44 \text{ t.m}$$

$$T_{q_w} = 12,24 \text{ t}$$

❖ Surcharges concentrées :

Le chariot matériel de coffrage de poids  $Q = 55 \text{ t}$

$$M_Q = 2640 \text{ t.m}$$

$$T_Q = 55 \text{ t}$$

Poids de l'étalement  $Q_s = 5t$

$M_{Q_s} = 265 \text{ t.m}$

$T_{Q_s} = 5 \text{ t}$

Fa :

Charge d'une chute éventuelle d'un voussoir  $P = 82,63 \text{ t}$

$M_p = 4379,39 \text{ t.m}$

$T_p = -82,63 \text{ t}$

D'où :

$G_{\max} + G_{\min} :$   $M = 17267 \text{ t.m}$   $T = 1942,8 \text{ t}$

$Q_c :$   $M = 3966,8 \text{ t.m}$   $T = 100,07 \text{ t}$

$F_a :$   $M = 4379,39 \text{ t.m}$   $T = -82,63 \text{ t}$

Les combinaisons d'actions :

combinaisons	M (t.m)	T (t)
<b>0,9 (<math>G_{\max}+G_{\min}</math>) + 1,25 <math>Q_c</math></b>	20499	1873,6
<b>1,1 (<math>G_{\max}+G_{\min}</math>) + 1,25 <math>Q_c</math></b>	23952	<b>2262,2</b>
<b>0,9 (<math>G_{\max}+G_{\min}</math>) + <math>F_a</math> + <math>Q_c</math></b>	23886	1766
<b>1,1 (<math>G_{\max}+G_{\min}</math>) + <math>F_a</math> + <math>Q_c</math></b>	<b>27340</b>	2154,5

**Tab. IV.5. Les résultats des différentes combinaisons pour le fléau de rive**

Donc :

La réaction à la tête de la pile de rive est :

$$R = 2262,2 \text{ t}$$

Le moment de renversement à la tête de la pile de rive est :

$$M_R = 27340 \text{ t.m}$$

### 1.2.2. Fléau central :

Le poids propre du demi-fléau central majoré  $G_{\max}$  :

$1,03M_{pp} = 17373 \text{ t.m}$

$1,03T_{pp} = 828,1 \text{ t}$

Le poids propre du demi-fléau central minoré  $G_{\min}$  :

$0,98M_{pp} = -16530 \text{ t.m}$

$0,98T_{pp} = 787,9 \text{ t}$

Qc :

## ❖ Surcharges réparties :

Surcharges du chantier  $q = 0,525 \text{ t/ml}$ 

$M_q = 379,05 \text{ t.m}$

$T_q = 19,95 \text{ t}$

Surcharge verticale du vent  $q_w = 0,231 \text{ t/ml}$ 

$M_{q_w} = 166,78 \text{ t.m}$

$T_{q_w} = 8,78 \text{ t}$

## ❖ Surcharges concentrées :

Le chariot matériel de coffrage  $Q = 55 \text{ t}$ 

$M_Q = 2090 \text{ t.m}$

$T_Q = 55 \text{ t}$

Poids de l'étalement  $Q_s = 5 \text{ t}$ 

$M_{Q_s} = 190 \text{ t.m}$

$T_{Q_s} = 5 \text{ t}$

Fa :Charge d'une chute éventuelle d'un voussoir  $P = 82,63 \text{ t}$ 

$M_p = 3139,94 \text{ t.m}$

$T_p = -82,63 \text{ t}$

D'où :

$G_{\max} + G_{\min} : \quad M = 843 \text{ t.m} \quad T = 1616 \text{ t}$

$Q_c : \quad M = 2825,83 \text{ t.m} \quad T = 88,73 \text{ t}$

$F_a : \quad M = 3139,94 \text{ t.m} \quad T = -82,63 \text{ t}$

Les combinaisons d'actions :

<b>combinaisons</b>	<b>M (t.m)</b>	<b>T (t)</b>
<b>0.9 (G<sub>max</sub>+G<sub>min</sub>) + 1.25 Qc</b>	4294	1565,3
<b>1.1 (G<sub>max</sub>+G<sub>min</sub>) + 1.25 Qc</b>	4459	<b>1888,5</b>
<b>0.9 (G<sub>max</sub>+G<sub>min</sub>) + Fa + Qc</b>	6724	1460,5
<b>1.1 (G<sub>max</sub>+G<sub>min</sub>) + Fa + Qc</b>	<b>6893</b>	1783,7

**Tab. IV.6. Les résultats des différentes combinaisons pour le demi-fléau central**

Donc :

La réaction à la tête de la pile centrale est :

$$R = 1888,5 \text{ t}$$

Le moment de renversement à la tête de la pile centrale est :

$$M_R = 6893 \text{ t.m}$$

**Remarque:**

Le moment de renversement à la tête de la pile de rive est trop important (27340 t.m) et cela est dû à la longueur de la travée de rive (53 m) très grande par rapport à la longueur de la demi-travée centrale (38 m).

Pour cela, on propose la solution suivante :

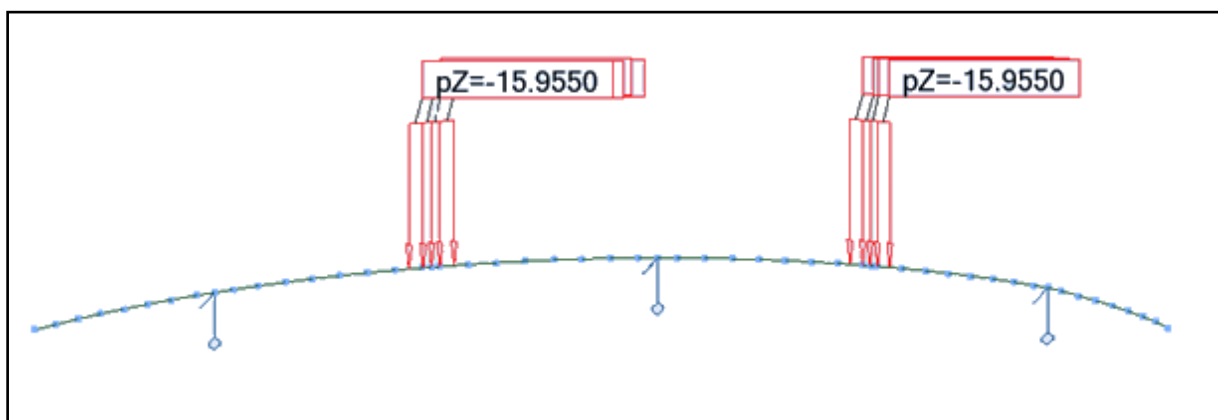
Procéder au clavage central dès que la longueur de la travée de rive atteint 38 m pour rendre le système hyperstatique ce qui réduit considérablement le moment de renversement à la tête de la pile de rive et ensuite coulé les 15 m (3 voussoirs) restants de chaque cotés et finalement procéder au clavage de rive.

**2<sup>ème</sup> Phase :**

On procède au coulage du voussoir de clavage central pour rendre le système hyperstatique. Le calcul des sollicitations est déterminé en représentant la charge due au clavage central par une surcharge uniformément répartie sur la portion du tablier où réside le clavage central qui est égale à  $Sc \times 2,5 \text{ t/m}^3$ .

$$q = 6,382 \times 2,5 = 15,955 \text{ t/ml.}$$

Le calcul des sollicitations provoquées par le clavage central est réalisé par le logiciel *Robot Structural* (qui sera présenté plus loin dans ce chapitre). La modélisation, les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont représentés sur les figures suivantes :



**Fig. IV.3. Modélisation du clavage central**

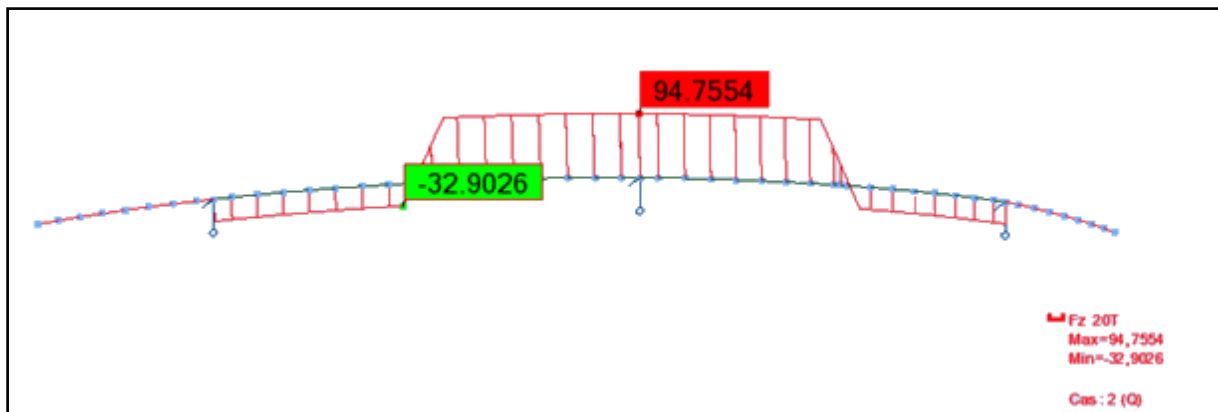


Fig. IV.4. Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage central

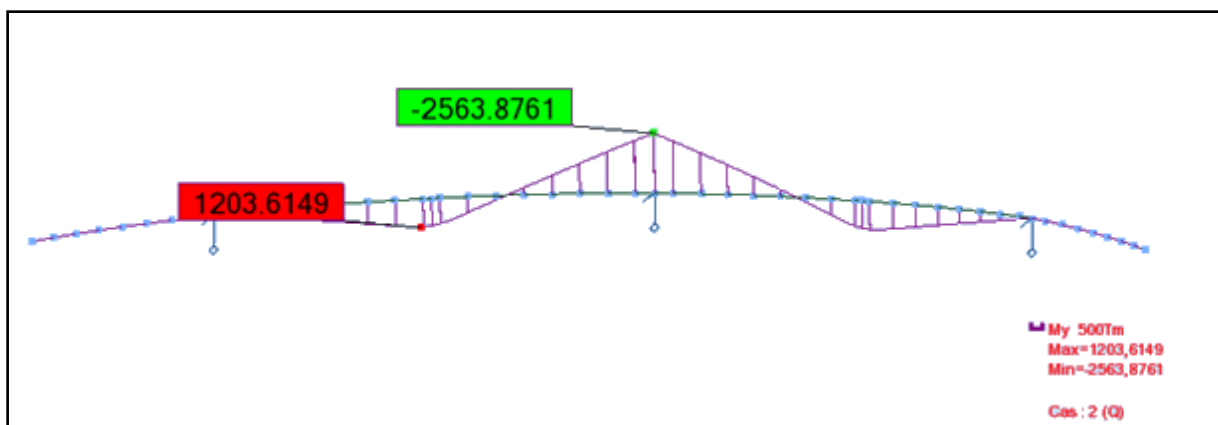


Fig. IV.5. Diagramme du moment fléchissant dû au clavage central

### 3<sup>ème</sup> Phase :

On finalise la réalisation des trois derniers voussoirs du côté du demi-fléau de rive pour atteindre les 53 m.

Le système restera hyperstatique et les moments de renversement sur les piles de rive seront réduits.

Les nouveaux moments ainsi obtenus seront aussi calculés avec le logiciel *Robot Structural*. Les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants résultants sont donnés dans le tableau suivant :

X(m)	M (t.m)	T (t)
38	-14632,06	836,78
42	-18003,09	920,23
48	-21667,48	1001,45
53	-25239,31	1073,53

Tab. IV.7. Effort tranchant et moment fléchissant pour la 3<sup>ème</sup> phase

**4<sup>ème</sup> Phase :**

On procède au coulage du voussoir de clavage de rive après finalisation des 3 voussoirs de chaque cotés.

Le calcul des sollicitations est assimilé à celui décrit précédemment sauf que la charge est uniformément répartie sur les cinq derniers mètres de chaque coté du tablier.

Le calcul des sollicitations provoquées par le clavage de rive est réalisé par le logiciel *Robot Structural*. Les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont représentés par les figures suivantes :

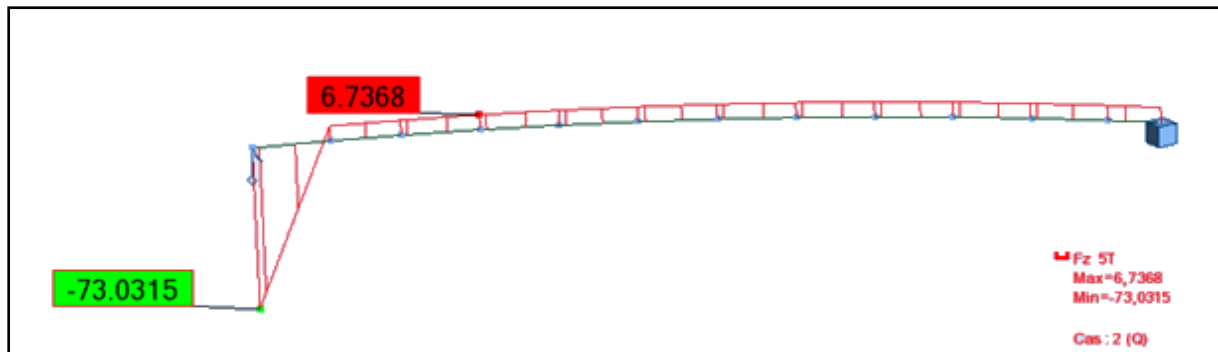


Fig. IV.6. Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage de rive

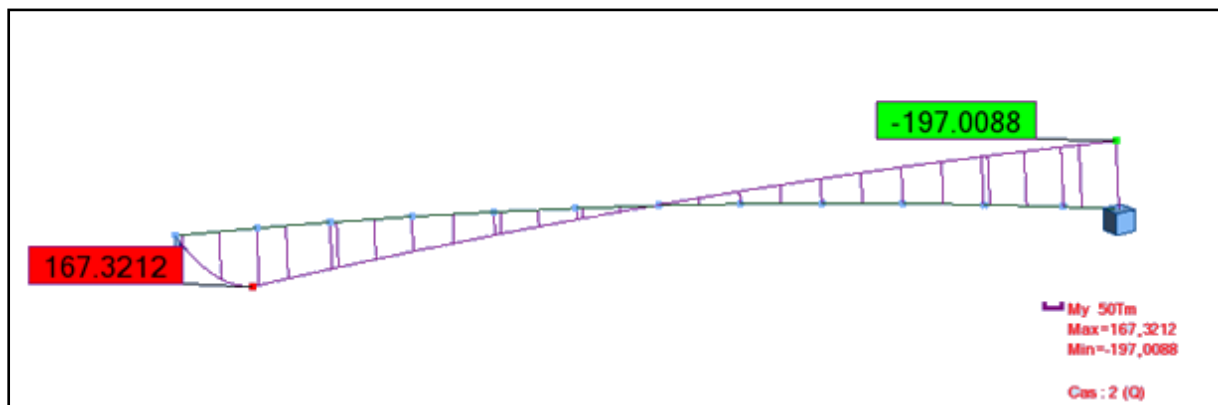


Fig. IV.7. Diagramme du moment fléchissant dû au clavage de rive

### 1.3. Etude de l'encastrement :

L'encastrement provisoire est réalisé par une précontrainte verticale et des câbles provisoires disposés entre le tablier et la pile, la force de précontrainte provisoire est déterminée par la condition d'équilibre suivante :

$$\Sigma M_{/o} = 0 \Rightarrow M_R - F \times v' = 0 \quad (\text{Pour le voussoir sur pile}).$$

$$V' = 2,431 \text{ m} \rightarrow F_p = \frac{Mr}{v'} = \frac{6893}{2,431} = 2835,46 \text{ t}$$

$$\text{Le nombre de câble : } N = \frac{F_p}{0,8F_0}$$

Avec :  $F_0$  est la force de précontrainte utile d'un câble 12T15.

$F_0 = 254,8 \text{ t}$  (cette valeur sera justifiée dans le chapitre 7)

$$N = \frac{2835,46}{0,8 \times 254,8} = 16 \text{ câbles.}$$

Après solidarisation des fléaux entre eux, le joint sera libéré en supprimant la précontrainte provisoire et en la remplaçant par un vérin hydraulique.

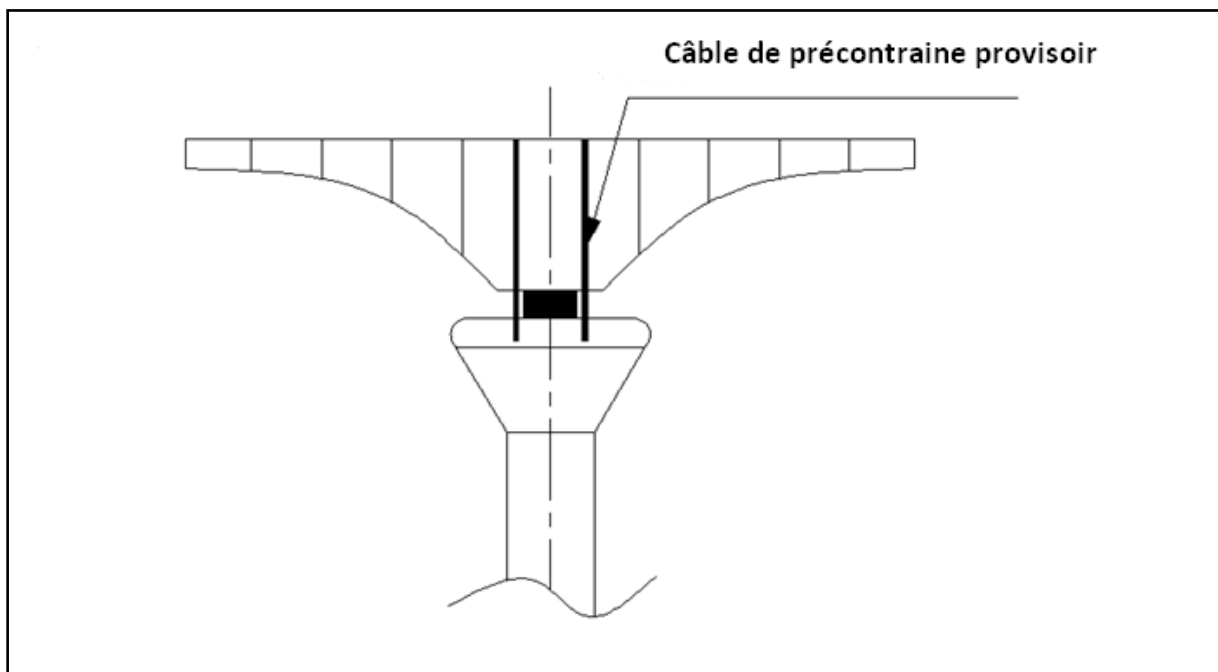


Fig. IV.8. Schéma de la précontrainte provisoire

## 2. Phase de service :

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

### 2.1. Présentation du logiciel :

Le système *Robot Structural* est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot Structural* 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.

*Robot Structural* est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de *Robot Structural* pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

*Robot Structural* permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). 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* peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

*Robot Structural* permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

*Robot Structural* est un logiciel orienté métier adapté 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.



## 2.2. 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 :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.

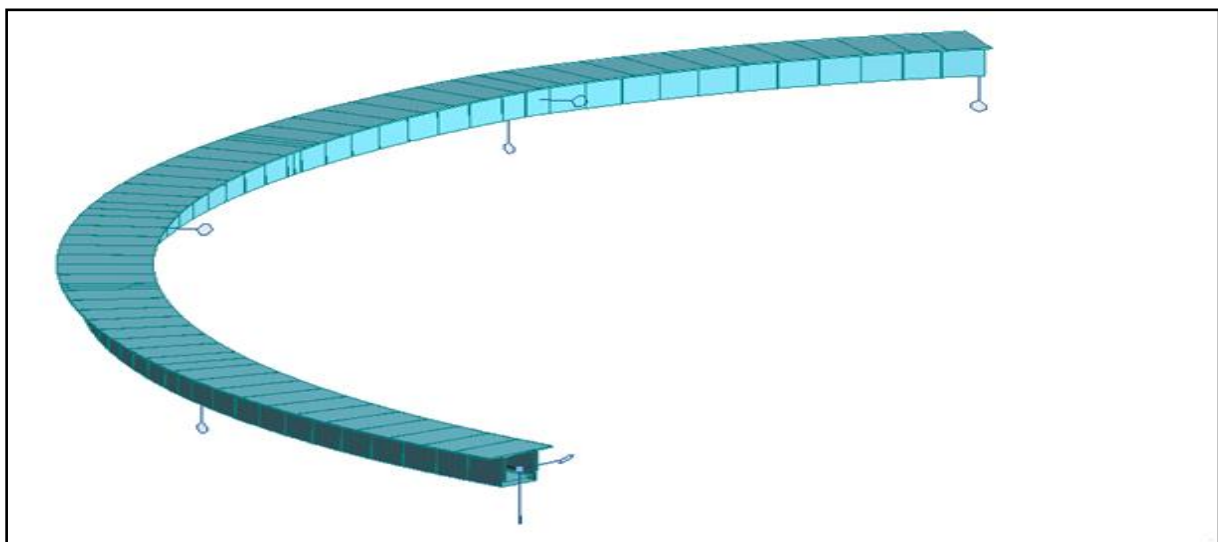
Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La structure est définie par des éléments barres.

Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.

En effet, on a remplacé des tronçons du tablier (tronçon de 5m) par des barres équivalentes ayant les mêmes sections ( $S$ ) et les mêmes inerties ( $I$ ).

Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.



**Fig. IV.9. Modélisation du tablier**

### 2.3. Combinaisons de calcul:

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

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 4,6747 t/m. (voir chapitre III, page 31)
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :  
 $0,621 \times 10,5 = 6,52 \text{ t/m}$ .
- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :  
 $0,15(\text{t/m}^2) \times 1,75(\text{m}) \times 2(\text{trottoir}) = 0,525 \text{ t/m}$ .

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8]

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse : [Réf 4]

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
4	Bc	Exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
5	Mc120	Exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
6	D240	Exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
7	St	Exploitation	Statique linéaire
8	G	PP+CCP	Combinaison linéaire
9	ELU A	$1.35G + 1.6 (A + St)$	Combinaison linéaire
10	ELU Bc	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
11	ELU Mc120	$1.35 (G + Mc120)$	Combinaison linéaire
12	ELU D240	$1.35 (G + D240)$	Combinaison linéaire
13	ELS A	$G + 1.2 (A + St)$	Combinaison linéaire
14	ELS Bc	$G + 1.2 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
15	ELS Mc120	$G + Mc120$	Combinaison linéaire
16	ELS D240	$G + D240$	Combinaison linéaire

**Tab. IV.8. Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61**

## 2.4. Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant, 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).

Les résultats sont donnés en **tonnes.mètre** pour les moments et en **tonnes** pour les forces.

### 2.4.1. Moments fléchissant :

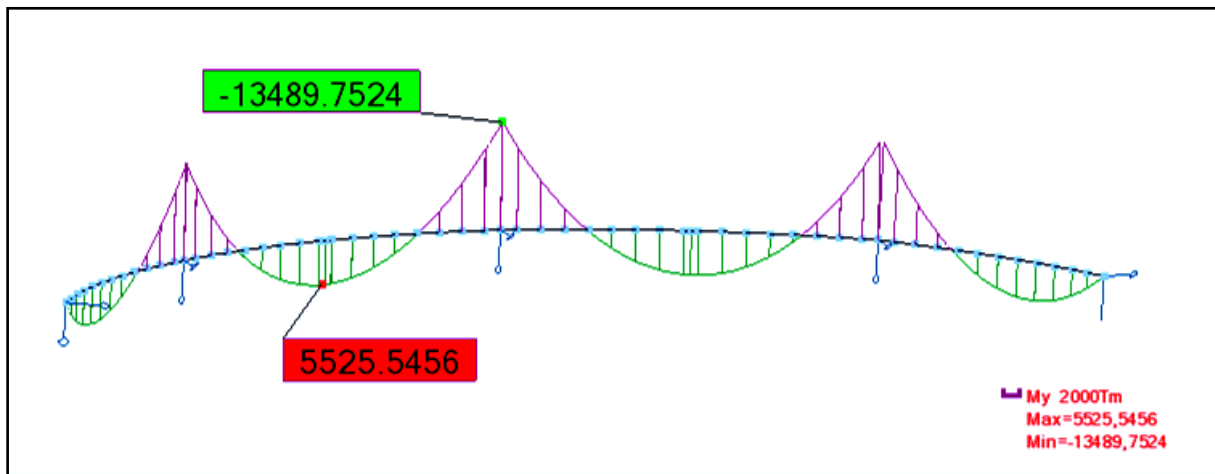


Fig. IV.10. Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes

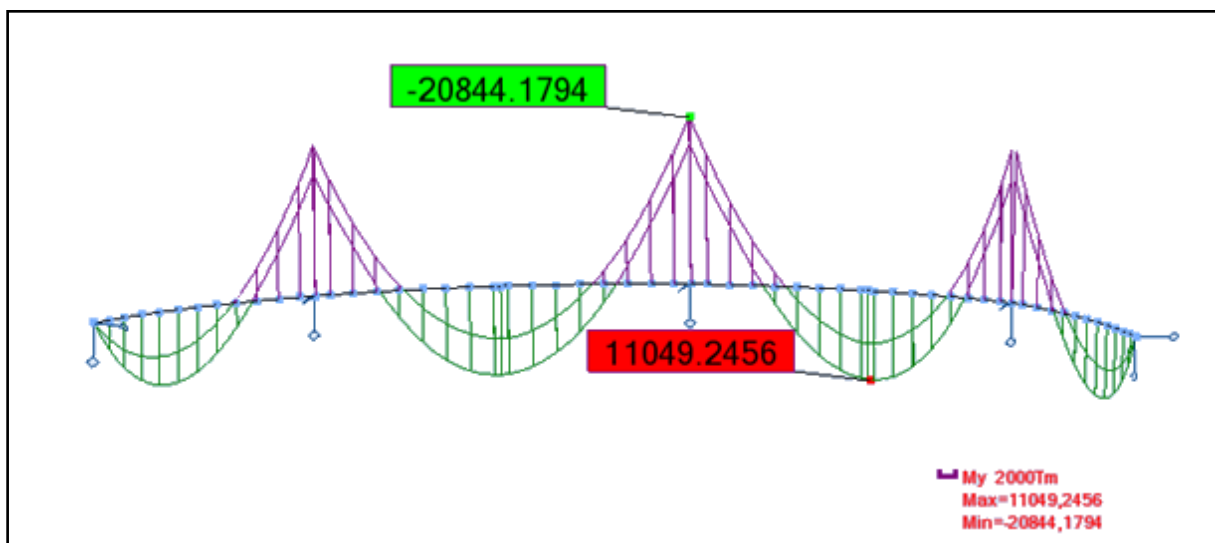


Fig. IV.11. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240)

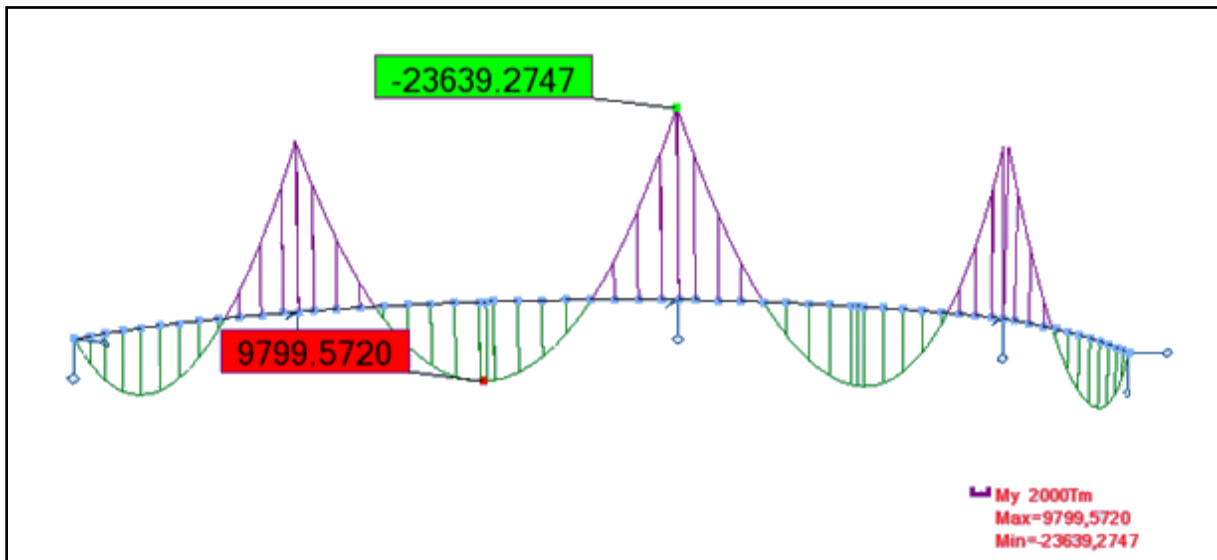


Fig. IV.12. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELU A)

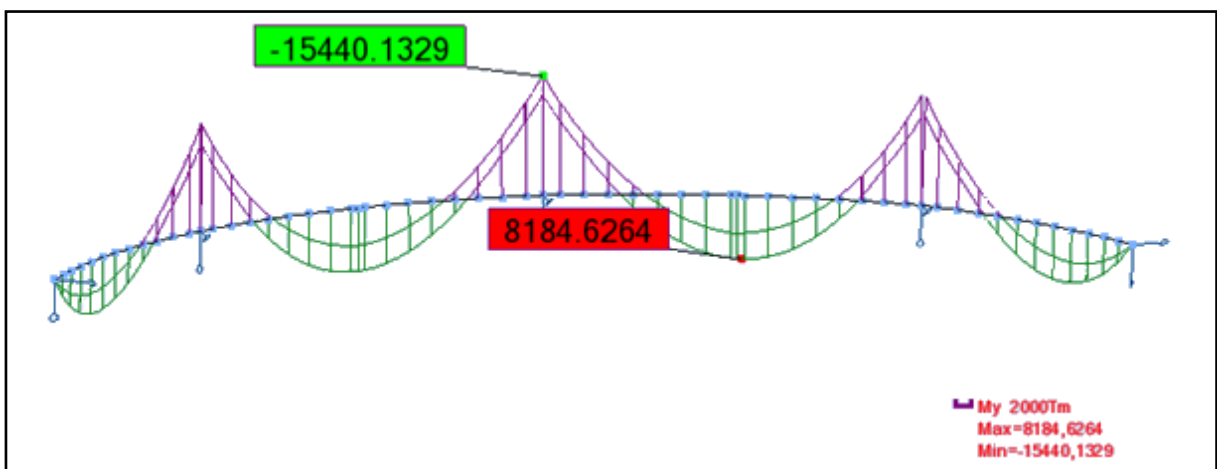


Fig. IV.13. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240)

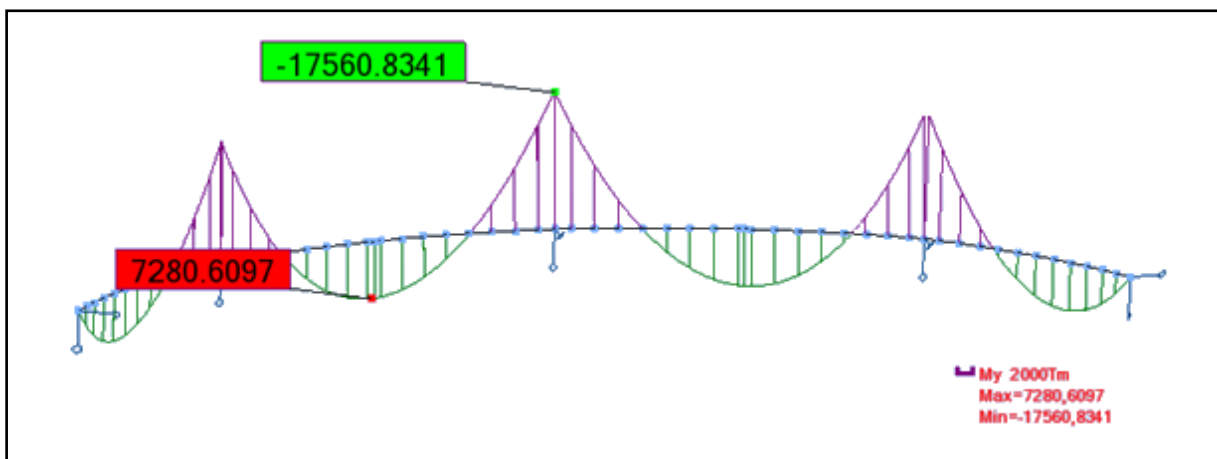


Fig. IV.14. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable (Comb. ELS A)

2.4.2. Efforts tranchant :

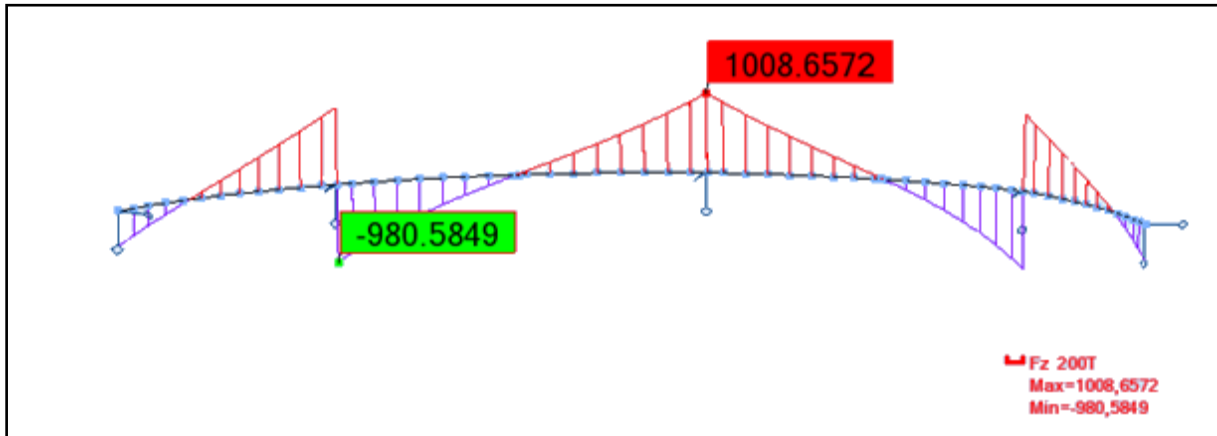


Fig. IV.15. Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes

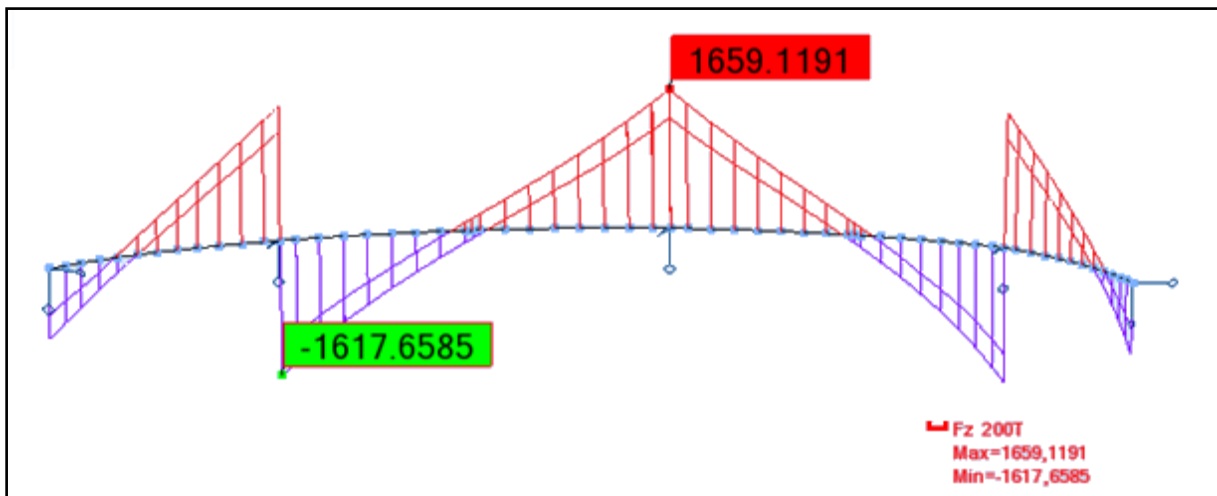


Fig. IV.16. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240)

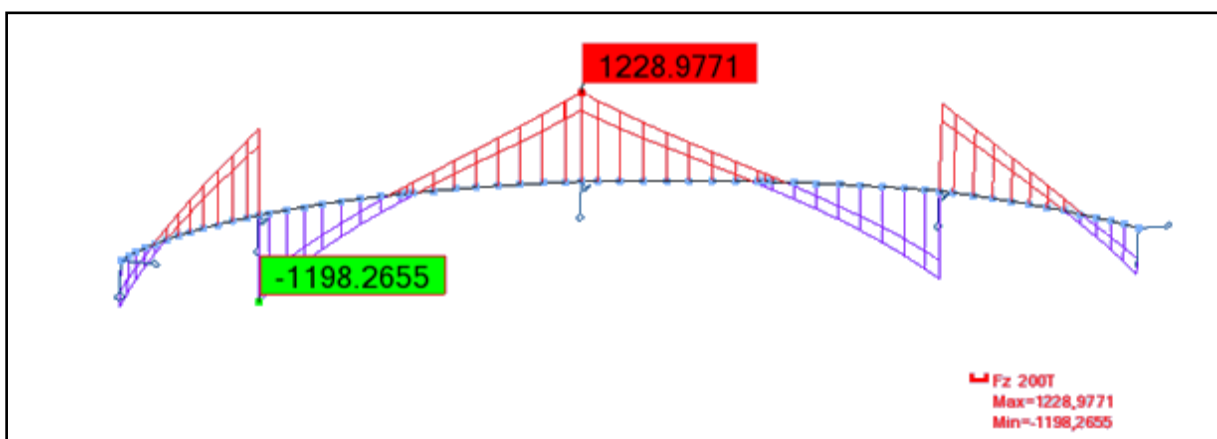


Fig. IV.17. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240)

## 2.4.3. Moment de torsion :

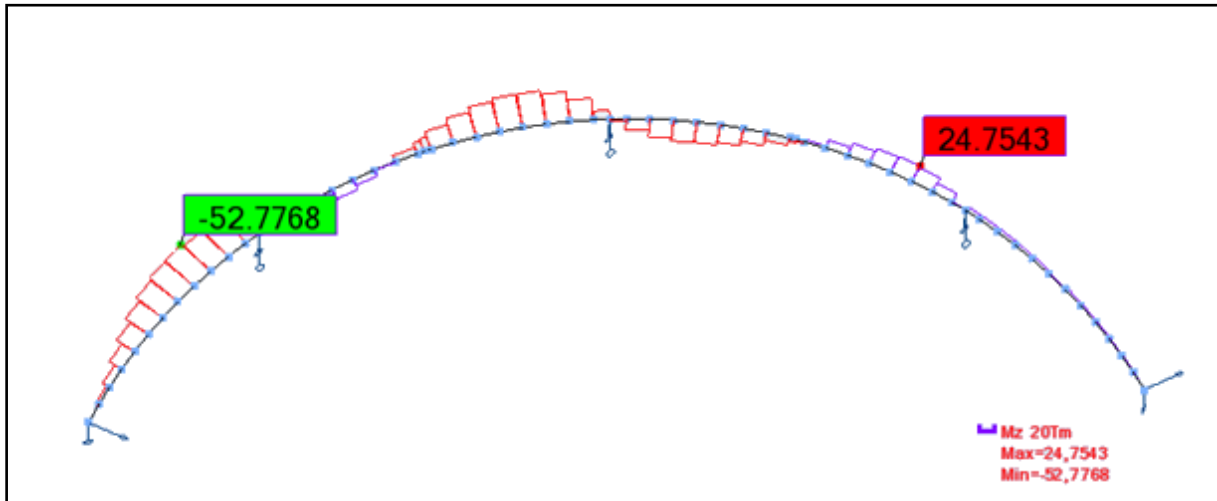


Fig. IV.18. Diagramme du moment de torsion dus aux charges permanentes

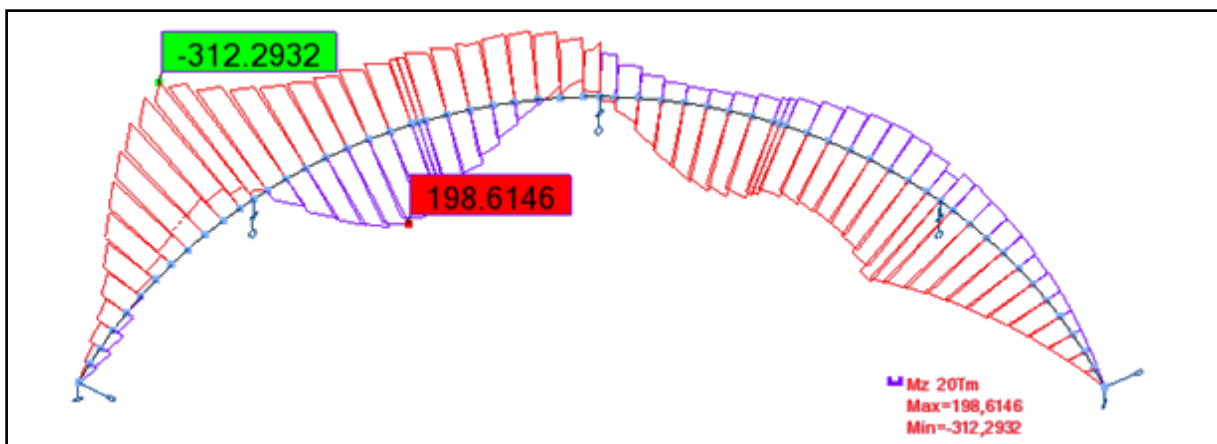


Fig. IV.19. Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable (Comb. ELU D240)

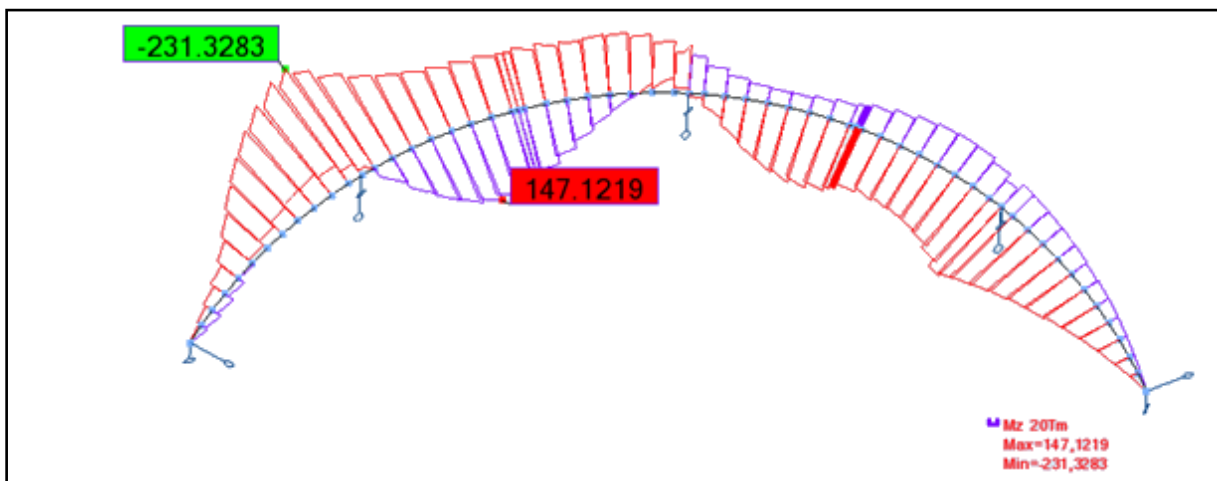


Fig. IV.20. Diagramme du moment de torsion sous combinaison défavorable (Comb. ELS D240)

# Chapitre V

---

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

---

## Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

Précontrainte par post-tension.

Précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

### Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

### Béton :

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton).

On utilisera donc un ciment CPA 325 dosé à  $400 \text{ kg/m}^2$  + adjuvant, soit une résistance caractéristique moyenne :

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

$$f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

### Armatures de précontraintes : [Réf 9]

Les câbles:	12T15.
Force de rupture garantie :	$f_{prg} = 1766,7 \text{ N/mm}^2$ .
Force élastique garantie :	$f_{peg} = 1573,3 \text{ N/mm}^2$ .
Section utile d'un câble :	$A_p = 1800 \text{ mm}^2$ .
Diamètre de la gaine :	$\Phi = 8,8 \text{ cm}$
Coefficient de frottement (gaine - câble) :	$\Phi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Relaxation a 1000 heures :	$\Phi_{1000} = 2,5\%$
Relaxation a 3000 heures :	$\Phi_{3000} = 3\%$
Module d'élasticité :	$E_p = 1,9.10^5 \text{ Mpa}$
Recul d'ancrage au relâchement du vérin :	$g = 6 \text{ mm}$
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire :	$f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$



## 1. Mode de calcul :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

### 1.1. Câble de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

### 1.2. Câble de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, elles sont :

- Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.
- Soit filant dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.

## 2. Etude de la précontrainte du fléau :

On adoptera le schéma classique qui consiste à faire descendre les câbles des fléaux dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant  $T_R$  dû aux composantes verticales des efforts de précontrainte, les câbles sont disposés dans le gousset supérieur, le plus près possible de l'axe des âmes, de manière à faciliter leur descente et sont encrés le plus souvent à l'extrémité de chaque tranche au niveau des âmes.

La décroissance du nombre de câbles nécessaires à partir de l'appui permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

## 2.1. Détermination de la précontrainte du fléau :

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales, pour cela on ne tient compte que des éléments essentiels, c'est dans cet esprit que nous ne ferons intervenir à ce stade ni les moments hyperstatiques de précontrainte, ni la redistribution des efforts dus au fluage du béton, ni les efforts dus à la température.

Ces câbles créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures, et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. Donc les câbles de précontrainte doivent reprendre ces efforts en exerçant la contrainte suivante :

$$\sigma_{P_{\text{sup}}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} : \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{P_{\text{inf}}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} : \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Avec :

$\sigma_{P_{\text{sup}}}$  : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{P_{\text{inf}}}$  : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

$\overline{\sigma}_{bt}$  : Contrainte admissible de traction.

Cependant en classe I du règlement B.P.E.L, [Réf 10] (on a choisit la classe I parce que dans cette dernière, la section du béton est entièrement comprimée), on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux E.L.S

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P \left( \frac{1}{S} + \frac{e.v}{I} \right) = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P = \frac{M.V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e.v}{I}}$$

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

S : Section droite du voussoir.

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

On utilisant les hypothèses des câbles équivalents, on supposera que ces derniers se répartissent en nappes et que chaque nappe correspond à un câble équivalent.

Donc on supposera qu'on a 3 nappes disposées comme suit en respectant les conditions d'enrobage :

$d$  : distance d'enrobage.

$\Phi$  : diamètre de la gaine.

$V$  : distance du CDG à la fibre supérieure.

$$d_1 = 1.5 \Phi = 0.12 \text{ m}$$

$$d_2 = 3 \Phi = 0.24 \text{ m}$$

$$d_3 = 4.5 \Phi = 0.36 \text{ m}$$

L'excentricité moyenne pour chaque nappe est :

$$1^{\text{ère}} \text{ nappe} \rightarrow e = v - d_1$$

$$2^{\text{ème}} \text{ nappe} \rightarrow e = v - d_2$$

$$3^{\text{ème}} \text{ nappe} \rightarrow e = v - d_3$$

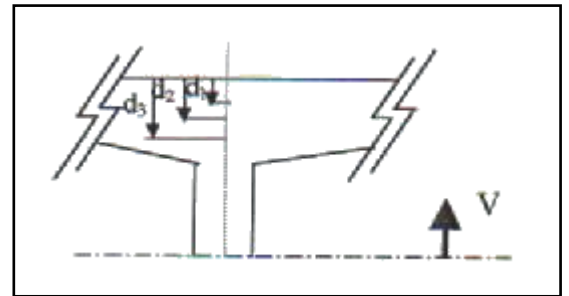


Fig. V.1. Disposition des nappes

Le nombre de câbles nécessaire sera :

$$n (P_0 - \Delta P) \geq P$$

$\Delta P$  : étant les pertes de tension

Supposant que  $\Delta P = 20 \% P_0$  l'équation devient :

$$n \geq \frac{P}{0.8 P_0}$$

$P_0$  : force utile pour un câble 12T15

D'après « technique de l'ingénieur » [Réf 9] :  $\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 \text{ fprg} ; 0,9 \text{ fpeg})$   
 $= \text{Min} (1413 ; 1416)$

$\sigma_{p0} = 1413 \text{ MPa}$  D'où :  $P_0 = 254,8 \text{ t}$

**Exemple de calcul** : détermination du nombre de câbles pour le vousoir sur pile

Section  $S_1$ :  $V_1 = 2,569 \text{ m}$ ;  $d_3 = 0.36 \text{ m}$ ;  $e_1 = V_1 - d_3 = 2,209 \text{ m}$

$$S_1 = 11,416 \text{ m}^2; \quad I_1 = 43,597 \text{ m}^4; \quad M_1 = 16862,29 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{M_1 \times \frac{V_1}{I_1}}{\frac{1}{S_1} + e_1 \times \frac{V_1}{I_1}} = \frac{16862,29 \times \frac{2,569}{43,597}}{\frac{1}{11,416} + 2,209 \times \frac{2,596}{43,597}} = 4534,38 \text{ t}$$

$$n \geq \frac{P}{0,8 P_0} = \frac{4534,38}{0,8 \times 254,8} = 22,24 \text{ donc le nombre de câbles retenu est } n = 24 \text{ câbles.}$$

**Remarque :**

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

Pour toutes autres sections voir les tableaux suivants :

N° Voussoir	X (m)	d (m)	V (m)	e (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	P (t)	ni = P/0,8P0	Nréel	N/Ame	Arrête
VSP	0	0,36	2,56	2,20	11,41	43,59	16862,29	4562,86	22,38	24	12	2
	3	0,36	2,40	2,04	10,68	35,45	13053,50	3810,62	18,69	20	10	
V1	8	0,36	2,16	1,80	9,60	25,12	9669,88	3208,06	15,73	16	8	2
V2	13	0,24	1,96	1,72	8,67	17,92	6728,63	2424,65	11,89	14	7	1
V3	18	0,24	1,79	1,55	7,90	13,02	4258,38	1723,60	8,45	10	5	2
V4	23	0,24	1,65	1,41	7,29	9,76	2299,23	1033,39	5,07	6	3	2
V5	28	0,12	1,55	1,43	6,83	7,70	902,71	417,96	2,05	4	2	1
V6	33	0,12	1,48	1,36	6,53	6,50	131,79	64,69	0,31	2	1	1
V7	38	0,12	1,45	1,33	6,39	5,98	0,00	0,00	0,00	0	0	1

Tab. V.1. Nombre de câbles pour le demi-fléau central

N° Voussoir	X (m)	d (m)	V (m)	e (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	P (t)	ni = P/0,8P0	Nréel	N/Ame	Arrête
VSP	0	0,36	2,56	2,20	11,41	43,59	25239,31	6829,65	33,50	36	18	2
	3	0,36	2,44	2,08	10,86	37,30	21667,48	6208,38	30,45	32	16	
V1	8	0,36	2,25	1,89	10,01	28,75	18003,09	5679,31	27,86	30	15	1
V2	13	0,36	2,08	1,72	9,24	22,20	14632,06	5083,74	24,94	28	14	1
V3	18	0,24	1,94	1,70	8,57	17,24	13799,69	5042,68	24,73	26	13	1
V4	23	0,24	1,81	1,57	7,99	13,54	10166,39	4056,01	19,89	22	11	2
V5	28	0,24	1,70	1,46	7,50	10,82	7026,37	3042,29	14,92	16	8	3
V6	33	0,24	1,24	1,00	7,09	8,86	4411,91	2197,20	10,77	12	6	2
V7	38	0,12	1,54	1,42	6,78	7,49	2361,14	1103,62	5,41	8	4	2
V8	43	0,12	1,49	1,37	6,56	6,60	918,09	448,39	2,20	4	2	2
V9	48	0,12	1,46	1,34	6,42	6,09	132,65	66,58	0,32	2	1	1
V10	53	0,12	1,45	1,33	6,38	5,93	0,00	0,00	0,00	0	0	1

Tab. V.2. Nombre de câbles pour le demi-fléau de rive

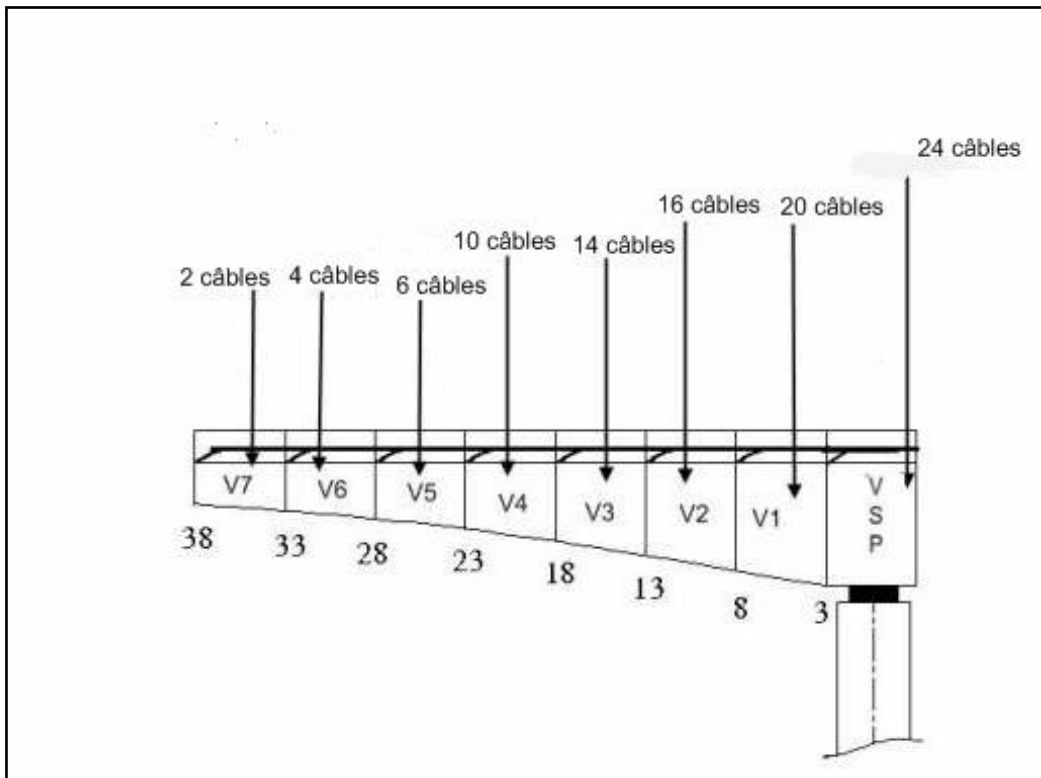


Fig. V.2. Nombre de câbles pour le demi-fléau central

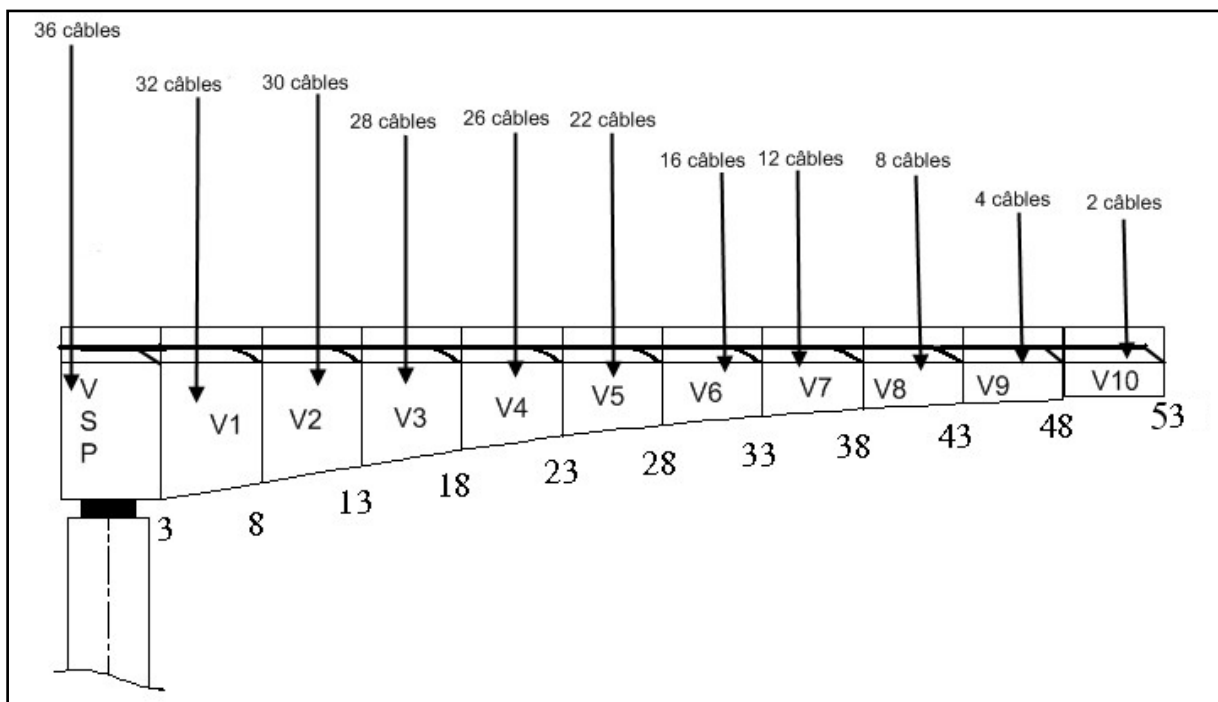


Fig. V.3. Nombre de câbles pour le demi-fléau de rive

## 2.2. Tracé des câbles de fléau :

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

### 2.2.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants : [Réf 10]

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :  $y(x) = x^2 + bx + c$

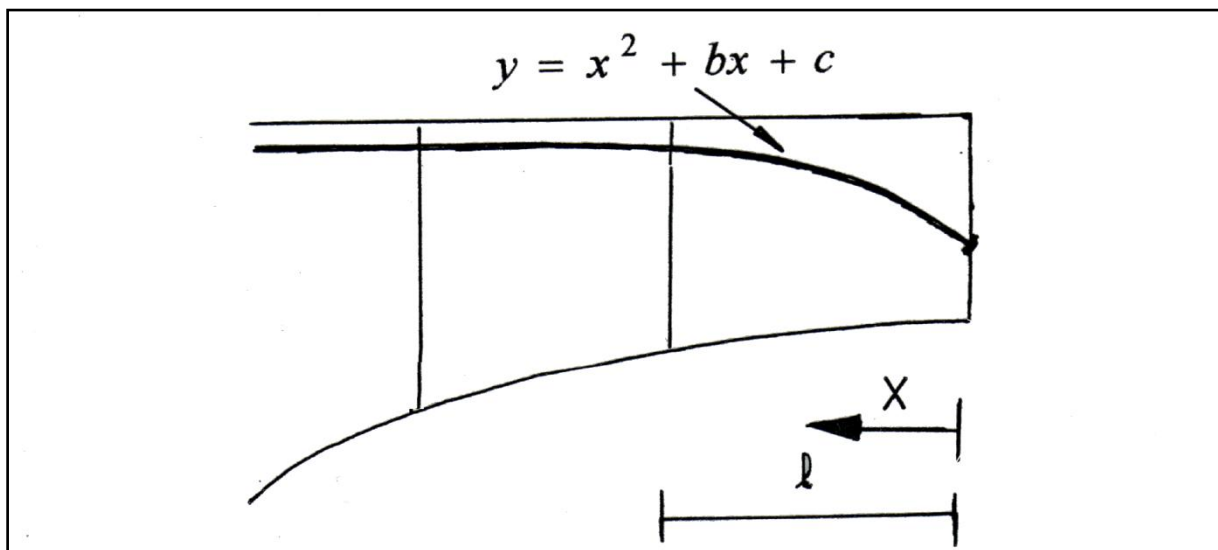


Fig. V.4. Tracé d'un câble en élévation

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left( \frac{x}{l} \right)^2$$

$d_1$  : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

$d_0$  : Distance de câble à la fibre supérieure.

$l$  : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir  $l = 5m$ ).

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

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

$R_{\min}$  : Rayon minimal pour les câbles 12T15 = 6m

La déviation verticale d'un câble  $\alpha_n$  est :

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}$$

$$\alpha_n = \operatorname{Arctg}\left(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}\right)$$

**Exemple d'application :** Etude du câble N°4 pour le demi-fléau central

La variation de la courbe se fait sur un seul voussoir

Pour le câble N° : 4 on a :

$$d_0 = 0,36 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,82 \text{ m}$$

$$x_0 = 5 \text{ m} \quad R_c(x) = \frac{x_0^2}{2(d_1 - d_0)}$$

$$l = 5 \text{ m} \quad R_c(5) = \frac{5^2}{2(1,82 - 0,36)} = 8,33 \text{ m} > R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \operatorname{Arctg}\left(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}\right) = \operatorname{Arctg}\left(2(1,82 - 0,36) \frac{5}{5^2}\right) = 0,3499 \text{ rad}$$

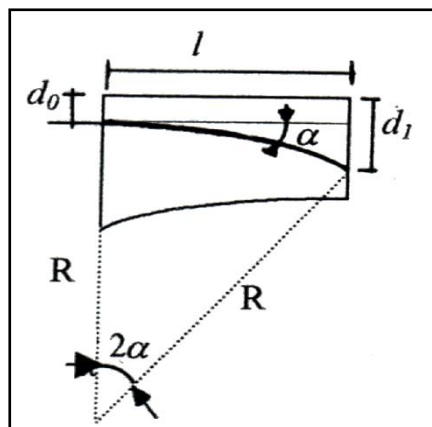


Fig. V.5. Tracé en élévation des câbles du 4<sup>ème</sup> voussoir

### 2.2.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

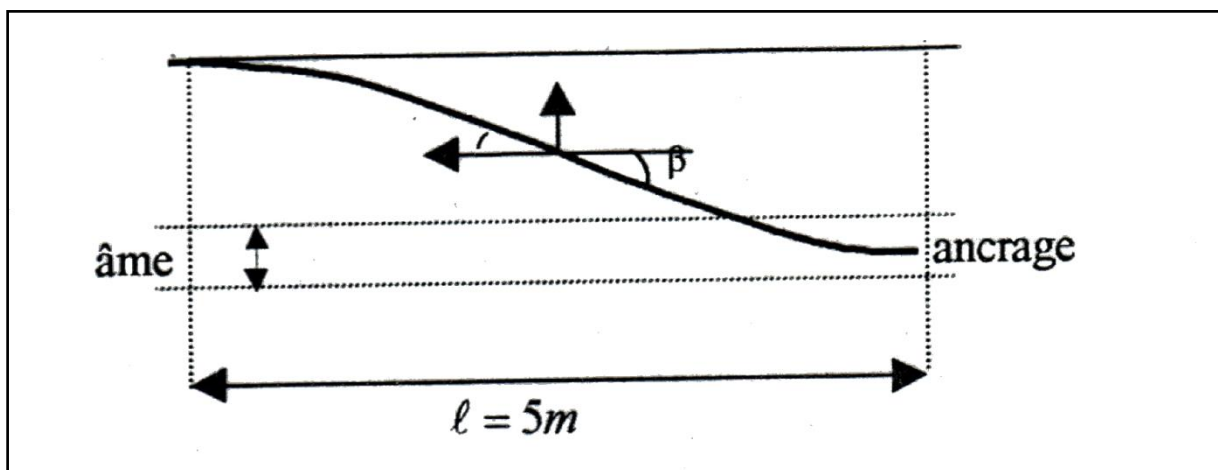


Fig. V.6. Tracé d'un câble en plan

L'équation de la parabole est

$$z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon est

$$R_p(x) = \frac{x_0^2}{2(z_1 - z_0)}$$

La déviation est

$$\beta_n = \text{Arctg} \frac{2(z_1 - z_0)}{x_0}$$

**Exemple d'application :** Etude du câble N° :1 pour le demi-fléau intermédiaire.

La variation de courbure se fait sur un seul voussoir

$$l = 5 \text{ m} \quad z_0 = 0 \quad z_1 = -0,145 \quad x_0 = 5 \text{ m}$$

$$R_p(x) = \frac{5^2}{2(0,145 - 0)} = 86,20 \text{ m} \quad \beta_n = \text{Arctg} \frac{2(0,145 - 0)}{5} = 0,036 \text{ rad}$$



N° Voussoir	N° Câble	L(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R <sub>cn</sub> (m)	α <sub>n</sub> (rad)	Z <sub>0n</sub> (m)	Z <sub>1n</sub> (m)	R <sub>pn</sub> (m)	β (rad)
VSP	1	3	0,36	2,52	12,338	0,4951	0	-0,145	-220,689	-0,0362
VSP	2	3	0,36	2,1	14,878	0,4103	0	0,000	0,000	0,0000
V1	3	5	0,36	2,24	13,925	0,439	0	0,145	86,2068	0,0362
V1	4	5	0,36	1,82	17,222	0,3499	0	-0,0725	-172,413	-0,0289
V2	5	5	0,36	1,79	6,6232	0,5195	0	0,2175	57,471	0,0867
V3	6	5	0,24	1,81	6,6660	0,5607	0	-0,2175	-57,471	-0,0867
V3	7	5	0,24	1,39	8,7528	0,4311	0	0,0725	172,413	0,0289
V4	8	5	0,24	1,65	7,3357	0,5135	0	0,000	0,000	0,0000
V4	9	5	0,24	1,23	9,9226	0,3770	0	0,145	86,206	0,0579
V5	10	5	0,24	1,34	9,0883	0,4145	0	-0,145	-86,206	-0,0579
V6	11	5	0,12	1,27	9,7225	0,4311	0	-0,145	-86,206	-0,0579
V7	12	5	0,12	1,25	9,8800	0,4245	0	0,145	86,206	0,0579

Tab. V.3. L'allure des câbles en plan et en élévation pour le demi-fléau central

N° Voussoir	N° Câble	L(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R <sub>cn</sub> (m)	α <sub>n</sub> (rad)	Z <sub>0n</sub> (m)	Z <sub>1n</sub> (m)	R <sub>pn</sub> (m)	β (rad)
VSP	1	3	0,36	2,57	12,0913	0,5047	0	-0,145	-220,689	-0,0362
VSP	2	3	0,36	2,15	14,5237	0,4207	0	0,000	0,000	0,0000
V1	3	5	0,36	2,16	14,4548	0,4228	0	0,145	86,206	0,0362
V2	4	5	0,36	1,96	15,9665	0,3805	0	-0,0725	-172,413	-0,0289
V3	5	5	0,36	1,79	6,6232	0,5195	0	0,2175	57,471	0,0867
V4	6	5	0,24	1,86	6,4804	0,5749	0	-0,2175	-57,471	-0,0867
V4	7	5	0,24	1,44	8,4405	0,4475	0	0,0725	172,413	0,0289
V5	8	5	0,24	1,95	6,1702	0,5993	0	0,000	0,000	0,0000
V5	9	5	0,24	1,53	7,9299	0,4763	0	0,145	86,206	0,0579
V5	10	5	0,24	1,11	11,0212	0,3348	0	-0,145	-86,206	-0,0579
V6	11	5	0,24	1,64	7,3819	0,5104	0	-0,145	-86,206	-0,0579
V6	12	5	0,24	1,22	10,0059	0,3735	0	0,145	86,206	0,0579
V7	13	5	0,24	1,56	7,7728	0,4857	0	-0,0725	-172,413	-0,0289
V7	14	5	0,24	1,14	10,7249	0,3455	0	0,2175	57,471	0,0867
V8	15	5	0,12	1,5	8,2133	0,5043	0	-0,2175	-57,471	-0,0867
V8	16	5	0,12	1,08	11,4540	0,3666	0	0,0725	172,413	0,0289
V9	17	5	0,12	1,26	9,8006	0,4278	0	0,145	86,206	0,0579
V10	18	5	0,12	1,25	9,8800	0,4245	0	-0,145	-86,206	-0,0579

Tab. V.4. L'allure des câbles en plan et en élévation pour le demi-fléau de rive

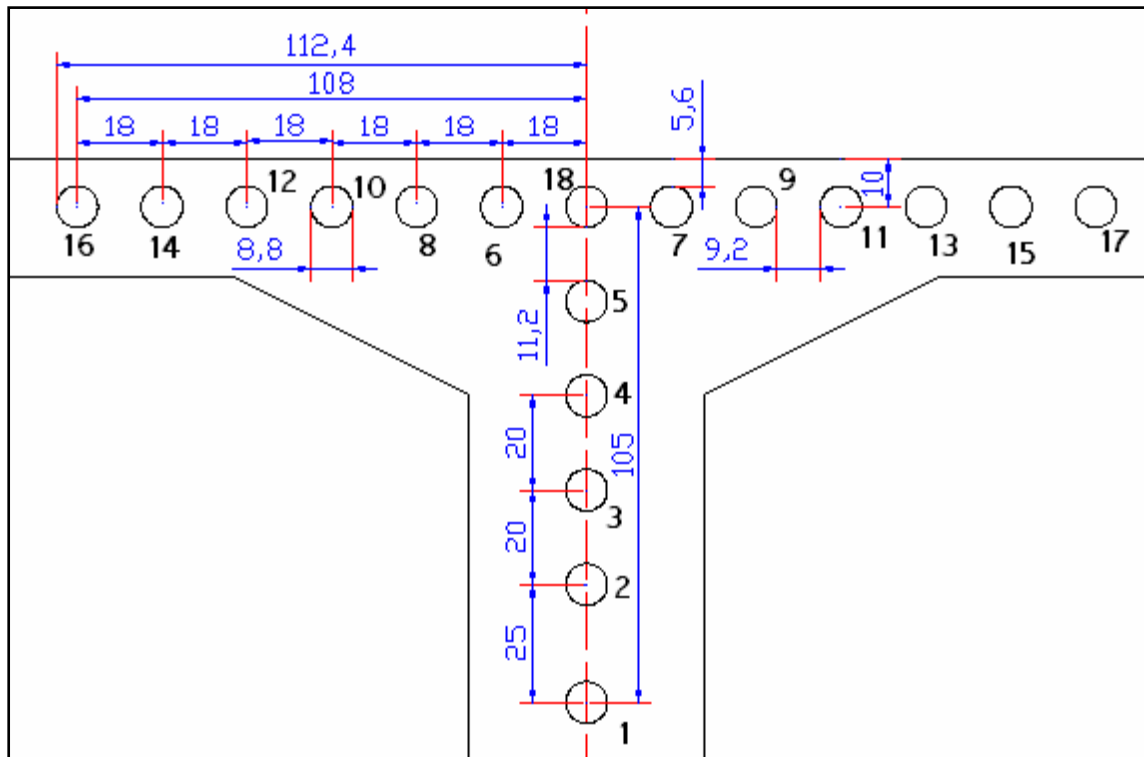


Fig. V.7. Disposition des câbles au niveau de la section sur pile

### 3. Etude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

#### 3.1. Les surcharges :

- Le pont est dimensionné selon le fascicule 61 titre II (surcharge A(L), Bc) et pour le convoi exceptionnel D240.

- Les surcharges militaires prises en compte constituent un ou plusieurs véhicules-types du système Mc120 en prenant en compte les coefficients de majoration.

### 3.2. Combinaisons des charges :

Selon le B.P.E.L, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes : [Réf 10]

$$\begin{array}{l} \text{RARES:} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Comb.1 : } G + St + Q \\ \text{Comb.2 : } G + St + 1,2 A(L) + Q \\ \text{Comb.3 : } G + St + 1,2 B + Q \\ \text{Comb.4 : } G + St \end{array} \right. \\ \\ \text{FREQUENTES} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Comb.5 : } G + St + 0,72 A(L) \\ \text{Comb.6 : } G + St + 0,72 B \\ \text{Comb.7 : } G + St + 0,2 Q \end{array} \right. \end{array}$$

Avec:

G: Poids propre + superstructure.

St : Surcharges des trottoirs.

Q : surcharges climatiques (vent + gradient thermique).

Pour déterminer la contrainte de continuité, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque sections, or ces sollicitations contiennent un effet hyperstatique de la précontrainte, qui n'est pas encore connu, puisqu'il dépend de l'effort de précontrainte que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte de continuité sont **nuls**.

Après avoir déterminé les forces de précontraintes nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte de l'ensemble des câbles.

La modélisation via le logiciel *Robot Structural* donne les résultats illustrés sur la figure suivante :

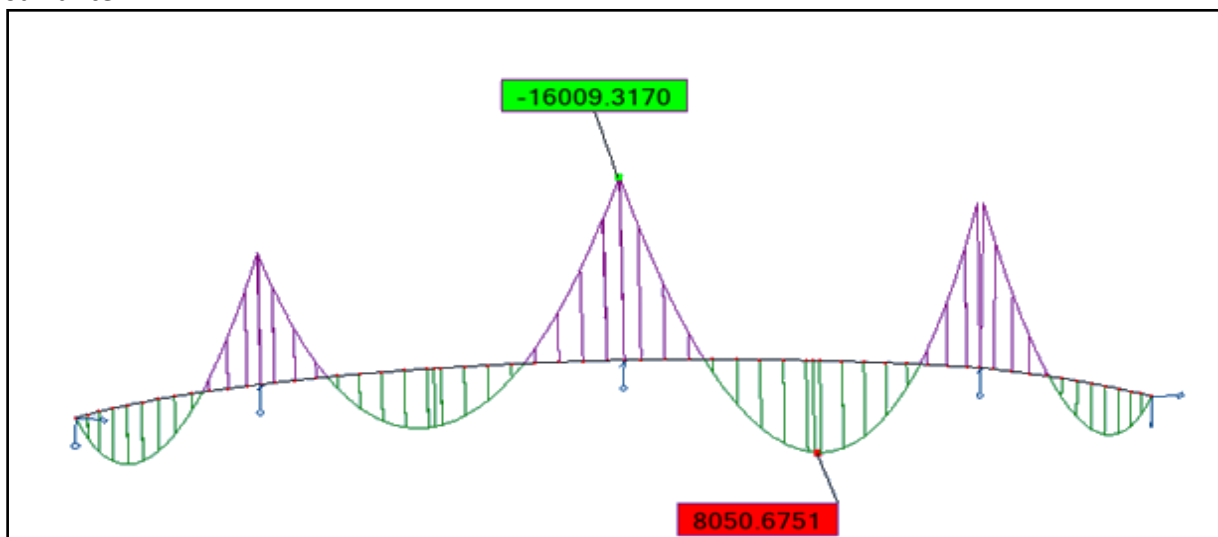


Fig. V.8. Diagramme des moments fléchissant sous comb.2

### 3.3. Détermination de la précontrainte de continuité :

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

**Exemple de calcul :** détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale).

Section  $S_c$ :  $V'_c = 1,046$  m;  $d = 0,2$  m;  $e_c = V'_c - d = 0,846$  m

$$S_c = 6,382 \text{ m}^2; \quad I_c = 5,937 \text{ m}^4; \quad M_c = 8050,6751 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{M_c \times \frac{V'_c}{I_c}}{\frac{1}{S_c} + e_c \times \frac{V'_c}{I_c}} = \frac{8050,6751 \times \frac{1,046}{5,937}}{\frac{1}{6,382} + 0,846 \times \frac{1,046}{5,937}} = 4639,19 \text{ t}$$

$$n \geq \frac{P}{0,8 P_0} = \frac{4639,19}{0,8 \times 254,8} = 22,76 \text{ donc le nombre de câbles retenu est } n = 24 \text{ câbles.}$$

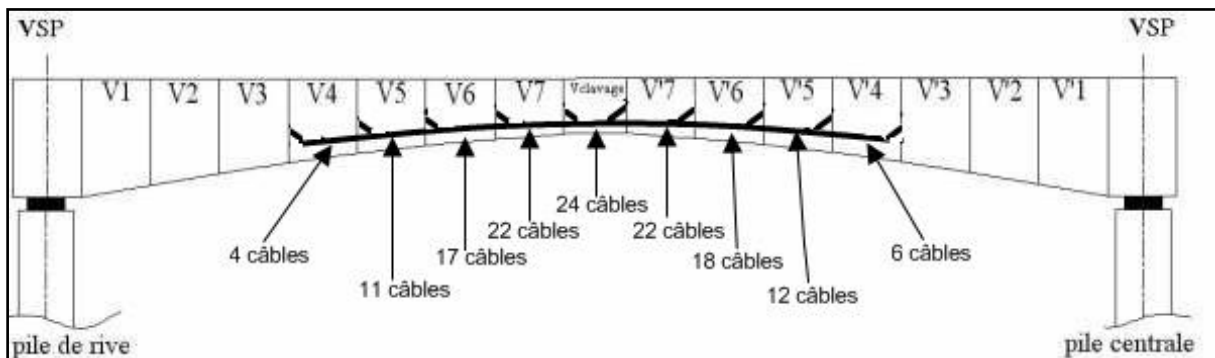


Fig. V.9. Nombre de câbles de précontrainte de continuité pour la travée centrale

## 3.3.1. Travée intermédiaire :

N° Voussoir	X (m)	d (m)	V' (m)	e (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	P (t)	ni = P/0,8P0	Nréel
VSP	0	0,2	2,431	2,231	11,416	43,597	-16005,03	-	-	-
V1	3	0,2	2,213	2,013	10,689	35,457	-11851,27	-	-	-
	8	0,2	1,891	1,691	9,604	25,125	-6679,00	-	-	-
V2	13	0,2	1,620	1,420	8,676	17,926	-2353,52	-	-	-
V3	18	0,2	1,401	1,201	7,905	13,020	1217,33	512,210	2,512807	4
V4	23	0,2	1,233	1,033	7,291	9,767	3981,22	1878,431	9,215226	11
V5	28	0,2	1,117	0,917	6,835	7,703	6015,37	3123,286	15,322246	17
V6	33	0,2	1,054	0,854	6,536	6,507	7344,63	4083,564	20,033185	22
V7	38	0,2	1,046	0,846	6,395	5,982	7983,24	4587,327	22,504551	24
Vclavage	42	0,2	1,046	0,846	6,395	5,982	8043,75	4626,076	22,694646	24
V'7	47	0,2	1,054	0,854	6,536	6,507	7603,60	4227,552	20,739563	22
V'6	52	0,2	1,117	0,917	6,835	7,703	6477,73	3363,353	16,499967	18
V'5	57	0,2	1,233	1,033	7,291	9,767	4646,39	2192,273	10,754873	12
V'4	62	0,2	1,401	1,201	7,905	13,020	2084,40	877,038	4,302580	6
V'3	67	0,2	1,620	1,420	8,676	17,926	-1278,81	-	-	-
V'2	72	0,2	1,891	1,691	9,604	25,125	-5407,07	-	-	-
V'1	77	0,2	2,213	2,013	10,689	35,457	-10384,53	-	-	-
VSP	80	0,2	2,431	2,231	11,416	43,597	-14407,28	-	-	-

Tab. V.5. Nombre de câbles de précontrainte de continuité dans la travée centrale

## 3.3.2. Travée de rive :

N° Voussoir	X (m)	d (m)	V' (m)	e (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	P (t)	ni = P/0,8P0	Nréel
VSP	0	0,2	2,431	2,231	11,416	43,597	-14407,28	-	-	-
V1	3	0,2	2,279	2,079	10,862	37,303	-10972,58	-	-	-
	8	0,2	2,045	1,845	10,011	28,752	-6737,82	-	-	-
V2	13	0,2	1,836	1,636	9,249	22,204	-3250,37	-	-	-
V3	18	0,2	1,651	1,451	8,577	17,248	-470,50	-	-	-
V4	23	0,2	1,491	1,291	7,995	13,545	1672,35	688,989	3,380051	5
V5	28	0,2	1,355	1,155	7,502	10,822	3139,95	1414,592	6,939719	8
V6	33	0,2	1,610	1,410	7,099	8,861	3995,63	1828,293	8,969256	10
V7	38	0,2	1,158	0,958	6,785	7,495	4263,71	2230,114	10,940514	12
V8	43	0,2	1,097	0,897	6,561	6,602	3963,81	2184,853	10,718474	12
V9	48	0,2	1,060	0,860	6,427	6,099	3110,74	1772,228	8,694213	10
V10	53	0,2	1,046	0,846	6,382	5,937	1878,87	1082,696	5,311503	7
Vclavage	58	0,2	1,046	0,846	6,382	5,937	0	0	0	0

Tab. V.6. Nombre de câbles de précontrainte de continuité dans la travée de rive

### 3.4. Calcul des moments hyperstatiques :

Les câbles de précontraintes de continuité engendrent des moments hyperstatiques dans la structure finale (en phase de service), égaux à  $P \times e$

#### 3.4.1. Travée intermédiaire :

N° Voussoir	X (m)	P (t)	e (m)	M <sub>hyp</sub> (t.m)
VSP	0	-	2,231	-
V1	3	-	2,013	-
	8	-	1,691	-
V2	13	-	1,420	-
V3	18	512,210	1,201	615,18744
V4	23	1878,431	1,033	1940,2302
V5	28	3123,286	0,917	2865,0033
V6	33	4083,564	0,854	3488,4218
V7	38	4587,327	0,846	3880,8792
Vclavage	42	4626,076	0,846	3913,6609
V'7	47	4227,552	0,854	3611,4248
V'6	52	3363,353	0,917	3085,2174
V'5	57	2192,273	1,033	2264,3970
V'4	62	877,038	1,201	1053,3612
V'3	67	-	1,420	-
V'2	72	-	1,691	-
V'1	77	-	2,013	-
VSP	80	-	2,231	-

Tab. V.7. Moments hyperstatique de précontrainte dans la travée centrale

## 3.4.2. Travée de rive :

N° Voussoir	X (m)	P (t)	e (m)	M <sub>hyp</sub> (t.m)
VSP	0	-	2,231	-
	3	-	2,079	-
V1	8	-	1,845	-
V2	13	-	1,636	-
V3	18	-	1,451	-
V4	23	688,989	1,291	889,4237
V5	28	1414,592	1,155	1634,3635
V6	33	1828,293	1,410	2578,4603
V7	38	2230,114	0,958	2135,9144
V8	43	2184,853	0,897	1959,1802
V9	48	1772,228	0,860	1524,4001
V10	53	1082,696	0,846	915,9615
Vclavage	58	0	0,846	0

Tab. V.8. Moments hyperstatique de précontrainte dans la travée de rive



## 4. Les pertes de précontrainte :

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement due à deux facteurs :

- D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure.
- D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité

On en conclut donc que les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées

### 4.1. Les pertes instantanées :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes par raccourcissement du béton.

#### 4.1.1. Les pertes par frottement :

Elles sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension.

En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

Après mise en tension du câble, la force **P** devient : [Réf 11]

$$P(x) = P_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

Avec :

$f$  : Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$ .

$\varphi$  : Coefficient de frottement droit, dans notre cas  $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$ .

$\theta$  : La variation angulaire du câble à l'abscisse  $x$ .

$x$  : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires  $\alpha$  en plan et  $\beta$  en élévation, d'où la variation  $\theta$  somme des deux déviations :  $\theta = \alpha + \beta$ , mais cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas, par contre si ces déviations se produisent simultanément,  $\theta$  est légèrement inférieur à la somme des deux déviations et on

la détermine par la formule :  $\operatorname{tg} \theta = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \beta}$

En terme de contrainte l'équation s'écrit :  $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\theta + \varphi x)}$

#### Exemple de calcul :

Etude du câble N°5 : (demi-fléau central)

Le câble N°5 est ancré dans la section 3

Section : 1  $x = 3 \text{ m}$   $\theta = 0,60635827 \text{ rad}$

D'où :  $\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$

$$\Delta\sigma_p(x) = 1413(1 - e^{-(0,18 \times 0,60635827 + 0,002 \times 3)}) = 153,68 \text{ MPa}$$

Section : 2  $x = 8 \text{ m}$   $\theta = 0,60635827 \text{ rad}$

D'où :  $\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$

$$\Delta\sigma_p(x) = 1413(1 - e^{-(0,18 \times 0,60635827 + 0,002 \times 8)}) = 166,21 \text{ MPa}$$

Section : 3  $x = 13 \text{ m}$   $\theta = 0,60635827 \text{ rad}$

D'où :  $\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$

$$\Delta\sigma_p(x) = 1413(1 - e^{-(0,18 \times 0,60635827 + 0,002 \times 13)}) = 178,61 \text{ MPa}$$

#### 4.1.2. Les pertes par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrage d'ors de la mise en tension du vérin et des blocages des clavettes.

$l$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\sigma_y$  : Contrainte après recul d'ancrage qui est symétrique à  $\sigma_0$  par rapport à  $\sigma_x$ .

$\sigma_0$  : Contrainte initiale.

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta\sigma \, dx = 7 \text{ mm}$$

$g$  : L'intensité du recul d'ancrage.

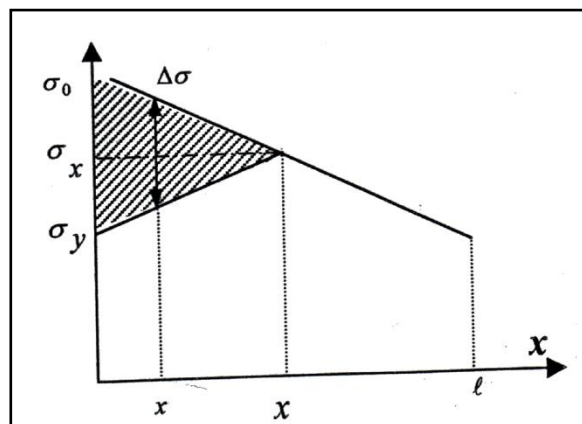


Fig. V.10. Action du glissement à l'ancrage

L'intégrale représente l'aire du triangle hachuré compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage.

$$\text{D'où : } \Delta\sigma = \sigma_x - \sigma_0 = 2x\sigma_0\left(f\frac{\theta}{l} + \varphi\right)$$

$$\text{Après intégration : } g = \frac{1}{E_a}\sigma_0\left(f\frac{\theta}{l} + \varphi\right)\lambda^2$$

$$\text{D'où : } \lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p_0}\left(f\frac{\theta}{l} + \varphi\right)}}$$

Avec :

$E_p$  : Module d'élasticité d'acier,  $E_p = 1.9 \times 10^5$  MPa.

$l$  : Longueur horizontale du câble.

$g$  : Intensité du recul d'ancrage,  $g = 6$  mm.

$\lambda$  : Longueur sur laquelle se fait le recul d'ancrage.

### Exemple de calcul :

Etude du câble n°8 : (demi-fléau intermédiaire)

$$\lambda = \sqrt{\frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 1,9 \cdot 10^5}{1413\left(0,18 \frac{0,5135282}{23} + 0,002\right)}} = 11,578 \text{ m} < 23 \text{ m}$$

$$\sigma_y = \sigma_p\left(1 - 2\lambda\left(f\frac{\theta}{l} + \varphi\right)\right) = 1413\left(1 - 2 \times 11,578\left(0,18 \frac{0,5135282}{23} + 0,002\right)\right) = 1213,003 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 200 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma}{\lambda} = \frac{\Delta\sigma(x)}{\lambda - x}$$

$$\text{Section : 3 } l = 23 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma(x) = \Delta\sigma \frac{\lambda - x}{\lambda} = 200 \frac{11,578 - 0}{11,578} = 200 \text{ MPa}$$

$$\text{Section : 2 } l = 18 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma(x) = \Delta\sigma \frac{\lambda - x}{\lambda} = 200 \frac{11,578 - 5}{11,578} = 113,629 \text{ MPa}$$

$$\text{Section : 1 } l = 13 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma(x) = \Delta\sigma \frac{\lambda - x}{\lambda} = 200 \frac{11,578 - 10}{11,578} = 27,259 \text{ MPa}$$

Le recul d'ancrage ne se fera pas dans les sections :  $x > \lambda$

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	119,808							
2	108,448							
3	123,688	136,517						
4	87,3032	100,494						
5	153,681	166,212	178,617					
6	123,310	136,144	148,849	161,428				
7	120,095	132,959	145,696	158,306				
8	132,460	145,203	157,818	170,307	182,672			
9	114,230	127,153	139,947	152,615	165,156			
10	95,7685	108,875	121,851	134,698	147,417	160,010		
11	99,7060	112,773	125,711	138,519	151,201	163,756	176,186	
12	125,270	138,092	150,777	163,336	175,771	188,081	200,270	212,336

Tab. V.9. Les pertes par frottement pour le demi-fléau central (MPa)

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
1	122,05										
2	110,90										
3	119,85	132,72									
4	94,57	107,69	120,68								
5	153,68	166,21	178,62	190,90							
6	126,61	139,41	152,08	164,63	177,05						
7	123,90	136,73	149,43	162,00	174,45						
8	152,22	164,76	177,18	189,48	201,65	213,71					
9	137,24	149,94	162,50	174,95	187,26	199,46					
10	76,76	90,05	103,22	116,25	129,15	141,93					
11	118,33	131,21	143,97	156,59	169,10	181,47	193,73				
12	113,42	126,35	139,15	151,83	164,38	176,80	189,10				
13	119,32	132,19	144,94	157,55	170,05	182,41	194,66	206,78			
14	113,61	126,54	139,34	152,01	164,56	176,98	189,28	201,46			
15	110,16	123,12	135,96	148,66	161,24	173,70	186,03	198,24	210,33		
16	105,00	118,01	130,90	143,65	156,28	168,79	181,17	193,43	205,56		
17	126,05	138,85	151,53	164,08	176,51	188,81	200,99	213,05	224,99	236,81	
18	98,14	111,22	124,18	137,00	149,70	162,27	174,71	187,03	199,23	211,31	223,27

Tab. V.10. Les pertes par frottement pour le demi-fléau de rive (MPa)

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	182,048							
2	174,749							
3	178,390	286,068						
4	165,578	243,763						
5	23,783	111,918	258,809					
6	0	17,924	113,156	208,388				
7	0	19,684	112,961	206,237				
8	0	0	27,253	113,625	199,997			
9	0	0	33,879	110,242	186,604			
10	0	0	0	45,002	105,651	166,301		
11	0	0	0	0	47,206	104,230	161,254	
12	0	0	0	0	0	45,064	105,615	166,166

Tab. V.11. Les pertes par recul d'ancrage pour le demi-fléau central (MPa)

	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
1	183,462										
2	176,345										
3	177,325	281,855									
4	55,097	113,316	210,349								
5	0	45,637	113,999	227,938							
6	0	0	29,168	111,413	193,658						
7	0	0	30,224	111,178	192,132						
8	0	0	0	28,749	111,502	194,255					
9	0	0	0	33,543	110,337	187,130					
10	0	0	0	49,236	102,654	156,071					
11	0	0	0	0	43,401	106,541	169,680				
12	0	0	0	0	44,451	105,970	167,489				
13	0	0	0	0	0	46,125	104,959	163,794			
14	0	0	0	0	0	47,104	104,301	161,498			
15	0	0	0	0	0	0	49,481	102,442	155,402		
16	0	0	0	0	0	0	50,162	101,823	153,484		
17	0	0	0	0	0	0	0	48,920	102,920	156,91	
18	0	0	0	0	0	0	0	7,042	52,893	98,745	144,59

Tab. V.12. Les pertes par recul d'ancrage pour le demi-fléau de rive (MPa)

### 4.1.3. Les pertes par raccourcissement du béton :

Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte  $\Delta\sigma_{bj}$ , donc un

$$\text{raccourcissement : } \Delta\varepsilon_b = \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Le câble considéré subit la même déformation, d'où une perte de tension :  $\Delta\sigma_p = E_p \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{bj}}$

$\Delta\sigma_{bj}$  : Variation de contrainte dans le béton adjacent au câble étudié, sous l'effet des actions permanentes appliquées au jour « j ».

$E_{bj}$  : Module de déformation instantané du béton,  $E_{bj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Avec :

$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$  Si  $j < 28$  jours et  $f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  si  $j > 28$  jours.

Assez fréquemment, on peut réduire la formule sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bj}} \sigma_{bi}$$

Avec :

$\sigma_{bi}$  : Contrainte initiale du béton adjacent.

Si l'on se contente d'une évaluation sommaire des pertes dues au raccourcissement du béton (très souvent suffisante compte tenu de la petitesse de ce terme), on confond  $\sigma_{bi}$  avec  $\sigma_b$ , contrainte finale (après stabilisation des pertes) du béton au niveau des câbles.

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P.e^2}{I} - \frac{M.e}{I}$$

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par raccourcissement du béton sont donnés dans les tableaux suivants :

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	4							
2	4							
3	11	4						
4	11	4						
5	18	11	4					
6	25	18	11	4				
7	25	18	11	4				
8	32	25	25	11	4			
9	32	25	25	11	4			
10	39	32	32	18	11	4		
11	46	39	39	25	18	11	4	
12	53	46	46	32	25	18	11	4

Tab. V.13. L'âge du béton lors de la mise en tension pour le demi-fléau central (jours)

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	28149,13							
2	28149,13							
3	32534,46	28149,13						
4	32534,46	28149,13						
5	34427,68	32534,46	28149,13					
6	35609,15	34427,68	32534,46	28149,13				
7	35609,15	34427,68	32534,46	28149,13				
8	35981,72	35609,15	35609,15	32534,46	28149,13			
9	35981,72	35609,15	35609,15	32534,46	28149,13			
10	35981,72	35981,72	35981,72	34427,68	32534,46	28149,13		
11	35981,72	35981,72	35981,72	35609,15	34427,68	32534,46	28149,13	
12	35981,72	35981,72	35981,72	35981,72	35609,15	34427,68	32534,46	28149,13

Tab. V.14. valeur de  $E_{bj} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}}$  pour le demi-fléau central (MPa)

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	1,95							
2	1,86							
3	1,73	1,88						
4	1,49	1,44						
5	1,62	1,73	1,80					
6	1,66	1,68	1,80	2,07				
7	1,59	1,72	1,89	2,28				
8	1,62	1,76	1,80	1,95	2,32			
9	1,58	1,72	1,82	2,03	2,43			
10	1,59	1,72	1,85	1,85	2,02	2,36		
11	1,61	1,74	1,86	1,98	1,84	2,09	2,39	
12	1,62	1,73	1,88	2,06	2,13	2,15	2,18	2,46

Tab. V.15. Les pertes par raccourcissement du béton pour le demi-fléau central (MPa)

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
1	1,63										
2	1,89										
3	1,75	1,73									
4	1,51	1,83	1,82								
5	1,65	1,94	1,82	2,17							
6	1,65	1,45	1,93	2,33	2,41						
7	1,63	1,75	1,86	2,05	2,13						
8	1,68	1,71	1,91	2,10	2,17	2,44					
9	1,67	1,77	1,88	1,97	2,09	2,23					
10	1,63	1,81	1,89	2,03	2,15	2,41					
11	1,65	1,75	1,90	2,06	2,15	2,43	2,77				
12	1,64	1,76	1,81	2,01	2,18	2,39	2,56				
13	1,71	1,75	1,80	2,23	2,32	2,31	2,65	2,95			
14	1,73	1,78	1,84	2,15	2,34	2,35	2,63	2,81			
15	1,68	1,81	1,86	2,14	2,28	2,29	2,67	2,79	3,15		
16	1,70	1,85	1,89	2,19	2,41	2,41	2,76	2,87	2,99		
17	1,79	1,82	1,92	2,24	2,37	2,40	2,71	2,88	3,08	3,28	
18	1,81	1,89	1,90	2,18	2,36	2,38	2,79	2,88	3,11	3,13	3,41

Tab. V.16. Les pertes par raccourcissement du béton pour le demi-fléau de rive (MPa)



## 4.2. Les pertes différées :

### 4.2.1. Les pertes dues au retrait :

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

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

Avec :

$\varepsilon_r$  : Retrait final du béton,  $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$  pour un climat humide comme celui de notre ouvrage.

$r(t)$  : Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

Très souvent, on peut négliger  $r(t_0)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r$$

$$\Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 1.9.10^5 = 38 \text{ MPa}$$

### 4.2.2. Les pertes dues au fluage :

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante.

A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier.

Les pertes de précontraintes dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} (\sigma_M + \sigma_b)$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

D'après les règlements B.P.E.L., [Réf 10] on estime que  $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{bj}}$$

$$\text{Où : } \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

$M$  : Moment en phase de service.

$P$  : Force de précontrainte.

$e$  : Excentricité du câble moyen.

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	26,678							
2	27,46							
3	28,729	12,75						
4	32,426	13,489						
5	42,357	14,889	13,82					
6	43,167	26,757	25,4	14,191				
7	50,594	22,757	25,986	15,107				
8	51,161	24,901	28,265	25,608	14,71			
9	61,161	42,375	29,373	25,144	15,429			
10	74,148	42,495	43,968	39,901	30,777	16,098		
11	76,163	53,717	58,872	55,491	47,793	32,123	17,87	
12	86,256	67,164	64,26	59,254	53,125	42,091	32,658	24,138

Tab. V.17. Les pertes par fluage pour le demi-fléau central (MPa)

	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
1	15,326										
2	17,151										
3	21,125	17,5888									
4	24,569	20,0126	16,264								
5	26,356	21,2866	17,362	14,294							
6	27,365	22,9508	19,383	16,360	13,763						
7	32,659	28,0668	23,653	19,736	16,395						
8	42,357	34,0654	27,722	22,765	18,818	15,623					
9	43,256	36,4184	30,660	25,794	21,663	18,148					
10	52,324	44,0452	36,990	30,933	25,751	21,349					
11	63,254	52,8176	43,696	35,954	29,494	24,158	19,775				
12	74,326	60,0292	48,682	39,611	32,309	26,401	21,608				
13	77,168	63,326	52,007	42,712	35,082	28,837	23,739	19,583			
14	85,126	70,0596	57,537	47,274	38,940	32,187	26,696	22,198			
15	94,923	77,5098	63,759	52,877	44,116	36,918	30,904	25,825	21,515		
16	102,789	86,2656	73,109	61,951	52,243	43,765	36,412	30,100	24,740		
17	122,961	106,7508	90,429	75,361	62,099	50,766	41,264	33,402	26,956	21,706	
18	164,871	131,8968	105,517	84,413	67,531	54,024	43,219	34,575	27,660	22,128	17,702

Tab. V.18. Les pertes par fluage pour le demi-fléau de rive (MPa)

### 4.2.3. Les pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation a 1000 heures exprimé par  $\Phi_{1000} = 2,5\%$  pour des aciers T.B.R. (Très Basse Relaxation).

Les pertes par relaxation pour les aciers T.B.R. 12T15 s'écrit :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \Phi_{1000}(u - u_0)\sigma_{pi}(x)$$

$$\Phi_{1000} = 2.5\%$$

$$u_0 = 0.43 \text{ pour les aciers T.B.R}$$

$$u = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} \quad f_{prg} = 1766.7 \text{ N/mm}^2.$$

$\sigma_{pi}$  : La contrainte dans le câble après pertes instantanées.

N° câble	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1	33,157							
2	35,504							
3	33,130	19,402						
4	39,443	28,044						
5	49,918	36,151	17,882					
6	58,036	53,364	38,241	25,110				
7	58,534	53,577	38,680	25,706				
8	56,629	54,694	48,818	35,410	23,676			
9	59,446	57,443	50,448	38,129	27,172			
10	62,356	60,284	58,262	49,594	39,418	30,171		
11	61,730	59,673	57,665	55,706	46,912	37,461	28,846	
12	57,733	55,771	53,856	51,988	50,164	42,091	32,658	24,138

Tab. V.19. Les pertes par relaxation pour le demi-fléau central (MPa)

N° câble	VSP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	32,70										
2	34,99										
3	33,74	20,24									
4	54,02	43,75	29,61								
5	53,42	45,02	34,31	19,79							
6	57,53	55,57	49,37	36,42	25,01						
7	57,94	55,98	49,60	36,79	25,48						
8	53,64	51,78	49,96	44,14	31,77	20,94					
9	55,90	53,98	52,11	45,49	33,69	23,24					
10	65,41	63,27	61,17	51,67	42,27	33,64					
11	58,81	56,82	54,88	52,99	44,93	34,89	25,84				
12	59,57	57,57	55,61	53,70	45,44	35,56	26,61				
13	58,65	56,67	54,73	52,85	51,00	42,72	33,44	25,02			
14	59,54	57,54	55,58	53,67	51,81	43,33	34,19	25,89			
15	60,08	58,07	56,10	54,17	52,30	50,47	41,77	33,30	25,57		
16	60,89	58,86	56,87	54,93	53,03	51,18	42,34	33,98	26,33		
17	57,61	55,66	53,74	51,88	50,06	48,28	46,55	38,25	29,98	22,46	
18	61,98	59,92	57,90	55,94	54,02	52,15	50,32	47,53	39,54	32,14	25,33

Tab. V.20. Les pertes par relaxation pour le demi-fléau de rive (MPa)

### 4.3. Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées est de :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{rac}$$

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

Donc les pertes totales sont de :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

N° Voussoir	Nombre de câbles	Instantané (MPa)	Instantané (%)	Différées (MPa)	Différées (%)	$\Sigma$ (%)
VSP	24	4296,471	12,669	3323,832	9,801	22,470
V1	20	4001,798	14,160	2359,394	8,348	22,509
V2	16	3460,048	15,304	1915,592	8,473	23,777
V3	14	3553,846	17,965	1564,678	7,909	25,874
V4	10	2744,830	19,425	1078,352	7,631	27,057
V5	6	1668,084	19,675	628,070	7,408	27,083
V6	4	1295,790	22,926	376,064	6,653	29,579
V7	2	761,924	26,961	172,552	6,105	33,067

Tab. V.21.La somme des pertes pour le demi-fléau central

N° Voussoir	Nombre de câbles	Instantané (MPa)	Instantané (%)	Différées (MPa)	Différées (%)	$\Sigma$ (%)
VSP	36	5488,878	10,790	5496,644	10,805	21,596
V1	32	5128,416	11,342	4663,580	10,314	21,656
V2	30	5130,900	12,104	4096,635	9,664	21,768
V3	28	5602,974	14,161	3532,942	8,929	23,091
V4	26	6017,750	16,380	3026,036	8,236	24,616
V5	22	5671,132	18,243	2413,164	7,762	26,006
V6	16	4354,564	19,261	1697,363	7,507	26,768
V7	12	3605,378	21,263	1195,312	7,049	28,312
V8	8	2634,278	23,303	748,587	6,622	29,926
V9	4	1420,388	25,130	348,869	6,172	31,303
V10	2	742,554	26,2752	162,065	5,734	32,0106

Tab. V.22.La somme des pertes pour le demi-fléau de rive

## 5. Vérification des contraintes :

L'objectif est de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application des forces de précontrainte.

Ainsi, en phase de construction, les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

D'où :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{Mv}{I} + \frac{P.e.v}{I} \geq \overline{\sigma}_t$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{Mv'}{I} - \frac{P.e.v'}{I} \leq \overline{\sigma}_c$$

Avec :

$\sigma_{sup}$  : La contrainte dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{inf}$  : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.

$\overline{\sigma}_c$  : Contrainte limite de compression.

$\overline{\sigma}_t$  : Contrainte limite de traction.

En classe I :  $\overline{\sigma}_t = 0$  MPa, et :  $\overline{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21$  MPa.

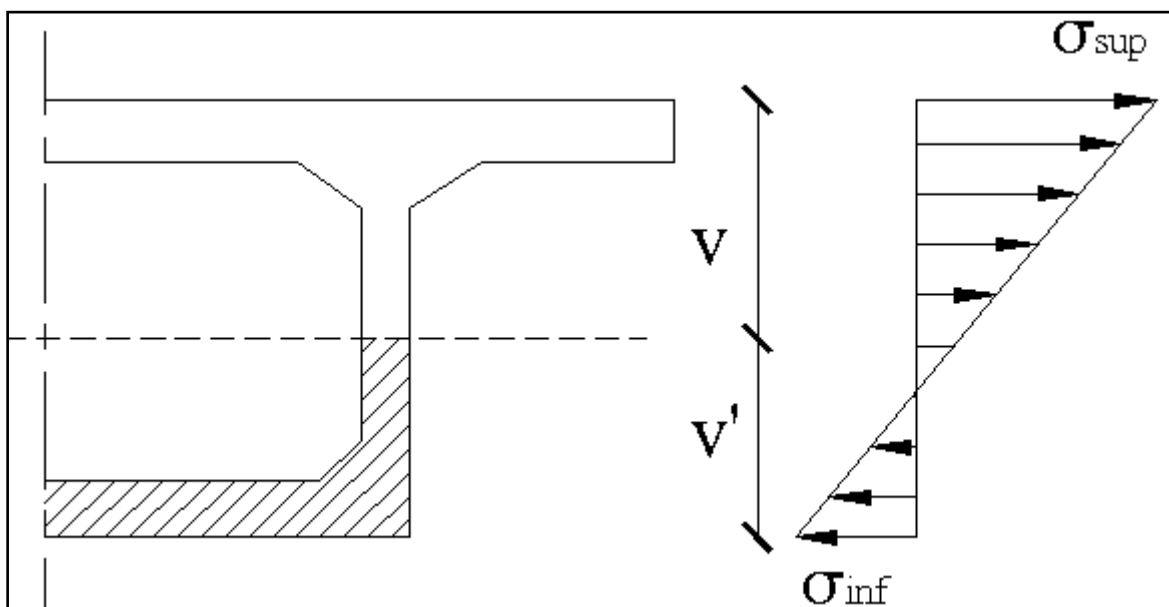


Fig. V.11. Diagramme des contraintes

## 5.1. Vérification des contraintes supérieures :

### 5.1.1. Travée de rive :

N° Voussoir	P (t)	P/S (t/m <sup>2</sup> )	MV/I (t/m <sup>2</sup> )	PeV/I (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{inf}$ (MPa)
VSP	7178,846	628,840	1487,253	934,453	0,76041174
V1	6376,320	587,030	1420,761	872,161	0,38430831
V2	5969,243	596,268	1413,848	889,756	0,72176732
V3	5477,054	592,178	1376,615	890,941	1,06504204
V4	4984,958	581,200	1552,145	953,176	-0,01776765
V5	4140,306	517,861	1359,271	869,657	0,28247776
V6	2980,092	397,239	1105,052	685,218	-0,02259431
V7	2187,955	308,206	620,883	310,064	-0,02613392
V8	1425,804	210,140	486,404	418,259	1,41995588
V9	698,893	106,522	207,759	217,306	1,16069769
V10	345,848	53,811	31,841	111,575	1,33545744

Tab. V.23. Valeurs des contraintes supérieures de la travée de rive (MPa)

### 5.1.2. Travée centrale :

N° Voussoir	P (t)	P/S (t/m <sup>2</sup> )	MV/I (t/m <sup>2</sup> )	PeV/I (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{inf}$ (MPa)
VSP	4732,505	414,550	993,628	616,019	0,36941015
V1	3941,785	368,770	886,505	548,248	0,30513172
V2	3101,824	322,972	834,0151	483,424	-0,02761888
V3	2639,425	304,221	736,448	497,460	0,65233238
V4	1855,227	234,690	585,772	395,816	0,44733956
V5	1112,732	152,617	389,835	267,148	0,29930291
V6	716,426	104,817	182,229	207,536	1,30123999
V7	340,474	52,0921	30,137	106,510	1,28465377

Tab. V.24. Valeurs des contraintes supérieures de la travée centrale (MPa)

On remarque, d'après les tableaux Tab. V.23 et Tab. V.24 que les contraintes négatives trouvées sont très proches de zéro ce qui nous permet de considérer les résultats trouvés admissibles.

## 5.2. Vérification des contraintes inférieures :

### 5.2.1. Travée de rive :

N° Voussoir	P (t)	P/S (t/m <sup>2</sup> )	MV'/I (t/m <sup>2</sup> )	PeV'/I (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{inf}$ (MPa)
VSP	7178,846	628,840	1407,362	884,257	11,51945382
V1	6376,320	587,030	1323,823	812,654	10,98198531
V2	5969,243	596,268	1280,203	805,651	10,70819835
V3	5477,054	592,178	1209,570	782,830	10,18917771
V4	4984,958	581,200	1320,891	811,163	10,90928932
V5	4140,306	517,861	1119,023	715,947	9,20938045
V6	2980,092	397,239	879,990	545,662	7,31567869
V7	2187,955	308,206	801,776	400,400	7,09582194
V8	1425,804	210,140	364,727	313,629	2,61238832
V9	698,893	106,522	152,511	159,519	0,99513940
V10	345,848	53,811	23,057	80,797	-0,03927775

Tab. V.25. Valeurs des contraintes supérieures de la travée de rive (MPa)

### 5.2.2. Travée centrale :

N° Voussoir	P (t)	P/S (t/m <sup>2</sup> )	MV/I (t/m <sup>2</sup> )	PeV/I (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{inf}$ (MPa)
VSP	4732,505	414,550	940,253389	582,928362	7,71875253
V1	3941,785	368,770	814,634929	503,800956	6,79604245
V2	3101,824	322,972	727,784611	421,849171	6,28907618
V3	2639,425	304,221	607,978602	410,680642	5,01519454
V4	1855,227	234,690	458,231778	309,634754	3,83287377
V5	1112,732	152,617	290,234296	198,893346	2,43958188
V6	716,426	104,817	130,936193	149,119646	0,86633852
V7	340,474	52,0921	21,3525117	75,4635044	-0,02018838

Tab. V.26. Valeurs des contraintes supérieures de la travée centrale (MPa)

On remarque, d'après les tableaux Tab. V.25. et Tab. V.26 que les contraintes trouvées sont nettement inférieures à 21 MPa ce qui nous permet de considérer les résultats trouvés admissibles.



## 6. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Dans la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant, il faut tenir compte des moments hyperstatiques de précontrainte.

Les efforts tranchants sont réduits aux appuis, en raison de la composante verticale de la précontrainte.

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

Du fait de la précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est plus nulle

mais vaut :  $\sigma_G = \frac{P}{S}$

### 6.1. Détermination de l'effort tranchant :

Sous l'effet de la précontrainte, trois effets sont à prendre en compte : Effet isostatique, effet hyperstatique et effet RESAL. [Réf 10]

#### 6.1.1. Effet isostatique :

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte  $P \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura donc :  $V = P \sin \alpha$

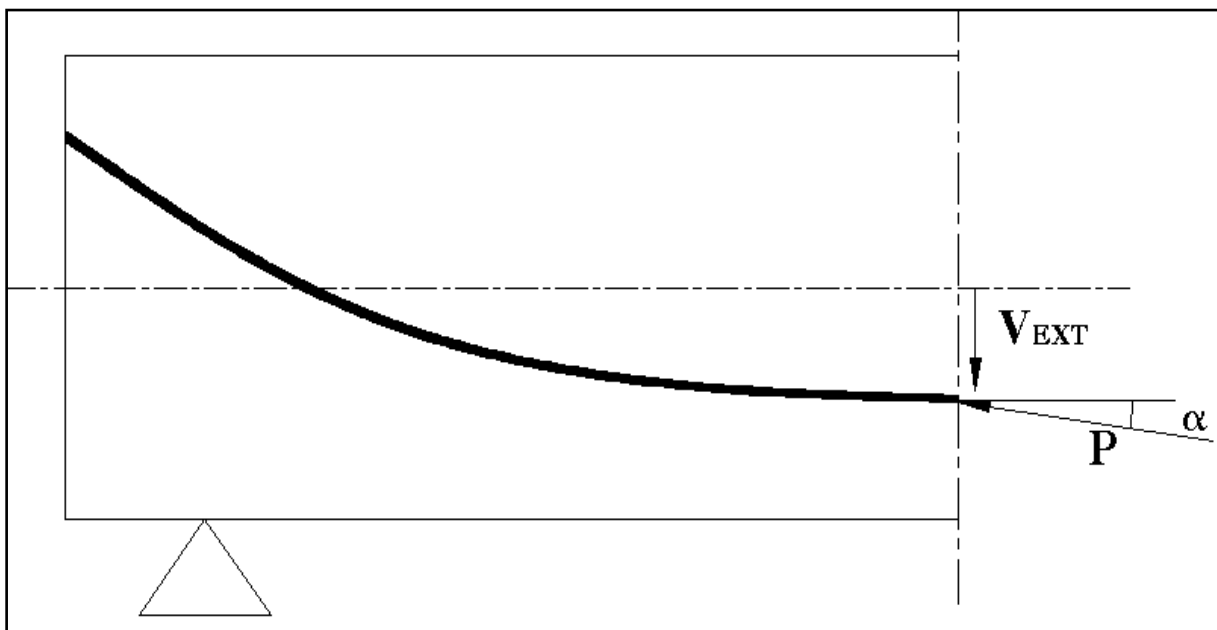


Fig. V.12. L'effet isostatique de l'effort tranchant

### 6.1.2. Effet hyperstatique :

A cet effet isostatique, on doit ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, et qui vaut:  $V = \frac{dM}{dx}$

### 6.1.3. Effet RESAL :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur totale dans la section considérée.

Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui s'ajoute à l'effort tranchant et à pour valeur :  $V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh(x)}{dx}$

Avec :

$M$  : Le moment résultant dans la section considérée.

$h(x)$  : La variation de hauteur de la section

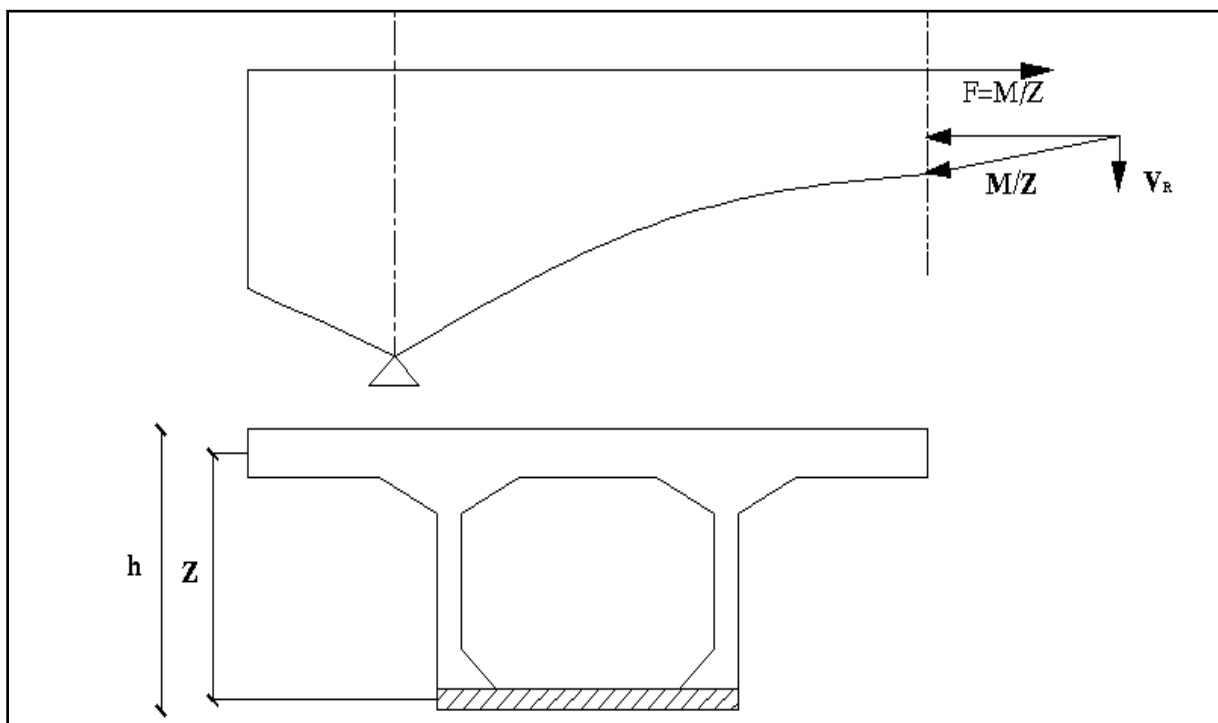


Fig. V.13. L'effet RESAL

## 6.2. Vérification de l'effort tranchant :

Selon le B.P.E.L, [Réf 10] : l'effort de cisaillement est :  $\tau = \frac{V_r}{z \cdot b_n}$

Avec :

$V_r$  : L'effort tranchant selon les combinaisons de l'E.L.S.

$z$  : Bras de levier, il vaut  $z = \frac{I}{\mu}$  avec  $I$  : le moment d'inertie et :  $\mu$  est le moment statique.

$b_n$  : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme.

Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité, la double inégalité suivante :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau^2 \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

Résistance a l'effort tranchant de la section « x = 0 ».

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$P = 254,8 \times 36 \times 0,78404 = 7191,84 \text{ t}$  (l'effort de précontrainte de la section « x = 0 »)

$$\sigma_x = \frac{P}{S} \times \frac{h - \frac{e}{2}}{v} \quad \rightarrow \quad \sigma_x = \frac{7191,84}{11,416} \times \frac{5 - \frac{2,209}{2}}{2,569} = 955,268 \text{ t/m}^2 = 9,552 \text{ MPa}$$

$$0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = 0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 9,552) = 13,23 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) = \frac{2 \times 2,7}{35} (0,6 \times 35 - 9,552) (2,7 + 9,552) = 21,64 \text{ MPa}$$

Vérification sous combinaison la plus défavorable (Comb. ELS D240) « G + D204 »

$T = 1228,9771 \text{ t}$  (voir chapitre IV, page 60)

$M = 15440,1329 \text{ t.m}$  (voir chapitre IV, page 59)

$z = 4,45 \text{ m}$

$$\frac{dH(x=0)}{dx} = -0,2943$$

$P \sin \alpha = 0$  (car tous les câbles sont horizontaux en « x = 0 »)

$$V_r = 1228,9771 - \frac{15440,1329}{4,45} \times 0,2943 = 207,846 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{V_r}{z \cdot b_n}$$

Moment statique par rapport à G :  $S(y) = 29,327 \text{ m}^3$

$$\text{Bras de levier : } z = \frac{43,597}{29,327} = 1,486 \text{ m}$$

$$\text{Largeur nette : } b_n = 2b - 2\Phi = 2 \times 0,45 - 2 \times 0,088 = 0,724 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{207,846}{1,486 \times 0,724} = 1,9319 \text{ MPa}$$

$$\tau^2 = 3,7322 \text{ MPa} < 13,23 \text{ MPa}$$

$$\tau^2 = 3,7322 \text{ MPa} < 21,64 \text{ MPa}$$

Les deux inégalités sont largement vérifiées

## 7. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage :

L'effort de précontrainte à l'ancrage engendre sur l'âme une forte contrainte de compression sur une faible section de béton, cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans la poutre, au bout d'une certaine distance appelée *longueur de zone de régularisation*  $L_R$ , on admet que la répartition des contraintes normales est linéaire, il s'avère donc nécessaire de tenir compte de ce phénomène pour ferrailer les zones d'ancrages ou apparaissent des fissures dues à la force de précontrainte.

Dans notre cas où les câbles sont rectilignes et excentrés, on a donc à faire à deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique  $d \times d$  avec  $d=2C$  où  $C$  représente la distance de l'axe d'ancrage à l'extrémité la plus proche.
- Une zone centrale appelée zone d'éclatement.

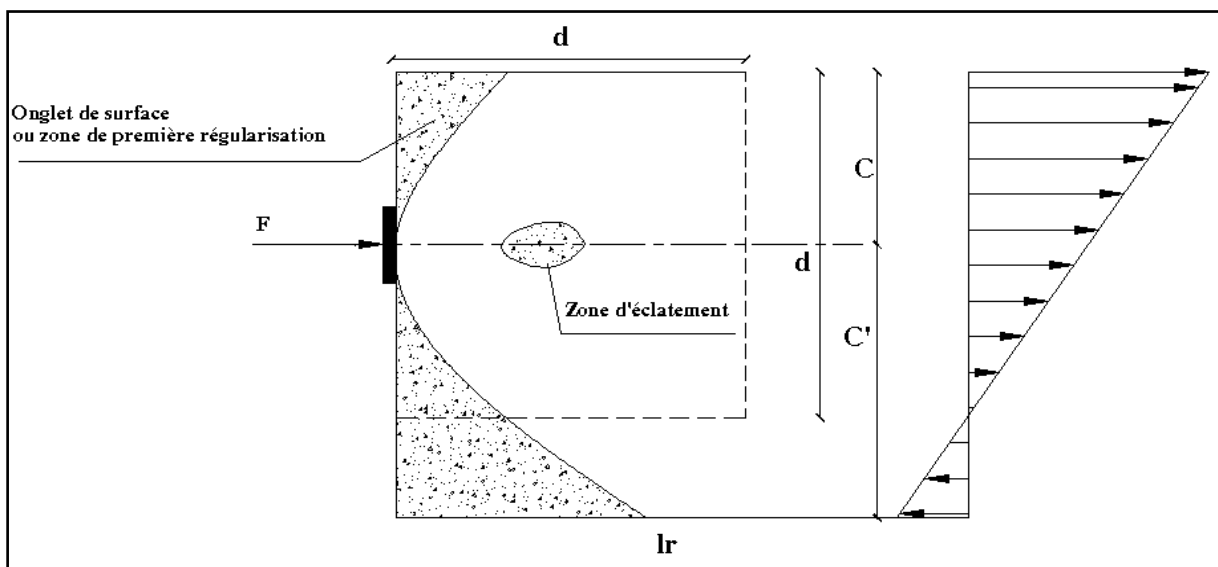


Fig. V.14. Les zones de régularisation sous l'effet d'une force excentrée

Il y a lieu de procéder dans ces zones à :

- Des vérifications permettant de réduire l'apparition des fissures.
- La détermination des armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures.
- La diffusion des contraintes à partir de  $S_A$  (onglet de surface) présente un caractère tridimensionnel, toutefois on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant la diffusion suivant deux plans perpendiculaires contenant chacun un des axes principaux d'inertie de la section.

En prendra comme exemple le voussoir N°4 (situé entre l'abscisse  $x = 18$  m et  $x = 23$  m par rapport à l'axe de la pile centrale dans le demi-fléau intermédiaire)

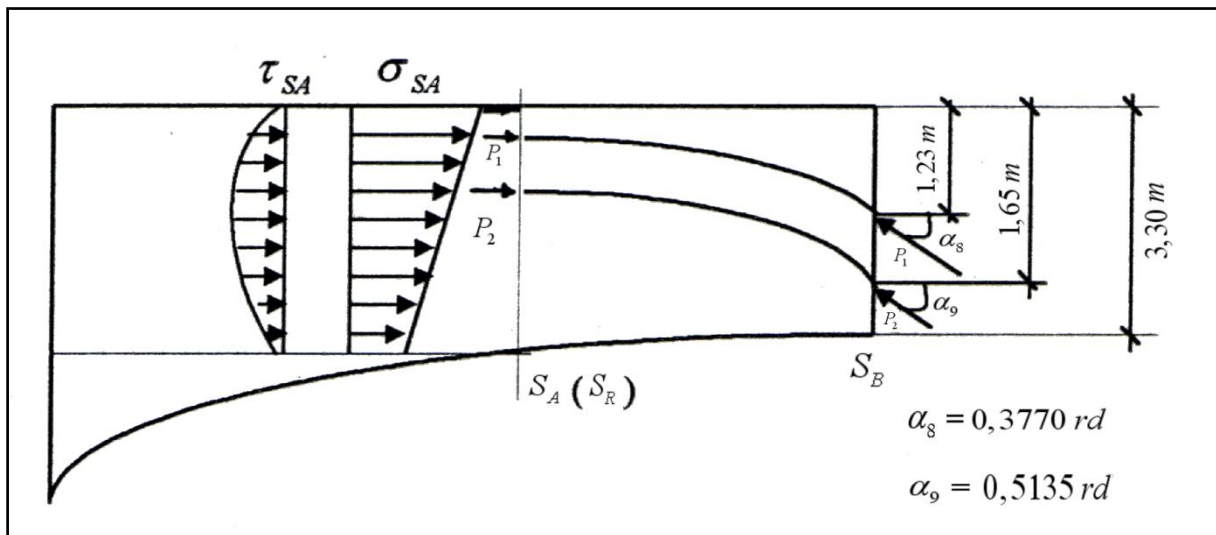


Fig. V.15. Les caractéristiques du quatrième voussoir

$$d = \min(2C ; C') = \min(2,46 ; 0,42)$$

$$d = 0,42 \text{ m}$$

Avec :

C : Distance de l'axe du câble à l'extrémité la plus proche.

C' : Distance entre les deux arrêts.

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \quad \rightarrow \quad f_{cj} = 16,758 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad f_{ij} = 1,61 \text{ MPa}$$

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :

Câble N°8 :

- $\sigma_p = 1413 \text{ MPa}$  Tension à l'état initial.
- $\sigma'_p = 1230,328 \text{ MPa}$  Tension après pertes par frottement.
- $\sigma''_p = 1030,331 \text{ MPa}$  Tension après pertes par recul d'ancrage.

Câble N°9 :

- $\sigma_p = 1413 \text{ MPa}$  Tension à l'état initial.
- $\sigma'_p = 1247,844 \text{ MPa}$  Tension après pertes par frottement.
- $\sigma''_p = 1061,240 \text{ MPa}$  Tension après pertes par recul d'ancrage.

## 7.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L :

### 7.1.1. Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S, on prévoit une section d'acier  $A_s$  :

$$A_s = 0,04 \frac{P_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :

$P_{max}$  : la force de précontrainte maximale dans la section considéré = Max ( $P_8, P_9$ )

$$P_8 = \sigma''_p \times A_p = 185,46 \text{ t}$$

$$P_9 = \sigma''_p \times A_p = 192,02 \text{ t}$$

Donc :  $P_{max} = P_9 = 192,02 \text{ t}$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \text{ Fe}$$

La section d'acier est :  $A_s = 0,04 \frac{3 \times 192,02 \times 10^4}{2 \times 400 \times 10^6} = 2,88 \text{ cm}^2$  soit : **4HA10 ( $A_s = 3,142 \text{ cm}^2$ )**

### 7.1.2. Effet d'éclatement :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction de béton est donnée par la formule suivante : [Réf 10]

$$\sigma_{ij} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_j}{e' d_j}$$

Et la contrainte de compression longitudinale est :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_j}{e' d_j}$$

Avec :

$d_j$  : Hauteur du prisme ( $d_j = 0,42 \text{ m}$ )

$a_j$  : Largeur de la plaque d'ancrage ( $a_j = 0,22 \text{ m}$ )

$e'$  : Largeur de l'âme ( $e' = 2 \times 0,45 \text{ m} = 0,9 \text{ m}$ )

$$\text{D'où : } \sigma_{ij} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,22}{0,42} \right) \frac{192,02}{0,9 \times 0,42} = 120,95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{xj} = \frac{192,02}{0,9 \times 0,42} = 508 \text{ t/m}^2$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{tj} \leq \frac{5}{4} f_{tj} \text{ (Éclatement)} \quad \frac{5}{4} f_{tj} = \frac{5}{4} \times 1,61 = 2,0125 \text{ MPa} \quad \sigma_{tj} = 1,21 \text{ MPa} < 2,0125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xj} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \text{ (Compression)} \quad \frac{2}{3} f_{cj} = \frac{2}{3} \times 16,758 = 11,172 \text{ MPa} \quad \sigma_{xj} = 5,08 \text{ MPa} < 11,172 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

$$A_c = \text{Max} \left( 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_j}{\frac{2}{3} Fe}, 0,15 \frac{P_{max}}{\frac{2}{3} Fe} \right)$$

$$A_c = \text{Max} (8,57 \text{ cm}^2 ; 10,8 \text{ cm}^2)$$

La section d'acier est  $A_c = 10,8 \text{ cm}^2$  soit : **8HA14** ( $A_c = 12,315 \text{ cm}^2$ ).

## 7.2. Vérification de l'équilibre général :

Les sollicitations varient en fonction de l'ordonnée « t » de la coupure, ce qui nécessite une détermination de la position donnant les efforts les plus défavorables.

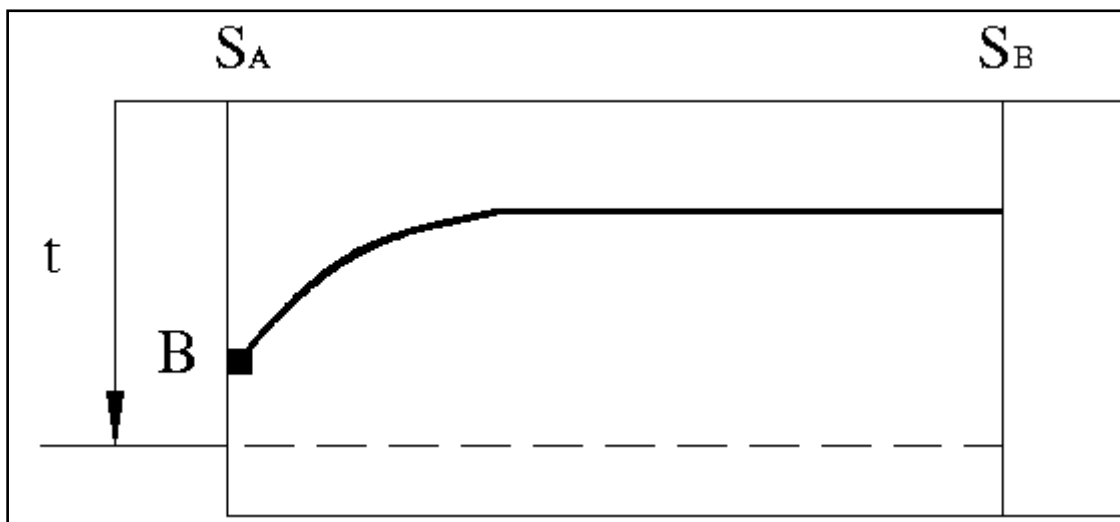


Fig. V.16. Arrêt d'ancrage à l'intérieur du béton

### 7.2.1. Calcul des sollicitations :

On peut fixer des plans de coupes, et on procède à la détermination des sollicitations par l'étude de l'équilibre de l'élément.

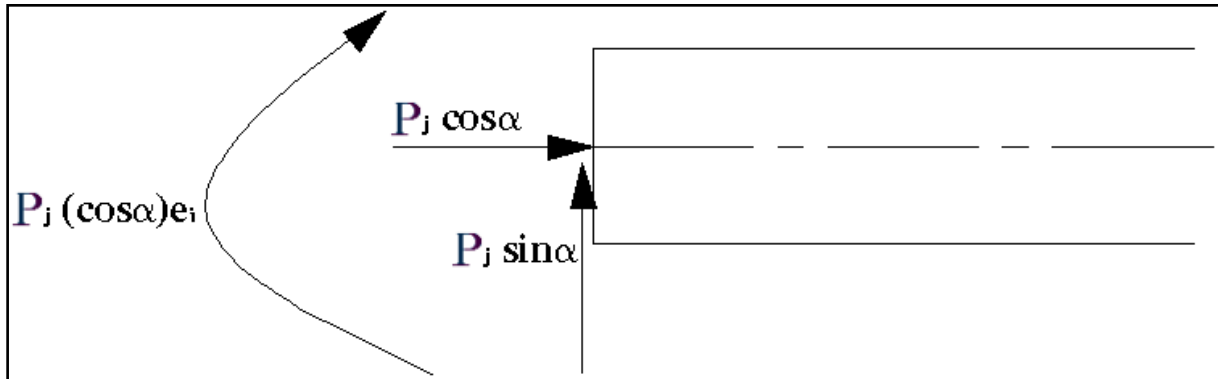


Fig. V.17. Sollicitations sur la plaque d'ancrage

La contrainte normale engendrée :

$$\sigma = \frac{\sum P_j \cos \alpha}{S} \pm \frac{\sum P_j (\cos \alpha) e_j}{I/V}$$

La contrainte de cisaillement engendrée:

$$\tau = \frac{S \sum P_j (\sin \alpha)}{b.I}$$

$$\sum P_j \cos \alpha = 1,6154 + 1,7853 = 3,4 \text{ MN}$$

$$\sum P_j (\cos \alpha) e_j = 4,794 \text{ MN.m}$$

$$\sum P_j (\sin \alpha) = 0,911 + 0,707 = 1,618 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } \sigma = \frac{3,4}{7,29} \pm \frac{4,794}{9,76/1,65}$$

$$\sigma = \begin{cases} 1,2768 \text{ MPa} \\ -0,344 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau = 0,0275 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentielles  $\tau$  et normales  $\sigma$  sont supposées réparties et résultantes des efforts dans les câbles au droit de la section  $S_R$ .



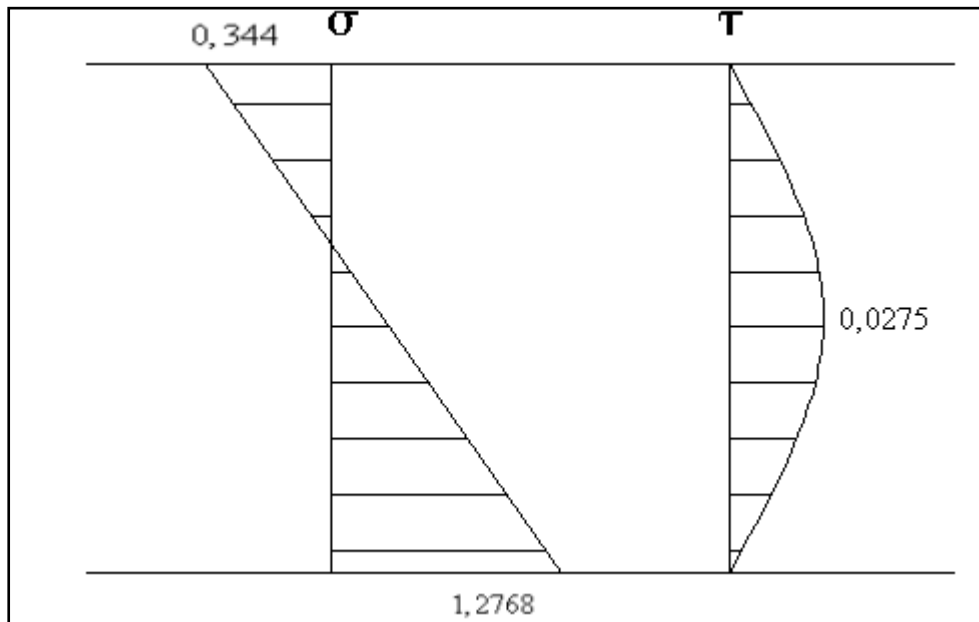


Fig. V.18. Diagramme des contraintes de compression et de cisaillement

### 7.2.2. Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton :

On remplace les efforts concentrés dans les ancrages par une charge répartie uniforme sur la hauteur  $a_j$  de l'ancrage, ce qui permet de générer un effort tranchant  $V_x$  et un effort de cisaillement  $\tau_d$ .

A chaque niveau d'ordonnée  $t$  (positive en descendant vers l'appui), on calcule le cisaillement :

$$\tau_g = \tau_d + \tau$$

Où  $\tau_d$  représente un cisaillement conventionnel dans le plan de coupe égal à :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bL_R}$$

Avec :

$V_x$  : Effort tranchant dans le plan horizontal.

$b$  : Largeur nette de l'âme.

$L_r$  : Longueur de régularisation.

On détermine le cisaillement maximum  $\tau_{g\max}$  de tous les  $\tau_g$  en fonction de l'ordonnée  $t$  et on vérifie que :

$$\tau_{g\max} \leq 1,5f_{tj}$$

Calculons dans ce cas  $V_x$  :

$$V_x = P_j \cos \alpha - X$$

$$\text{Avec : } X = \int_0^t \sigma(P_j) b dt$$

$\sigma(F_j) = -0,344 + 1,2768 t$  Cette formule est déterminée par les conditions aux limites

$$\Rightarrow X = 0,6384 t^2 - 0,344 t$$

D'où :

$$V_x = 340 + 0,6384 t^2 - 0,344 t$$

$$\Rightarrow \tau_d = 0,871(340 + 0,6384 t^2 - 0,344 t) = 2,96 + 5,56 \cdot 10^{-3} t^2 - 3 \cdot 10^{-3} t [MPa]$$

$$\tau_{g \max} = 2,96 + 0,0275 = 2,9875 < 4,05 \text{ MPa} \quad (\text{la condition } \tau_g \leq 1,5 f_{ij} \text{ est bien vérifié})$$

### Ferraillage longitudinal :

La section d'armature longitudinale est donnée par la formule suivante : [Réf 10]

$$A_L = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{P}{4} - \Omega \sigma_{bt} \right]$$

Avec :

$P$  : Force de précontrainte sur l'ancrage  $P = 340 \text{ t}$

$\Omega$  : Aire de la zone de régularisation  $\Omega = 0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$

$\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction dans le béton  $\sigma_{bt} = -0,344 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte admissible de l'acier  $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 400 = 266,67 \text{ MPa}$

$$A_L = \frac{1}{266,66} \left[ \frac{3,4}{4} - 0,49 \times 0,344 \right] = 25,55 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{12HA18} \quad (A_L = 30,536 \text{ cm}^2).$$

### Ferraillage final :

Le ferraillage final est de :

#### Aciers de surface :

4HA10 ( $A_s = 3,142 \text{ cm}^2$ ).

#### Acier d'éclatement :

8HA14 ( $A_c = 12,315 \text{ cm}^2$ ). Pour chaque ancrage, ce ferraillage est réparti sur une profondeur de 0,50 m de façon que chaque prisme soit traversé par  $A_c$ .

#### Acier longitudinal :

12HA18 ( $A_L = 30,536 \text{ cm}^2$ ).

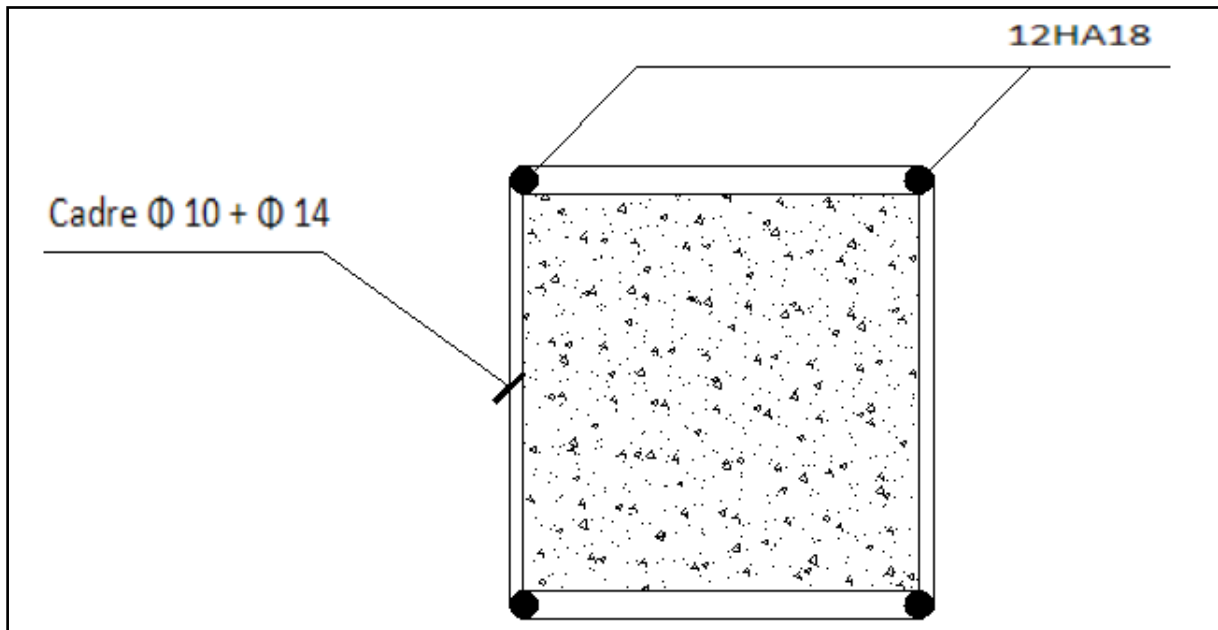


Fig. V.19. Schéma de ferrailage au droit de l'ancrage

### Conclusion :

L'étude de la précontrainte est une étape très importante lors de la conception d'un ouvrage

L'effet de la précontrainte se résume aux phénomènes principaux suivants :

- Présence de forces de déviation s'opposant en général aux forces de la gravité.
- Réduction partielle ou totale des sollicitations.
- Forte réduction des flèches sous charges permanentes.

# Chapitre VI

---

## ETUDE TRANSVERSALE

---

## Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, qui se trouvent être la section sur pile et à la clé (les moments de flexions y sont max).

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

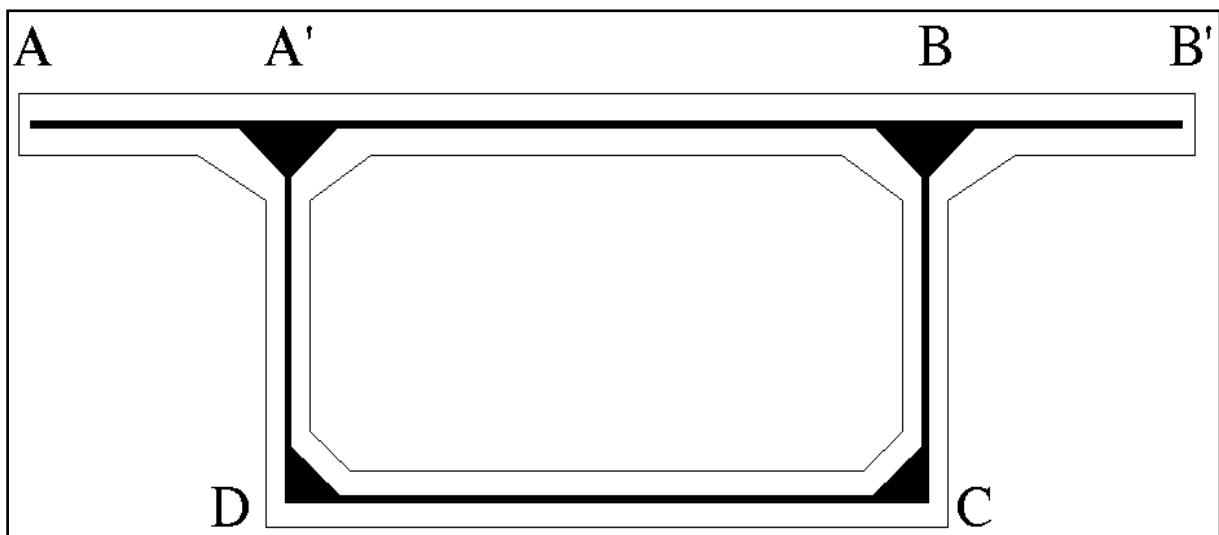


Fig. VI.1. Coupe transversale d'un voussoir

## 1. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel *Robot Structural*. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :

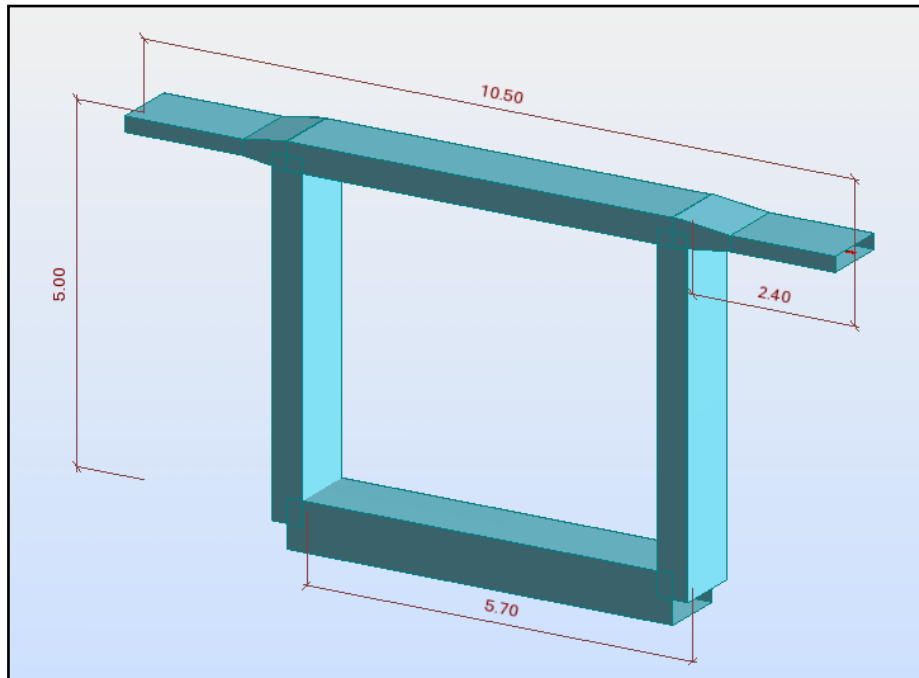


Fig. VI.2. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel *Robot Structural*

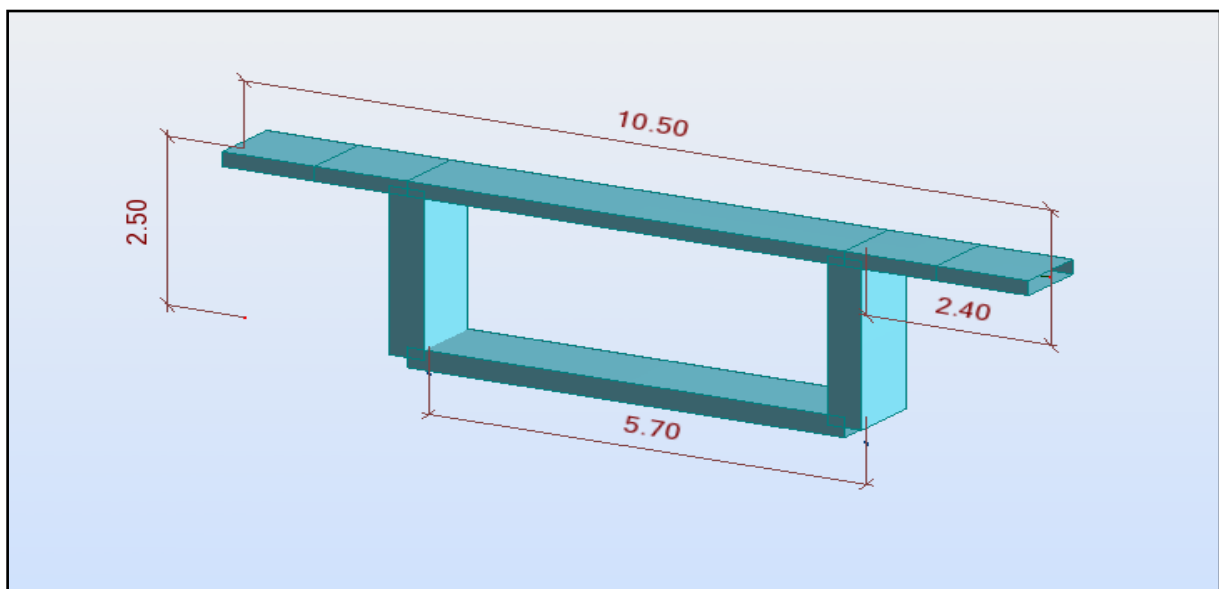


Fig. VI.3. Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel *Robot Structural*

## 2. Combinaison de calcul :

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

Pour l'application numérique voir chapitre III, page 31

- **Poids propre (pp)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Poids du revêtement** :  $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}$
- **Trottoir** :  $1,237/1,75 = 0,707 \text{ t/m}$   
 $0,707 \times 1(\text{ml}) = 0,707 \text{ t/m}$
- **Garde corps** : 0,1 t
- **Corniche** : 0,7875 t
- **Barriere** : 0,08 t
- **Charge A** : Charge uniforme répartie sur la longueur transversale de la route égale à  $0,744 \times 1(\text{ml}) = 0,744 \text{ t/m}$
- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie sur la longueur transversale des deux trottoirs égale à :  
 $0,15(\text{t/m}^2) \times 1(\text{ml}) = 0,15 \text{ t/m}$ . (pour chaque trottoir)

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

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisée par le « Fascicule N°61Titre 2 » : [Réf 4]

	ELU	ELS
<b>Comb. 1</b>	1,35 G + 1,6 (A + St)	G + 1,2 (A + St)
<b>Comb. 2</b>	1,35G + 1,6 (Bc + St)	G + 1,2 (Bc + St)
<b>Comb. 3</b>	1,35 (G + Mc120)	G + Mc120
<b>Comb. 4</b>	1,35 (G + D240)	G + D240

**Tab. VI.1. Les combinaisons de charge selon fascicule 61**

### 3. Résultat :

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

Les résultats sont donnés en **t.m** pour les moments et en **t** pour les forces.

#### 3.1. Voussoir sur pile :

##### 3.1.1. Moment fléchissant :

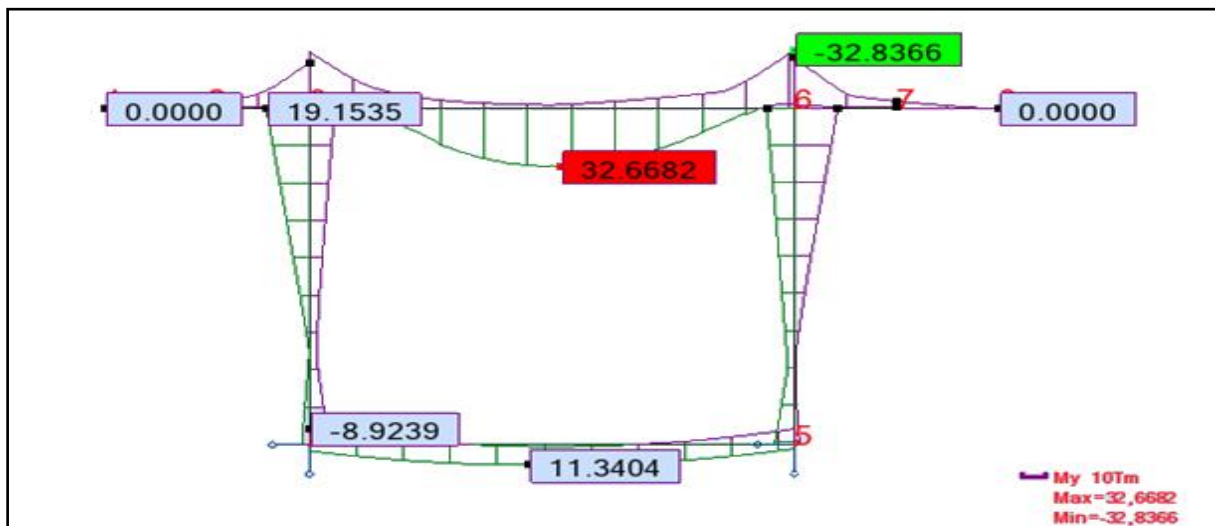


Fig. VI.4. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELU)

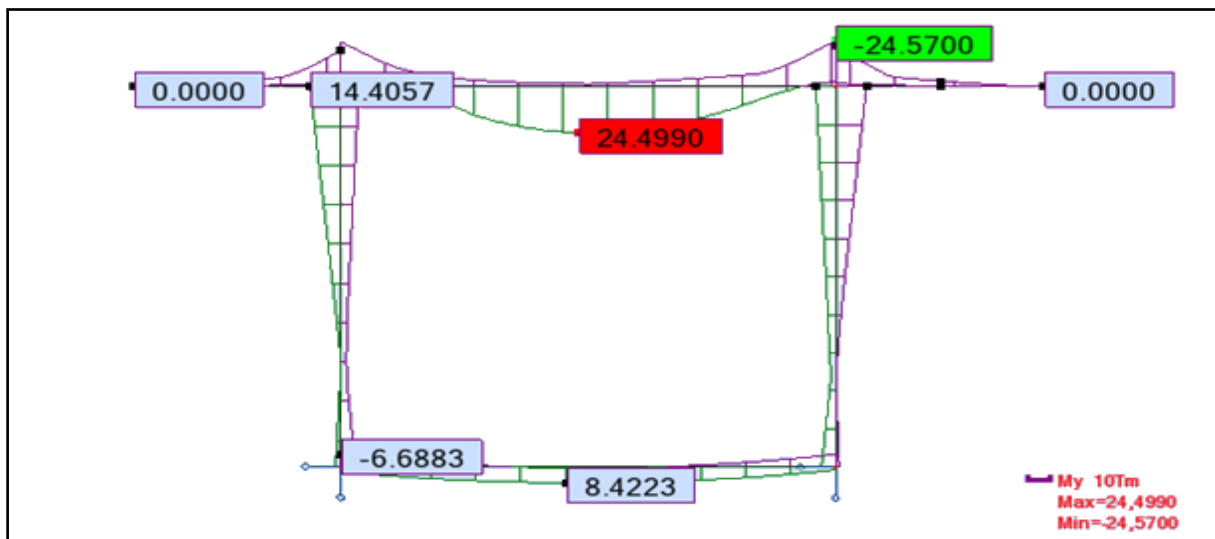


Fig. VI.5. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELS)



3.1.2. Effort tranchant :

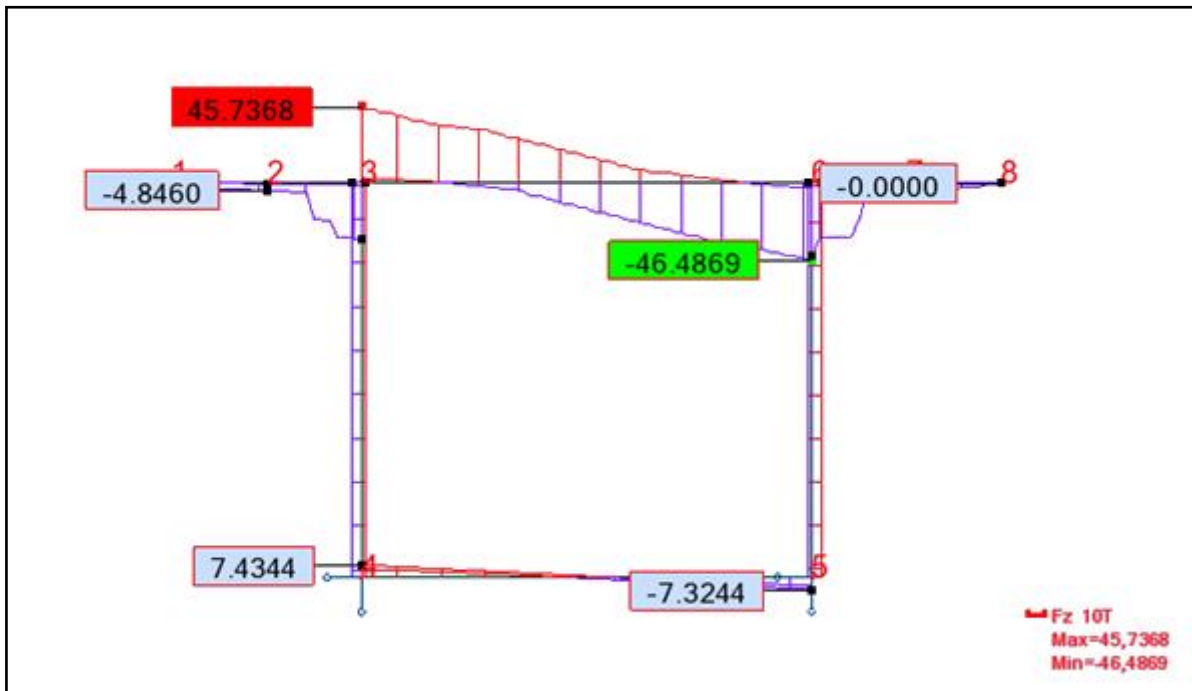


Fig. VI.6. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison 2 (ELU)

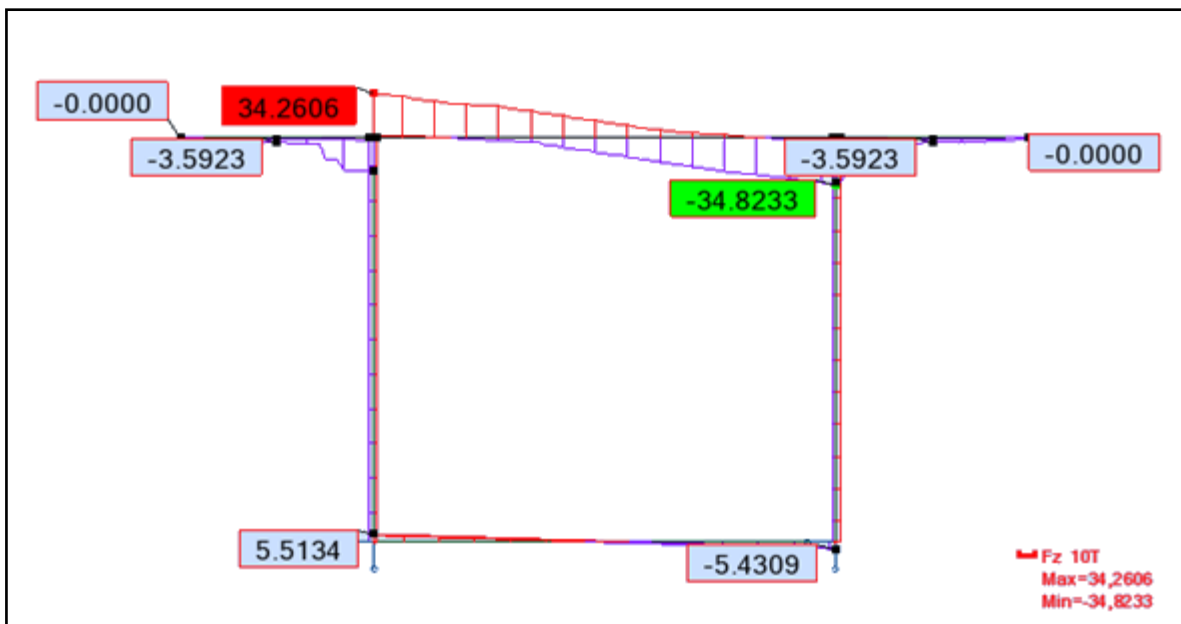


Fig. VI.7. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison 2 (ELS)

### 3.2. Voussoir à la clé :

Les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchant sont :

#### 3.2.1. Moment fléchissant :

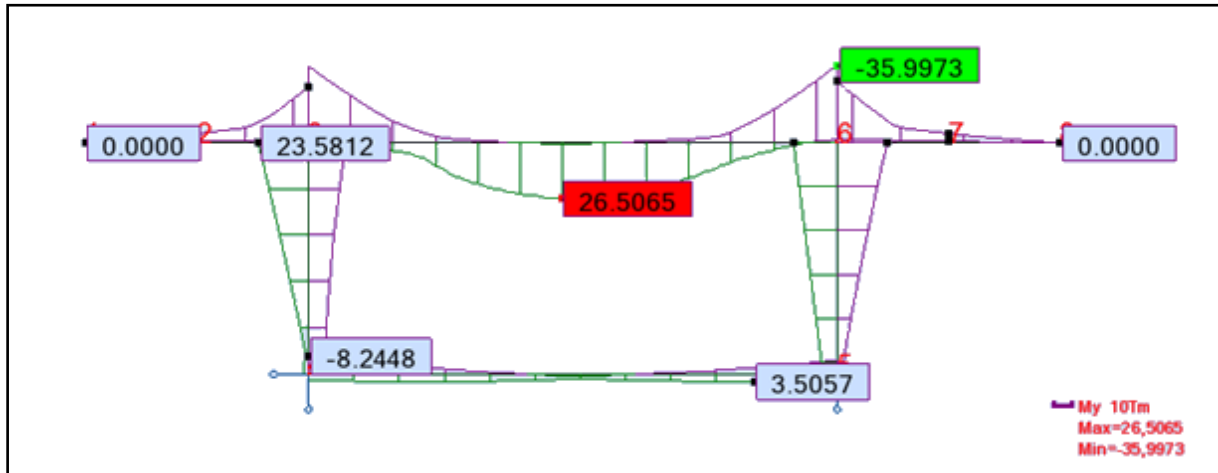


Fig. VI.8. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELU)

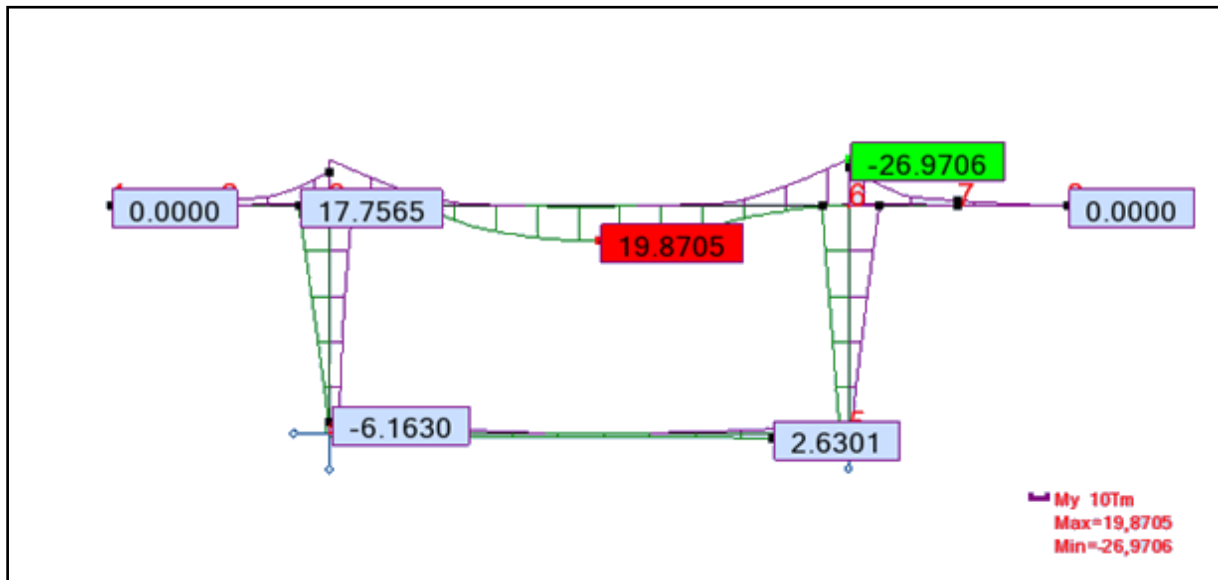


Fig. VI.9. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison 2 (ELS)

3.2.2. Effort tranchant :

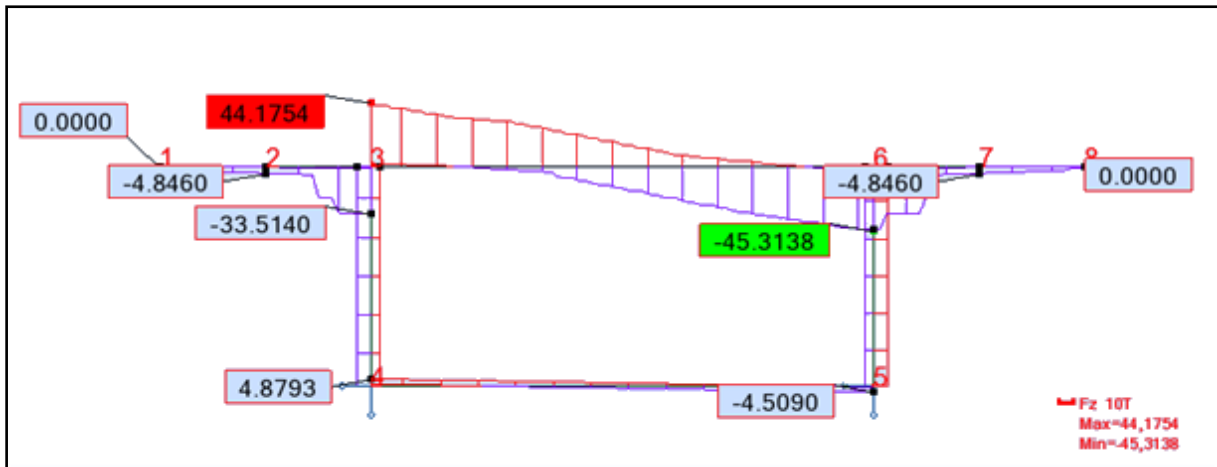


Fig. VI.10. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison 2 (ELU)

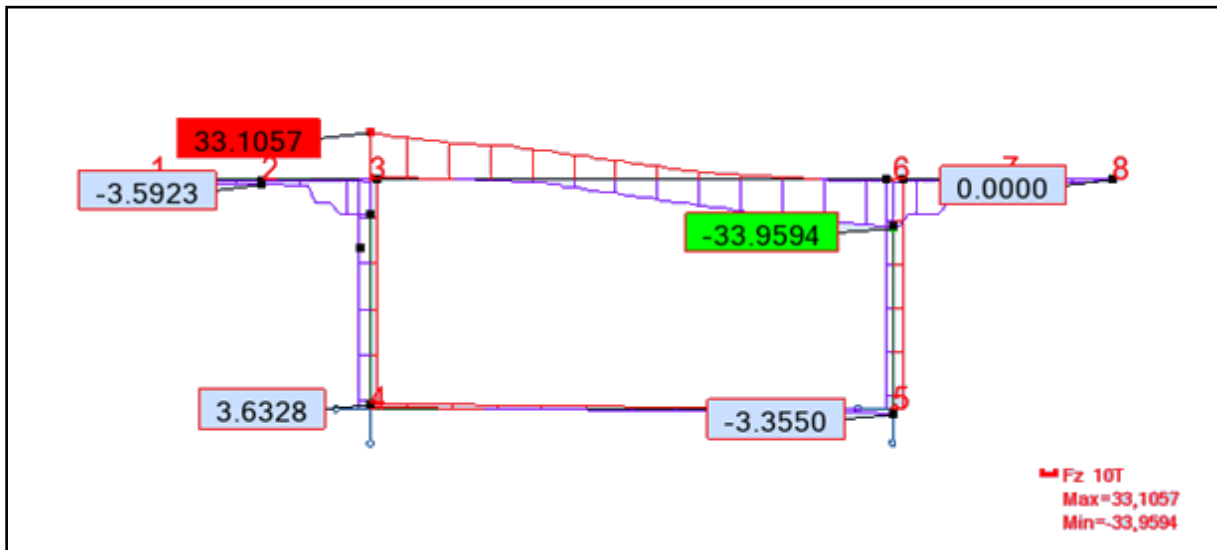


Fig. VI.11. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison 2 (ELS)

## 4. Ferrailage :

Le ferrailage est effectué par le logiciel *Robot Structural*. Les notes de calculs sont données dans l'annexe.

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple
- Deux portes à faux : qui travaillent en flexion simple
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée

### 4.1. Ferrailage du voussoir sur pile :

#### 4.1.1. Ferrailage de la dalle supérieure :

Le ferrailage se compose de deux parties :

##### Ferrailage transversal :

$$M_{umax} = 32,6682 \text{ t.m}$$

$$M_{sermax} = 24,4990 \text{ t.m}$$

$$A_s = 44,2 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } 6HA32, \text{ soit } A_s = 48.25 \text{ cm}^2$$

##### Condition de non fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L. on a : [Réf 7]

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

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 35 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 35 \times 2,7/400$$

$$✓ A_{smin} \geq 5,43 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage longitudinal :**

Les contraintes de traction, résultantes des moments longitudinaux sont reprises par les câbles de précontrainte, mais du fait de l'apparition des fissures dans le béton dues au retrait avant la mise en tension des câbles, on est obligé de mettre des armatures longitudinales pour palier à ce problème.

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 48,25/3$$

$$A_{sl} = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{6HA20}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\checkmark A_{sl} > A_{smin}$$

**4.1.2. Ferraillage de la dalle inferieure :****Ferraillage transversal :**

$$M_{umax} = 11,3404 \text{ t.m}$$

$$M_{sermax} = 8,4223 \text{ t.m}$$

$$A_s = 22,7 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{4HA30}, \text{ soit } A_s = 28,27 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

Selon le règlement B.A.E.L. on a : [Réf 7]

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

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 65 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 65 \times 2,7/400$$

$$\checkmark A_{smin} \geq 10,09 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage longitudinal :**

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 28,27/3$$

$$A_{sl} = 9,42 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$A_{sl} < A_{smin}$ , On prend alors  $A_{sl} = 10,09 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **4HA20**

### 4.1.3. Ferrailage du porte à faux :

#### Ferrailage transversal :

$$M_{umax} = -32,8366 \text{ t.m}$$

$$M_{sermax} = -24,57 \text{ t.m}$$

$$A_s = 41,7 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui donne } \mathbf{6HA30}, \quad \text{soit } A_s = 42,41 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L. on a :

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

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 37 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 35 \times 2,7/400$$

$$\checkmark A_{smin} \geq 5,74 \text{ cm}^2$$

#### Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 42,41/3$$

$$A_{sl} = 14,14 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui donne } \mathbf{6HA18}$$

#### Condition de non fragilité :

$$\checkmark A_{sl} > A_{smin}$$

### 4.1.4. Ferrailage de l'âme :

#### Ferrailage transversal :

$$N_{umax} = 45,7358 \text{ t}$$

$$M_{umax} = 19,1535 \text{ t.m}$$

$$N_{sermax} = 34,2606 \text{ t}$$

$$M_{sermax} = 14,4057 \text{ t.m}$$

$A_{s1} = A_{s2} = 44.4 \text{ cm}^2$  ce qui donne **6HA32**, soit  $A_{s1} = A_{s2} = 48.25 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L. on a :

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

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 40 \text{ cm}$
- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 40 \times 2,7/400$$

$$\checkmark A_{smin} \geq 6.21 \text{ cm}^2$$

Ferraillage longitudinal :

$$A_{s1} \geq A_{st}/3 = 48,25/3$$

$A_{s1} = 16,08 \text{ cm}^2$  ce qui donne **6HA20**

Condition de non fragilité :

$$\checkmark A_{s1} > A_{smin}$$

## 4.2. Ferraillage du voussoir à la clé :

Le calcul du ferraillage du voussoir à la clé se fait de la même manière que celui du voussoir sur pile.

Les résultats sont donnés directement :

### 4.2.1. Ferraillage de la dalle supérieure :

Ferraillage transversal :  $A_s = 63,4 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **8HA32**, soit  $A_s = 64,34 \text{ cm}^2$

Ferraillage longitudinal :  $A_{sL} = 21,13 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **14HA14**, soit  $A_{sL} = 21,55 \text{ cm}^2$

#### 4.2.2. Ferrailage de la dalle inferieure :

**Ferrailage transversal** :  $A_S = 14,9 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **4HA24**, soit  $A_S = 18,10 \text{ cm}^2$

**Ferrailage longitudinal** :  $A_{SL} = 4,97 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **10HA8**, soit  $A_{SL} = 5,03 \text{ cm}^2$

#### 4.2.3. Ferrailage du porte à faux :

**Ferrailage transversal** :  $A_S = 14,9 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **4HA24**, soit  $A_S = 18,10 \text{ cm}^2$

**Ferrailage longitudinal** :  $A_{SL} = 4,97 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **10HA8**, soit  $A_{SL} = 5,03 \text{ cm}^2$

#### 4.2.4. Ferrailage de l'âme :

**Ferrailage transversal** :  $A_{S1} = A_{S2} = 22,5 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **8HA20**, soit  $A_S = 25,13 \text{ cm}^2$

**Ferrailage longitudinal** :  $A_{SL} = 8,38 \text{ cm}^2$ , ce qui donne **8HA12**, soit  $A_{SL} = 9,05 \text{ cm}^2$

		VSP	VAC
Trans.	Dalle Sup.	6HA32	8HA32
	Dalle Inf.	4HA30	4HA24
	Porte à faux	6HA32	4HA24
	Ame	6HA32	8HA20
Long.	Dalle Sup.	6HA20	14HA14
	Dalle Inf.	4HA20	10HA8
	Porte à faux	6HA18	10HA8
	Ame	6HA20	8HA12

Tab. VI.2. Ferrailage passif du caisson



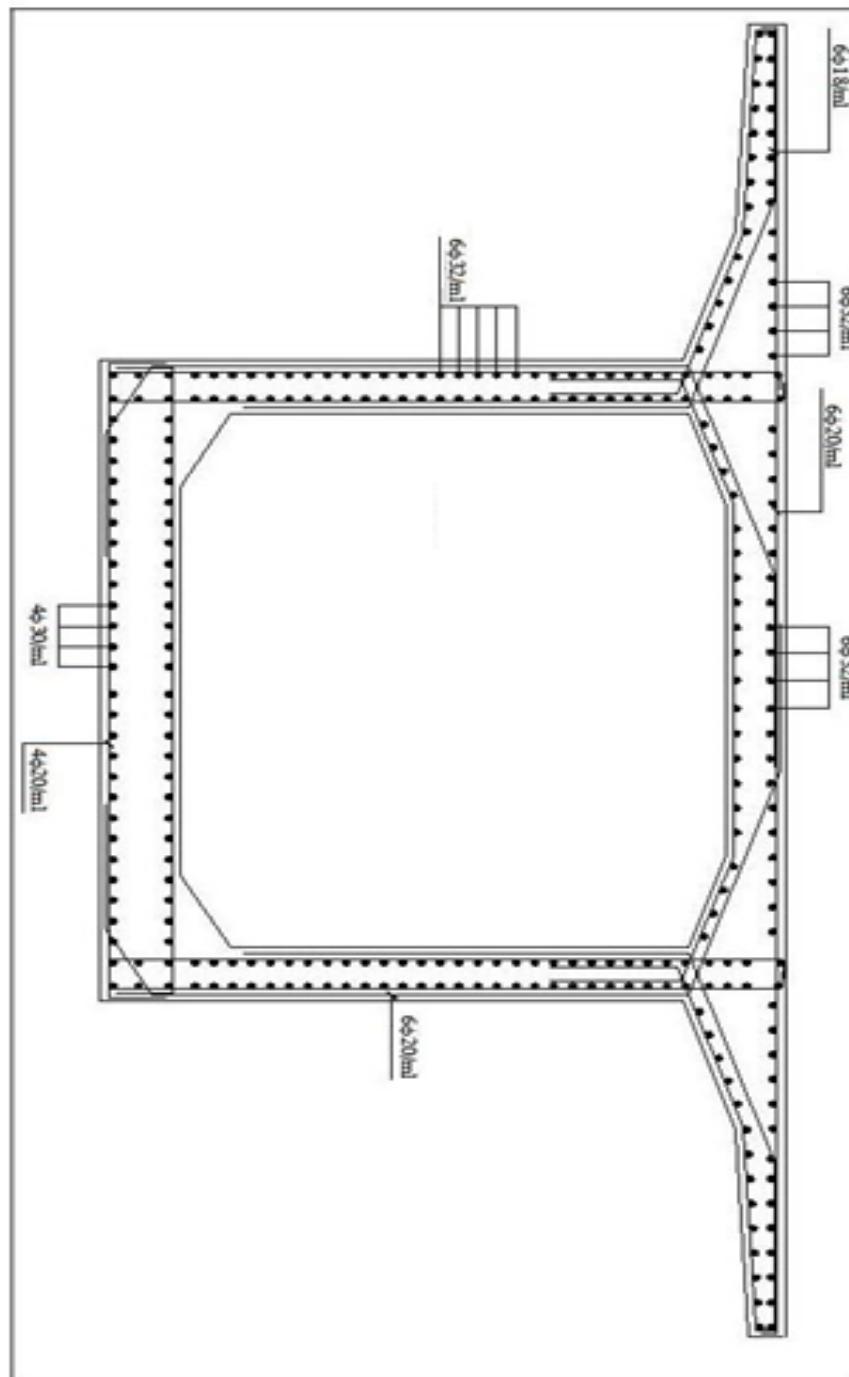


Fig. VI.12. Schéma du ferrailage passif du voussoir sur pile

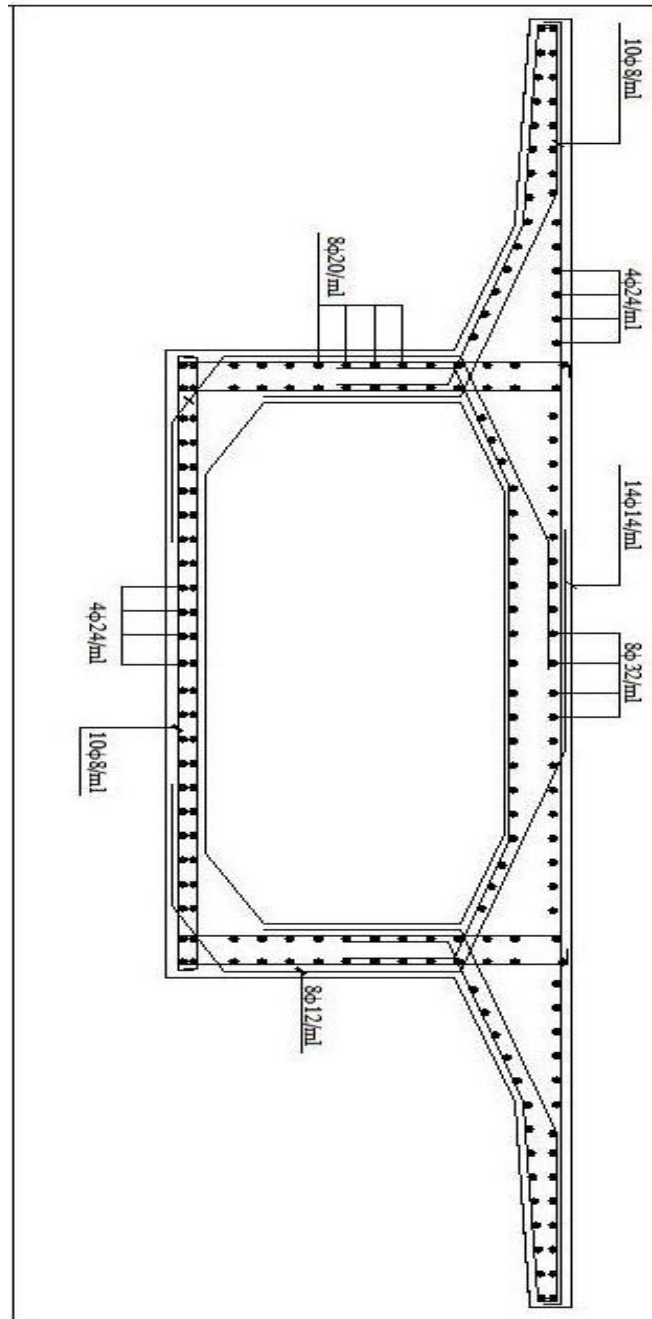


Fig. VI.13. Schéma du ferrailage passif du voussoir à la clé

# Chapitre VII

---

## ETUDE DES CONTREFLECHES

---

## Introduction :

Les consoles de chaque fléau se composent de voussoirs, bétonnés et précontraints à des âges différents, il est nécessaire d'en savoir suffisamment sur les déformations des consoles aux différentes étapes de réalisation de l'ouvrage afin d'en tenir compte dans la détermination des contreflèches à donner aux équipages mobiles de bétonnage, c'est-à-dire : couler les voussoirs avec une contre courbure égale et opposée à la courbure de déformation.

Pendant la phase isostatique de construction des fléaux, les déformations sont dues :

- Au poids propre des voussoirs.
- Au poids de l'équipage mobile et les surcharges du chantier.
- A la précontrainte assurant l'assemblage des voussoirs.

Après clavage, le système devient hyperstatique et continu à se déformer sous les charges suivantes :

- Mise en tension des câbles de continuité.
- Application des charges dues à la superstructure et les surcharges routières.
- Suppression des équipages mobiles et les surcharges du chantier.

A ces déformations, s'ajoutent les déformations différées dues au fluage du béton, qui n'entraînent pas une grande différence au niveau des extrémités des consoles, mais elles engendrent des variations continues au profil en long de l'ouvrage.

Dans ce type d'ouvrage, l'évaluation de la contreflèche nécessaire à donner à chaque voussoir est importante pour envisager à l'avance les conditions de clavage.

Malgré les contrôles effectués à chaque étape d'avancement de la construction, les extrémités des fléaux ne sont jamais alignées du fait que le calcul des flèches est loin d'être exact.

Tant que les écarts ne sont pas importants, au moment du clavage, on fait appel aux techniques suivantes :

- Basculement des fléaux via un vérin ou déformation verticale des console à l'aide de contre poids en cas d'écarts en altitude.
- Déformation horizontale des consoles par des barres de précontraintes croisées disposées sur la table supérieure des voussoirs.

## Formule de base :

La formule de base des calculs des flèches s'écrit : [Réf 12]

$$f_{\infty} = f_{el} (K_t + \varphi_t)$$

Avec :

$f_{\infty}$  : Flèche de déformation finale due à toutes les charges y compris le fluage.

$f_{el}$  : Flèche élastique qui se calcule selon les règles de la théorie d'élasticité.

$K_t$  : Coefficient déterminant la relation entre  $E_t$  et  $E_{28}$ , le module d'élasticité à 28 jours.

$\varphi_t$  : Coefficient de fluage.

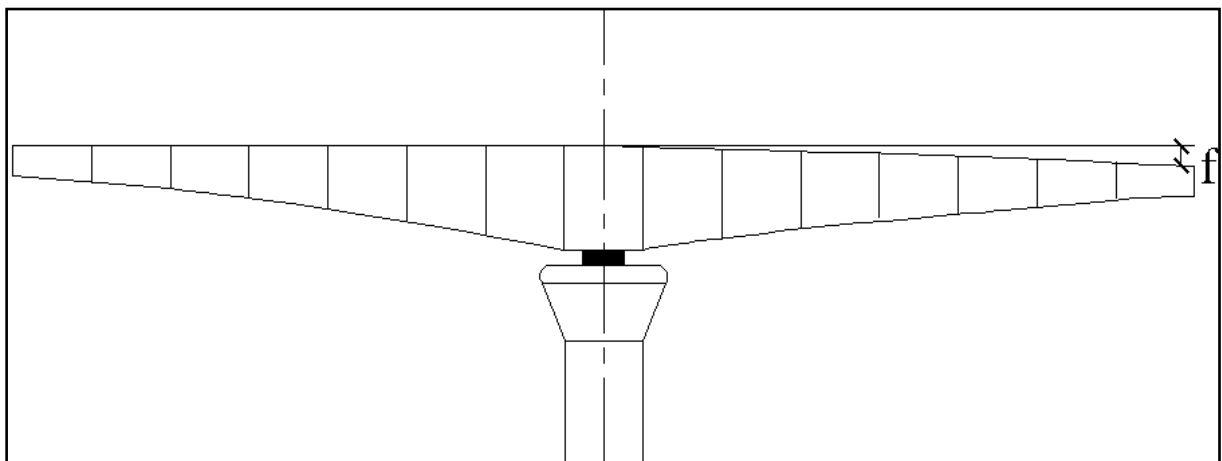


Fig. VII.1. Flèche d'un fléau

L'abaissement à une distance  $x$  est donné par :

$$f = \sum_0^x \frac{M(x - \xi_i)}{E_i I_i} \Delta \xi$$

Avec :

$\xi_i$  : Abscisse courante.

$E_i$  : Module de déformation longitudinale qui est variable.

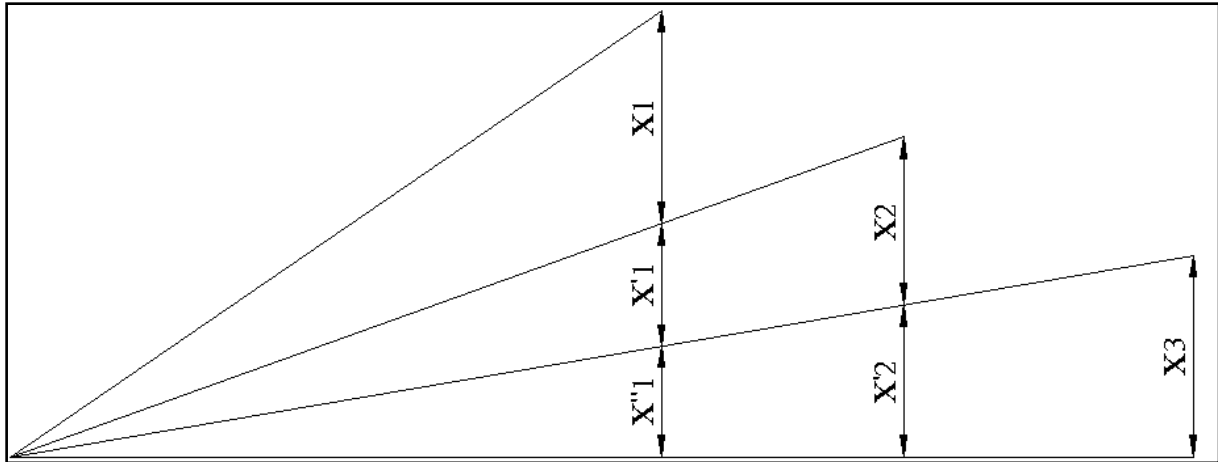
$I_i$  : Module d'inertie qui est également variable.

$\Delta \xi$  : Longueur d'un voussoir.

$M$  : Moment fléchissant dû au poids propre + équipement mobile + moment hyperstatique de précontrainte.

**Exemple d'application :**

Calcul des flèches des 3 premiers voussoirs :

**Fig. VII.2. Flèche dans chaque section du voussoir**

Pour avoir une flèche partout nul, il faut bétonner le voussoir  $V_3$  avec une contreflèche  $X_3$ , et le voussoir  $V_2$  avec une contreflèche  $X_2 + X'_2$ , et le voussoir  $V_1$  avec une contreflèche  $X_1 + X'_1 + X''_1$ .

L'évaluation des contreflèches est laborieuse, et nécessite un gros volume de calcul

# Chapitre VIII

---

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

---

## 1. Les piles :

La définition des appuis d'un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

Toute fois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on retouche l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou alors partiellement ou totalement encasté. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

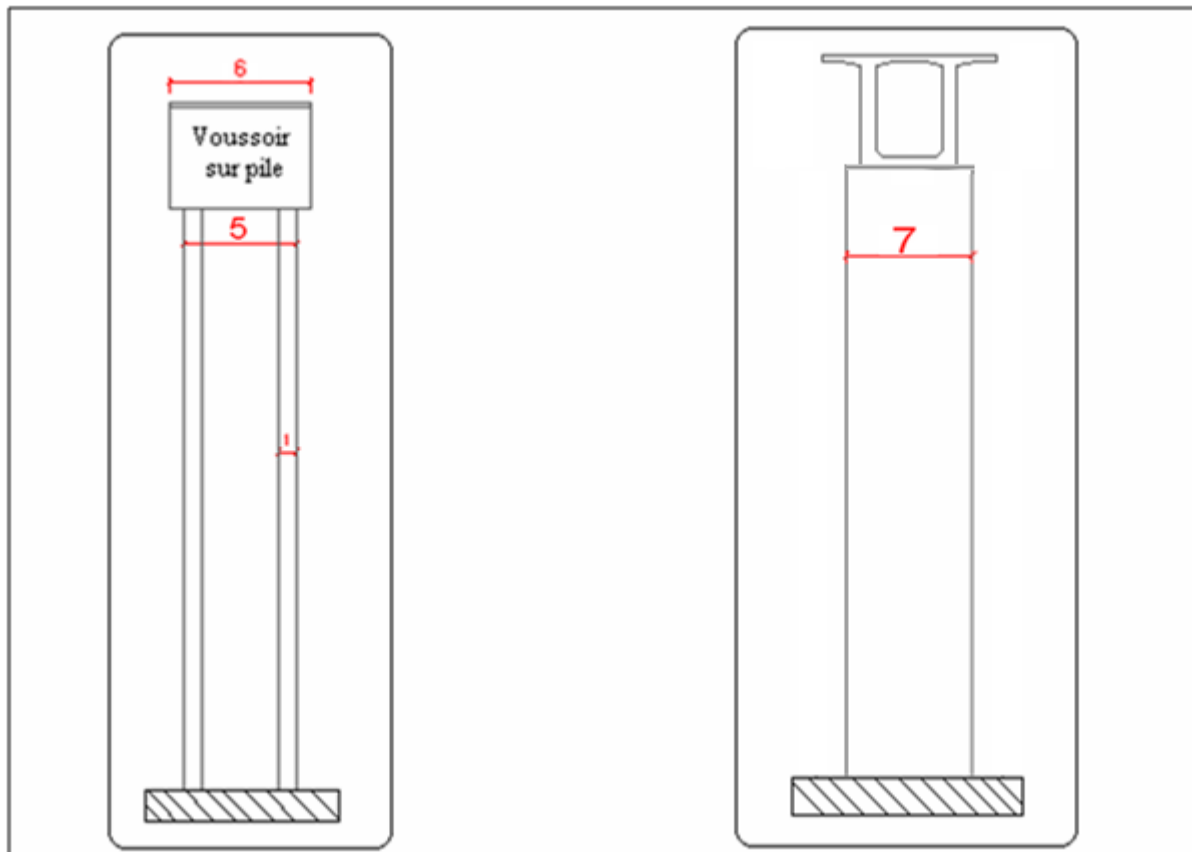
### 1.1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles :

- Les piles de type caisson.
- Les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté sur les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus grande que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, ou par la méthode des coffrages grimpants.





**Fig. VIII.1. Coupe longitudinale et transversale d'une pile**

## 2. Les fondations :

Fonder une construction est une des plus anciennes préoccupations du génie civil, et le problème de géotechnique le plus courant encore actuellement. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

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

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

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

### 2.1. Choix du type de fondation :

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

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages d'art, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8 m. [réf 13]

### 2.2. Nombre de files de pieux :

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

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement important entre les pieux, en général  $3\Phi$  ; car un espacement trop faible présente des inconvénients à l'exécution.

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

### 2.3. L'effet d'un groupe de pieux :

Les semelles de liaison des pieux sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner en conséquence : [réf 13]

Largeur de la semelle :  $B = (N-1) \times l + 2\Phi = 6$  m

Avec :

N : nombre de files de pieux ( $N = 2$ ).

l : la distance entre deux files ( $l = 3\Phi$ ).

$\Phi$  : diamètre des pieux ( $\Phi = 1,2$  m).

Longueur de la semelle :  $L_s = (N - 1) \times l + 2\Phi = 13,2$  m.

Avec :

N : nombre de pieux par file ( $N = 4$ ).

l : la distance entre deux pieux de la même file ( $l = 3\Phi$ ).

$\Phi$  : diamètre des pieux ( $\Phi = 1,2$  m).

Hauteur de la semelle :  $h_t \geq l/2,5 = 3,6/2,5 = 1,44$ m →  $h_t = 1,5$ m

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments, pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

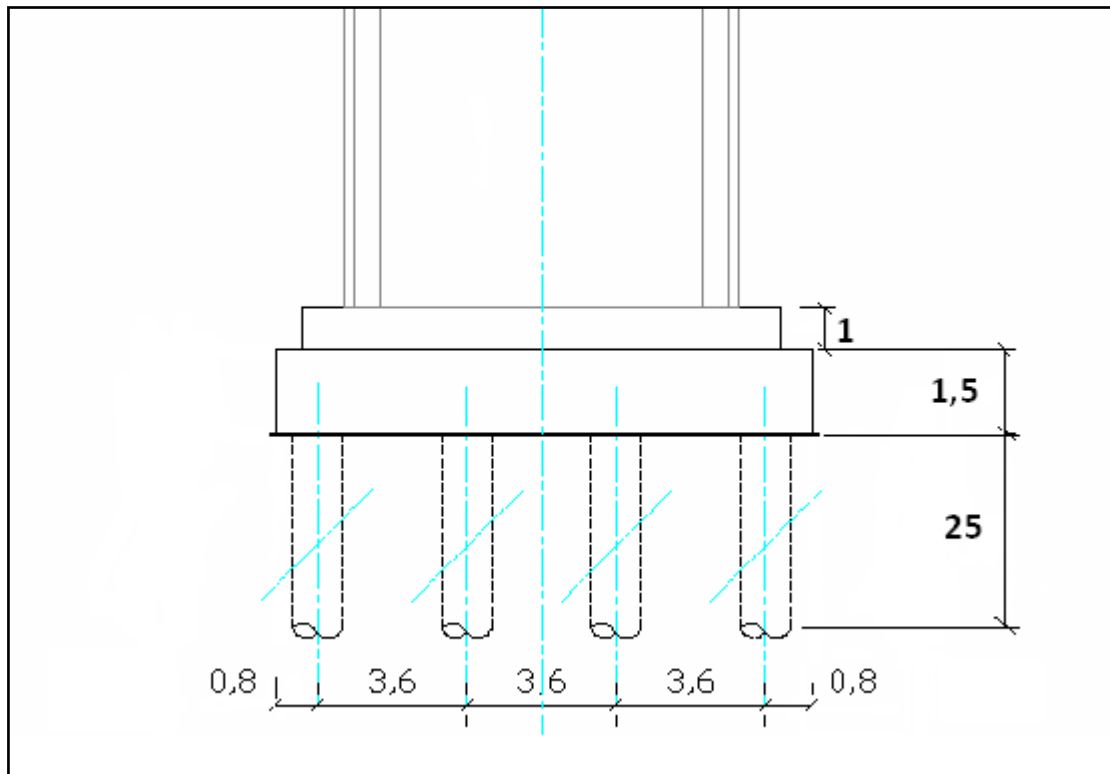


Fig. VIII.2. Coupe transversale des fondations sous pile

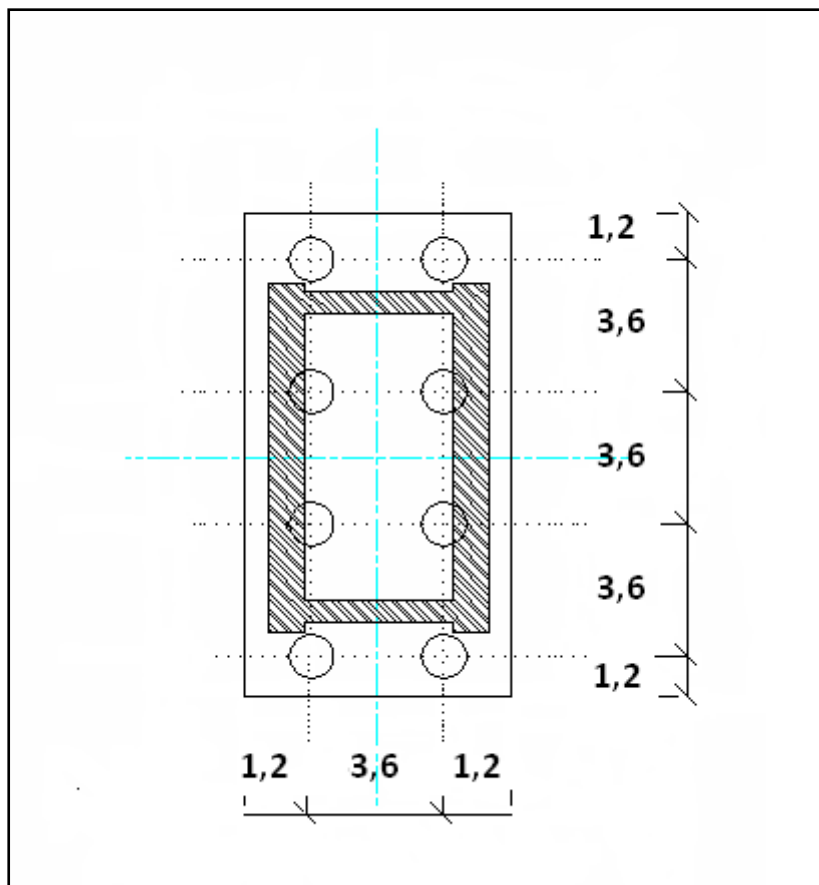


Fig. VIII.3. Vue en plan de la disposition des pieux

### 3. Le ferrailage :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile la plus haute  $H = 16,76$  m.

#### 3.1. Les combinaisons de charge :

Selon *SETRA* les combinaisons à prendre en compte sont : [Réf 6]

- Etat Limite de Service (**E.L.S**) :  $G + V + W + F_F$
- Etat Limite Ultime (**E.L.U**) :  $1,35(G + V) + 1,5(W + F_F)$
- Etat Limite Admissible (**E.L.A**) :  $G + V + E_X$   
 $G + V + E_Y$

Avec :

$G$  : La charge permanente.

$V$  : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée).

$W$  : La charge du vent.

$F_F$  : La force de freinage.

$E_X$  : La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $x$ .

$E_Y$  : La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $y$ .

#### Application numérique :

##### La charge permanente $G$ :

$$S = 24 \text{ m}^2 ; H = 16,76 \text{ m}$$

$$G = S \times H \times \gamma = 24 \times 16,76 \times 25 = 10056 \text{ KN}$$

##### La charge verticale $V$ :

La réaction verticale d'appui sur la pile :  $V = 16591,2 \text{ KN}$  (Voir figure IV.16)

##### La charge du vent $W$ :

$$W = 2 \text{ KN/m}^2$$

##### La force de freinage $F_F$ :

$$F_F = 15 \text{ t} = 150 \text{ KN}$$

##### La composante horizontale du séisme suivant l'axe « $x$ » $E_X$ :

$$E_X = 0,2 \text{ g}$$

Avec :

$g$  : Poids effectif total de la structure, égal au poids du tablier + le poids de la moitié supérieur des piles liées au tablier ( $g = 54858,9 + 0,5 \times 10056 = 59887 \text{ KN}$ )

$$E_X = 0,2 \times 59887 = 11977,4 \text{ KN}$$

##### La composante horizontale du séisme suivant l'axe « $y$ » $E_Y$ :

$$E_Y = 0,14 \text{ g}$$

$$E_Y = 0,14 \times 59887 = 8384,2 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	<b>E.L.S</b>	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.A</b>
Réaction : <b>R (KN)</b>	384,640	576,960	576,960
Effort tranchant : <b>Nx (KN)</b>	16689,075	22531,601	39221,676
Moment fléchissant <b>Mz (KN.m)</b>	4480,283	6720,425	6720,425

Tab. VIII.1. Résultats des différentes sollicitations

### 3.2. Le ferrailage de la pile :

On détermine la section d'armature de la pile selon les abaques de Walther [Réf 14], pour cela on aura à appliquer les formules suivantes :

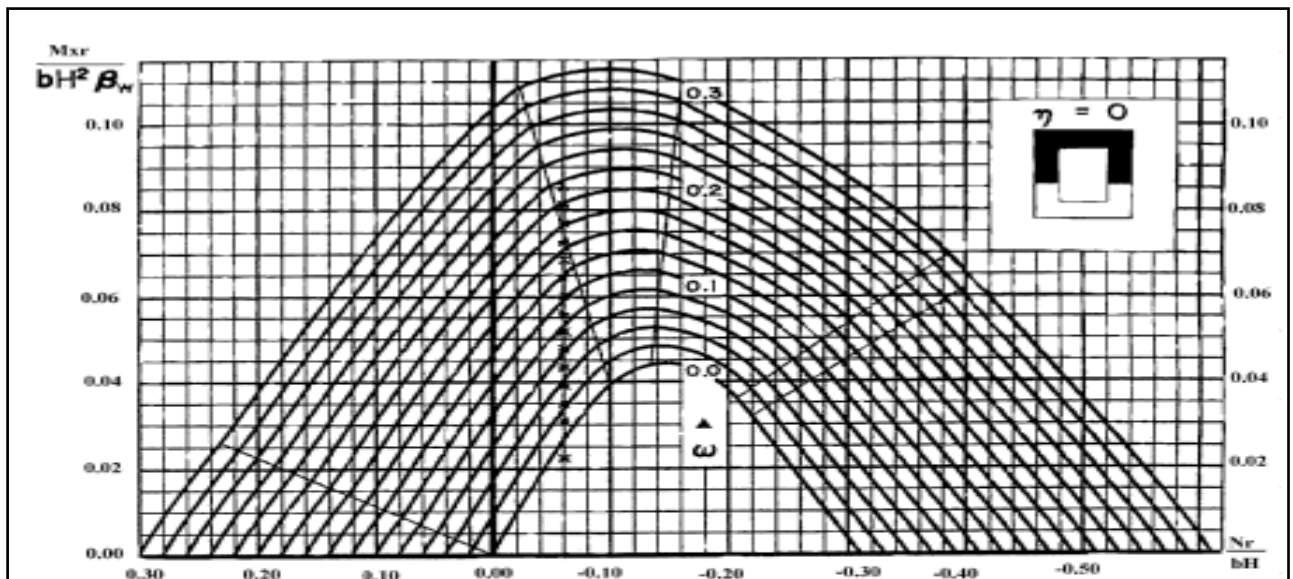


Fig. VIII.4. Abaque de WALTHER

$$n = N / b \times H \times F_{c28} = 39,222 / (7 \times 5 \times 27) = 0,042$$

$$m_y = M_y / H \times b^2 \times F_{c28} = 6,72 / (7 \times 5^2 \times 27) = 0,0014$$

Avec :

$b$  : dimension de la pile suivant l'axe  $x$ .

$h$  : dimension de la pile suivant l'axe  $y$ .

$F_{c28}$  : résistance caractéristique de compression du béton à 28 jours.

$n$  : Abscisse de l'abaque.

$m_y$  : ordonné de l'abaque.

$\omega$  : degré mécanique d'armature totale.

Avec :  $\omega = A_s \times \sigma_f / b \times H \times F_{c28}$

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0,04$

$\sigma_f = 400 \text{ Mpa}$

Donc :  $A_s = 954 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_s/m^2 = 39,375 \text{ cm}^2$

Donc : 16HA18 suivant X.

Et : 16HA18 suivant Y.

#### Les étriers :

Les armatures transversales sont :

On a :  $A_{s,min} > 0,2 \% A_b$

Avec :  $A_b = 24 \text{ m}^2$

Donc :  $A_{s,min} > 480 \text{ cm}^2$  et  $H = 16,76 \text{ m}$  Donc :  $A_{s,min} = 28,64 \text{ cm}^2/ml = 18HA14 /ml$



Fig. VIII.5. Ferrailage transversal de la pile

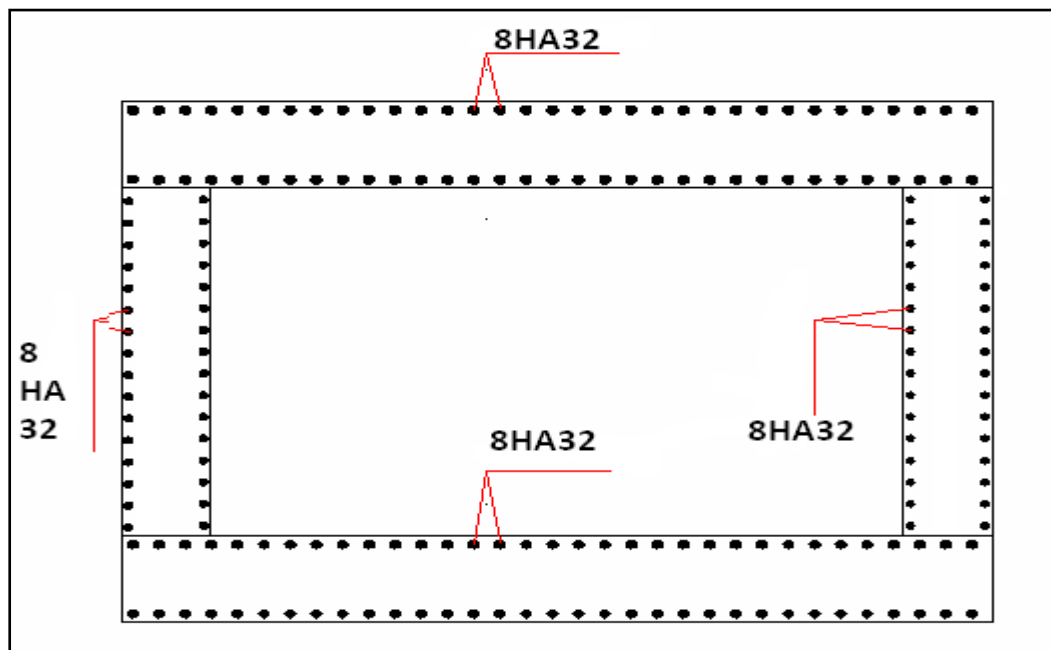


Fig. VIII.6. Schéma de ferrailage de la pile

### 3.3. Le ferrailage de la semelle :

D'après document *SETRA*, la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale : [Réf 6]

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} = \left( \frac{l - b}{h} \right)$$

Avec :

$$R_{\max} = 576,96 \text{ KN}$$

$l$  : la distance entre deux files ( $l = 360 \text{ cm}$ ).

$b$  : épaisseur de la semelle ( $b = 150 \text{ cm}$ ).

$h$  : épaisseur de la dalle ( $h = 100 \text{ cm}$ ).

$$\sigma_s : 2f_e/3 = 2670 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$A_s = 30,8 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales inférieures sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2 + 1,5 = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s/2,7 = 11,4 \text{ cm}^2$$

#### Nappe inférieure :

On prendra des armatures en 6HA14 avec un espacement de 25 cm en disposant un paquet de deux barres. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA12 avec un espacement de 25 cm.

#### Nappe supérieure :

On prendra des armatures en 2HA14 avec un espacement de 25 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA12 avec un espacement de 25 cm.

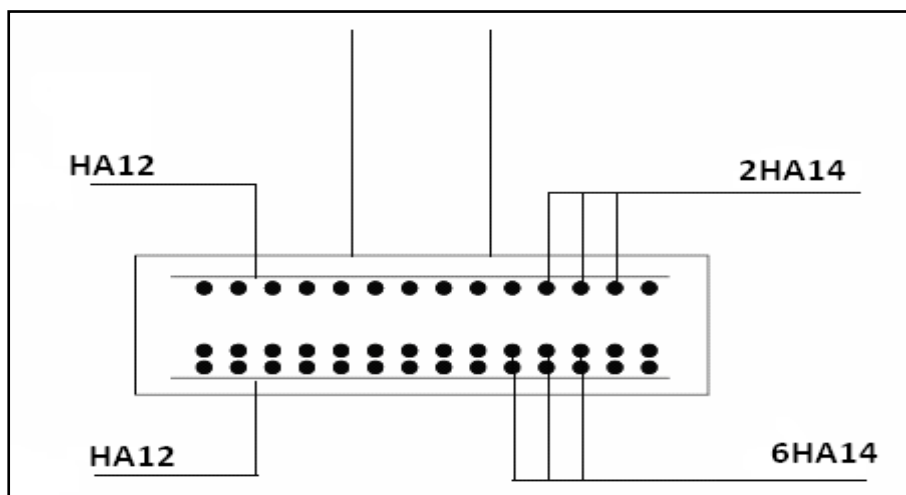


Fig. VIII.7. Schéma de ferrailage de la semelle

### 3.4. Le ferrailage des pieux :

Les efforts sont :

$$N = 576,96 \text{ KN}$$

$$M = 6720,425/8 = 840,053 \text{ KN.m}$$

Le pieu est ferrillé en flexion composée.

Donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée.

$$e = M/N = 840,053/576,96 = 146 \text{ cm} > D/8 = 15 \text{ cm} \text{ donc section partiellement comprimée.}$$

D'après « le fascicule 68 » le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1% de la surface du pieu. [Réf 15]

$$A_{min} = 0,01 \times \pi \times 120^2/4 = 113,09 \text{ cm}^2$$

On prendra 24HA25 avec un espacement de 15 cm.

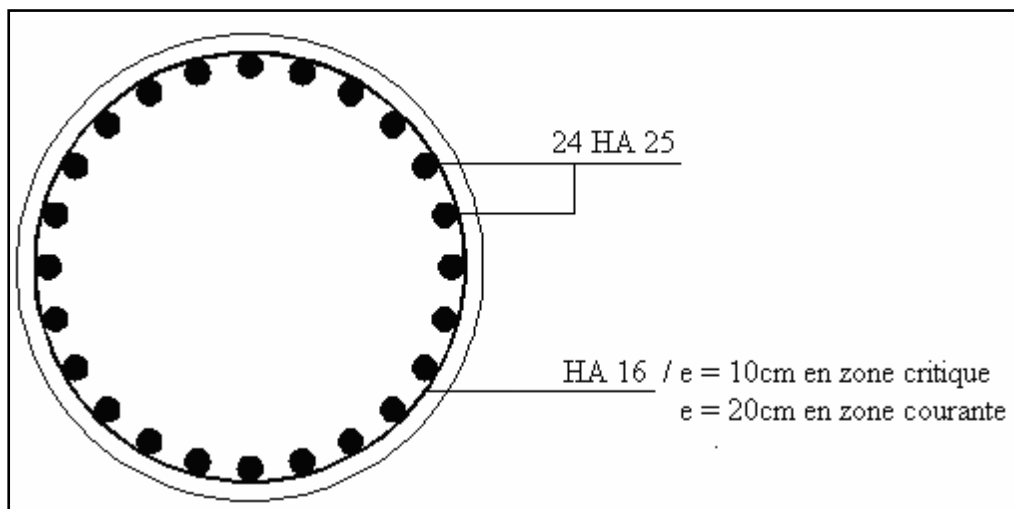


Fig. VIII.8. Schéma de ferrailage des pieux

### Conclusion :

Les fondations étant le point faible des constructions, il faut donc les élaborer avec soin. Différentes méthodes permettent déjà de bien percevoir les caractéristiques du terrain sur lequel on souhaite fonder. On se rend compte qu'à chaque terrain peut correspondre une fondation mais que globalement, les terrains les plus stables sont les plus aptes à servir de base.





---

# CONCLUSION GENERALE

---

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes, afin de pouvoir assurer des services à des usagers et de répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

L'objectif de notre travail est l'étude d'un pont caisson coulé sur place, qui assure la sortante des Annassers vers Alger via la rocade nord

A la lumière des résultats on aboutit à :

- Choix d'un pont en encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.
- Pré-dimensionnement de la section transversale.
- Evaluation de la précontrainte.
- Etude des fondations

La démarche itérative de la conception nous a enseignée sur plusieurs niveaux.

En premier lieu, on s'est aperçu de l'importance de simplifier au maximum possible les calculs. Il faut aller du simple au compliqué afin d'aboutir aux résultats cohérents. Ensuite, on a compris l'importance d'attaquer les problèmes l'un après l'autre pour trouver une solution structurée. Tout mélange des calculs crée un chaos insurmontable, et conduit à l'échec de la conception. De plus, cet exercice nous a montré l'importance de la capacité d'autodidactisme de l'ingénieur. Bien qu'étant en dernière année des études en génie civil, notre point de départ fut uniquement un plan de masse, et une variante imposée.

La construction par encorbellement n'est simple qu'en apparence, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences.

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (*Robot Structural, AutoCAD 2009, Calculette Béton Armé*), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

En fin, ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique, et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

# BIBLIOGRAPHIE

- [Réf 1] : **Technique de l'ingénieur : Conception des ponts.** Auteur : Anne BERNARD-GELY et Jean ARMAND. C4500-12
- [Réf 2] : **Annales des Ponts et Chaussées de France 1946.** Auteur : Yves GUYON  
Page 553
- [Réf 3] : **Traité de mécanique rationnelle.** Auteur : Charles DELAUNEY. Hypothèse des tables de GULDIN.
- [Réf 4] : **Fascicule N°61 « Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes »-titre 2**
- [Réf 5] : **AFNOR : NV65 : Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions**
- [Réf 6] : **Document SETRA, bulletin technique N°7 sur les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, décembre 1972**
- [Réf 7] : **Le béton armé aux états limites (B.A.E.L).** Auteur : Jean-Pierre MOUGIN
- [Réf 8] : **Cours Pont, 5<sup>ème</sup> année Génie Civil.** Auteur : Mme. D. CHERID
- [Réf 9] : **Technique de l'ingénieur : Béton précontraint.** Auteur : Robert CHAUSSIN C2360
- [Réf 10] : **Le béton précontraint aux états limites (B.P.E.L) 1985.** Auteur : Henry THONIER
- [Réf 11] : **Cours Béton Armé, Béton Précontraint, 5<sup>ème</sup> année Génie Civil.** Auteur : M. BOUTEMEUR
- [Réf 12] : **Cours résistance des matériaux, 3<sup>ème</sup> année Génie Civil.** Auteur : M. LARIBI
- [Réf 13] : **Technique de l'ingénieur : Fondations Profondes.** Auteur : Roger FRANK C248
- [Réf 14] : **Abaque pour le dimensionnement des piles.** Auteur : Von Wartburg WALTHER
- [Réf 15] : **Fascicule N°68 « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil »**



---

# ANNEXE

---

# ANNEXE 1

## DALLE SUPERIEURE (VSP)

### Calcul de Section en Flexion Simple

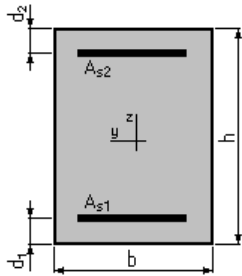
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	32,67	0,00
Etat Limite de Service	24,50	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 44,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 12,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\max} = 87,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,26$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,19$ (%)

##### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = 32,67$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,49 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 9,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31,1$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 9,13$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 24,50$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 15,9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 29,7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,2$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 182,9$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 182,9$  (MPa)

# DALLE INFÉRIEURE (VSP)

## Calcul de Section en Flexion Simple

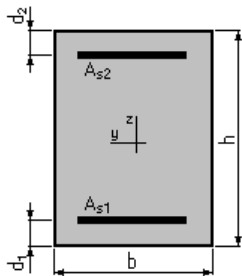
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11,34	0,00
Etat Limite de Service	8,42	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 22,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 162,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,32$ (%)

#### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = 11,34$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 4,48 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 63,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,83$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = 8,42$  (T\*m)  $M_{min} = 0,00$  (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,97

Position de l'axe neutre:  $y = 17,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 59,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 11,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 182,9$  (MPa)



# PORTE A FAUX (VSP)

## Calcul de Section en Flexion Simple

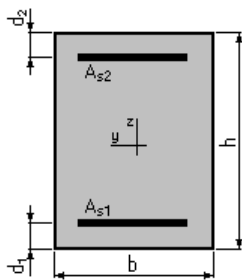
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 42,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (T*m)	$M_{min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-32,84	0,00
Etat Limite de Service	-24,57	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 41,7$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s_{max}} = 92,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,13$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,20$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = -32,84$  (T\*m)  $M_{min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,50 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 9,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 33,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,28$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -24,57$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 16,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 9,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 182,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 182,9$  (MPa)

# AME (VSP)

## Calcul de Section en Flexion Composée

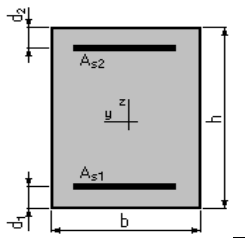
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 45,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELU	-45,74	19,15
2.	ELS	-34,26	14,41

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 44,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 44,4$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 45,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 225,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,37$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU    N = -45,74 (T)    M = 19,15 (T\*m)

Coefficient de sécurité:	1,49	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 38,5$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,05$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = -34,26 (T)**    **M = 14,41 (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 8,9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 37,0$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,5$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 182,9$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 23,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\text{ lim}} = 182,9$  (MPa)

# DALLE SUPERIEURE (VAC)

## Calcul de Section en Flexion Simple

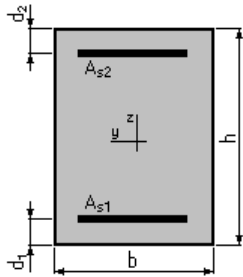
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 22,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	26,51	0,00
Etat Limite de Service	19,87	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 63,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 3,7$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 3,02$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = 26,51$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 15,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 1,78$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 19,87$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 12,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 16,8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 18,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 182,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 182,9$  (MPa)

# DALLE INFÉRIEURE (VAC)

## Calcul de Section en Flexion Simple

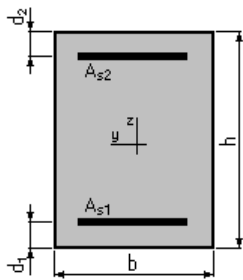
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-8,24	0,00
Etat Limite de Service	-6,16	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 14,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\max} = 62,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,60$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,08$ (%)

#### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = -8,24$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,52 Pivote: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 23,7$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -6,16$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 8,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 182,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 182,9$  (MPa)



# PORTE A FAUX (VAC)

## Calcul de Section en Flexion Simple

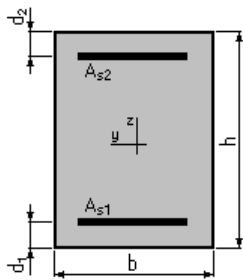
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,000$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,000$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 42,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T*m)	$M_{\min}$ (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-36,00	0,00
Etat Limite de Service	-26,97	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 14,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 13,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 92,5$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,20$ (%)

#### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = -36,00$  (T\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 1,49 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 10,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 33,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 9,34$  (‰)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 347,826 \quad (\text{MPa})$$

**Cas ELS**  $M_{\max} = -26,97 \quad (\text{T}\cdot\text{m})$   $M_{\min} = 0,00 \quad (\text{T}\cdot\text{m})$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 16,7 \quad (\text{cm})$

Bras de levier:  $Z = 31,4 \quad (\text{cm})$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,063 \quad (\text{MPa})$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,000 \quad (\text{MPa})$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 182,905 \quad (\text{MPa})$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 182,905 \quad (\text{MPa})$$

# AME (VAC)

## Calcul de Section en Flexion Composée

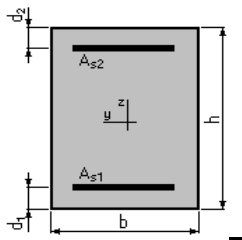
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 45,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELU	44,18	23,58
2.	ELS	33,11	17,76

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 22,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 45,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 225,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU    **N = 44,18 (T)**    **M = 23,58 (T\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,91	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 36,9$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,40$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)      comprimée:  $\sigma_s' = 170,1$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS    N = 33,11 (T)    M = 17,76 (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,21  
Position de l'axe neutre:  $y = 15,7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 34,8$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,5$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 150,6$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 66,8$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\text{ lim}} = 182,9$  (MPa)

## ANNEXE 2

### Travée de rive

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0,0											
3	87,7	0,0										
8	224,6	136,9	0,0									
13	350,9	263,2	126,3	0,0								
18	467,8	380,1	243,2	116,9	0,0							
23	576,4	488,7	351,8	225,5	108,7	0,0						
28	678,0	590,3	453,4	327,1	210,3	101,6	0,0					
33	773,7	686,0	549,2	422,9	306,0	197,3	95,7	0,0				
38	864,8	777,1	640,2	513,9	397,0	288,3	186,7	91,0	0,0			
43	952,2	864,5	727,7	601,4	484,5	375,8	274,2	178,5	87,5	0,0		
48	1 037,4	949,7	812,8	686,5	569,6	460,9	359,3	263,6	172,6	85,1	0,0	
53	1 121,3	1 033,6	896,7	770,4	653,6	544,9	443,3	347,6	256,6	169,1	84,0	0,0

#### Effort Tranchant dû au Poids Propre (t)

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0											
3	-133	0										
8	-918	-785	0									
13	-2 361	-2 228	-1 443	0								
18	-4 411	-4 279	-3 493	-2 050	0							
23	-7 025	-6 893	-6 107	-4 664	-2 614	0						
28	-10 164	-10 032	-9 246	-7 803	-5 753	-3 139	0					
33	-13 796	-13 664	-12 878	-11 435	-9 385	-6 771	-3 632	0				
38	-17 895	-17 762	-16 977	-15 534	-13 483	-10 869	-7 730	-4 098	0			
43	-22 439	-22 306	-21 521	-20 078	-18 027	-15 414	-12 275	-8 643	-4 544	0		
48	-27 414	-27 282	-26 496	-25 053	-23 003	-20 389	-17 250	-13 618	-9 520	-4 975	0	
53	-32 812	-32 679	-31 894	-30 451	-28 401	-25 787	-22 648	-19 016	-14 917	-10 373	-5 398	0

#### Moment Fléchissant dû au Poids Propre (t.m)

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0,0											
3	55,0	55,0										
8	55,0	55,0	55,0									
13	55,0	55,0	55,0	55,0								
18	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0							
23	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0						
28	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0					
33	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0				
38	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0			
43	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0		
48	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	
53	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

**Effort Tranchant dû à l'Equipage Mobile (t)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38	43	48	53
0	0											
3	-165	0										
8	-440	-275	0									
13	-715	-550	-275	0								
18	-990	-825	-550	-275	0							
23	-1 265	-1 100	-825	-550	-275	0						
28	-1 540	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0					
33	-1 815	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0				
38	-2 090	-1 925	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0			
43	-2 365	-2 200	-1 925	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0		
48	-2 640	-2 475	-2 200	-1 925	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0	
53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Moment Fléchissant dû à l'Equipage Mobile (t.m)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0,0											
<b>3</b>	1,6	0,0										
<b>8</b>	4,2	2,6	0,0									
<b>13</b>	6,8	5,3	2,6	0,0								
<b>18</b>	9,5	7,9	5,3	2,6	0,0							
<b>23</b>	12,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0						
<b>28</b>	14,7	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0					
<b>33</b>	17,3	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0				
<b>38</b>	20,0	18,4	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0			
<b>43</b>	22,6	21,0	18,4	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0		
<b>48</b>	25,2	23,6	21,0	18,4	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0	
<b>53</b>	27,8	26,3	23,6	21,0	18,4	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Repartie du Chantier (t)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0											
<b>3</b>	-2	0										
<b>8</b>	-17	-14	0									
<b>13</b>	-44	-42	-28	0								
<b>18</b>	-85	-83	-68	-41	0							
<b>23</b>	-139	-137	-122	-95	-54	0						
<b>28</b>	-206	-203	-189	-161	-121	-67	0					
<b>33</b>	-286	-284	-269	-242	-201	-147	-80	0				
<b>38</b>	-379	-377	-362	-335	-294	-240	-173	-93	0			
<b>43</b>	-485	-483	-469	-441	-400	-347	-280	-200	-106	0		
<b>48</b>	-605	-602	-588	-560	-520	-466	-399	-319	-226	-119	0	
<b>53</b>	-737	-735	-721	-693	-652	-599	-532	-452	-358	-252	-133	0

**Moment Fléchissant dû à La Surcharge Repartie du Chantier (t.m)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0,0											
<b>3</b>	5,0	5,0										
<b>8</b>	5,0	5,0	5,0									
<b>13</b>	5,0	5,0	5,0	5,0								
<b>18</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0							
<b>23</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0						
<b>28</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0					
<b>33</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0				
<b>38</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0			
<b>43</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0		
<b>48</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	
<b>53</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Concentré (t)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0											
<b>3</b>	-15	0										
<b>8</b>	-40	-25	0									
<b>13</b>	-65	-50	-25	0								
<b>18</b>	-90	-75	-50	-25	0							
<b>23</b>	-115	-100	-75	-50	-25	0						
<b>28</b>	-140	-125	-100	-75	-50	-25	0					
<b>33</b>	-165	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0				
<b>38</b>	-190	-175	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0			
<b>43</b>	-215	-200	-175	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0		
<b>48</b>	-240	-225	-200	-175	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0	
<b>53</b>	-265	-250	-225	-200	-175	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0

**Moment Fléchissant dû à la Surcharge Concentré (t.m)**



<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0,0											
<b>3</b>	0,7	0,0										
<b>8</b>	1,8	1,2	0,0									
<b>13</b>	3,0	2,3	1,2	0,0								
<b>18</b>	4,2	3,5	2,3	1,2	0,0							
<b>23</b>	5,3	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0						
<b>28</b>	6,5	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0					
<b>33</b>	7,6	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0				
<b>38</b>	8,8	8,1	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0			
<b>43</b>	9,9	9,2	8,1	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0		
<b>48</b>	11,1	10,4	9,2	8,1	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0	
<b>53</b>	12,2	11,6	10,4	9,2	8,1	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Repartie du Vent (t)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>	<b>43</b>	<b>48</b>	<b>53</b>
<b>0</b>	0											
<b>3</b>	-1	0										
<b>8</b>	-7	-6	0									
<b>13</b>	-20	-18	-12	0								
<b>18</b>	-37	-36	-30	-18	0							
<b>23</b>	-61	-60	-54	-42	-24	0						
<b>28</b>	-91	-90	-83	-71	-53	-29	0					
<b>33</b>	-126	-125	-118	-106	-88	-65	-35	0				
<b>38</b>	-167	-166	-159	-147	-129	-106	-76	-41	0			
<b>43</b>	-214	-213	-206	-194	-176	-152	-123	-88	-47	0		
<b>48</b>	-266	-265	-259	-247	-229	-205	-176	-140	-99	-53	0	
<b>53</b>	-324	-323	-317	-305	-287	-263	-234	-199	-158	-111	-58	0

**Moment Fléchissant dû à la Surcharge Repartie du Vent (t.m)**

# Travée centrale

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0,0								
3	141,5	0,0							
8	267,9	126,4	0,0						
13	381,6	240,0	113,6	0,0					
18	484,6	343,1	216,7	103,1	0,0				
23	579,5	438,0	311,5	197,9	94,9	0,0			
28	668,4	526,9	400,4	286,8	183,8	88,9	0,0		
33	753,6	612,1	485,7	372,1	269,0	174,1	85,2	0,0	
38	804,0	662,5	536,0	422,4	319,3	224,5	135,6	50,3	0,0

**Effort Tranchant dû au Poids Propre (t)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0								
3	-361	0							
8	-1 390	-1 030	0						
13	-3 019	-2 658	-1 629	0					
18	-5 188	-4 828	-3 798	-2 170	0				
23	-7 852	-7 491	-6 462	-4 833	-2 664	0			
28	-10 974	-10 613	-9 584	-7 955	-5 786	-3 122	0		
33	-14 531	-14 170	-13 140	-11 512	-9 342	-6 679	-3 557	0	
38	-16 867	-16 507	-15 477	-13 849	-11 679	-9 015	-5 893	-2 337	0

**Moment Fléchissant dû au Poids Propre (t.m)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0,0								
3	55,0	55,0							
8	55,0	55,0	55,0						
13	55,0	55,0	55,0	55,0					
18	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0				
23	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0			
28	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0		
33	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	
38	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

**Effort Tranchant dû à l'Equipage Mobile (t)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0								
3	-275	0							
8	-550	-275	0						
13	-825	-550	-275	0					
18	-1 100	-825	-550	-275	0				
23	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0			
28	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0		
33	-1 925	-1 650	-1 375	-1 100	-825	-550	-275	0	
38	-2 090	-1 815	-1 540	-1 265	-990	-715	-440	-165	0

**Moment Fléchissant dû à l'Equipage Mobile (t.m)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0,0								
3	2,6	0,0							
8	5,3	2,6	0,0						
13	7,9	5,3	2,6	0,0					
18	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0				
23	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0			
28	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0		
33	18,4	15,8	13,1	10,5	7,9	5,3	2,6	0,0	
38	20,0	17,3	14,7	12,1	9,5	6,8	4,2	1,6	0,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Repartie du Chantier (t)**

X (m)	0	3	8	13	18	23	28	33	38
0	0								
3	-7	0							
8	-26	-20	0						
13	-59	-53	-33	0					
18	-105	-98	-79	-46	0				
23	-164	-158	-138	-105	-59	0			
28	-236	-230	-210	-177	-131	-72	0		
33	-322	-315	-295	-263	-217	-158	-85	0	
38	-379	-372	-353	-320	-274	-215	-143	-57	0

**Moment Fléchissant dû à La Surcharge Repartie du Chantier (t.m)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>
<b>0</b>	0,0								
<b>3</b>	5,0	5,0							
<b>8</b>	5,0	5,0	5,0						
<b>13</b>	5,0	5,0	5,0	5,0					
<b>18</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0				
<b>23</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0			
<b>28</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0		
<b>33</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	
<b>38</b>	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Concentré (t)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>
<b>0</b>	0								
<b>3</b>	-25	0							
<b>8</b>	-50	-25	0						
<b>13</b>	-75	-50	-25	0					
<b>18</b>	-100	-75	-50	-25	0				
<b>23</b>	-125	-100	-75	-50	-25	0			
<b>28</b>	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0		
<b>33</b>	-175	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0	
<b>38</b>	-190	-165	-140	-115	-90	-65	-40	-15	0

**Moment Fléchissant dû à la Surcharge Concentré (t.m)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>
<b>0</b>	0,0								
<b>3</b>	1,2	0,0							
<b>8</b>	2,3	1,2	0,0						
<b>13</b>	3,5	2,3	1,2	0,0					
<b>18</b>	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0				
<b>23</b>	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0			
<b>28</b>	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0		
<b>33</b>	8,1	6,9	5,8	4,6	3,5	2,3	1,2	0,0	
<b>38</b>	8,8	7,6	6,5	5,3	4,2	3,0	1,8	0,7	0,0

**Effort Tranchant dû à la Surcharge Repartie du Vent (t)**

<b>X (m)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>18</b>	<b>23</b>	<b>28</b>	<b>33</b>	<b>38</b>
<b>0</b>	0								
<b>3</b>	-3	0							
<b>8</b>	-12	-9	0						
<b>13</b>	-26	-23	-14	0					
<b>18</b>	-46	-43	-35	-20	0				
<b>23</b>	-72	-69	-61	-46	-26	0			
<b>28</b>	-104	-101	-92	-78	-58	-32	0		
<b>33</b>	-141	-139	-130	-116	-95	-69	-38	0	
<b>38</b>	-167	-164	-155	-141	-121	-95	-63	-25	0

**Moment Fléchissant dû à la Surcharge Repartie du Vent (t.m)**