

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LABORATOIRE L.G.S.D.S

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude d'un pont poussé au plateau des annasers



Réalisé par :

NECHAK Ali

KIRAM Farid

Proposé par :

S.A.E.T.I

Encadreur:

Mme. D. CHERID

Mme. H. MOHABEDDINE

Promotion 2007

Remerciements

Nous remercions Dieu le Tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous tenons à remercier tout particulièrement nos deux encadreurs. M^{me}. H. MOHABEDDINE et M^{me} D. CHERID pour leurs conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'elles ont formulées tout au long de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce travail. En particulier :

- M. le directeur des ouvrages d'art de la S.A.E.T.I (F.MAKHLOUFI)
- l'ingénieur d'étude de la S.A.E.T.I (OUALI Nabil)
- Mes amis en particulier : Othmane, Khaled, Saddek.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

ملخص

يهدف هذا العمل الى تصميم و دراسة جسر بالدفعه . المشروع هو جسر منحنى ذو نصف قطر 700 متر و طوله 302.4 متر يتكون من 6 مقاطع . مقطعان جانبيين ذو 39.2 متر و 4 مقاطع وسطية ذو 56 متر يرتكز هذا الجسر على 5 مساند من الخرسانة المسلحة يبلغ عرض الجسر 10.5 متر مع وجود رصيفين للمارة ذو عرضين مختلفين الاول عرضه 1 متر و الاخر 1.5 متر الاتب منحرف ب 5 % التصميم انجز بحبكه اعلامية روبو بات

الكلمات المفتاحية:

جسر مدفوع, مقدم الرأس, خرسانة مضغوطة .

Résumé

Le but de ce travail est la conception et le dimensionnement d'un pont poussé , l'ouvrage est un pont courbe d'un rayon de 700 m à l'axe d'une longueur de 302.4 m .

L'ouvrage est composé de 6 travées ; 2 travées de rive de 39.2 m de longueur et 4 travées intermédiaire de 56 m . le tablier repose sur 5 piles en B.A . la largeur totale de l'ouvrage est de 10.5 m avec deux trottoirs , l'un d'un mètre de largeur et l'autre de un mètre cinquante .le tablier présente un déverre de 5% . la modulation est faite a l'aide d'un logiciel ROBOT Millenium.

Mots clés:

Pont poussé, avant bec, béton précontraint.

Summary

The goal of this work is the design and the dimensioning of a pushed bridge , the work is a curved bridge of a radius of 700 m to the axis a length of 302,4 m . the work is composed of 6 spans , 2 spans of bank 39,2 m length and 4 intermediate spans of 56 m the apron rests on 5 piles in B.A . The total width of the work is 10,5 m , with 2 pavements , one of one meter width and the other of one metre fifty .The apron presents one towards 5 % . The modelling is made using the software Millenium ROBOT .

Key words:

pushed bridge, before metal nozzle, concrete prestressed

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
I. INTRODUCTION	3
I.1. Présentation et description de l'ouvrage	3
I.2. Données fonctionnelles	3
I.3. Caractéristiques du site	4
CHAPITRE II : GENERALITE	
II.1.HISTORIQUE DES PONTS POUSSES	5
II.2.PRINCIPES GENERAUX DU POUSSAGE	5
II.2.1.Les types de ponts poussés	5
II.2.1.1.Ponts poussés bilatéralement	6
II.2.1.2.Ponts poussés unilatéralement	6
II.3.AVANTAGES ET LIMITES DU PROCEDE	7
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
III. Caractéristiques des matériaux	9
III.1. BETON.....	9
III.1.1. Résistance à la compression.....	9
III.1.2. Résistance à la traction	9
III.1.3. Contraintes aux états limites	9
III.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E »	10
III.1.5. Coefficient de poisson	10
III.1.6. Diagramme de déformation	10
III.2. LES ACIERS	11
III.2.1. Les aciers passifs	11
III.2.2. Les caractéristiques de câble	12
CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT, CHARGES ET SURCHARGES	
IV.1.PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE	13
IV.1.1.Le hourdis supérieur	13
IV.1.2.Epaisseur des âmes	13
IV.1.3.Le hourdis inférieur.....	13
IV.1.4.Section déversée.....	14
IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION	16
IV.3.CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES	17
IV.3.1.Charges permanentes	17
IV.3.2. Evaluation des surcharges.....	19
IV.3.2.1. Caractéristiques du pont.....	19
IV.3.2.2.Calcul des surcharges routières.....	19
IV.3.2.3.Les surcharges dues au séisme et au freinage	23
IV.3.3.Force centrifuge	24

CHAPITRE V : METHODOLOGIE D'EXECUTION

V. METHODOLOGIE D'EXECUTION DU POUSSAGE DU TABLIER	25
V.1.MATERIELS D'AIDE AU POUSSAGE	25
V.1.1.Présentation de l'avant-bec	26
V.2.DISPOSITIFS DE GLISSEMENT ET DE GUIDAGE	26
V.2.1.Système PTFE sur inox	27
V.2.1.1.Principe de fonctionnement	28
V.2.2.Guidages latéraux	28
V.2.2.1. Présentation du dispositif	28
V.2.2.2.Implantation des dispositifs.....	29
V.2.2.3.Calcul des efforts transversaux.....	29
V.3. SYSTEME DE POUSSAGE.....	29
V.3.1.les différents procédés de poussage :	29
V.3.1.1.Vérin avaleur de câble	30
V.3.1.2.Système EBERSPACHER	30
V.3.1.3.Vérin pousseur (système GTM)	30
V.3.2.Estimation des efforts de poussage	31
V.4.L' AIRE DE PREFABRICATION	31
V.4.1.Généralités	31
V.4.2.Présentation de l'aire de préfabrication	32
V.4.3.Système de glissement sur les longrines	32
V.5.DECOUPAGE DES TRONÇONS	33

CHAPITRE VI : PHASES DE POUSSAGE

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE POUSSAGE	34
VI.1.INFLUENCE DE LA COURBURE EN PLAN	34
VI.1.1.Calcul des moments fléchissants.....	34
VI.1.2Cas où la portée angulaire est faible	35
VI.2.ETUDE DES SOLLICITATIONS DANS LA PREMIERE TRAVEE	35
VI.3.CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE POUSSAGE	40
VI.3.1.Sollicitations dues au poids propre	40
VI.3.2.Calcul des sollicitations dues aux dénivellations d'appuis	46
VI.3.2.1Principe de calcul	46
VI.3.2.2.Calcul des moments dus aux dénivellations d'appuis	48
VI.3.3.Gradient thermique	50

CHAPITRE VII : CALCUL EN PHASE DE SERVICE

VII. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE	51
VII.1.MODELISATION	51
VII.2.COMBINAISONS DE CALCUL	52
VII.3.RESULTATS DE CALCUL OBTENUS PAR LE LOGICIEL ROBOT	53
VII.3.1.Moments de flexion	53
VII.3.2.Efforts tranchants	54
VII.3.3.Moments de torsion	56

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	58
VIII.1. DESCRIPTION DU PROCEDE DYWIDAG	58
VIII.2. CONCEPTION DU CABLAGE DE PRECONTRAINTE	59
VIII.2.1. Précontrainte de poussage	59
VIII.2.1.1. Câblage rectiligne	60
VIII.2.1.2. Mise en continuité de la précontrainte de poussage	60
VIII.2.1.3. Détermination du tracé des câbles	61
VIII.2.1.4. Calcul du nombre de câbles	62
VIII.2.1.5. Conclusion	67
VIII.2.2. Câblage de continuité	67
VIII.2.2.1. Avantage de la précontrainte extérieure	68
VIII.2.2.2. Etude du tracé des câbles	68
VIII.2.2.3. Effet de la précontrainte sur la structure	69
VIII.2.2.3.1. Principe de calcul	69
VIII.2.2.3.2. Calcul des moments de précontrainte	70
VIII.2.2.3.4. Calcul du nombre de câbles	70
VIII.2.2.3.5. Conclusion	71
VIII.3. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE	71
VIII.3.1. Calcul des pertes dans les câbles de continuité	72
VIII.3.1.1. Calcul des pertes instantanées	73
VIII.3.1.1.1. Pertes Par Frottement [3]	73
VIII.3.1.1.2. Pertes par recul d'ancrage [3]	73
VIII.3.1.1.3. Pertes par raccourcissement du béton [3]	75
VIII.3.1.2. Pertes de tension différées	77
VIII.3.1.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton [3]	77
VIII.3.1.2.2. Pertes dues au fluage du béton [3]	78
VIII.3.1.2.3. Pertes par relaxation des aciers [3]	80
VIII.3.1.3. Calcul des pertes totales	82
VIII.3.2. Calcul des pertes dans les câbles de poussage	82
VIII.3.2.1. Calcul des Les pertes instantanées	83
VIII.3.2.1.1. Pertes Par Frottement [3]	83
VIII.3.2.1.2. Pertes par recul d'ancrage [3]	83
VIII.3.2.1.3. Pertes par raccourcissement du béton [3]	84
VIII.3.2.2. Pertes de tension différées	85
VIII.3.2.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton [3]	85
VIII.3.2.2.2. Pertes dues au fluage du béton [3]	85
VIII.3.2.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers [3]	87
VIII.3.2.3. Calcul des pertes totales [3]	88
VIII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES	89
VIII.5. VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT	90
VIII.5.1. Calcul de la contrainte de cisaillement limite	90
VIII.5.2. Calcul des contraintes de cisaillements aux états limites de service	91
VIII.5.3. Justification des armatures transversales à l'état limite ultime	92
VIII.5.3.1. Calcul des contraintes de cisaillements aux états limite ultime [3]	92
VIII.5.3.2. Détermination des armatures transversales [3]	92
VIII.5.3.3. Justification du béton [3]	93
VIII.6. VERIFICATION A LA TORSION	93
VIII.6.1. Justification à l'état limite de service	94
VIII.6.2. Justification à l'état limite ultime	94

VIII.6.2.1 Justification des bielles de compression	94
VIII.6.2.2. Détermination des armatures [3]	95

CHAPITRE IX : ETUDE TRANSVERSALE

IX.1. Introduction	96
IX.2. MODELISATION	96
IX.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS	97
IX.3.1. Moments fléchissants	97
IX.3.2. Efforts normaux	99
IX.4. CALCUL DU FERRAILLAGE	100
IX.4.1. Ferrailage de la dalle supérieure	100
IX.4.1.1. Ferrailage transversal	100
IX.4.1.2. Ferrailage longitudinal	101
IX.4.2. Ferrailage de la dalle inférieure	101
IX.4.2.1. Ferrailage transversal	101
IX.4.2.2. Ferrailage longitudinal	102
IX.4.3. Ferrailage des âmes	102
IX.4.3.1. Ferrailage vertical	102
IX.4.3.2. Ferrailage horizontal	103
CONCLUSION	104

LISTE DES TABLEAUX

Tab.IV.1.Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire.....	14
Tab.IV.2. Caractéristiques Géométriques du caisson.....	17
Tab.VII.1. Tableau représentant les différentes combinaisons.....	53
Tab.VIII.1. Tableau représentant les pertes Par Frottement.....	73
Tab.VIII.2. Tableau représentant les pertes par recul d'ancrage	75
Tab.VIII.3 Tableau des Pertes par raccourcissement du béton en différentes sections	76
Tab.VIII.4 Tableau récapitulatif des pertes instantanées	77
Tab.VIII.5. Tableau représentant les contraintes au niveau du C. D. G.....	79
Tab.VIII.6.Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (14-28j).....	79
Tab.VIII.7. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (28- ∞)	80
Tab.VIII.9. Tableau représentant les pertes de tension différées	81
Tab.VIII.10. Tableau représentant les pertes totales dans les câbles de continuités.....	82
Tab.VIII.11. Tableau représentant les pertes par frottement.....	83
Tab.VIII.12. Tableau représentant les pertes par recul d'ancrage	84
Tab.VIII.13. Tableau représentant les pertes par raccourcissement du béton en différent section....	85
Tab.VIII.14 Tableau récapitulatif des pertes instantanées	85
Tab.VIII.15. Tableau représentant les contraintes au niveau du C DG.....	86
Tab.VIII.16. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (14-28j).....	86
Tab.VIII.17. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (28- ∞)	87
Tab.VIII.18. Tableau représentant les pertes par relaxation des aciers	88
Tab.VIII.19. Tableau représentant les pertes de tension différées	88
Tab.VIII.20. Tableau représentant les pertes totales des câbles de poussage.....	89
Tab.VIII.21. Tableau de vérification des contraintes	90
Tab.VIII.23. Tableau des Calculs des contraintes de cisaillement aux ELS.....	92
Tableau.IX.1. Combinaisons de calcul.	97

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Plan de situation de l'ouvrage.	3
Fig.II.1.Principe de pont poussé des deux cotés	6
Fig.II.2 Principe de pont poussé d'un seul cotés.....	7
Fig.III.1. Diagramme parabole rectangle	11
Fig.III.2. Diagramme contrainte-déformation.....	12
Fig.III.3.Acier actif ou toron	13
Fig.IV.1.Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire	14
Fig.IV.3.Section transversale de la poutre caisson	17
Fig.IV.4.coupe transversale du trottoir avec la corniche	19
Fig.V.1.Effort dans une travée intermédiaire.....	25
Fig.V.2.effort avant arrivée de l'extrémité sur appui.....	25
Fig.V.3.Avant-bec métallique	26
Fig.V.4.Dispositif de glissement.....	28
Fig.V.5.Dispositif de guidage et de réglage latéral	28
Fig.V.6.Schéma du système EBERSPACHER.....	30
Fig.V.7.Vérin pousseur	30
Fig.V.8.Instalation de préfabrication	32
Fig.V.7 Système de glissement sur longrines	33
Fig.VI.1. Première travée d'un pont poussé.....	35
Fig.VI.2. Phase de poussage n°1	36
FigVI.4.Phase de poussage n°3.....	37
FigVI.5.Variation du moment maximal sur appui	38
Fig.VI.6Moment maximal en travée (dans le tablier)	39
Fig.VI.7.Variation du moment à la jonction avant-bec/tablier	39
Fig.VII.1. Vue générale du modèle sur le logiciel Robot.	51
Fig.VII.2. Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.....	52
Fig.VII.3. Diagramme des moments fléchissant dus aux charges permanentes.....	53
Fig.VII.4. Diagramme des moments fléchissant sous combinaison défavorable.....	53
(Comb ELS D).	53
Fig.VII.5. Diagramme des moments fléchissants sous combinaison défavorable.....	54
(Comb ELU D).....	54
Fig.VII.6. Diagramme des efforts tranchants dus aux charges permanentes.	54
Fig.VII.7. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable	55
(Comb ELS D).	55
Fig.VII.8. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable	55
(Comb ELU D).....	55
Fig.VII.9. Diagramme des moments de torsion dus aux charges permanentes.	56
Fig.VII.10. Diagramme des moments de torsion sous combinaison défavorable.....	56
(Comb ELS D).	56
Fig.VII.11. Diagramme des moments de torsion sous combinaison défavorable.....	57
(Comb ELU D).....	57

Fig.VIII.1.Disposition des câbles de poussage	60
Fig.VIII.2.Enrobage des aciers actifs	61
Fig.VIII.3.Tracé d'un câble en élévation	61
Fig.VIII.4.Câblage de continuité extérieur au béton	67
Fig.VIII.5.tracé des câbles.	68
Fig.VIII.6. Diagramme des moments fléchissant de précontrainte.....	70
Fig.VIII.7.Câblage de continuité extérieur au béton.....	73
Fig.VIII.8. Action de glissement à l'ancrage	74
Fig.VIII.9.Disposition des câbles de poussage	82
Fig.VIII.10.Action de glissement à l'ancrage	83
Fig.IX.1. Vue en 3D du caisson modélisé sur le logiciel Robot Bat.....	96
Fig.IX.2. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 2) à l'ELU.	97
Fig.IX.3. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 4) à l'ELU.	98
Fig.IX.4. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 2) à l'ELS.....	98
Fig.IX.5. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 4) à l'ELS.....	99
Fig.IX.6. Effort normal sous combinaison (Comb 2) à l'ELU.	99
Fig.IX.7. Effort normal sous combinaison (Comb 2) à l'ELS.	100

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'élaboration d'un projet de pont résulte d'une bonne maîtrise des techniques de la conception, des matériaux utilisés et de l'exécution

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

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 le choix économique et la portée de 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.

Le projeteur doit à tout prix avoir visité le site et ses environs.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural.

Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

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, 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.

La ville d'Alger connaît de grandes mutations dans son tissu urbain, à l'image du quartier des Annassers qui est devenu un véritable quartier des affaires. Pour cela, un ouvrage de grande importance sera construit pour relier RIAD EL FETH au plateau des Annasser. Plusieurs variantes sont proposées pour la réalisation de cet ouvrage, la variante jugée intéressante sera retenue.

L'objet de ce modeste travail, est l'étude de la variante proposée pour le pont reliant RIAD EL FETH au plateau des Annassers (OULMANE Khelifa). Cette variante est un pont poussé en béton précontraint. Ce projet a été proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructure (SAETI).

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage avec ses différents profils ainsi que les caractéristiques du site d'implantation de l'ouvrage.

Dans le deuxième chapitre, nous donnons quelques généralités sur les méthodes du poussage.

Le troisième chapitre, concernera les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le quatrième chapitre porte sur le pré dimensionnement de la section transversale du tablier, et sur les différentes charges et des surcharges agissant sur notre ouvrage.

Dans le cinquième chapitre, traite la méthodologie d'exécution du poussage, et le matériel utilisé pour ce procédé.

Le sixième chapitre est consacré au calcul des sollicitations en phase de poussage,

Par la suite, dans le septième chapitre nous nous sommes intéressés, à la détermination des sollicitations en phase de service et à la modélisation. Les résultats obtenus ont été calculés par le logiciel Robot Millenium.

Le huitième chapitre concerne l'étude de la précontrainte de poussage et de continuité ainsi que les différentes vérifications nécessaires.

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

Le dixième chapitre conclut notre travail.

Chapitre

I

PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I. 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.

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

Le présent travail a pour objet la conception et l'étude d'un pont poussé en béton précontraint. Ce pont permettra de relier RIAD EL FETH au plateau des Annassers en franchissant le site appelé OULMANE Khelifa à Alger.

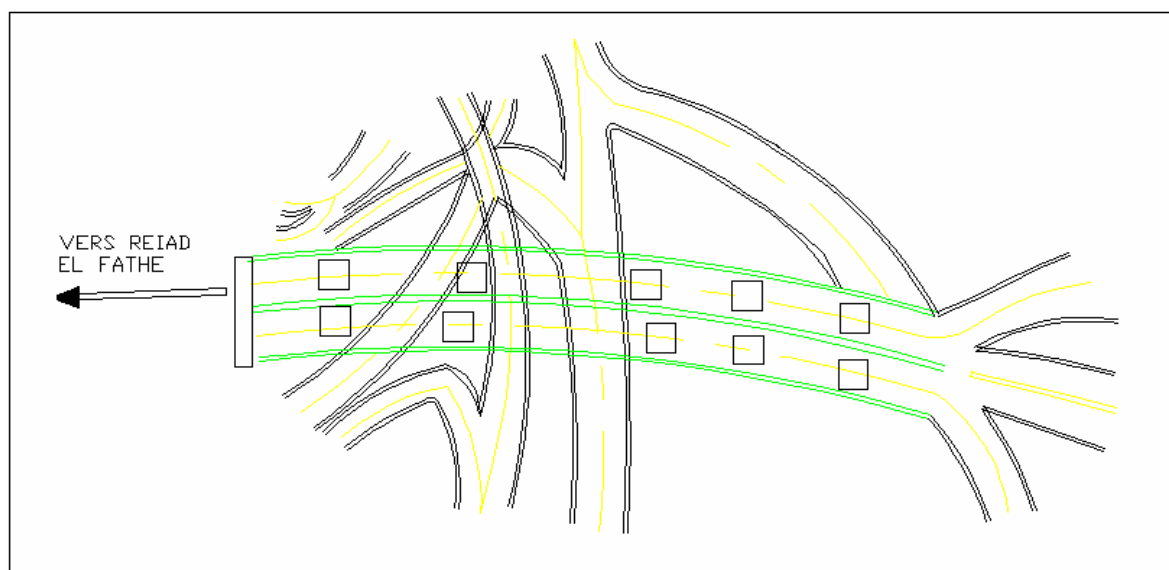


Fig.I.1. Plan de situation de l'ouvrage.

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

I.2. Données fonctionnelles :

L'ouvrage est un pont courbe d'un rayon de 700 mètres à l'axe d'une longueur de 302,4 mètres.

Le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de $I=5,56\%$. L'ouvrage est composé de 6 travées, deux travées de rive de 39,2 mètres de longueur et quatre travées intermédiaires de 56 mètres. Le tablier repose sur 5 piles en béton armé, une culée en terre armée du côté gauche et une pile culée en béton du côté droit.

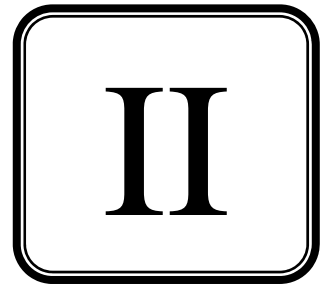
Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de 10,5 mètres, avec deux trottoirs, l'un d'un mètre de largeur et l'autre d'un mètre cinquante. Le tablier présente un devers de 5%.

I.3. 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 est rocheux et possède une bonne portance.
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : la région est située dans une zone de forte sismicité (zone III).

Chapitre



GENERALITES

II.1.HISTORIQUE DES PONTS POUSSÉS :

La méthode de mise en place des ponts en béton précontraint par poussage n'est pas nouvelle, car elle est directement inspirée du lancement des ponts métalliques, méthode mise en œuvre dès le XIX^e siècle pour certains ouvrages célèbres. Le métal, apte à travailler en traction comme en compression, s'accommode bien de ce procédé, puisqu'il peut facilement supporter les variations d'efforts créées par les conditions d'appuis successifs lors du franchissement des travées par le tablier. En outre, un pont métallique est relativement léger et les efforts de frottement développés pendant la progression peuvent facilement être repris par les piles.

Il fallut attendre l'année 1962 pour que les principes de base du procédé de lancement par poussage soient appliqués à un pont en béton précontraint : le pont sur le Rio Caroni au Venezuela d'une longueur de 480 mètres (par l'ingénieur allemand Fritz Leonhardt). Mais c'est la mise au point, d'une part, de la précontrainte, qui a permis l'allègement des structures, l'amélioration de leur ductilité et l'adaptation de leur fonctionnement à des phases provisoires. D'autre part, les plaques d'appuis revêtues de téflon ou de produits similaires permettant le glissement avec un faible frottement, fournissent l'élément indispensable au succès du procédé.

II.2.PRINCIPES GENERAUX DU POUSSAGE :

Le principe général de la méthode est de préfabriquer le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plate-forme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis le pousser, par translation suivant son axe, en le faisant glisser sur ses appuis définitifs.

II.2.1.Les types de ponts poussés :

On peut considérer deux types de ponts poussés, selon que l'ouvrage soit poussé d'un seul côté ou des deux côtés de la brèche.

II.2.1.1.Ponts poussés bilatéralement :

Généralement, pour les ouvrages de dimensions modestes (30 à 60 mètres), l'ouvrage caractéristique est un pont à trois travées dont la travée centrale à une portée égale au double de la portée des travées de rive, d'où l'appellation d'ouvrage de type 1-2-1. Les deux demi-tabliers sont construits sur chacune des deux rives, sur les aires de préfabrifications situées à l'arrière de chaque culée, puis poussés l'un vers l'autre jusqu'au clavage final dans l'axe de la travée centrale. Le poussage s'effectue après réalisation intégrale des deux fléaux.

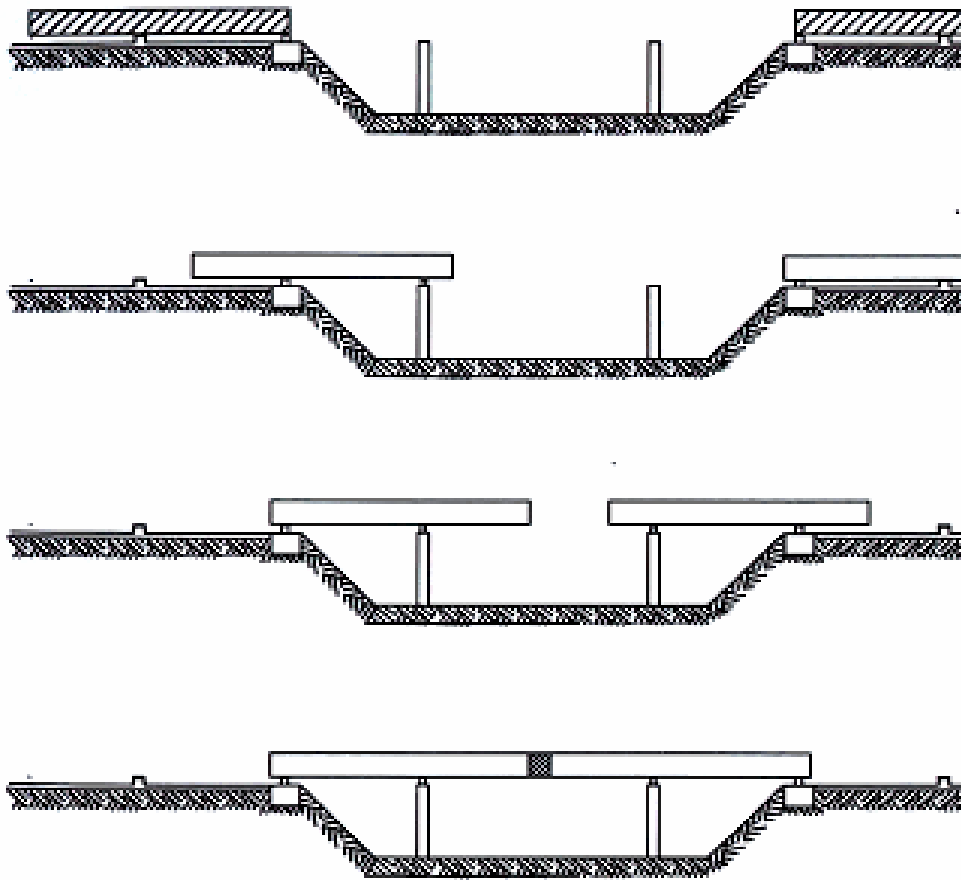


Fig.II.1.Principe de pont poussé des deux cotés

II.2.1.2.Ponts poussés unilatéralement :

Pour les ponts mis en place par poussage unilatéral, la méthode consiste à construire le tablier par tronçons successifs, sur un atelier fixe, situé en arrière d'une culée et dans le prolongement de l'ouvrage. Dès que le béton d'un nouveau tronçon a atteint un niveau de durcissement suffisant, l'ensemble du tablier est déplacé par une translation longitudinale égale à la longueur du tronçon, puis, sur l'atelier ainsi dégagé, un autre est construit, et ainsi de suite jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Les portées de l'ouvrage doivent remplir des conditions relativement restrictives : pour d'évidentes raisons d'économie (répétitivité de la géométrie et du câblage des tronçons) elles ne doivent pas être très inégales ni dépasser 60 mètres dans les cas courants. Dans la pratique, on s'efforce de donner aux travées intermédiaires de même portée. Les travées de rives doivent être, si possible, plus courtes que les travées courantes, car, pendant le poussage, elles sont le siège de sollicitations importantes.

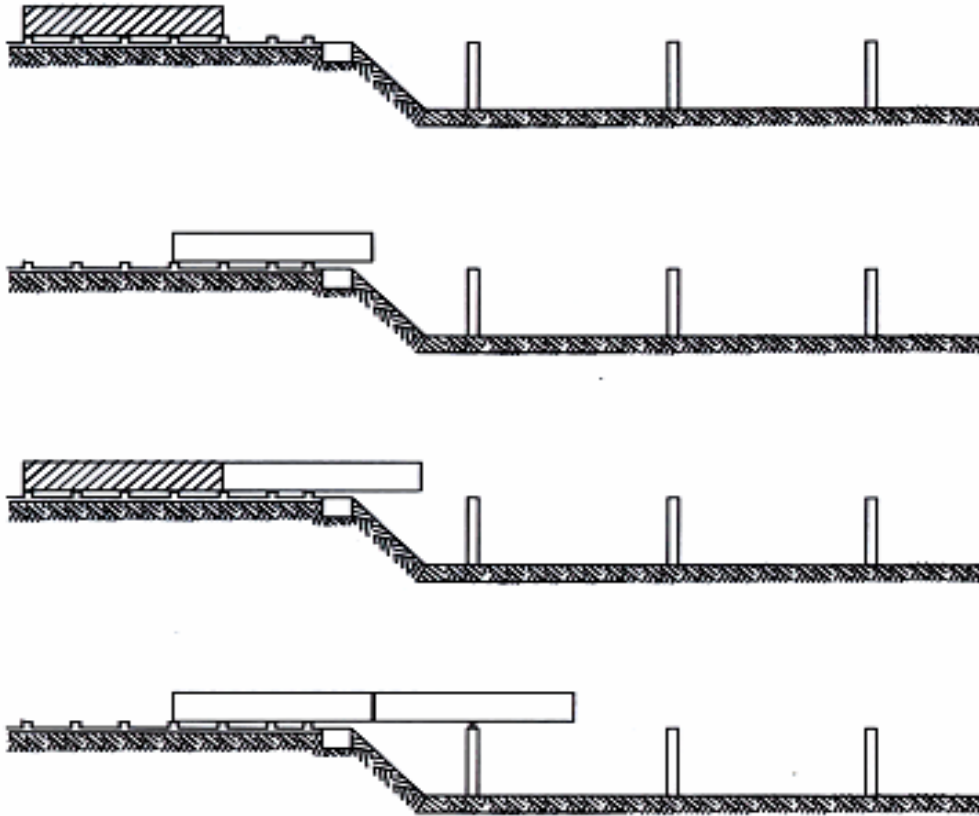


Fig.II.2 Principe de pont poussé d'un seul cotés

Dans le cas des ouvrages de grande longueur à travées multiples, le tablier est poussé des deux côtés. Cette disposition peut être intéressante, notamment pour des ouvrages très long de façon à limiter les efforts de poussage à exercer, pour les ouvrages à géométrie comportant deux parties distinctes ou, enfin pour des raisons de délais d'exécutions.

II.3.AVANTAGES ET LIMITES DU PROCEDE :

Les avantages de ce procédé sont nombreux et variés, on peut citer :

- Très grande sécurité à la fois pour le personnel du chantier et pour les usagés extérieurs au chantier, qui se trouvent ou circulent sous l'ouvrage, du fait qu'aucune activité n'intervient au dessous de la brèche.
- L'absence d'étaisement, de support de coffrage ou de charpente quel qu'elle soit, dans la brèche à franchir, ce qui permet d'assurer un total respect des gabarits dans les zones survolées
- La préfabrication du tablier à poste fixe, permet de garantir les meilleures conditions possibles de travail et d'accès pour le personnel du chantier.
- Un matériel spécifique peu coûteux, facile à transporter, simple à utiliser et facilement adaptable pour être réutilisé sur d'autres ouvrages.
- Une grande répétitivité des tâches à accomplir, qui génère des rendements de main-d'œuvre élevés et donc des coûts de constructions compétitifs.
- Grande rapidité d'exécution qui permet d'obtenir des délais de réalisation courts.

Des limites existent aussi au procédé :

- Les contraintes et spécificités propres au procédé, qui sont définies ultérieurement, et qui ne rendent pas toujours possible le recours à cette méthode de construction.
- Une consommation de matière plus importante, notamment en épaisseur de béton et en quantité de précontrainte.
- Le respect des tolérances et le contrôle minutieux d'un certain nombre de taches.

II.4.CONTRAINTES LIEES A L'EMPLOI DU PROCEDE :

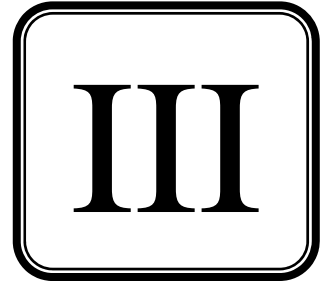
L'application de la méthode de poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies :

Le tablier doit être à hauteur constante : on imagine mal, en effet, le glissement d'un tablier en béton de hauteur variable sur des appuis provisoires.

Le tracé de l'ouvrage ne peut être quelconque : la forme de l'intrados du tablier doit être telle que ce dernier ne puisse subir des déformations imposées pendant son poussage. Des études ont montré que l'on peut pousser des ouvrages sans leur faire subir des moments parasites lorsque leur intrados est tracé suivant une hélice circulaire ou sur un tronc de cône. Dans ce cas, on peut obtenir un ouvrage présentant une courbure à la fois en plan et en élévation.

Lors de la construction, il faut pouvoir disposer en arrière d'une culée ou des deux culées, d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier : la demi-longueur de l'ouvrage pour les ponts poussés bilatéralement, ou une longueur comprise entre une à deux travées courantes pour les ponts poussés unilatéralement.

Chapitre



CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

III. 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.

III.1. BETON :

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

III.1.1. Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de J jours on a :

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

Pour les appuis

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

III.1.2. Résistance à la traction :

Pour un béton âgé de J jours on a :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour le tablier : } 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis : } 2,22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

III.1.3. Contraintes aux états limites:

- Contrainte ultime de compression :

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

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

-Contrainte limite de service :

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

III.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

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

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_i = \begin{cases} 35981,72 \text{ MPa} & \text{pour le tablier} \\ 33000 \text{ Mpa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée)

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

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

III.1.5. Coefficient de poisson :

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

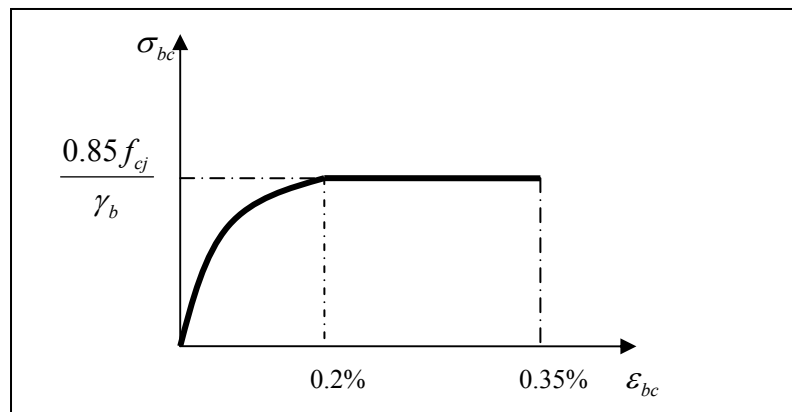
III.1.6. Diagramme de déformation :

Fig.III.1. Diagramme parabol rectangle

III.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.

III.2.1. Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40 type 1** avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa, la contrainte de rupture $f_r = 480$ Mpa

$$\text{pour } \phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{pour } \phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

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

III.2.1.1. Les caractéristiques de calcul :

A) La limite élastique :

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

B) Contrainte limite de traction :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL (Rond lisse) et $\eta=1.6$ pour HA (Haute Adhérence)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$

C) Diagramme contrainte- déformation :

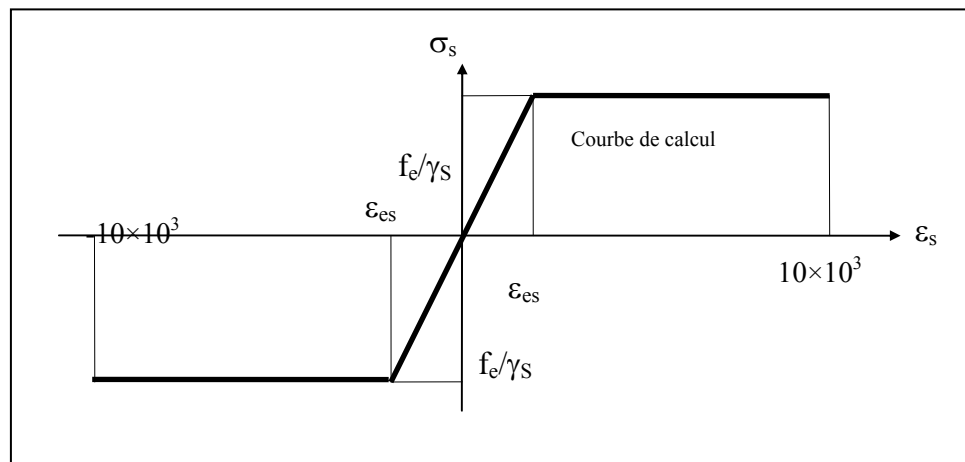


Fig.III.2. Diagramme contrainte-déformation.

III.2.2. Les aciers actifs :

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

III.2.1. Les caractéristiques de câble :

Nombre de torons par câble : 12
 $A_p = 1764 \text{ mm}^2$
 $f_{peg} = 2796 \text{ kN (1585 MPa)}$
 $f_{prg} = 3148 \text{ kN (1784 MPa)}$
 Perte de tension relative = 0,016
 Coefficient de frottement $f = 0,19$
 Glissement à l'ancrage $g = 7 \text{ mm}$
 Diamètre extérieur de la gaine = 88 mm
 Diamètre intérieur de la gaine = 80 mm
 Entre axe minimum gaine = 145 mm
 Entre axe minimum encrage = 420 mm
 Entre axe minimum bord = 230 mm
 Diamètre ancrage = 310 mm
 Résistance caractéristique spécifique d'un toron T15 $F = 246 \text{ kN}$
 Résistance caractéristique spécifique d'un 12T15 $F = 2952 \text{ kN}$.

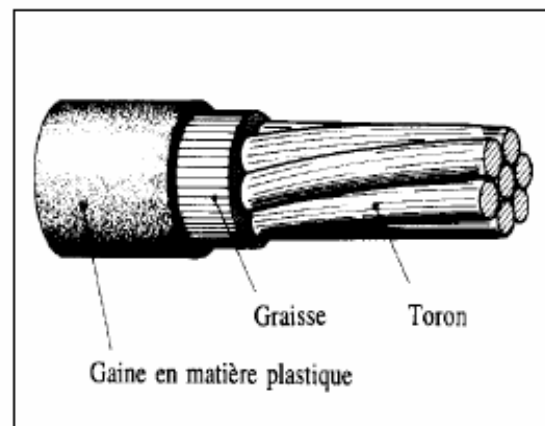


Fig.III.3. Acier actif ou toron

PREDIMENSIONNEMENT,
CHARGES ET SURCHARGES

IV.1.PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE :

Il est très important au stade de la conception du projet, de bien réussir le Prédimensionnement.

IV.1.1.Le hourdis supérieur :

L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux (câbles de poussage). Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 centimètres selon la largeur totale du hourdis pour les ponts routes. En appelant b la distance entre axe des âmes, son épaisseur courante e_s (cm) = $b/25$.

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

IV.1.2.Epaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

L'épaisseur des âmes des ponts routes peut être dimensionnée par la formule suivante [2] :

$$e_a \text{ (cm)} = \text{Sup.} \left(30,30 + \frac{BL - 500}{20} \right)$$

B et L sont respectivement la largeur totale du hourdis supérieur (en m) et la portée de la travée courante (en m).

IV.1.3.Le hourdis inférieur :

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

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- La poussée au vide due à ces câbles.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit satisfaire la condition suivante [2] :

$$e_i \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\emptyset ; e_a/3)$$

Avec \emptyset étant le diamètre d'encombrement des conduits.

L'épaisseur du hourdis inférieur est de l'ordre de 24 à 25 cm, elle peut être augmentée localement au voisinage des entretoises sur piles.

La figure IV.1 résume l'ensemble des éléments de prédimensionnement.

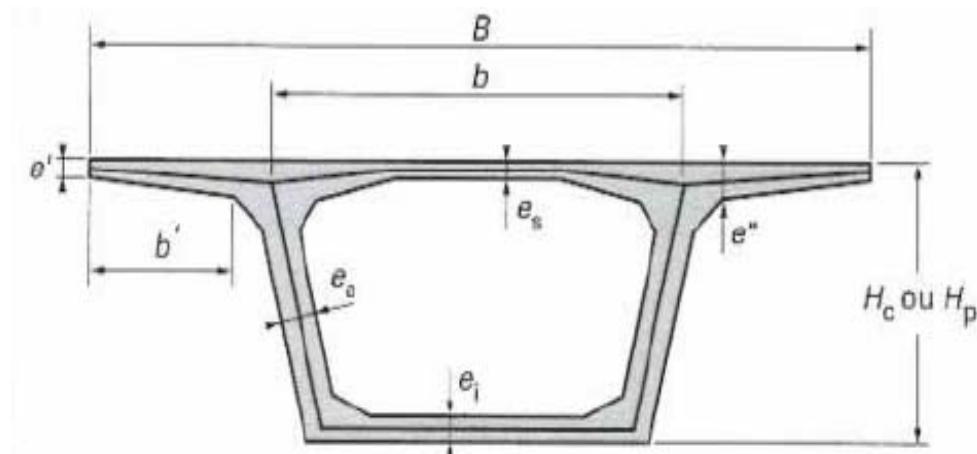


Fig.IV.1. Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire

	Formules Prédimensionnement	de	Résultats de calcul
Élancement	$L/H=12\text{à}17$		$H=3,5\text{ m}$ élancement de 1/16
e' (cm)	≥ 20 ou 25		22 cm
e'' (cm)	$b'/5$ à $b'/7$		22 cm
e_s (cm)	b (cm) /25 avec $b=B/2$		22 cm
e_i (cm)	$\geq \text{Max} (18\text{ cm} ; 3\varnothing ; e_a/3)$ à la clé		25 cm
e_a (cm)	$\text{Sup.} \left(30,30 + \frac{BL - 500}{20} \right)$		35 cm

Tableau.IV.1. Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire.

IV.1.4. Section déversée :

Le pont étant courbe, le profil transversal doit être déversé pour garantir une meilleure stabilité des véhicules vis-à-vis des forces centrifuges lors du franchissement de ce virage.

La courbure du pont à un rayon de 700 m et pour une vitesse moyenne normale de 80 km/h, on adoptera un dévers normal qui est de 5%.

Dans le cas des ponts poussés, les surfaces de glissement doivent être horizontales, pour cela il faut modifier la géométrie de l'intrados en créant deux surfaces de glissement horizontales décalées en altitude.

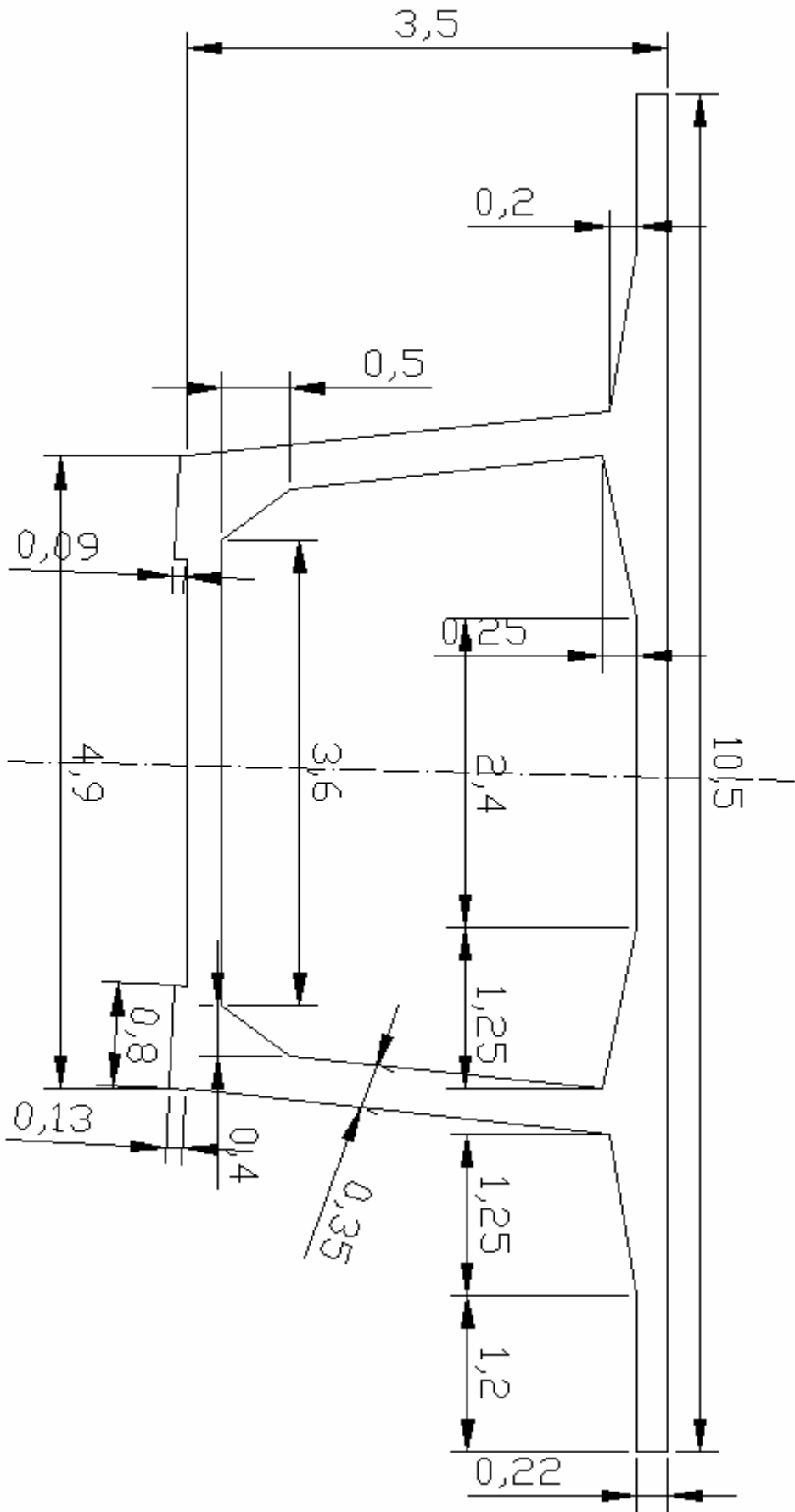


Fig. IV.2. Section transversale du caisson

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION :

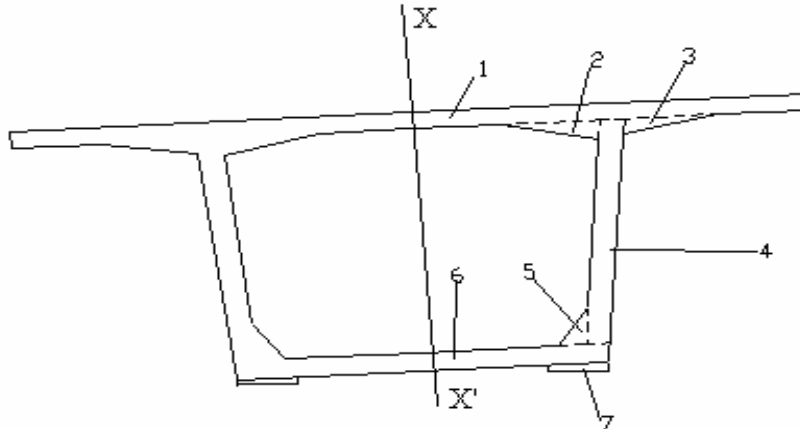


Fig.IV.3. Section transversale de la poutre caisson

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) de la dalle : $Y_G = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i}$

Moment d'inertie de la dalle : $I_{GX} = 2[\sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)]$ (théorème d'Huygens)

y_i : ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à l'axe (XX')

d_i : distance entre le centre de gravité de la section « i », et l'axe (XX')

I_{Gx} : moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité

Pour une section rectangulaire $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$

Pour une section triangulaire $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$

$S = 2 \times \sum S_i = 6,56 \text{ m}^2$
--

$$Y_G = \frac{\sum Y_i S_i}{S_i}$$

$$Y_G = 2,149 \text{ m}$$

Section	bi (m)	hi (m)	Y _i (m)	S _i (m ²)	Y _i × S _i (m ³)	d _i ² (m)	S _i × d _i ² (m ⁴)	I _{gi} (m ⁴) 10 ⁻³	I _G = I _{gi} + S _i d _i ²
1	5.25	0.22	3.39	1.155	3.916	1.537	1.776	4.658	1.780
2	1.25	0.25	3.19	0.156	0.5	1.095	0.171	0.542	0.171
3	1.25	0.20	3.21	0.125	0.402	1.130	0.141	0.278	0.141
4	0.35	3.03	1.98	1.061	2.106	0.235	0.249	811.362	1.061
5	0.40	0.50	0.41	0.1	0.042	3.004	0.300	1.389	0.301
6	2.45	0.25	0.125	0.612	0.077	4.101	2.519	3.190	2.512
7	0.80	0.09	-0.045	0.072	-0.003	4.418	0.318	0.486	0.318
			Σ	3.278				Σ	6.285

Tableau IV.2. Caractéristiques Géométriques du caisson.

$$I_{GX} = 2[\sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)]$$

$$I_G = 12.57 \text{ m}^4$$

IV.3.CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES :

IV.3.1.Charges permanentes :

a)Les caissons:

Poids de la poutre caisson par mètre linéaire :

$$P_p = S \times \gamma_b = 6,56 \times 2,5 = 16,4 \text{ t/ml}$$

$$CP = 16,4 \text{ t/ml}$$

b) Revêtement+chape :

$$PR = (0,08 + 0,03) \times 2,2 \times 8 = 1,452 \text{ t/ml}$$

$$PR = 1,936 \text{ t/ml}$$

c) Trottoirs :

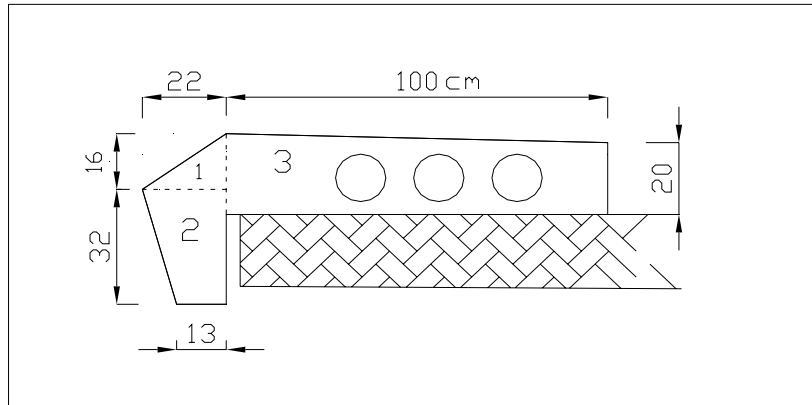


Fig.IV.4.coupe transversale du trottoir avec la corniche

$$P_1 = \left(\frac{0,22 \times 0,16}{2} \right) \times 2,5 = 0,044 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = \left(\frac{0,13 + 0,22}{2} \right) \times 0,32 \times 2,5 = 0,14 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = \left(\frac{0,23 + 0,2}{2} \right) \times 1 \times 2,5 = 0,538 \text{ t/ml pour le trottoir gauche}$$

$$\boxed{\Sigma P_{ig} = 0,722 \text{ t/ml}}$$

$$P_3 = \left(\frac{0,23 + 0,2}{2} \right) \times 1,5 \times 2,5 = 0,807 \text{ t/ml pour le trottoir droit}$$

$$\boxed{\Sigma P_{id} = 0,991 \text{ t/ml}}$$

- Poids de garde-corps = 0,1 t/ml

Trottoir + corniche + Poids de grand corps

$$CCP = 2 \times 0,1 + 0,722 + 0,991 = \mathbf{1,913 \text{ t/ml}}$$

$$\boxed{CCP = 1,913 \text{ t/ml}}$$

d) Poids propre du tablier :

$$G = 16,4 + 1,936 + 1,913$$

$$\boxed{G = 20,25 \text{ t/ml}}$$

IV.3.2. Evaluation des surcharges :**IV.3.2.1. Caractéristiques du pont :**

- Largeur chargeable : $L_s = L_r = 8\text{m}$
- Nombre des voies : $N = E [L_s/3] = 2$ voies
- Largeur d'une voie : $l_v = L_s / N = 4\text{ m}$
- Classe du pont : $L_s > 7\text{m} \Rightarrow$ Pont de 1^{ère} Classe.

IV.3.2.2. Calcul des surcharges routières [6]

On calcule notre ouvrage sous les sollicitations suivantes :

- La surcharge de type A.
- Système de charge B.
- La surcharge militaire M_c 120.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dû au vent et au séisme.

IV.3.2.2.1. Surcharge A :

$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$ avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12 + L} \quad (\text{kg/m}^2), \quad L : \text{portée chargée}$$

- **Coefficient a_1 :**

Pour les ponts de 1^{er} classe, le coefficient $a_1 = 1$

- **Coefficient a_2 :** $a_2 = \frac{l_0}{l_v}$ avec $l_0 = 3,5\text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe)

$l_v = 4\text{ m}$: largeur d'une voie

$$\text{Donc } a_2 = \frac{3,5}{4} = 0,875 \quad (\text{Pour } 1v, 2v)$$

Tableaux donnant les valeurs de A pour différentes voies chargées :

Le pont étant symétrique, nous considérerons le calcul pour une seule moitié.

A) une travée chargée :

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

39,2: portée de travée intermédiaire

$$A(L) = 0,933 \text{ t/m}^2$$

N ^{br} de voies	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A t/ml
1	0,816	4	3,264
2	0,816	8	6,528

56: portée de la travée courante

$$A(L) = 0,759 \text{ t/m}^2$$

N ^{br} de voies	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A t/ml
1	0,664	4	2,656
2	0,664	8	5,313

B) deux travées chargées :

39,2+56: portée de travée

$$A(L) = 0,565 \text{ t/m}^2$$

N ^{br} de voies	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A(L) t/ml
1	0,494	4	1,977
2	0,494	8	3,955

56+56: portée de travée

$$A(L) = 0,52 \text{ t/m}^2$$

N ^{br} de voies	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A(L) t/ml
1	0,455	4	1,82
2	0,455	8	3,64

B) trois travées chargées :

39,2+56+56: portée de travée

$$A(L) = 0,45 \text{ t/m}^2$$

N ^{br} de voies	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A(L) t/ml
1	0,394	4	1,575
2	0,394	8	3,15

IV.3.2.2.2. Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t)
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t)

1-Surcharge B_c :

- **Calcul des coefficients de majoration dynamiques :**

Les surcharges du système B_C sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- Pour la travée de rive :

$L = 39,2\text{m}$: portée de travée.

G : la charge permanente.

$G = 827,55 \text{ t}$

S : surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Désignation	b_c	S	δ
1 file	1,2	72	1.058
2 files	1,1	132	1.068

- Pour les travées courantes :

$L = 56\text{m}$: portée de travée.

$G = 1182,21\text{t}$

Désignation	b_c	S	δ
1 file	1,2	72	1.042
2 files	1,1	132	1.049

2-Surcharge B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux ($2 \times 16 \text{ t}$), tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t , donné dans le tableau suivant :

- **Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges du système B_t sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

- Pour la travée de rive :

$L = 39,2\text{m}$: portée de travée.

$G = 827,55\text{ t}$.

S : surcharge B_t maximale multipliée au préalable par b_t

Désignation	b_t	S	δ
1 file	1	32	1,051
2 files	1	64	1,057

- Pour les travées courantes :

$L = 56\text{m}$: portée de travée.

$G = 1182,21\text{t}$

Désignation	b_t	S	δ
1 file	1	32	1.037
2 files	1	64	1.041

3-Surcharge B_r :

Ce système de charge composé d'une roue isolé de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

IV.3.2.2.3.Surcharge militaire M_{C120} :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120} , les véhicules M_{C120} peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Surface du rectangle d'impacte par chenille est $6,1 \times 1\text{ m}^2$

Poids total : **110 t**

- **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

Les surcharges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique.

- Pour la travée de rive :

$L = 39,2\text{m}$: portée de travée.

$G = 827,55\text{ t}$.

Désignation	S	δ
M_{C120}	110	1,065

- Pour les travées courantes :

L = 56m : portée de travée.

G = 1182,2t

Désignation	S	δ
M_{C120}	110	1,046

IV.3.2.2.4.convoi exceptionnel (D) :

Il comporte une remorque de 240t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de largeur et de 18,6m de longueur.

IV.3.2.2.5.Surcharge sur trottoir :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m²

Premier trottoir chargé : $P = 0,15 \times 1,00 = 0,15$ t/ml

Deuxième trottoir chargée : $P = 0,15 \times 1,50 = 0,225$ t/ml

Les deux trottoirs chargés : $P = 0,15+0,225=0,375$ t/ml

IV.3.2.3.Les surcharges dues au séisme et au freinage :

IV.3.2.3.1.Surcharge due au séisme :

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

Séisme vertical: $\pm 0,07$ G (G poids total)

Séisme horizontal : 0,1 G

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

IV.3.2.3.2.Effort de freinage :

Les systèmes A et B sont eux seules susceptibles de développer une force de freinage.

A) L'effort du freinage développé par Système A :

$$\text{L'effort de freinage } F = \frac{A\Omega}{20 + 0,0035 \times \Omega} ;$$

Ω : désigne la surface chargée en m²

En considérant toute la longueur du pont chargée :

L=302,4m

A(L)= 0,3445t/m²

$$A=0,301\text{t/m}^2$$

$$\Omega= 8 \times 302,4 = 2419,2 \text{ m}^2$$

$$F = \frac{0,301 \times 2419,2}{20 + 0,0035 \times 2419,2} = 25,579$$

$$\mathbf{F=25,579 \text{ t}}$$

B) L'effort du freinage développé par système B_c :

Un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Un seul camion est supposé freiner donc :

$$\mathbf{F = 30t}$$

IV.3.3.Force centrifuge :

Les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système B_c. en considérant R (m) le rayon de courbure de la chaussée et P_e le poids de l'essieu, la force centrifuge développée par un essieu est :

$$F_c = \frac{80 \times P_e}{R} \quad \text{Pour } R > 400\text{m}$$

$$R = 700\text{m} \text{ et } P_e = 132\text{t}$$

$$\mathbf{F_c = 15,08t}$$

METHODOLOGIE
D'EXECUTION

V. METHODOLOGIE D'EXECUTION DU POUSSAGE DU TABLIER :

La technique du poussage nécessite un matériel bien spécifique pour faciliter l'opération du poussage. Le matériel présenté dans ce chapitre, est conçu pour palier à des problèmes spécifiques du poussage (frottement lors du glissement, les efforts de poussage, le tablier en console... etc.).

V.1.MATERIELS D'AIDE AU POUSSAGE :

Lors du poussage d'un tablier, à chaque franchissement de travée, la partie avant de la structure se retrouve en porte-à-faux complet avant d'atteindre la pile suivante.

Considérons les efforts maximaux et minimaux obtenus dans une travée quelconque d'un pont comportant un grand nombre de travées identiques.

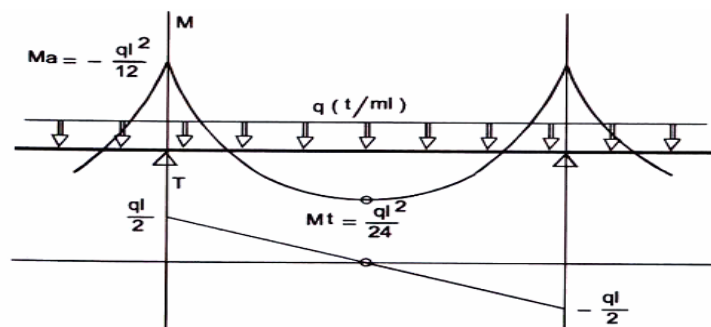


Fig.V.1.Effort dans une travée intermédiaire

Examinons maintenant les efforts obtenus dans la situation précédant l'abordage de la pile

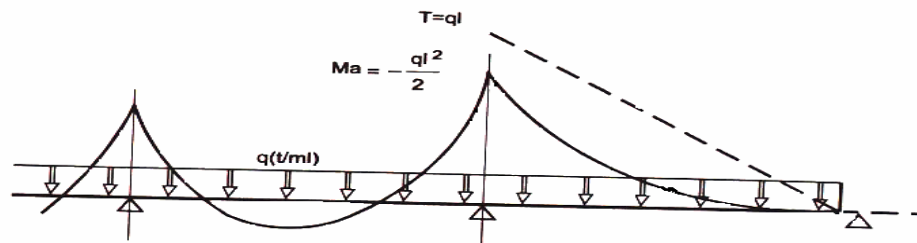


Fig.V.2.effort avant arrivée de l'extrémité sur appui

On constate que le moment maximal négatif est six fois plus élevé que le moment courant et l'effort tranchant deux fois plus important.

Ce bilan montre clairement qu'il est impossible de réaliser le poussage en franchissant les différentes portées uniquement avec le tablier en porte-à-faux.

En pratique, l'ouvrage est donc normalement dimensionné pour sa configuration finale et généralement, équipé pour les phases de poussage de l'un des dispositifs suivants :

- Un avant-bec, le plus souvent métallique, disposé à l'extrémité avant de la première travée dont le but est de réduire les moments de porte-à-faux grâce à l'économie de poids réalisée sur cet élément par rapport au tablier en béton.

- Des palées provisoires permettant simplement de réduire les portées de l'ouvrage, donc les sollicitations, pendant les phases de poussage.
- A titre exceptionnel, un mât d'haubanage provisoire qui permet, dans la partie en porte-à-faux de maintenir les contraintes dans les limites réglementaires.

V.1.1.Présentation de l'avant-bec :

Pour notre ouvrage, nous disposerons d'un avant-bec métallique constitué de deux poutres en profilés reconstitués soudés, d'inertie variable, entretoisées. Chaque poutre est constituée d'éléments de longueur transportable par la route, l'assemblage se faisant par des boulons en acier précontraint.

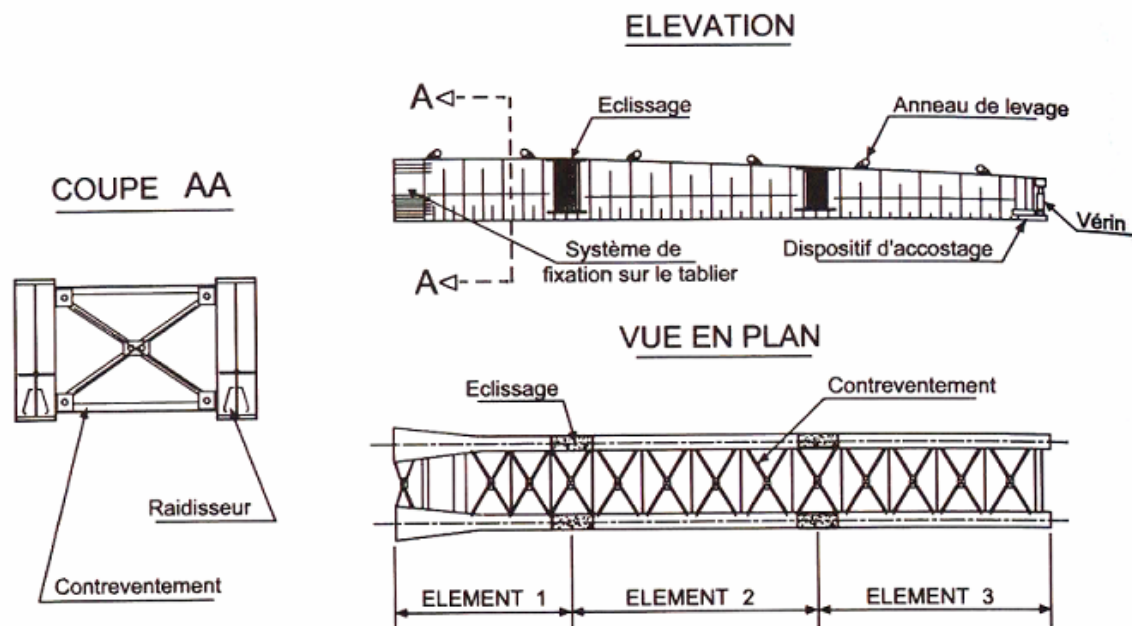


Fig.V.3.Avant-bec métallique

Les deux extrémités de l'avant-bec comportent des dispositifs :

- Un dispositif de fixation de l'avant-bec au tablier.
- Un dispositif d'abordage des piles (accostage).

V.2.DISPOSITIFS DE GLISSEMENT ET DE GUIDAGE :

La mise en mouvement du tablier suppose la mobilisation d'une force d'entraînement correctement dimensionnée. Pour des raisons économiques, il convient d'en limiter l'intensité en diminuant les efforts de frottement qui s'opposent à ce mouvement. Dans ce qui suit, on présentera les différents matériels permettant le poussage, à savoir les dispositifs de glissement provisoires sur lesquels il se déplace, et les dispositifs de guidage contrôlant latéralement ce déplacement.

V.2.1. Système PTFE sur inox :

Ce dispositif est généralement axé sur les piles ; il peut être décalé longitudinalement (dans le sens opposé au poussage) pour réduire les efforts dans les piles.

Description du dispositif :

Le système comprend les éléments suivants (figure V.4.) :

- Un plot d'appui provisoire préfabriqué en béton armé, posé en tête de pile par l'intermédiaire d'un mortier de calage ; un papier kraft ou un film de polyane peut être utilisé en sous face du plot pour faciliter son enlèvement ultérieur.
- Un châssis de glissement constitué d'une plaque métallique de 5 cm d'épaisseur recouverte d'une plaque d'inox poli de 2 mm, le profil en long du châssis présente une courbure à chaque extrémité afin de faciliter l'entrée et le dégagement des plaques de glissement.
- Des plaques de glissement en caoutchouc fretté dont une face est recouverte de PTFE. Ces plaques sont introduites entre le châssis et la sous face du tablier.

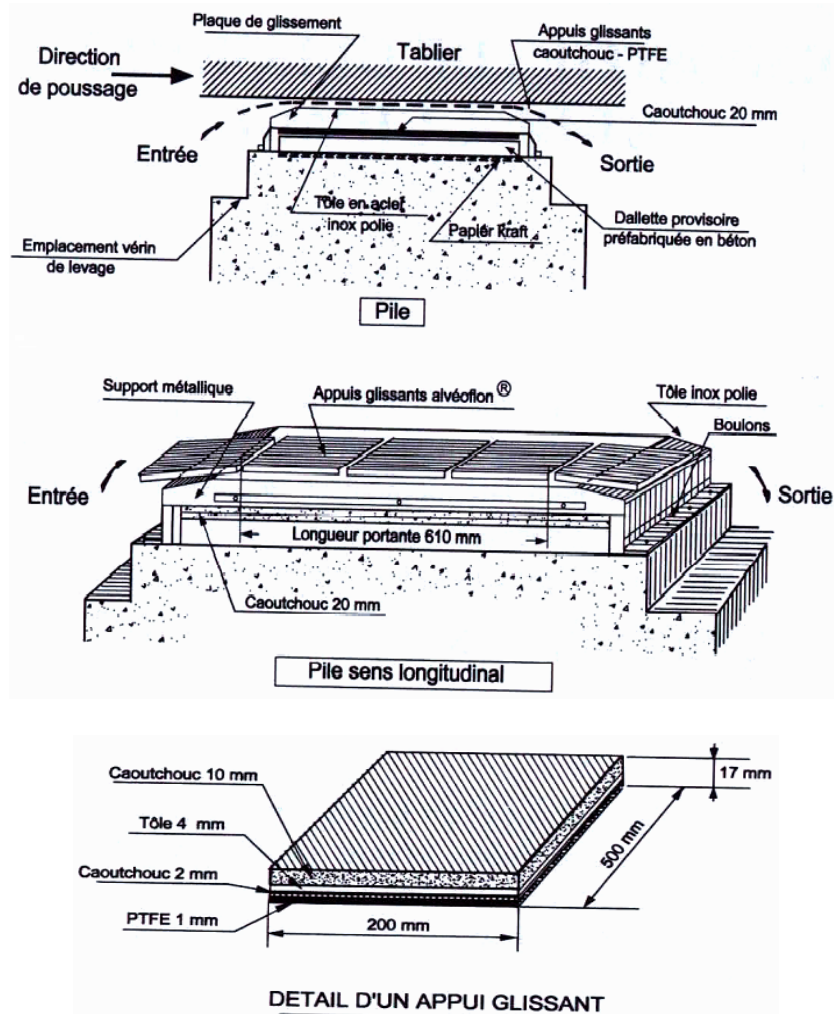


Fig. V.4. Dispositif de glissement.

V.2.1.1.Principe de fonctionnement :

Le coefficient de frottement entre le caoutchouc et le béton peut varier de façon très significative en fonction de l'état de surface en contact ; il ne peut toute fois jamais devenir inférieur au coefficient de frottement entre le PTFE et l'inox qui fluctue entre 1% et 5% en fonction de la valeur de la charge verticale et l'état de lubrification des surfaces. De ce fait, lorsque le tablier est déplacé, il entraîne par frottement les plaques de caoutchouc qui glissent sous le châssis recouvert d'inox.

La mise en œuvre de ce dispositif nécessite la présence d'un ouvrier pour chaque appui glissant. Il assure l'introduction et la récupération des plaques.

V.2.2.Guidages latéraux :

V.2.2.1. Présentation du dispositif :

Au cours du poussage, des dispositifs de guidage latéral sont prévus pour assurer une implantation parfaite de l'ouvrage lors de chaque poussage, notamment dans le cas des ponts courbes, qui est notre cas.

Plusieurs systèmes sont utilisés pour le guidage latéral des ouvrages, le plus fréquemment utilisé sont les systèmes fixes ; ils sont implantés de façon rigide et avec précision sur les piles et imposent donc à la structure des points de passage obligés mais sans possibilité de réglage.

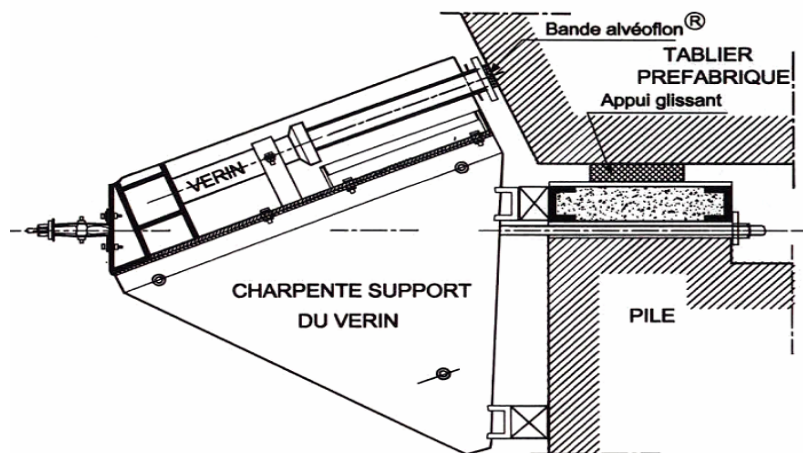


Fig.V.5.Dispositif de guidage et de réglage latéral

V.2.2.2.Implantation des dispositifs :

Dans le cas des tabliers rectilignes, le guidage latéral s'effectue en deux points :

- Le premier généralement placé à la sortie de l'aire de construction de manière à éviter tout déplacement latéral du pont à son extrémité lors des premières phases de poussage.
- Le second est placé au voisinage de l'extrémité du tablier, coté avant-bec ; il est en suite déplacé d'un appui au suivant au fur et à mesure du poussage.

Dans notre cas, le pont est courbe, un plus grand nombre de point de guidage est nécessaire de manière à limiter les efforts de flexion d'axe vertical dans le tablier, on prévoit ainsi un troisième point de guidage. Les efforts transversaux ne sont plus de simples efforts « parasites » de guidage ; ils doivent être calculés et les dispositifs de guidage dimensionnés en conséquence.

V.2.2.3. Calcul des efforts transversaux :

Les efforts de butée transversale (B) dépend de facteurs géométriques, comme le dévers transversal sur appui. L'effort de butée transversale est donné par la formule suivante [2] : $B=d \times R$, avec d le dévers, R la réaction verticale sur la palée.

Avec un dévers $d=5\%$, et un poids linéaire $P=16,4 \text{ t/ml}$, la réaction maximale sur appui $R=16,4 \times 56=918,4\text{t}$

L'effort de butée transversale $B=918,4 \times 0,05= 45,92\text{t}$

Donc il nous faut un système de guidage latéral avec un vérin de 50t.

V.3. SYSTEME DE POUSSAGE :

V.3.1.les différents procédés de poussage :

Il existe différents types de matériels assurant l'effort nécessaire au déplacement du tablier. Plusieurs systèmes sont utilisés :

- Le vérin avaleur de câbles.
- Le vérin EBERSPACHER.
- Le vérin pousseur.

V.3.1.1.Vérin avaleur de câble :

Ces dispositifs font appel à du matériel semblable au matériel de précontrainte. Le déplacement du tablier est provoqué par l'action des vérins qui avalent les câbles de précontrainte solidaires du tablier à une extrémité et de la culée de l'autre.

V.3.1.2.Système EBERSPACHER :

Le système EBERSPACHER, du nom de son inventeur, est constitué d'un vérin de levage, qui permet de soulever le tablier, et d'un à trois vérins horizontaux prenant appui sur un massif fixe et sur le vérin de levage. Ces vérins permettent ainsi le déplacement du vérin vertical d'une course d'environ 250 mm.

Ce système est particulièrement bien adapté aux ponts de portée modeste et ouvrage en pente descendante pour lesquels le sens de l'effort à appliquer peut s'inverser.

A partir de la position de repos, le cycle de poussage est le suivant :

1. montée des vérins de levage.
2. poussage des vérins de levage qui entraînent le tablier par frottement.
3. en fin de course, descente des vérins de levage

4. les vérins de poussage ramènent le système à sa position de départ, un nouveau cycle peut commencer.

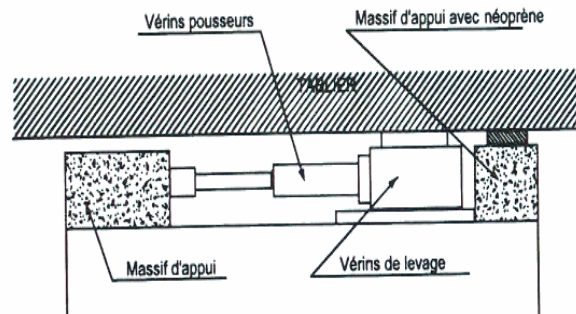


Fig.V.6.Schéma du système EBERSPACHER

V.3.1.3.Vérin pousseur (système GTM):

Ce type de vérins a été mis au point à l'occasion de la construction du pont d'Aiguilly sur la Loire (1980) par l'entreprise GTMBTP.

Ces vérins prennent appui sur les longrines de l'aire de préfabrication. Un effort de serrage permet de mobiliser le frottement pousseur- longrine et d'empêcher ainsi tout recule des vérins de poussage du tablier.

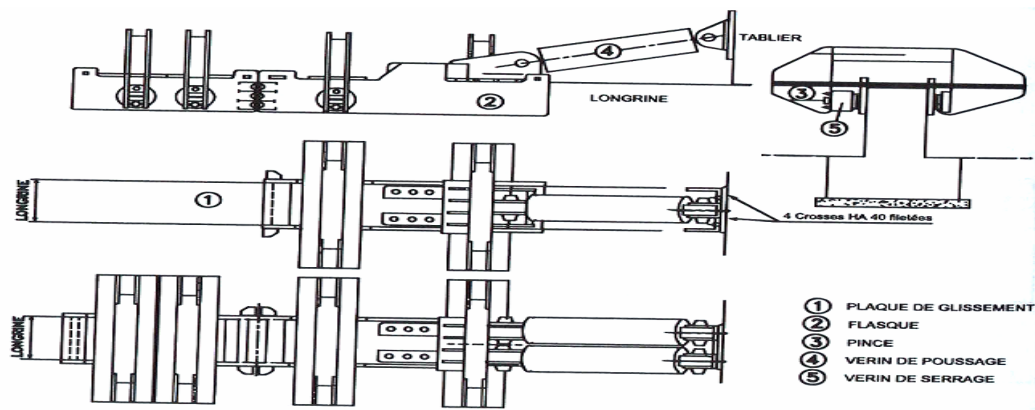


Fig.V.7.Vérin pousseur

Le cycle d'avancement est le suivant (course unitaire d'un mètre environ) :

1. serrage des longrines.
2. mise en action des vérins pousseurs et avancement du tablier.
3. desserrage des longrines.
4. rentrée des vérins pousseurs.

Les vérins pousseurs sont solidarisés au tablier, ce qui permet lors de la phase 4 l'avancée du système pour une nouvelle phase de poussage. Cette solidarisation se fait par vis/écrou. Cette solidarisation des vérins au tablier permet d'utiliser le système tant pour pousser que pour retenir le tablier.

V.3.2. Estimation des efforts de poussage :

Pour le poussage du tablier de notre ouvrage, nous adopterons le procédé du système GTM. Nous allons disposer de deux vérins pousseurs fixés sur chacune des deux longrines de l'aire de préfabrication.

L'effort de poussage, en supposant la translation horizontale, est égal à la somme de l'effort résistant provenant du banc de préfabrication et de l'effort résistant des appareils d'appuis provisoires en tête de piles. Le coefficient de frottement est toujours plus élevé lors du décollage qu'après décollage ; au niveau des hypothèses de calcul, on considère des coefficients de 5% pour le contact inox- PTFE, et de 15% pour le glissement entre tôles graissées sur les longrines.

Pour le calcul de l'effort de poussage, on considère la phase la plus critique vis-à-vis de la condition de non glissement qui se situe à la fin de l'opération de poussage, lorsque l'effort de poussage est maximum.

En appliquant la loi du frottement $F \leq f N$, avec f coefficient de frottement, et N la charge verticale sur chaque appui glissant, on aura :

$$\text{L'effort de frottement } F = \sum f_i N_i$$

En supposant que le poids des entretoises et des déviateurs soit réparti, on peut estimer le poids propre du tablier par unité de longueur à $q = \frac{2,5S}{0,85}$ (t/ml)

$$F = (273,2 \times 19,3 + 60) \times 0,05 + (29,4 \times 19,3) \times 0,15 = 351,75 \text{ t}$$

Ajoutant à cela, la composante horizontale du poids due à la pente de l'ouvrage, qui est égale à : $P = P \times I = 4989 \times 5,56 \% = 326,33 \text{ t}$.

L'effort de poussage est donc estimé à 678,08t

On disposera donc de deux vérins pousseur d'une puissance supérieur à 350t chacun.

L'effort de serrage à exercer, compte tenu du coefficient de frottement acier- béton, dans le cas du matériel mis en œuvre par GTM, est égal à deux fois l'effort de poussage.

L'effort de serrage nécessaire pour chaque vérin est de l'ordre de 700t.

NB : le contrôle des efforts en cours de poussage est nécessaire, il faut tenir compte de la différence d'effort et de course entre les deux vérins, pour le cas d'un ouvrage courbe.

V.4.L'AIRE DE PREFABRICATION :

V.4.1. Généralités :

L'aire de préfabrication est la zone où le tablier est préfabriqué par coulage du béton dans des coffrages, avant son poussage. Elle se trouve dans le prolongement géométrique de l'axe longitudinal et du profil en long de l'ouvrage, en arrière de l'une des deux culées.

Elle regroupe principalement les longrines d'appuis du tablier et les coffrages dans lesquels le béton est coulé soit par plots successif, soit en totalité.

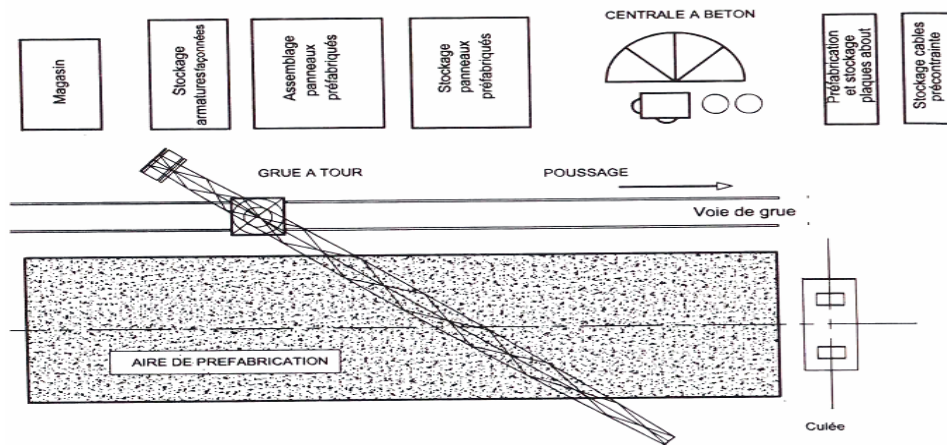


Fig.V.8.Installation de préfabrication

V.4.2.Présentation de l'aire de préfabrication :

Pour des raisons de rapidité d'exécution, nous disposerons de deux aires de préfabrication :

- une aire de coulage et de poussage immédiatement derrière la culée, composée de longrines en béton armé.
- Une aire de ferrailage et de coffrage derrière l'aire de coulage. On prépare le ferrailage et le coffrage du deuxième tronçon pendant le coulage du premier tronçon.

V.4.3.Système de glissement sur les longrines :

Les dispositions permettant le glissement sur les longrines sont les suivants :

- Les longrines sont recouvertes d'une plaque métallique filante (épaisseur de 10 mm).
- Un ensemble de plaques jointives en contreplaqué servant de coffrage et dont la sous-face, en contact avec la tôle métallique, est recouverte de bakélite et graissée. Ces plaques peuvent également être métallique, leur sous-face étant graissée, constituant ainsi un système de glissement tôle sur tôle.

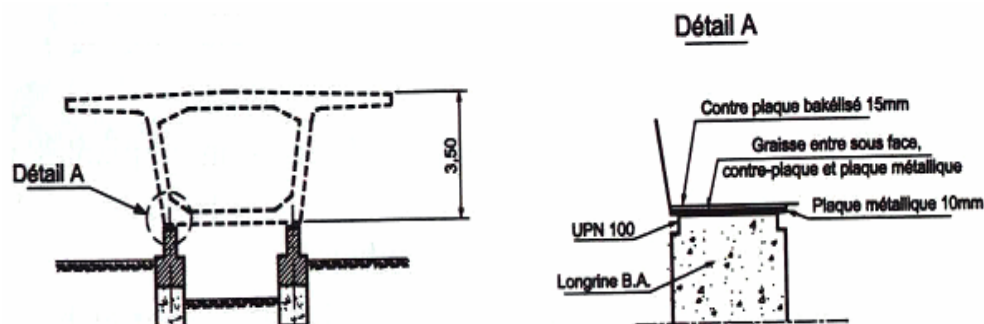


Fig.V.7 Système de glissement sur longrines

V.5.DECOUPAGE DES TRONÇONS :

Le tablier étant construit par tronçons successifs sur le banc de préfabrication, on procédera à un poussage par demi travée.

Le longueur des tronçons est de :

Plot n°1: 29,4 m
Plot n°2: 23,8 m
Plot n°3: 28 m
Plot n°4: 28 m
Plot n°5: 28 m
Plot n°6: 28 m
Plot n°7: 28 m
Plot n°8: 28 m
Plot n°9: 28 m
Plot n°10: 23,8 m
Plot n°11: 29,4 m

Chaque tronçon est assemblé au précédent par une précontrainte dite « précontrainte de poussage », puis l'ensemble est déplacé vers la brèche et libéré la place pour le tronçon suivant.

Le cycle de fabrication :

- Coffrage ;
- Ferrailage ;
- Bétonnage ;
- Précontrainte du tronçon et assemblage au précédent ;
- Décoffrage et positionnement sur appuis glissants ;
- Déplacement du tablier de l'aire de préfabrication vers la brèche.

PHASES DE POUSSAGE

VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE POUSSAGE :

Les sollicitations à considérer en phase de poussage sont dues :

- Au poids propre,
- Au gradient thermique de 6°C,
- Aux dénivellations d'appui,
- A la précontrainte.

VI.1.INFLUENCE DE LA COURBURE EN PLAN :

L'influence de la courbure en plan sur les sollicitations dépend essentiellement de la portée angulaire

Dans le cas d'un ouvrage à une seule travée, nous repérerons une section du pont par son abscisse angulaire θ comptée à partir de l'appui gauche avec $0 \leq \theta \leq \lambda$

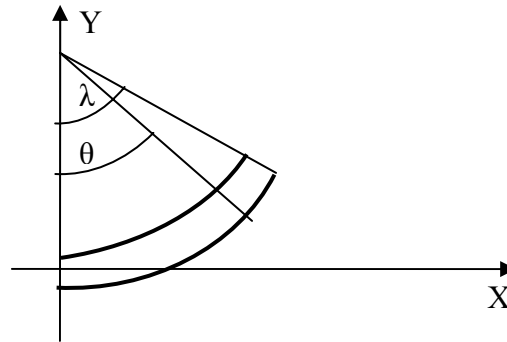
λ est la portée angulaire de la travée.

$$\lambda = \frac{L_r}{R}$$

Avec :

L_r : portée angulaire ;

R : rayon de courbure.



VI.1.1.Calcul des moments fléchissants

Examinons le cas d'une charge verticale P appliquée au centre de gravité de la section d'abscisse angulaire α . Le moment fléchissant dans la section d'abscisse θ est donné par la formule suivante [1] :

$$M(\theta) = PR \Psi(\alpha, \theta)$$

La fonction $\Psi(\alpha, \theta)$ étant définie par [1] :

$$\Psi(\alpha, \theta) = \begin{cases} \frac{\sin \theta \sin(\lambda - \theta)}{\sin \lambda} & \text{Pour } 0 < \theta < \alpha \\ \frac{\sin \alpha \sin(\lambda - \theta)}{\sin \lambda} & \text{Pour } \alpha < \theta < \lambda \end{cases}$$

VI.1.2Cas où la portée angulaire est faible

Très souvent, la portée angulaire λ de la travée est petite. Dans notre cas, la travée est de 56 m de portée et de 700 m de rayon, ce qui donne une portée angulaire $\lambda = 0,08$ rd.

Dans ce cas les calculs peuvent être simplifiés. Désignons par :

$l = R \lambda$ portée mesurée suivant la fibre moyenne,
 $x = R \theta$ l'abscisse d'un point courant de la fibre moyenne,
 $\beta = R \alpha$ l'abscisse de la section à laquelle est appliquée la charge P.

Les angles λ , θ , α étant petits, nous pouvons remplacer leurs lignes trigonométriques par des développements limités, la formule du moment devient dans ces conditions [1] :

$$M(\beta, x) = \begin{cases} P \frac{x(l-\beta)}{l} \left[1 + \frac{2\alpha\lambda - \alpha^2 - \theta^2}{6} \right] & \text{Pour } 0 < x < \beta \\ P \frac{\beta(l-x)}{l} \left[1 + \frac{2\theta\lambda - \alpha^2 - \theta^2}{6} \right] & \text{Pour } \beta < x < l \end{cases}$$

Lorsque P est appliquée dans la section médiane $\beta=l/2$, on obtient la valeur du moment fléchissant maximum sous la forme [1] :

$$M = \frac{Pl}{4} \left(1 + \frac{\lambda^2}{12} \right)$$

De même, le moment fléchissant maximum dans la section médiane sous l'effet d'une charge uniforme de densité constante p a pour expression [1] :

$$M = \frac{Pl^2}{4} \left(1 + \frac{5\lambda^2}{48} \right)$$

Les calculs précédents montrent que les moments fléchissants dans la poutre continue circulaire peuvent être assimilés aux moments fléchissants dans la poutre continue droite de portée $l_i = R_i \lambda_i$ avec une erreur inférieure à 0,07%.

VI.2. ETUDE DES SOLLICITATIONS DANS LA PREMIERE TRAVEE :

Dans ce qui suit, nous nous intéressons aux sollicitations se développant dans la première travée d'un pont poussé doté d'un avant-bec métallique. Le modèle d'étude est celui de la poutre semi-infinie à travées identiques de portée L. Le tablier repose sur la suite des appuis A_0, A_1, \dots et s'apprête à franchir la travée (B, A_0) conformément au dessin de la figure VI.1.

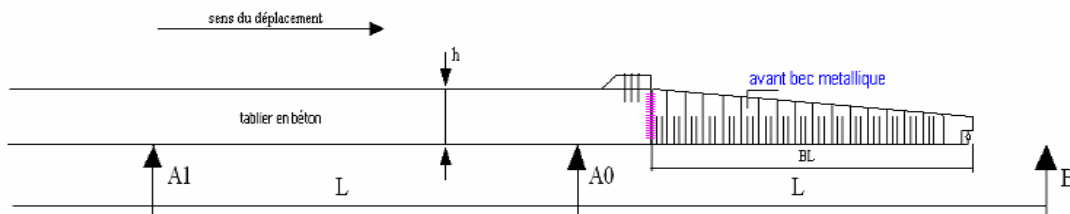


Fig.VI.1.

Nous adopterons les hypothèses simplificatrices inspirées d'une étude de M.MARCHETTI, présentée à la conférence de Bangkok en décembre 1982.

L'avant-bec de longueur égale à βL ($0 < \beta < 1$) a un poids constant par unité de longueur, noté γP (P étant le poids linéaire du tablier, $0 < \gamma < 1$) et une rigidité de flexion $(EI)_a$ constante. On notera $\rho = \frac{(EI)_a}{(EI)_b}$ le rapport de la rigidité de flexion de l'avant-bec à celle du tablier en béton.

Phase de poussage n°1:

Cette phase représentée sur la figure VI.2, est la phase initiale de notre étude ; le tablier repose sur les appuis $A_0, A_1 \dots$ et seul l'avant-bec est en porte-à-faux.

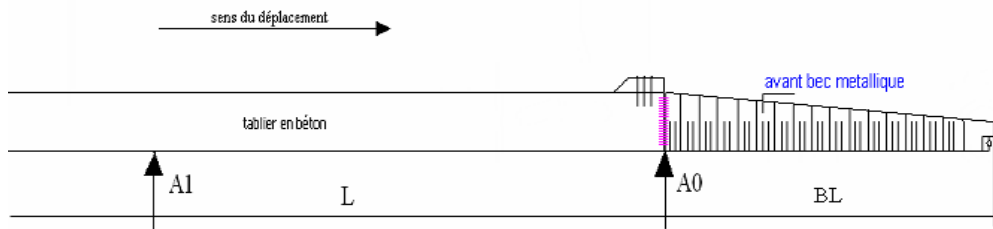


Fig.VI.2. Phase de poussage n°1

Le moment M transmis par l'avant-bec à l'origine du tablier vaut [1] :

$$M_0 = -\frac{1}{2} PL^2 \gamma \beta^2$$

Le moment sur appui A à pour expression [1] :

$$M_1 = -\frac{PL^2}{12} (3 - \sqrt{3}) + \frac{1}{2} PL^2 \gamma \beta^2 (2 - \sqrt{3})$$

Phase de poussage n°2:

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de l'appui B, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

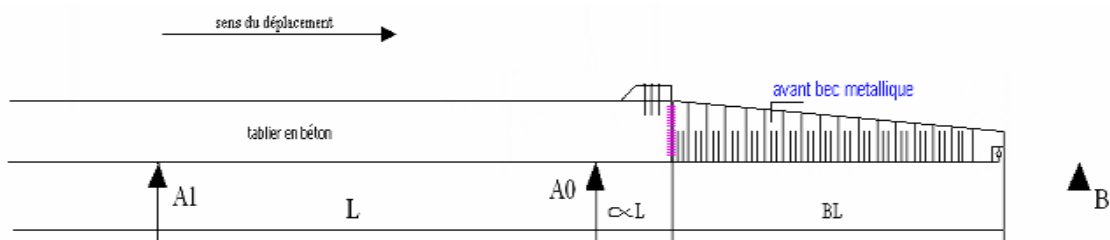


Fig.VI.3.Phase de poussage n°2

Pendant toute cette phase, l'avant du tablier est en console et le moment maximum (en valeur absolue) dans chaque section est égale au moment de porte-à-faux qui lui correspond [1] :

$$M_0 = -\frac{1}{2} PL^2 \alpha^2 - \gamma PL^2 \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right)$$

Ce moment est extremum immédiatement avant accostage sur la pile B, c'est-à-dire pour $\alpha=1-\beta$, et il vaut alors [1] :

$$M_0 = -\frac{1}{2} PL^2 (1-\beta)^2 - PL^2 \gamma \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$$

Il est préférable que ce moment ne soit pas inférieur au moment M_1 sur appui A_1 dans la phase de poussage n°1 pour limiter la différence des sollicitations à l'avant du tablier par rapport à la zone courante. Cette première condition conduit à l'inégalité suivante [1] :

$$\gamma \beta \left(1 + \frac{\beta}{2} - \beta \frac{\sqrt{3}}{2}\right) \leq \frac{3 - \sqrt{3} - 6(1-\beta)^2}{12}$$

Le second membre de cette inégalité devant être positif, cela implique que [1]:

$$6(1-\beta)^2 \leq 3 - \sqrt{3} \quad \text{Soit : } \beta \geq 0,5403$$

L'avant-bec doit donc être suffisamment long et dans les ponts usuels, β est généralement compris entre 0,6 et 0,7.

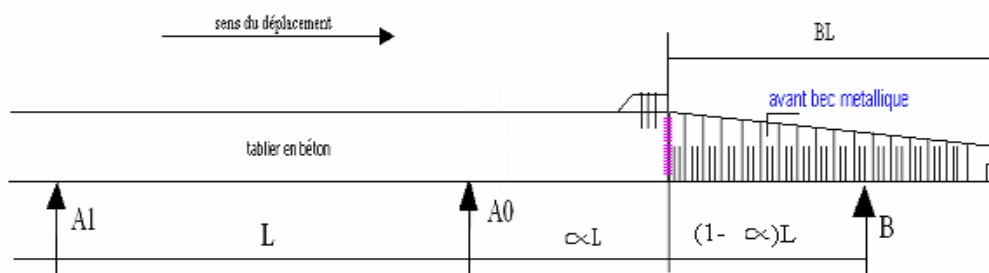
Pour notre cas, nous adopterons une longueur de l'avant-bec égale à 35 m, ce qui donne la valeur de $\beta=0,625$

Avec cette valeur, l'inégalité de base fournit une valeur limite : $\gamma \leq 0,09942$.

Les avant-becs réels ont des poids linéaire variant entre 10 et 30 kN/ml et correspondent à une fraction du poids du tablier variant entre 0,10 et 0,15. On prendra $\gamma=0,1$.

Phase de poussage n°3:

Cette phase se situe après l'accostage de l'avant-bec sur la pile B, jusqu'à ce que la structure se retrouve dans la même situation qu'en phase de poussage n°1



FigVI.4.Phase de poussage n°3

Pour calculer les efforts dans la structure, pratiquons par la pensée une coupure au droit de l'appui A_0 , libérant ainsi le moment de continuité M_0 .

Appelons $M_{iso}(x)$ le moment isostatique dû au poids propre dans la travée (B, A_0), l'angle de rotation à l'extrémité de cette travée (supposée isostatique) est égal à [1] :

$$\int_0^L M_{iso}(x) \cdot \frac{x}{L} \cdot \frac{dx}{R(x)} + M_0 \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right)^2 \cdot \frac{dx}{R(x)}$$

Où $R(x)$ est la rigidité de flexion de cette travée :

- _ $R(x) = (EI)_a$ dans la partie correspondant à l'avant-bec.
- _ $R(x) = (EI)_b$ dans la partie correspondant au tablier.

La rotation de la poutre à l'origine de la travée (A_0, A_1) a pour expression [1] :

$$-\frac{qL^3}{24\sqrt{3R}} - \frac{L}{2\sqrt{3R}} M_0$$

M_0 est donc calculable par la formule [1] :

$$M_0 \left(\int_0^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \cdot \frac{dx}{R(x)} + \frac{L}{2\sqrt{3R}} \right) = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3R}} - \int_0^L M_{iso}(x) \cdot \frac{x}{L} \cdot \frac{dx}{R(x)}$$

Le calcul des diverses grandeurs intervenant dans ces développements conduit à la formule finale suivante [1] :

$$M_0 = -\frac{qL^2}{8} \cdot \frac{G(\alpha) + \frac{1}{\sqrt{3}}}{F(\alpha) + \frac{\sqrt{3}}{2}}$$

Avec :

$$F(\alpha) = 1 - (1 - \alpha)^3 + \frac{(1 - \alpha)^3}{\rho}$$

$$G(\alpha) = \frac{\alpha^3(4\alpha^2 - 11\alpha + 8) + 2\gamma\beta\alpha^2(2 - 2\alpha - \beta)(3 - 2\alpha)}{\rho} + \frac{(1 - \alpha)^2}{\rho} \{ 4\alpha^2(1 - \alpha) + \gamma(1 - \alpha)^2(1 + 4\alpha) - 2\gamma(1 + 2\alpha)(\alpha + \beta - 1)^2 \}$$

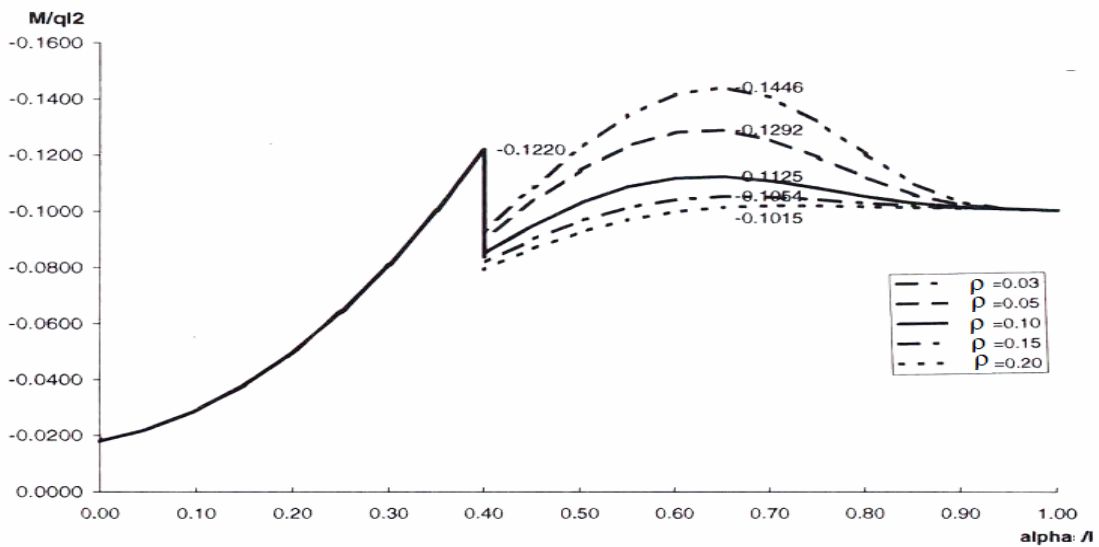


Fig VI.5. Variation du moment maximal sur appui

Pour le reste du calcul, d'après le graphe ci-dessus, on prendra la valeur de $\rho = 0,1$.
La valeur du moment sur appui est maximale lorsque $\alpha = 0,63$

Une fois le moment de continuité M_0 calculé, on peut déterminer le moment total dans la travée avec les formules suivantes [1] :

$$M(x) = R_{A0}(\alpha L - x) - \frac{1}{2}q(\alpha L - x)^2 + M_0\left(\frac{x}{L} + 1 - \alpha\right)$$

Avec : $R_{A0} = qL\left\{\alpha - \frac{\alpha^2}{2} + \gamma\beta\left(1 - \alpha - \frac{\beta}{2}\right)\right\}$, réaction d'appui isostatique en A_0 .

Le moment dans cette partie du béton est maximum pour [1] :

$$x = \alpha L + \frac{1}{q}\left(\frac{M_0}{L} - R_{A0}\right)$$

Le moment est maximum lorsque α est compris entre 0,9 et 1. L'avant-bec a alors pratiquement franchis l'appui B et sa rigidité n'a guère d'influence.

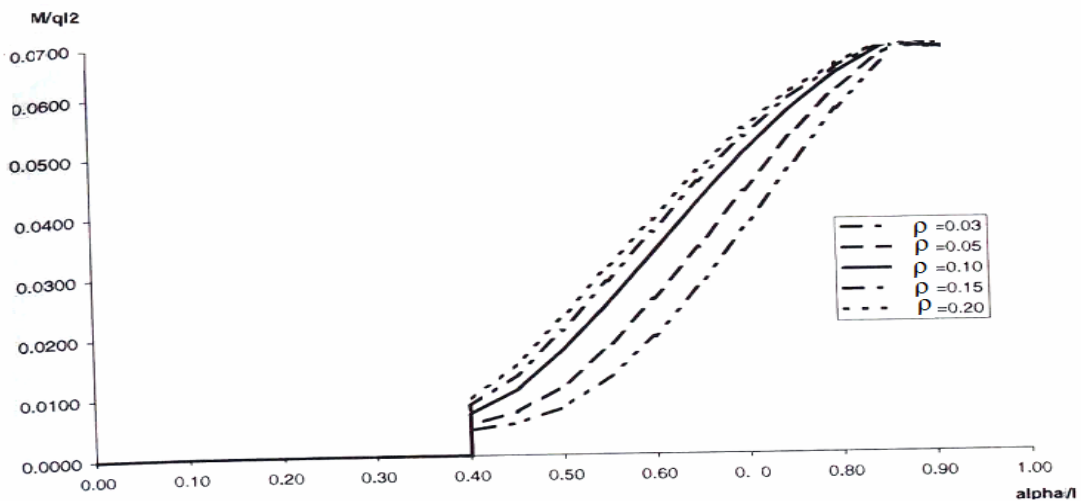


Fig.VI.6 Moment maximal en travée (dans le tablier)

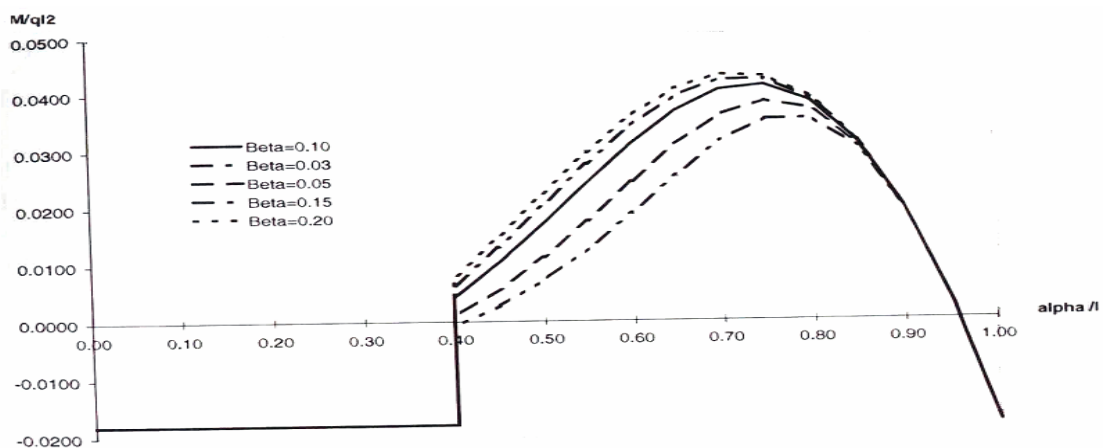


Fig.VI.7.Variation du moment à la jonction avant-bec/tablier

VI.3.CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE POUSSAGE :

VI.3.1.Sollicitations dues au poids propre :

Phase critique 1

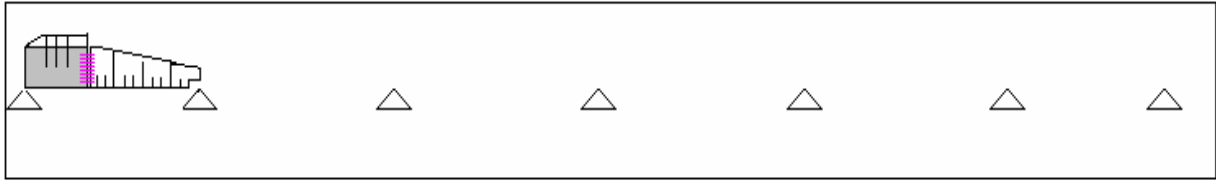


Schéma statique phase critique1

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
0	-2854.8	126.28

Phase critique 2

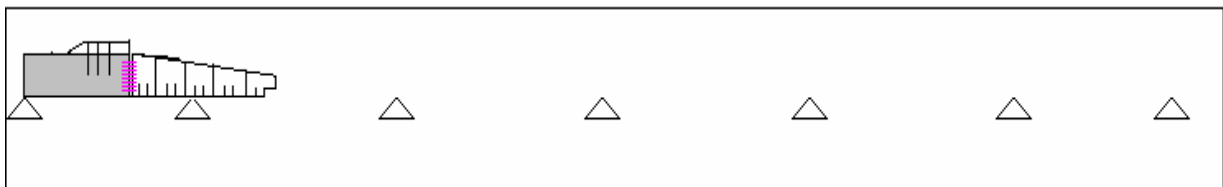


Schéma statique phase critique 2

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
1181.66	-2824.52	441.26

Phase critique 3

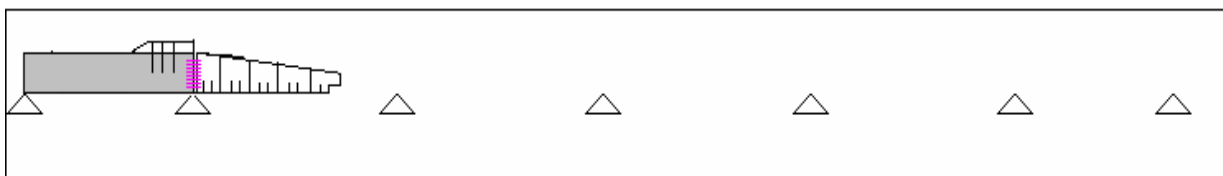


Schéma statique phase critique 3

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
1184.53	-2354.87	340.3

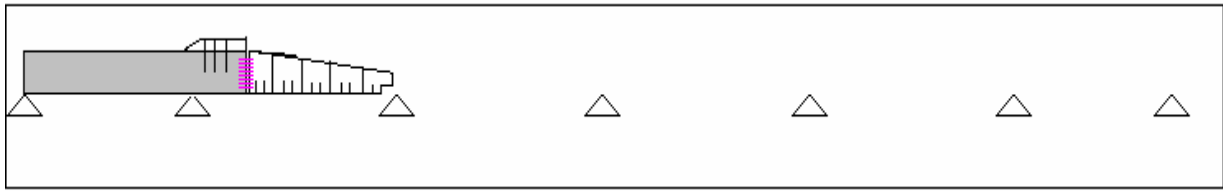
Phase critique 4

Schéma statique phase critique 4

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t/m	Réaction max (t)
783.33	-5826.1	464.02

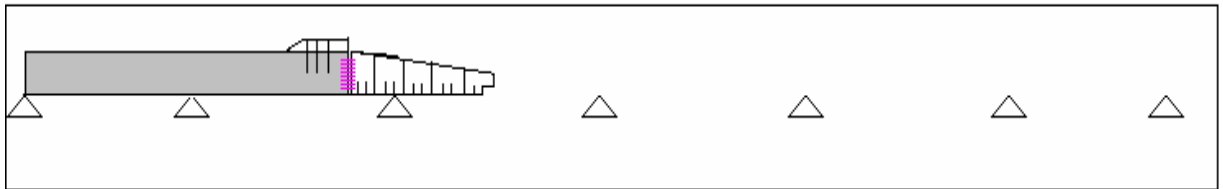
Phase critique 5

Schéma statique phase critique 5

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3510.02	-5764.39	461.65

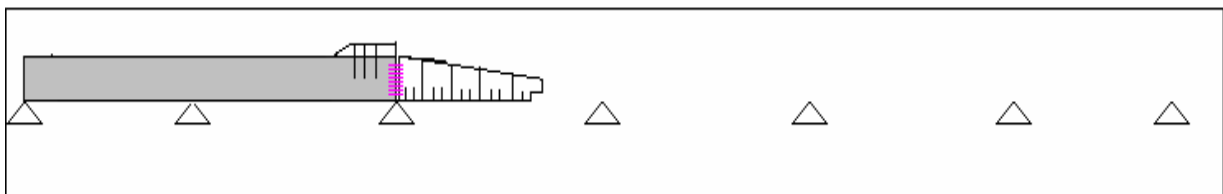
Phase critique 6

Schéma statique phase critique 6

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3512.63	-4435.12	919.17

Phase critique 7

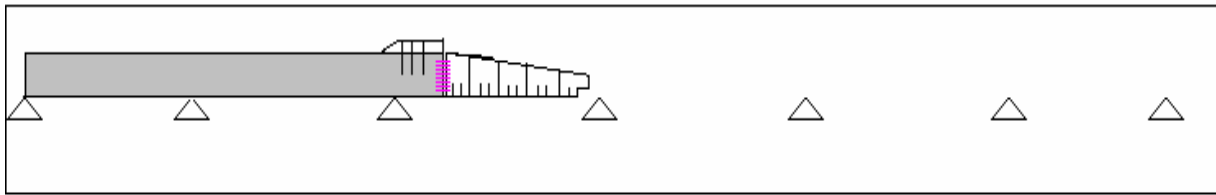


Schéma statique phase critique 7

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
2083.5	-5836.42	766.2

Phase critique 8

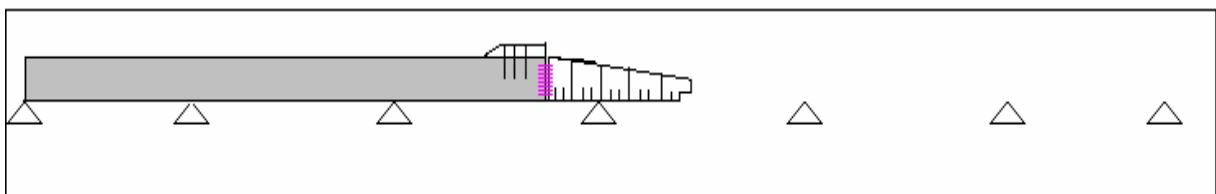


Schéma statique phase critique 8

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3510.02	-5764.23	568.48

Phase critique 9

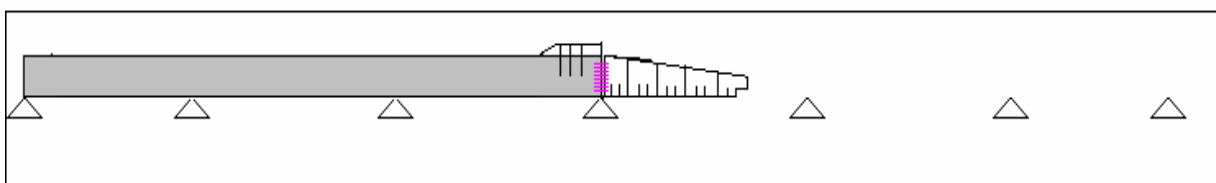


Schéma statique phase critique 9

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3144.68	-5221.78	1018.51

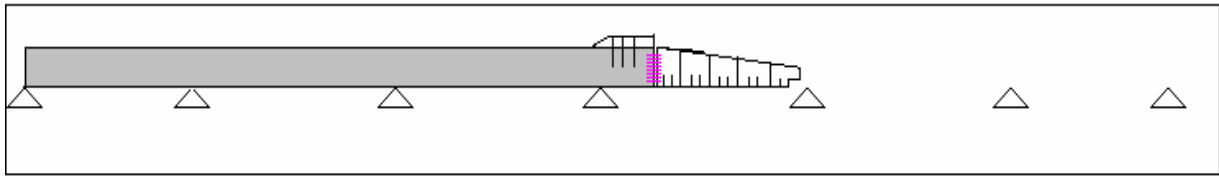
Phase critique 10

Schéma statique phase critique 10

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
2598.56	-5836.2	895.41

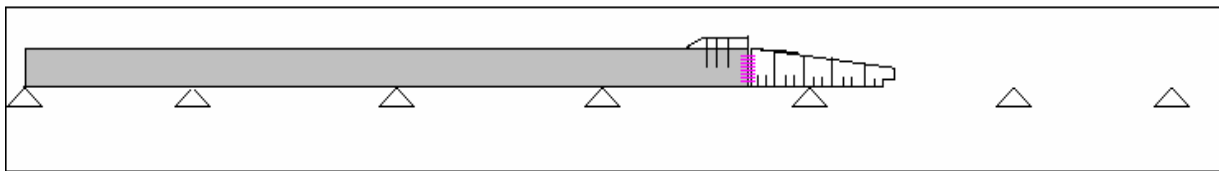
Phase critique 11

Schéma statique phase critique 11

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3510.02	-5764.42	897.23

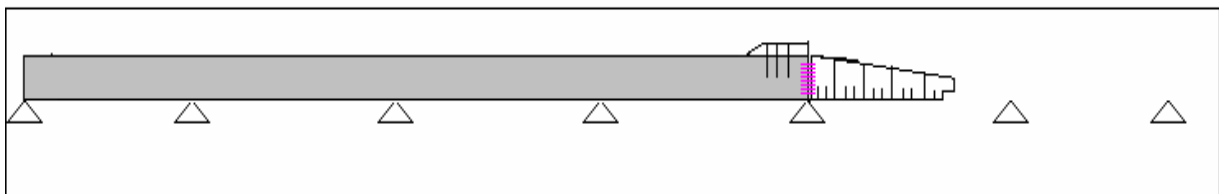
Phase critique 12

Schéma statique phase critique 12

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3264.78	-4956.92	989.5

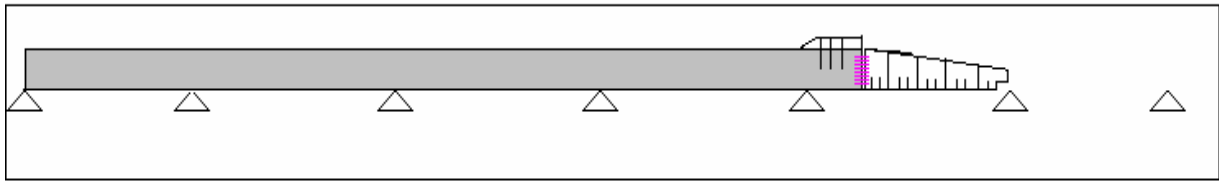
Phase critique 13

Schéma statique phase critique 13

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
2423.58	-5826.32	954.01

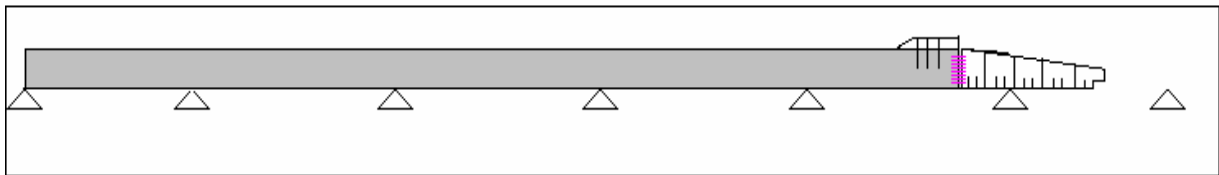
Phase critique 14

Schéma statique phase critique 14

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3510.02	-5764.29	953.53

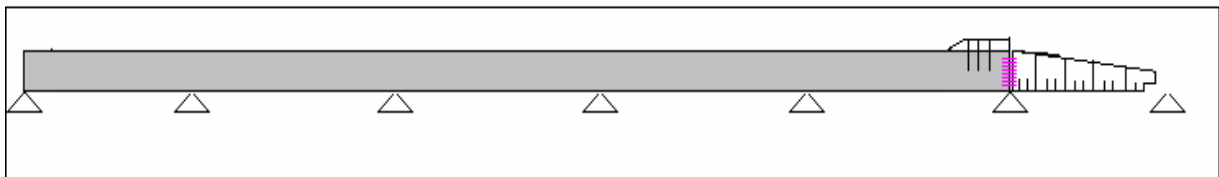
Phase critique 15

Schéma statique phase critique 15

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
3234.67	-5027.38	996.88

Phase critique 16

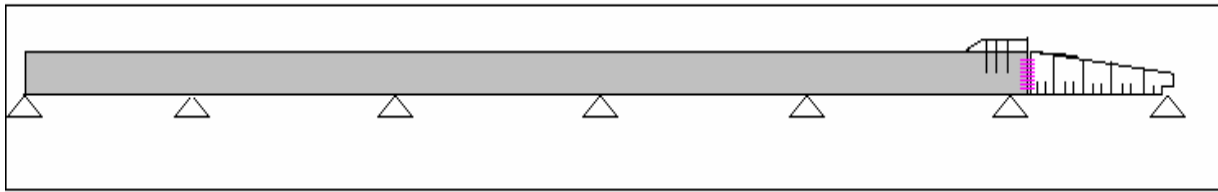


Schéma statique phase critique 16

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
2692.44	-4689.32	961.06

Phase critique 17

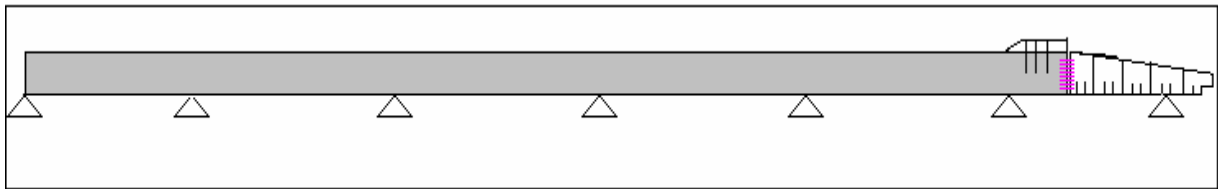


Schéma statique phase critique 17

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
1181.66	-4692.39	961.93

Phase critique 18

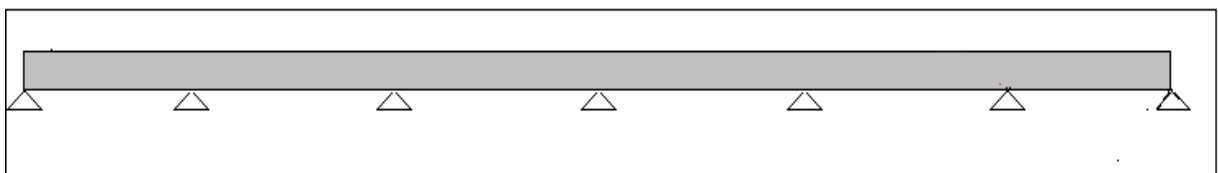


Schéma statique phase critique 18

Moment max (en travée) t.m	Moment min (sur appui) t.m	Réaction max (t)
2338.15	-4435.16	910.58

VI.3.2. Calcul des sollicitations dues aux dénivellations d'appuis :

VI.3.2.1 Principe de calcul :

Une dénivellation d'appui due au vérinage pour un changement d'appareil d'appui ou due à un tassement d'appui éventuel, peut créer dans la structure hyperstatique des moments et des réactions hyperstatiques.

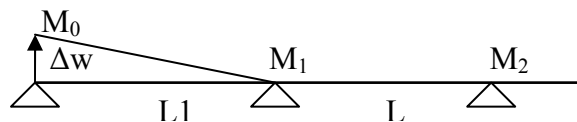
On suppose qu'il existe un nombre infini de travées intermédiaires identiques de longueur L . la longueur de la travée de rive est : αL

A partir de l'équation des trois moments, on peut déterminer les moments sur appuis dus aux dénivellations d'appuis [2] :

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6EI \left[V_i \left(\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_{i+1}} \right) - \left(\frac{V_{i-1}}{L_i} + \frac{V_{i+1}}{L_i} \right) \right]$$

On se retrouve devant quatre cas possibles :

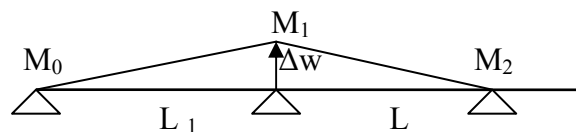
1^{er} cas : dénivellation sur culée :



Effet d'une dénivellation d'appui sur culée [2] :

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

2^{eme} cas : dénivellation sur le premier appui :

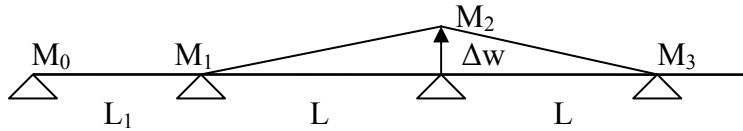


Effet d'une dénivellation d'appui sur le premier appui [2] :

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

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

3^{ème} cas : dénivellation sur le deuxième appui :

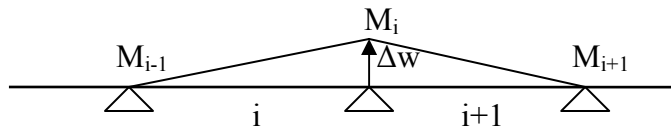


Effet d'une dénivellation d'appui sur le deuxième appui [2] :

$$M_2 = - \frac{(2 + \sqrt{3}) \left(2 + \frac{1}{2(\alpha + 1)} \right) + 1}{(2 + \sqrt{3}) \left(4 - \frac{1}{2(\alpha + 1)} \right) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta w$$

$$M_3 = \frac{6}{(2 + \sqrt{3}) \left(4 - \frac{1}{2(\alpha + 1)} \right) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta w$$

4^{ème} cas : dénivellation sur appui intermédiaire:



Effet d'une dénivellation d'appui sur un appui intermédiaire [2] :

$$M_i = - \frac{3 + \sqrt{3}}{(2 + \sqrt{3})2 - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta w = -0,7321 \frac{6EI}{L^2} \Delta w$$

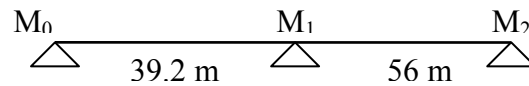
$$M_{i-1} = M_{i+1} = \frac{3}{(2 + \sqrt{3})2 - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta w = 0,4641 \frac{6EI}{L^2} \Delta w$$

VI.3.2.2. Calcul des moments dus aux dénivellations d'appuis :

Pour les moments dus aux dénivellations d'appuis, le calcul se fera pour différente phase de poussage. Dans ce qui suit, les moments maximaux sont donnés pour chaque cas de tassement d'appui.

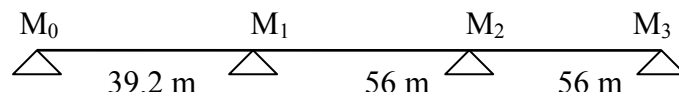
$E = 1199391 \text{ t/m}^2$
 $I = 12,57 \text{ m}^4$
 $L = 56 \text{ m}$
 $\alpha = 0,7$
 $\Delta w = 1 \text{ cm}$

Calcul pour la phase 1 :



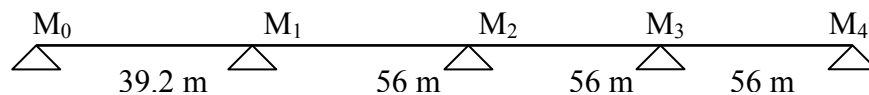
	M_{MAX}	M_{MIN}
Tassement de la culée	-	-46,152 t.m
Tassement de l'appui 1	248,06 t.m	-
Tassement de l'appui 2	-	-77,3 t.m

Calcul pour la phase 2 :

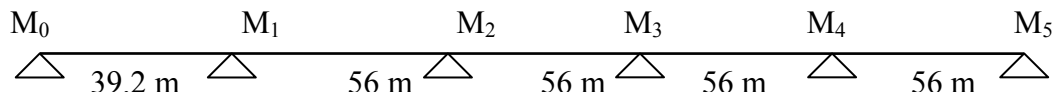


	M_{MAX}	M_{MIN}
Tassement de la culée	-	-46,152 t.m
Tassement de l'appui 1	248,06 t.m	-160,9 t.m
Tassement de l'appui 2	214,9 t.m	-124,7 t.m
Tassement de l'appui 3	-	-77,3 t.m

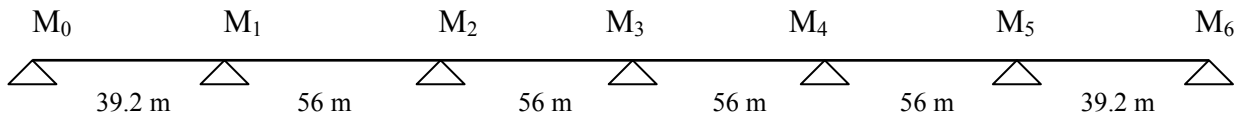
Calcul pour la phase 3 :



	M_{MAX}	M_{MIN}
Tassement de la culée	-	-46,151 t.m
Tassement de l'appui 1	248,06 t.m	-161 t.m
Tassement de l'appui 2	214,9 t.m	-134,9 t.m
Tassement de l'appui 3	172,5 t.m	124,26 t.m
Tassement de l'appui 4	-	-77,3 t.m

Calcul pour la phase 4 :

	M_{MAX}	M_{MIN}
Tassement de la culée	-	-46,151 t.m
Tassement de l'appui 1	248,06 t.m	-161 t.m
Tassement de l'appui 2	214,9 t.m	-134,9 t.m
Tassement de l'appui 3	211,17 t.m	-133,86 t.m
Tassement de l'appui 4	172,64 t.m	-116,24 t.m
Tassement de l'appui 5	-	-77,27 t.m

Calcul pour la phase 5 :

	M_{MAX}	M_{MIN}
Tassement de la culée	-	-46,151 t.m
Tassement de l'appui 1	248,06 t.m	-161 t.m
Tassement de l'appui 2	214,9 t.m	-134,9 t.m
Tassement de l'appui 3	211,17 t.m	-133,86 t.m
Tassement de l'appui 4	214,9 t.m	-134,9 t.m
Tassement de l'appui 5	214,9 t.m	-134,9 t.m
Tassement de la culée	-	-46,151 t.m

Le moment maximal en travée est donné par la formule suivante [2] :

$$M_t = 0,1699 \frac{6EI}{L^2} \Delta w$$

Ce qui donne : $M_t = 49 \text{ t.m}$

VI.3.3. Gradient thermique :

Le gradient thermique linéaire ΔT est uniforme sur toutes les travées, le moment isostatique dû au gradient thermique vaut [2] :

$$M_{\Delta T} = \frac{EI\lambda\Delta T}{h}$$

Avec $\lambda = 10^{-5}$ coefficient de dilatation thermique du béton,
 $\Delta T = 6^\circ\text{C}$

Du fait de la continuité de la poutre [2] :

$$M = M_{\Delta T} \frac{3\alpha + \sqrt{3}}{2\alpha + \sqrt{3}} \quad \text{pour } \alpha = 1 \quad M = M_{\Delta T} (3 - \sqrt{3})$$

On aura le moment dû au gradient thermique :

$M_1 = 327,71 \text{ t.m}$

Chapitre

VII

CALCUL EN PHASE DE
SERVICE

VII. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE :

La particularité du calcul des ponts poussés c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de poussage 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 sont appliquées. Les calculs seront effectués au moyen du logiciel Robot Millenium.

VII.1.MODELISATION :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. définition de la structure,
2. définition des différentes sections de l'ouvrage,
3. définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
4. définition des conditions d'appuis,
5. le choix de la méthodologie de calcul,
6. la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- la structure est définie par des éléments barres,
- la section de l'ouvrage est un caisson modélisé par ses dimensions réelles. La section est définie par le logiciel Auto CAD, puis introduite dans le logiciel Robot,
- les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées,

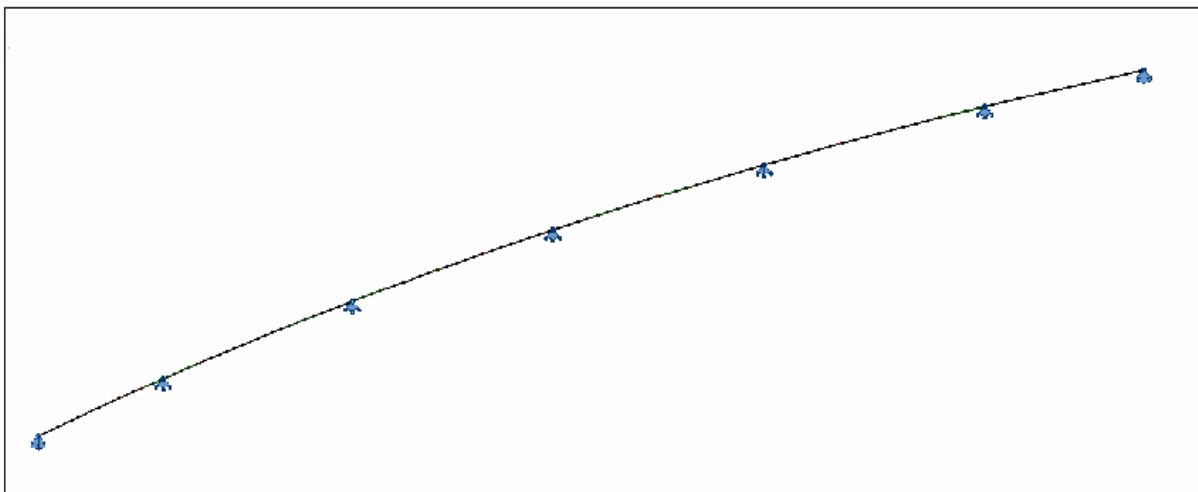


Fig.VII.1. Vue générale du modèle sur le logiciel Robot.

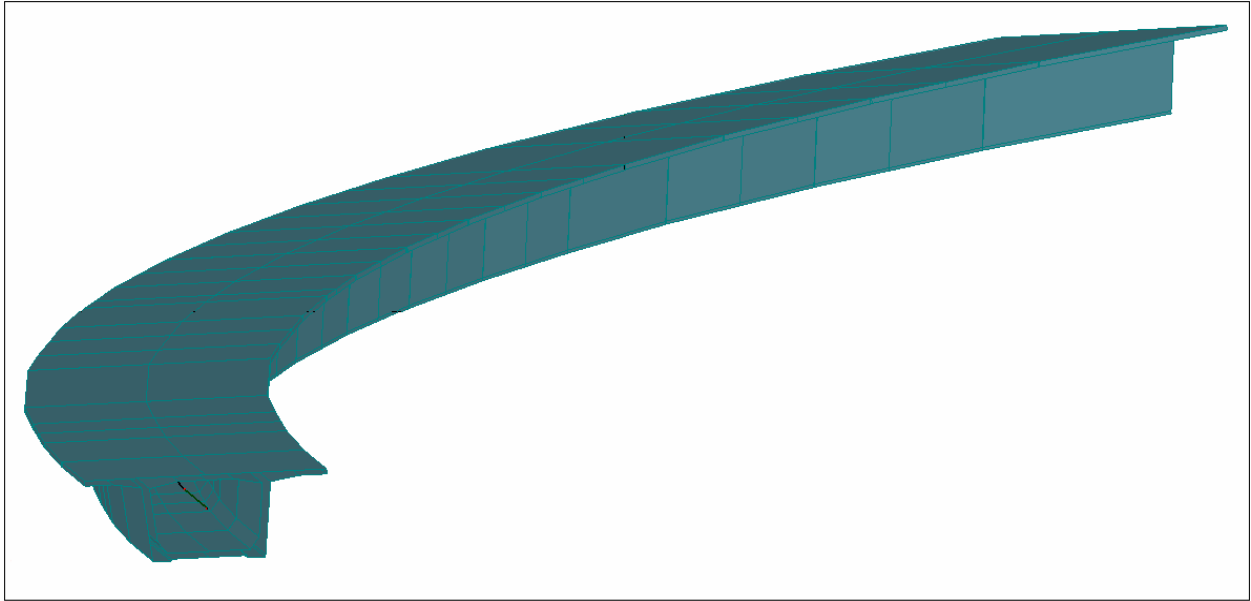


Fig.VII.2. Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.

VII.2.COMBINAISONS DE CALCUL :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

1. poids propre (pp)
2. complément de poids propre (trottoirs + revêtement) : ccp
3. charge A
4. surcharge Bc
5. surcharges militaires Mc120
6. convoi exceptionnel D240
7. surcharges de trottoir St

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A (l)	D'exploitation	Statique linéaire
4	Bc	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
5	Mc120	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
6	D	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
7	St	D'exploitation	Statique linéaire
8	Comb G	PP+CCP	Combinaison linéaire
9	Comb ELS A	$G+1,2(A+St)$	Combinaison linéaire
10	Comb ELS Bc	$G+1,2(Bc+St)$	Combinaison linéaire
11	Comb ELS D	$G+1,2(D+St)$	Combinaison linéaire
12	Comb ELS Mc120	$G+1,2(Mc120+St)$	Combinaison linéaire
13	Comb ELU A	$1,35G+1,5(A+St)$	Combinaison linéaire
14	Comb ELU Bc	$1,35G+1,5(Bc+St)$	Combinaison linéaire
15	Comb ELU D	$1,35G+1,5(D+St)$	Combinaison linéaire
16	Comb ELU Mc120	$1,35G+1,5(Mc120+St)$	Combinaison linéaire

Tab.VII.1. Tableau représentant les différentes combinaisons

VII.3.RESULTATS DE CALCUL OBTENUS PAR LE LOGICIEL ROBOT :

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

VII.3.1.Moments de flexion :

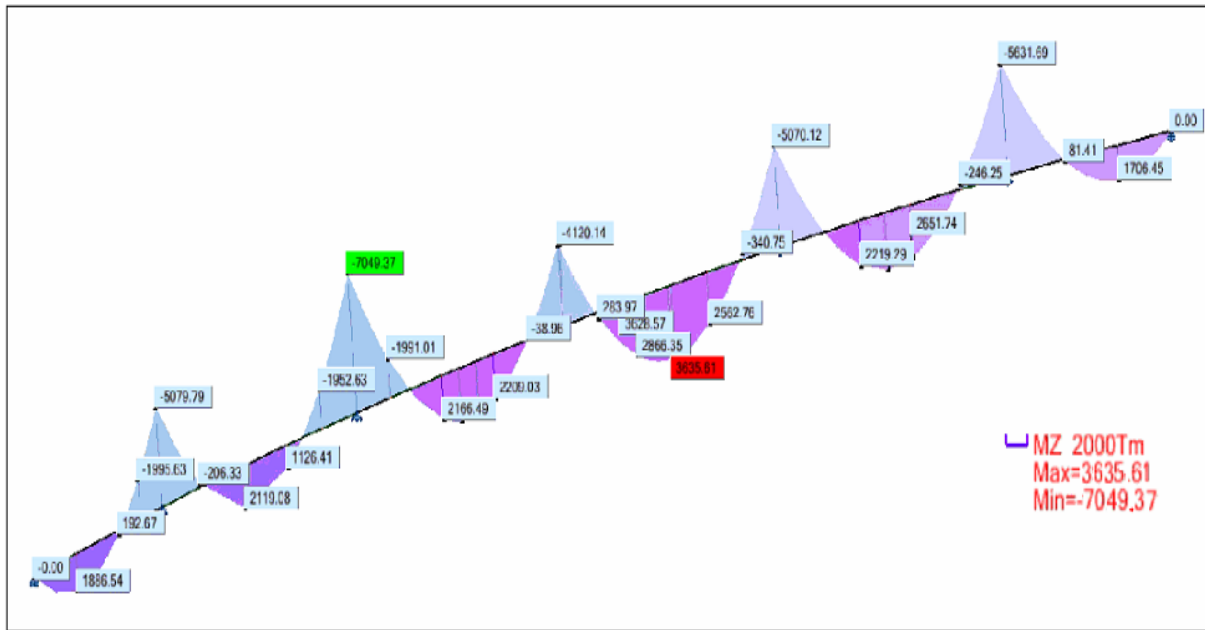


Fig.VII.3. Diagramme des moments fléchissant dus aux charges permanentes.

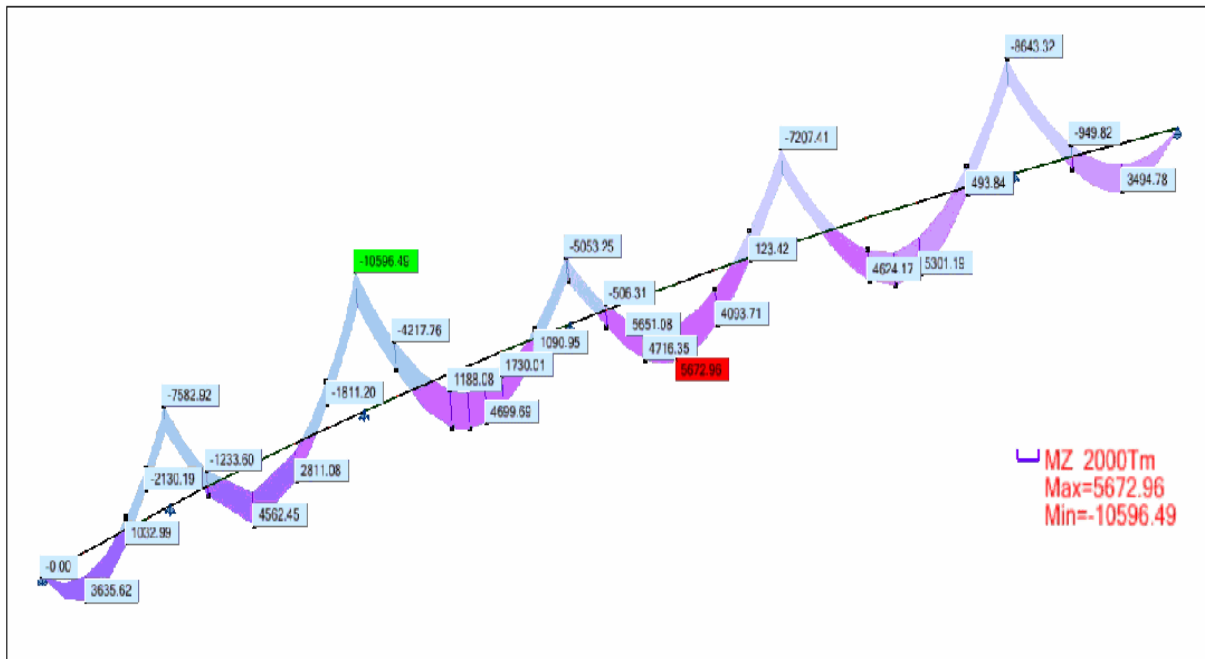


Fig.VII.4. Diagramme des moments fléchissant sous combinaison défavorable (Comb ELS D).

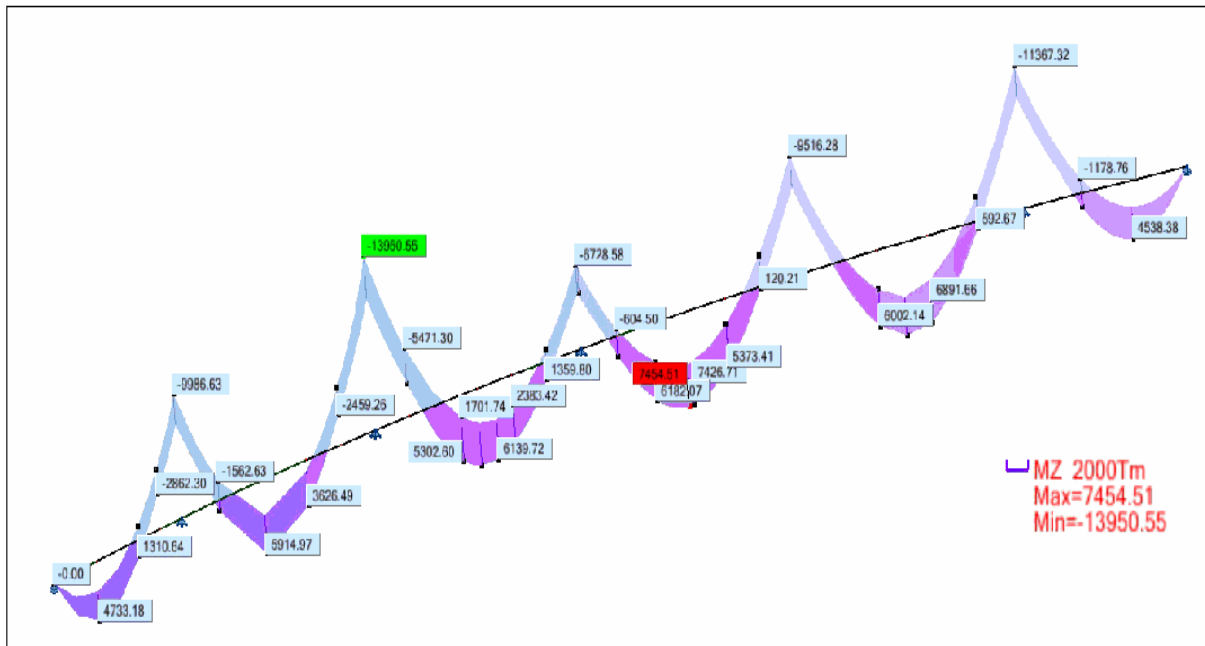


Fig.VII.5. Diagramme des moments fléchissants sous combinaison défavorable (Comb ELU D).

VII.3.2.Efforts tranchants :

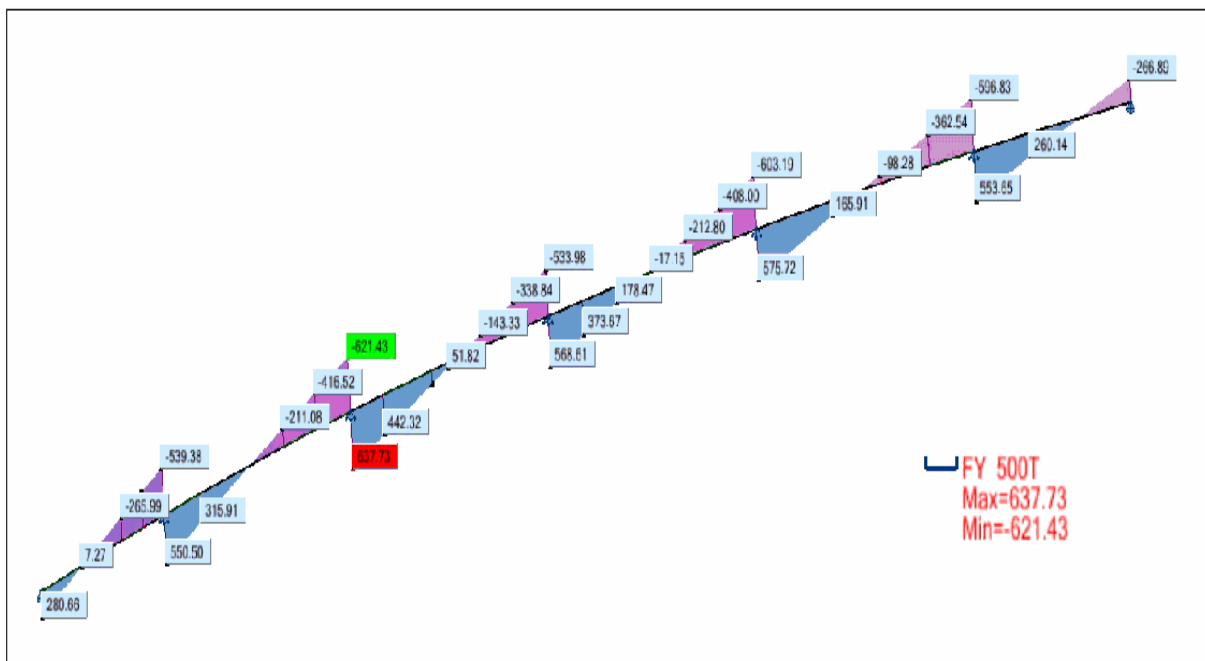


Fig.VII.6. Diagramme des efforts tranchants dus aux charges permanentes.

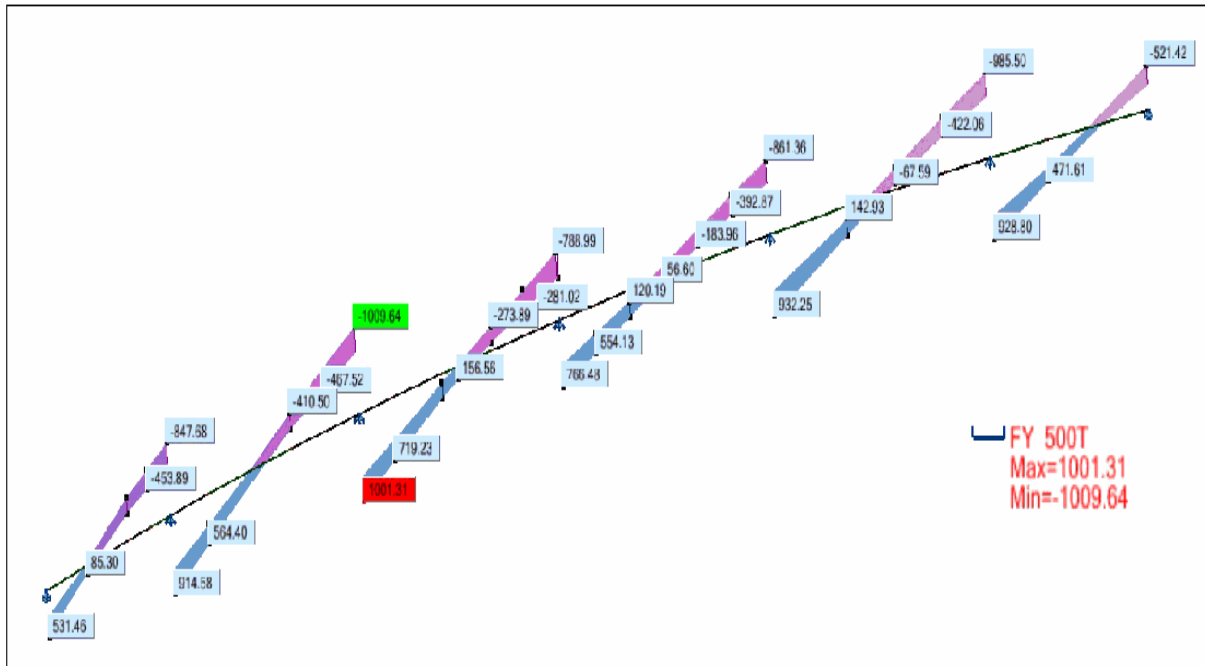


Fig.VII.7. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable (Comb ELS D).

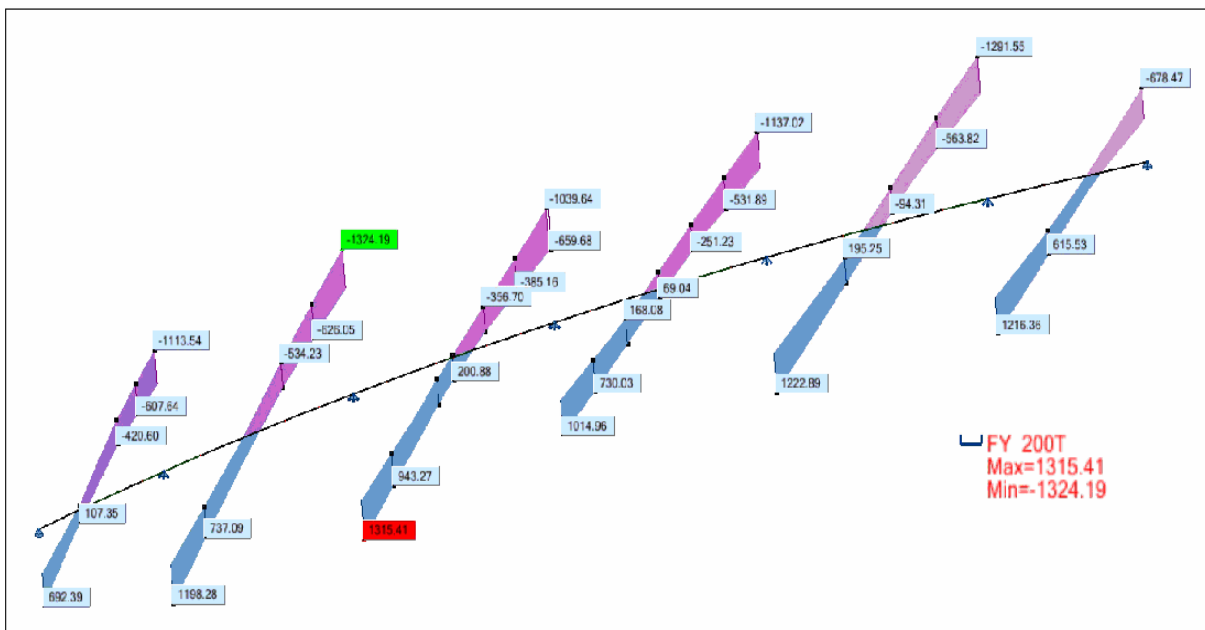


Fig.VII.8. Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable (Comb ELU D).

VII.3.3.Moments de torsion :

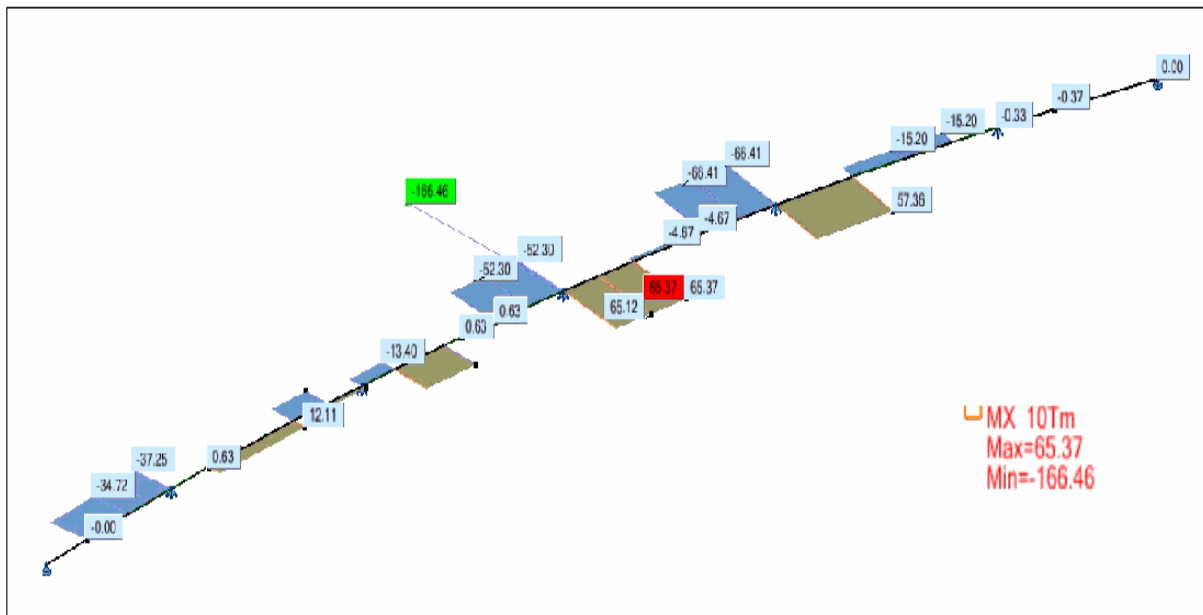


Fig.VII.9. Diagramme des moments de torsion dus aux charges permanentes.

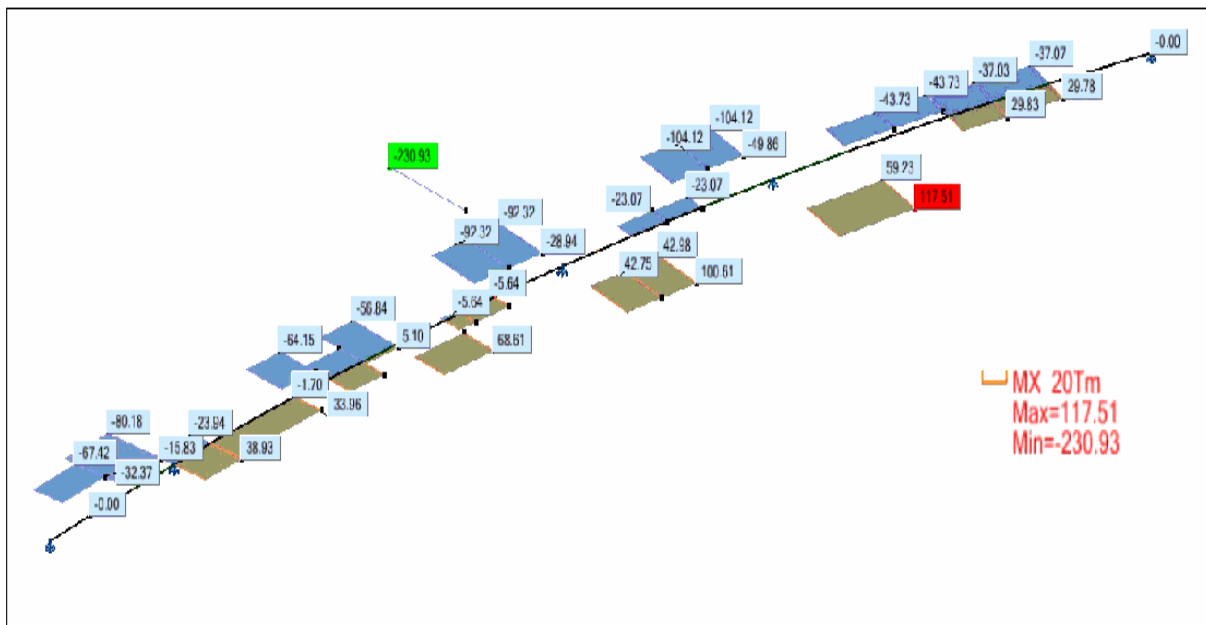


Fig.VII.10. Diagramme des moments de torsion sous combinaison défavorable (Comb ELS D).

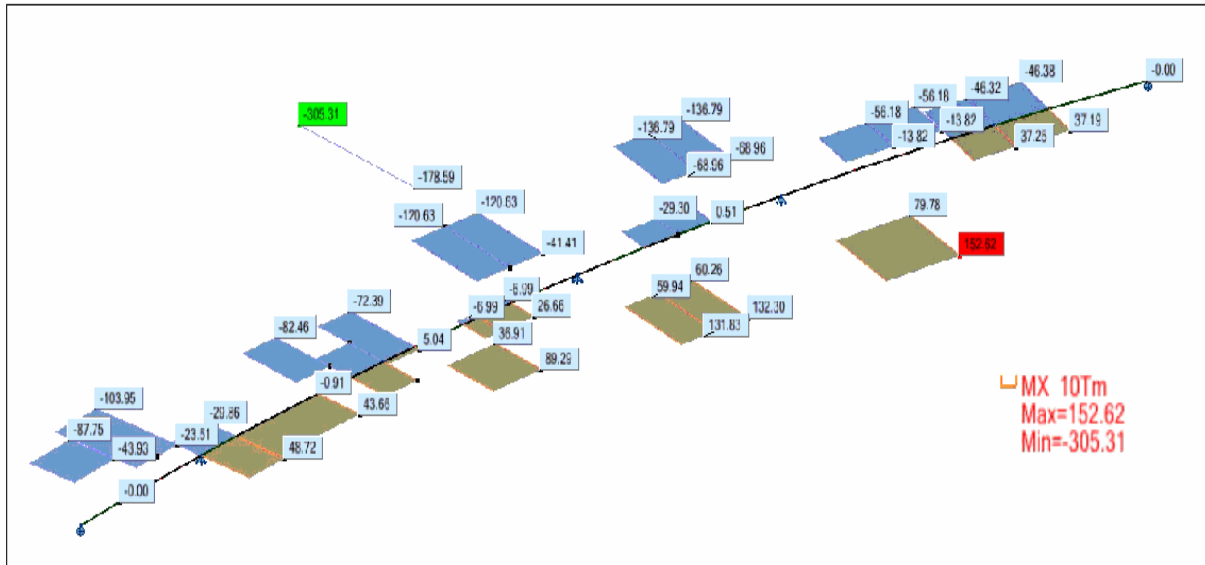


Fig.VII.11. Diagramme des moments de torsion sous combinaison défavorable (Comb ELU D).

Chapitre

VIII

ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le béton précontraint est un matériau qui est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaissent dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que la fissuration, corrosion de aciers ...etc.

La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes par pré-tension ou par post-tension des armatures.

1 La précontrainte par pré-tension est réalisée par des armatures tendues avant bétonnage sur des bancs de traction fixes.

2 La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures mises en tension par appui sur le béton suffisamment durci de l'ouvrage, et munies d'organes d'ancrages à leurs extrémités.

Pour notre cas, on utilise le procédé de précontrainte par post-tension, parmi ces procédés les plus utilisés actuellement on peut citer :

- 1 FREYSSINET INTERNATIONAL
- 2 DYWIDAG
- 3 COIGNET
- 4 BBR-B « Boussiron »

Le procédé utilisé pour notre projet est le procédé de Dywidag.

VIII.1.DESCRPTION DU PROCEDE DYWIDAG

Le procédé de précontrainte DYWIDAG est un procédé allemand par post-tension.

La conception du procédé permet de confectionner les éléments de précontrainte, en usine, sur le chantier, ou au sein même de l'ouvrage.

Toutes les unités sont réalisées selon le même principe, pourvues d'ancrages d'un seul coté ou des deux côtés, elles peuvent être mises en tension d'un seul côté ou des deux côtés.

L'ancrage actif comprend le corps d'ancrage et le disque d'ancrage ou des plaques d'ancrages.

Les torons sont ancrés dans les trous coniques du disque d'ancrage au moyen de clavette en trois pièces striées sur leur face intérieure.

Le coupleur composé du corps d'ancrage proprement dit, et de l'élément de couplage, permet de prolonger facilement toute unité déjà mise en tension.

Le raccordement sur la longueur libre peut être effectué, toron par toron, au moyen des coupleurs mono torons.

Les conduits utilisés sont des gaines soudées longitudinalement ou des gaines à enroulement hélicoïdal d'une épaisseur minimum de 0.25 mm. Des tubes de renfort récupérables peuvent être utilisés pour rigidifier les gaines vides lors du bétonnage.

La gaine est raccordée à l'ancrage ou au coupleur par l'intermédiaire d'une trompette conique emboîtée, ce qui permet d'obtenir des conditions idéales d'injection. Afin d'éviter les moments parasites dus à l'épanouissement des torons dans l'ancrage. On place un écarteur en matière plastique qui assure le parallélisme de ces derniers. Grâce à ce renvoi souple et au choix judicieux des clavettes, on obtient des valeurs de résistance très élevées dans la zone d'ancrage, tant du point de vue statique que du point de vue dynamique.

Le montage, la pose, la mise en tension et l'injection se déroulent toujours selon les mêmes règles, tous les éléments de précontrainte étant conçus selon les mêmes principes.

Les câbles sont généralement livrés en couronnes déroulables de l'intérieur.

Pour ce procédé, on utilise en règle générale des torons d'un diamètre nominal de 15,2mm, désignées par T15 de qualité A1770. Les torons sont formés de 7 fils lisses, étirés à froid.

VIII.2.CONCEPTION DU CABLAGE DE PRECONTRAINTE :

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

Les sections du tablier étant soumises pendant les phases de poussage à des efforts alternés, et le tablier réalisé par tronçons successifs, cela conduit à une précontrainte spécifique, appelée couramment *précontrainte de poussage*. Dans certains cas, une partie de cette précontrainte est provisoire, les câbles correspondants étant détendus en fin de poussage.

Une fois le tablier amené à sa position finale, la précontrainte de poussage est complétée pour permettre à la structure de reprendre les efforts de superstructures et de surcharges. Cette deuxième précontrainte est appelée *précontrainte de continuité*.

VIII.2.1.Précontrainte de poussage :

La précontrainte de poussage est mise en œuvre au fur et à mesure de la construction des différents tronçons. Elle est dimensionnée pour reprendre les efforts dus :

- Au poids propre du tablier : efforts alternés du fait que chaque section passe alternativement en travée et sur appui ;
- Au gradient thermique de construction ;
- Et aux dénivellations d'appui.

Chaque section étant soumise successivement à des efforts alternés, la précontrainte de poussage doit présenter une résultante aussi proche que possible de la fibre moyenne du tablier (précontrainte dite « centrée »).

L'obtention d'une précontrainte centrée peut se faire soit à l'aide d'un câblage rectilignes, soit à l'aide d'un câblage antagoniste. Dans notre cas, nous choisirons le câblage rectiligne.

VIII.2.1.1. Câblage rectiligne :

Ce câblage est constitué de câbles droits situés dans les hourdis supérieur et inférieur, à l'intérieur du béton ; il comporte parfois des câbles extérieurs tendus d'entretoise à entretoise.

Une partie des câbles utilisés en phase de poussage ayant un effet peu favorable, ou défavorable, pour la tenue de l'ouvrage en phase définitive, il peut être intéressant de les détendre, voire les récupérer ; d'où les deux familles de câbles rectilignes :

- Les câbles provisoires qui sont détendus en fin de poussage lorsque le tablier a atteint sa position finale ; ces câbles sont en général des câbles supérieurs en travée et inférieurs sur appui ;
- Les câbles définitifs qui sont laissés en place pour participer à la résistance du tablier en phase finale.

Le schéma de câblage dépend de la façon dont le tablier est découpé en tronçons puis poussé. Dans notre cas, l'ouvrage est poussé par demi-travée, les reprises de bétonnage sont situées au voisinage des points de moment nul des travées définitives

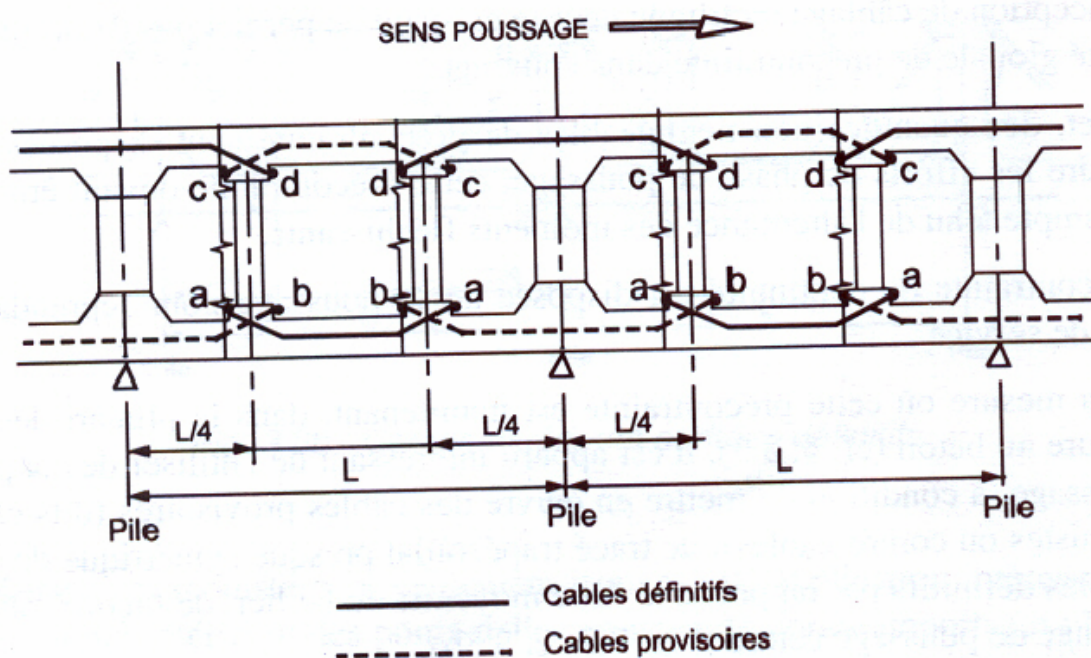


Fig.VIII.1.Disposition des câbles de poussage

VIII.2.1.2. Mise en continuité de la précontrainte de poussage :

Les câbles de poussage étant mis en place et tendus sur l'aire de préfabrication au fur et à mesure de l'exécution du tablier, il y a lieu d'assurer la continuité de la précontrainte dans les sections de joint. La continuité des câbles est assurée par leur croisement sur des bossages doubles. Pour les ouvrages réalisés par demi-travée, les bossages supérieurs et inférieurs sont situés au voisinage des reprises de bétonnage, soit sensiblement aux points de moments nuls des travées définitives.

VIII.2.1.3. Détermination du tracé des câbles :

Les câbles de précontrainte de poussage sont disposés dans le hourdis supérieur et inférieur suivant un tracé rectiligne en élévation, juste à la section d'ancrage (déviateur), le câble descend dans les bossages doubles pour l'ancrage suivant une légère courbure.

Pour cela, il faut fixer les distances d'enrobage minimales qu'il faut respecter pendant la construction, du point de flèche maximale et sur les appuis intermédiaires.

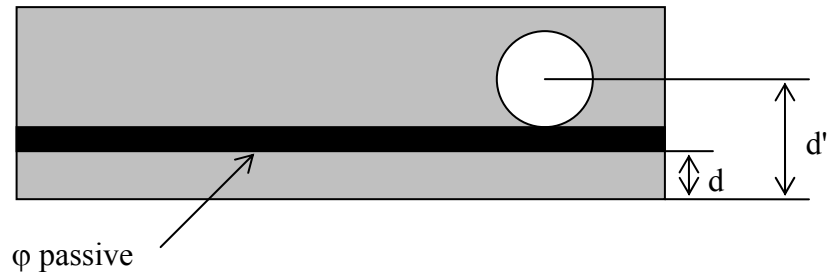


Fig.VIII.2.Enrobage des aciers actifs

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

Avec $d = \max [0,5 (\varphi) \text{ gaine}; 4 \text{ cm}]$

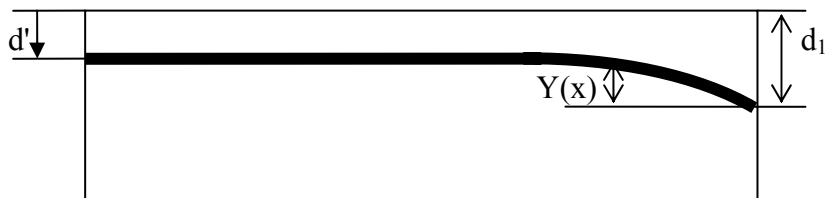
On a choisi des 12 T 15 soit $\varphi \text{ gaine} = 8,8 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow d = 4,4 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{1}{2} \times 8,4 + 4,4 + 2,5 = 11,3 \text{ cm}$$

On prendra un enrobage $d'=12 \text{ cm}$.

Tracé des câbles :



FigVIII.3.Tracé d'un câble en élévation

L'équation de la courbe est de la forme :

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

L'équation du rayon de courbure a pour expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d')} \geq 6m \quad (R_{\min} = 6m \text{ rayon de courbure minimal d'un câble 12T15})$$

La tangente au point d'ancrage est la suivante :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_y}{d_x} = \frac{2(d_1 - d')}{l^2} x \quad \alpha = \operatorname{Arctg} \left[\frac{2(d - d')}{l^2} x \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d' = 0,12m \\ d = 0,4m \\ y = 0,28m \end{array} \right.$$

On a alors : $R(x) \geq 6$ ce qui donne :

$$x \geq \sqrt{12(d_1 - d')} = 1,83m$$

On prendra alors $x = 1,85m$

$$\text{Et} \quad \alpha = \operatorname{Arctg} \left[\frac{2(0,4 - 0,12)}{1,85^2} 1,85 \right]$$

$$\alpha = 16,84^\circ$$

VIII.2.1.4. Calcul du nombre de câbles :

Les câbles de précontrainte sont calculés pour les différentes phases d'avancement du tablier, et on prendra le cas le plus défavorable.

Les câbles étant rectilignes et placés dans le hourdis supérieur et inférieur, pour reprendre les moments négatifs sur appuis et positifs en travées, on distinguera deux familles de câble : Câbles supérieurs et câbles inférieurs.

Trois classes de précontrainte sont déterminées selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel l'ouvrage est exposé. Pour notre ouvrage, on travail en classe I où la section de béton est entièrement comprimée en tout point de la section.

Au stade de la justification, on aura :

Aux appuis :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v}{I} - \frac{M_t v}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v}{I}}$$

En travée :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_i v'}{I} - \frac{M_t v'}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i v'}{I}}$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure v= 1,351m

v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure v'=2,149m

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

S : section droite du voussoir.

e_s : l'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité.

$$e_s = v - d' = 1,351 - 0,12 = 1,231 \text{ m}$$

e_s : l'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité

$$e_i = v' - d' = 2,149 - 0,12 = 2,029$$

M_t : moment fléchissant total agissant sur la section.

$$M_t = M_G + M_D + M_{\Delta T}$$

Avec :

M_G : Moment dû au poids propre.

M_D : Moment dû aux dénivellations d'appuis.

M_{ΔT} : Moment dû au gradient thermique.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_d}$$

Avec :

P_d : précontrainte de dimensionnement.

$$f_{pr_g} = 3148 \text{ KN}$$

$$f_{pe_g} = 2796 \text{ KN}$$

$$P_0 = \min(0,8 f_{pr_g} ; 0,9 f_{pe_g})$$

$$P_0 = \min(2518,4 ; 2516,4)$$

$$P_0 = 2516,4 \text{ KN} = 251,64 \text{ t}$$

Les pertes sont estimées à 25%

$$P_d = P_0 - \Delta P = 0,75 P_0$$

$$P_d = 2516,4 \times 0,75$$

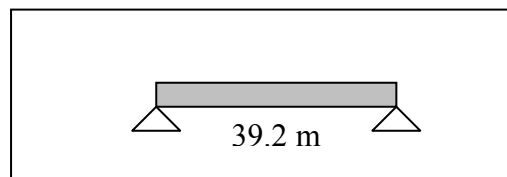
$$P_d = 188,73 \text{ t.}$$

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

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,7 \text{ MPa}$$

Calcul des câbles :

1^{ier} cas : travée de rive



Sur appui :

$$M_t = 2854,8 + 327,71 = 3182,5 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1218,8975 \text{ t}$$

$$N \geq 6,45 \text{ on prendra : } N = 8 \text{ câbles}$$

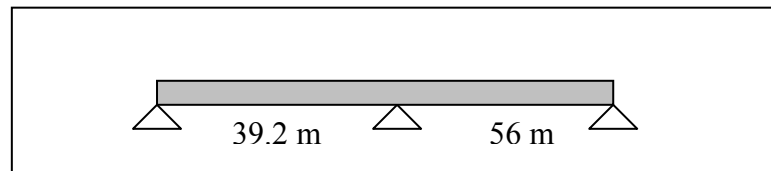
En travée :

$$M_t = 1184,53 + 327,7 + 49 = 1561,23 \text{ t.m}$$

$$P \geq 533,94 \text{ t}$$

$$N \geq 2,83 \text{ on prendra : } N = 4 \text{ câbles}$$

2^{eme} cas :



Sur appui :

$$M_t = 3826,1 + 77,3 + 327,7 = 6230,9 \text{ t.m}$$

$$P \geq 2386,4 \text{ t}$$

$$N \geq 12,64 \text{ on prendra : } N = 14 \text{ câbles}$$

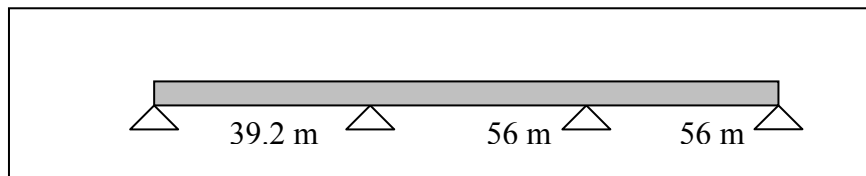
En travée :

$$M_t = 3512,63 + 327,7 + 49 = 3889,33 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1330,15 \text{ t}$$

$N \geq 7,04$ on prendra : $N=8$ câbles

3^{ème} cas :



Sur appui :

$$M_t = 5836,42 + 160,9 + 327,7 = 6324,6 \text{ t.m}$$

$$P \geq 2422,322 \text{ t}$$

$N \geq 12,83$ on prendra : $N=14$ câbles

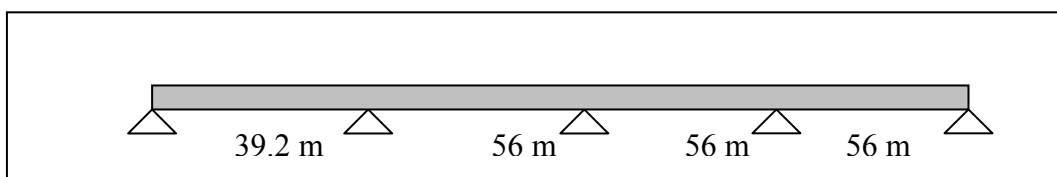
En travée :

$$M_t = 3510,08 + 327,7 + 49 = 3886,78 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1329,28 \text{ t}$$

$N \geq 7,05$ on prendra : $N=8$ câbles

4^{ème} cas :



Sur appui :

$$M_t = 5836,2 + 160,9 + 327,7 = 6325,1 \text{ t.m}$$

$$P \geq 2422,51 \text{ t}$$

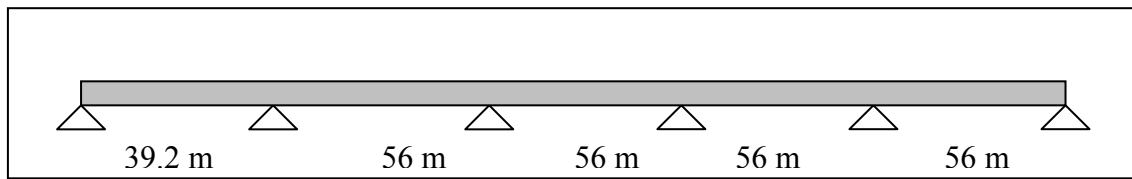
$N \geq 12,835$ on prendra : $N=14$ câbles

En travée :

$$M_t = 3510,02 + 327,7 + 49 = 3886,72 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1329,26 \text{ t}$$

$N \geq 7,05$ on prendra : $N=8$ câbles

5^{ème} cas

Sur appui :

$$M_t = 5826,32 + 160,9 + 327,7 = 6315,22 \text{ t.m}$$

$$P \geq 2418,72 \text{ t}$$

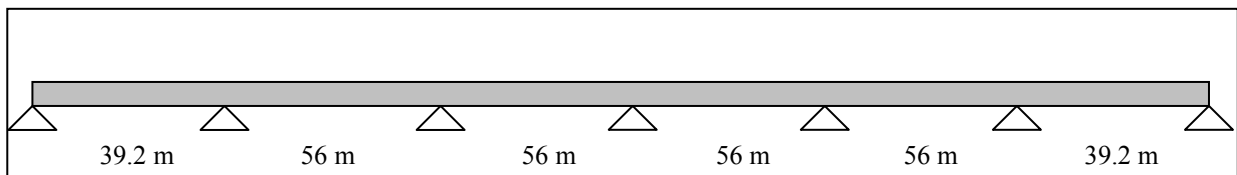
$$N \geq 12,816 \text{ on prendra : } N = 14 \text{ câbles}$$

En travée :

$$M_t = 3510,04 + 327,7 + 49 = 3886,74 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1329,26 \text{ t}$$

$$N \geq 7,05 \text{ on prendra : } N = 8 \text{ câbles}$$

6^{ème} cas :

Sur appui :

$$M_t = 4692,39 + 248,06 + 327,7 = 5286,15 \text{ t.m} \quad (\text{l'effet de la dénivellation d'appui est dû au levage du tablier pour mettre les appareils d'appuis définitifs}).$$

$$P \geq 2022,6 \text{ t}$$

$$N \geq 10,514 \text{ on prendra : } N = 12 \text{ câbles}$$

En travée :

$$M_t = 2692 + 327,7 + 49 = 3068,7 \text{ t.m}$$

$$P \geq 1049,5 \text{ t}$$

$$N \geq 5,56 \text{ on prendra : } N = 8 \text{ câbles}$$

VIII.2.1.5. Conclusion :

Le câblage de la précontrainte de poussage sera répartie comme suit :

14 câbles 12T15 droits logés dans le hourdis supérieur (7 câbles de chaque cotés des âmes) tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

8 câbles 12T15 droits logés dans le hourdis inférieur (4 câbles de chaque cotés des âmes) tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

VIII.2.2. Câblage de continuité :

En fin de construction, la précontrainte de poussage, à l'exception des câbles rectilignes provisoires, est complétée par des câbles supplémentaires dits de continuité, de façon à être en mesure de résister à l'ensemble des charges appliquées en service.

Ce câblage de continuité est semblable à celui des ponts coulés sur cintre. Il est constitué soit de câbles ondulés disposés dans les âmes (câblage intérieur), soit de câbles de tracé trapézoïdal (câblage extérieur), ancrés dans les entretoises d'appuis.

Dans les deux cas, ces câbles, outre leur rôle en flexion longitudinale, participent à la reprise de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Dans notre cas, nous allons utiliser une précontrainte extérieure avec un tracé trapézoïdal, déviée au quart de travée.

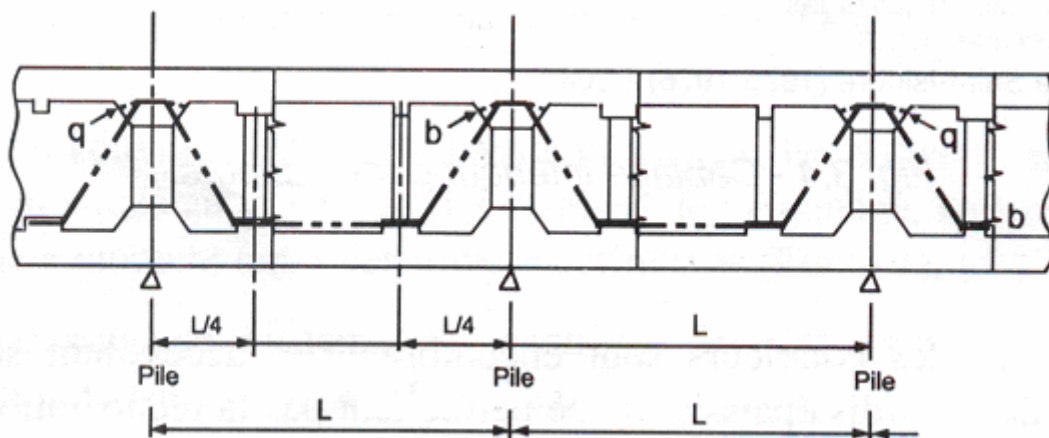


Fig.VIII.4. Câblage de continuité extérieur au béton

VIII.2.2.1. Avantage de la précontrainte extérieure :

Les avantages principaux de ce procédé sont :

- la diminution de l'épaisseur des âmes principalement dans le cas d'une précontrainte totalement extérieure, la largeur nette étant alors égale à la largeur brute ;
- la possibilité de changer des câbles défectueux ou d'ajouter des câbles de renforts ;
- la facilité de mise en œuvre après bétonnage ;

- la faible valeur des coefficients de frottement

Torons graissés protégés : $f = 0,05$ et $\varphi = 0,001$ m,

Précontrainte extérieure : $f = 0$ et $\varphi = 0$ en ligne droite

$f = 0,20$ et $\varphi = 0$ pour une déviation dans un tube en acier

$f = 0,12$ et $\varphi = 0$ pour une déviation dans un tube en

PEHD (Polyéthylène à Haute Densité).

VIII.2.2.2. Etude du tracé des câbles :

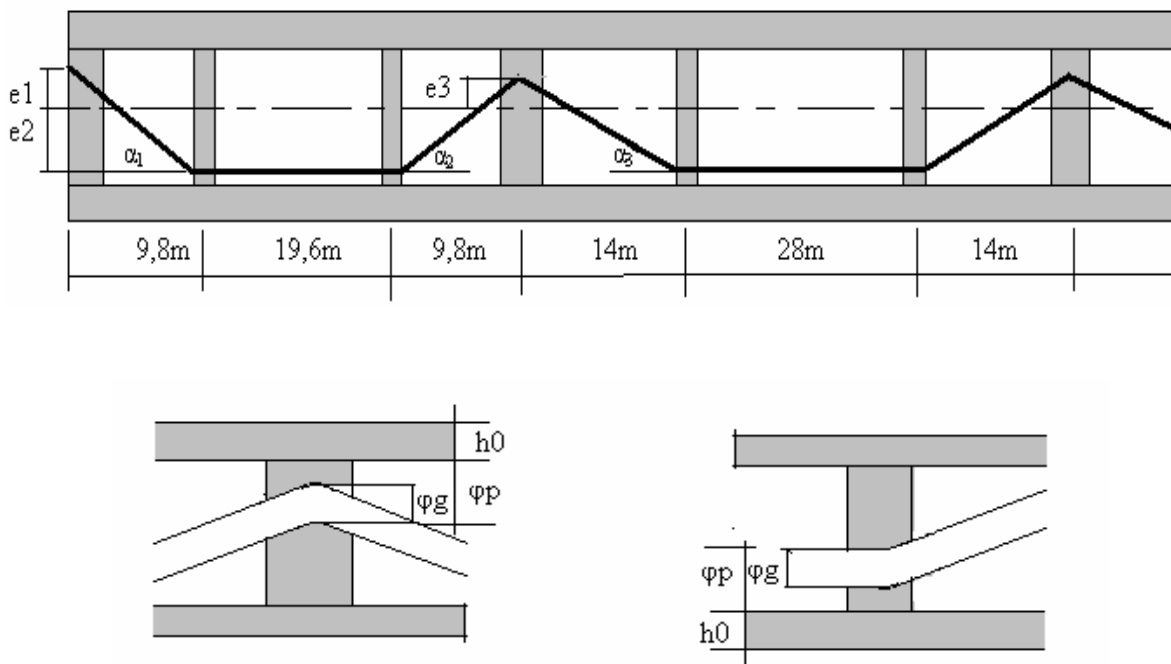


Fig.VIII.5.tracé des câbles.

Calcul des excentricités :

$$e_1 < \rho v = \frac{I}{Sv'} = 0,89\text{m} \text{ on prendra } e_1 = 89 \text{ cm}$$

$$e_2 = v' - h_0 - \varphi_p - \varphi_g/2 = 2,149 - 0,25 - 0,2 + 8,8/2 = 1,743\text{m} \text{ on prendra } e_2 = 1,75 \text{ m}$$

$$e_3 = v - h_0 - \varphi_p - \varphi_g/2 = 1,195 - 0,22 - 0,2 + 8,8/2 = 0,815\text{m} \text{ on prendra } e_3 = 82 \text{ cm}$$

Calcul des angles de déviation :

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{e_1 + e_2}{9,8} = \frac{0,89 + 1,75}{9,8} = 0,27 \quad \alpha_1 = 15,13^\circ$$

$$\text{Tg } \alpha_2 = \frac{e_1 + e_3}{9,8} = \frac{0,82 + 1,75}{9,8} = 0,262 \quad \alpha_2 = 14,69^\circ$$

$$\text{Tg } \alpha_3 = \frac{e_1 + e_3}{9,8} = \frac{0,82 + 1,75}{14} = 0,1836 \quad \alpha_3 = 10,4^\circ$$

VIII.2.2.3.Effet de la précontrainte sur la structure :**VIII.2.2.3.1.Principe de calcul :**

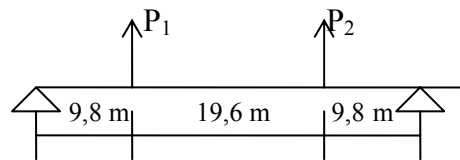
Si l'on considère l'action de la précontrainte comme une charge extérieure on a :

- Un effort concentré à chaque déviation de câble ;
- Un effort concentré et un moment à chaque ancrage.

Travée de rive :

L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_1 = P \sin \alpha_1$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_2 = P \sin \alpha_2$ à l'abscisse $3L/4$



Travée de rive. Action de la précontrainte

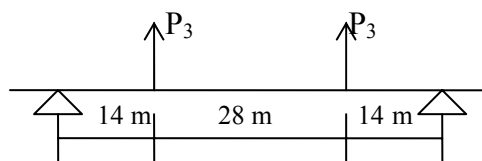
$$P_1 = P \sin 15,13 = 0,261P$$

$$P_2 = P \sin 14,69 = 0,254P$$

Travée intermédiaire :

L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $L/4$ et $3L/4$



Travée intermédiaire. Action de la précontrainte

$$P_3 = P \sin 10,4 = 0,1805P$$

Le calcul de l'action de la précontrainte sur une poutre continue se réduit à un calcul de la poutre sous l'action des charges concentrées définies ci-dessus.

VIII.2.3.3.2. Calcul des moments de précontrainte :

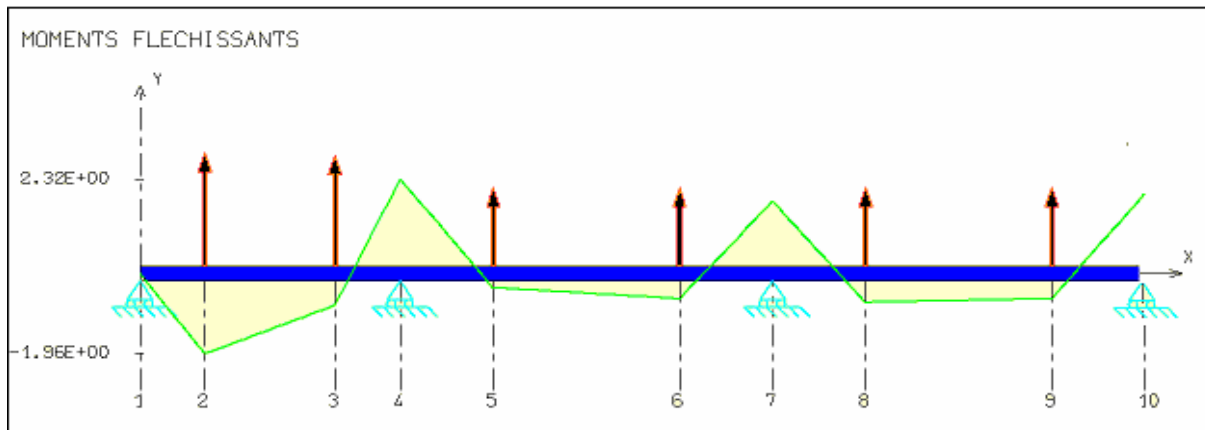


Fig.VIII.6. Diagramme des moments fléchissant de précontrainte.

Abscisse x (m)	0	9.8	29.4	39.2	53.2	81.2	95.2	109.2	137.2	151.2
Moment (t.m)	0	-1.96P	-0.767P	2.317P	-0.358P	-0.616P	1.775P	-0.7P	-0.7P	1.995P

Valeur des moments de précontrainte.

VIII.2.3.4. Calcul du nombre de câbles :

Au stade de la justification, on aura :

Au appuis :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v}{I} - \frac{M_t v}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v}{I}}$$

En travée :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_i v'}{I} - \frac{M_t v'}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i v'}{I}}$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieur v= 1,351m

v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieur v'=2,149m

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

S : section droite du voussoir.

e_s : l'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité.

$$e_s = e_3 = 0,82 \text{ m}$$

e_i : l'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité

$$e_i = e_2 = 1,75 \text{ m}$$

M_t : moment fléchissant total agissant sur la section.

$$M_t = M_{\max} - M_{tp} + M_{hyp}$$

Avec :

M_{\max} : Moment maximal en phase de service.

M_{tp} : Moment maximal total en phase de poussage.

M_{hyp} : Moment hyperstatique de précontrainte.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_d}$$

Sur appui :

$$M_t = 5249,19 - 1,775P \text{ t.m}$$

$$P \geq 1307,99 \text{ t}$$

$$N \geq 6,93 \text{ on prendra : } N=8 \text{ câbles}$$

En travée :

$$M_t = 2538,86 - 0,358P \text{ t.m}$$

$$P \geq 709,17 \text{ t}$$

$$N \geq 3,76 \text{ on prendra : } N=4 \text{ câbles}$$

VIII.2.3.5 Conclusion :

Les câbles de précontrainte de l'ouvrage seront répartis comme suit :

Quatorze câbles 12T15 droits logés dans le hourdis supérieur (sept câbles de chaque côté des âmes) tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

Huit câbles 12T15 droits logés dans le hourdis inférieur (quatre câbles de chaque côté des âmes) tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

Huit câbles 12T15 extérieurs au béton, de tracé trapézoïdal (4 câbles de chaque côté des âmes), tendus d'entretoise à entretoise et règnent sur deux travées (l'ancrage des câbles se fait toutes les deux travées).

VIII.3.CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE:

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercé par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiale et finale de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

Les pertes instantanées :

- Perte par frottement.
- Perte par recul d'ancrage.
- Perte due au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées :

- Perte due au retrait du béton.
- Perte due au fluage.
- Perte due à la relaxation des aciers.

VIII.3.1.Calcul des pertes dans les câbles de continuité :

Dans la phase de service on calcule les pertes dans les câbles extérieurs :

Huit câbles 12T15 de tracé trapézoïdal, tendus d'entretoise à entretoise et régnant sur deux travées (l'ancrage des câbles se fait toutes les deux travées).

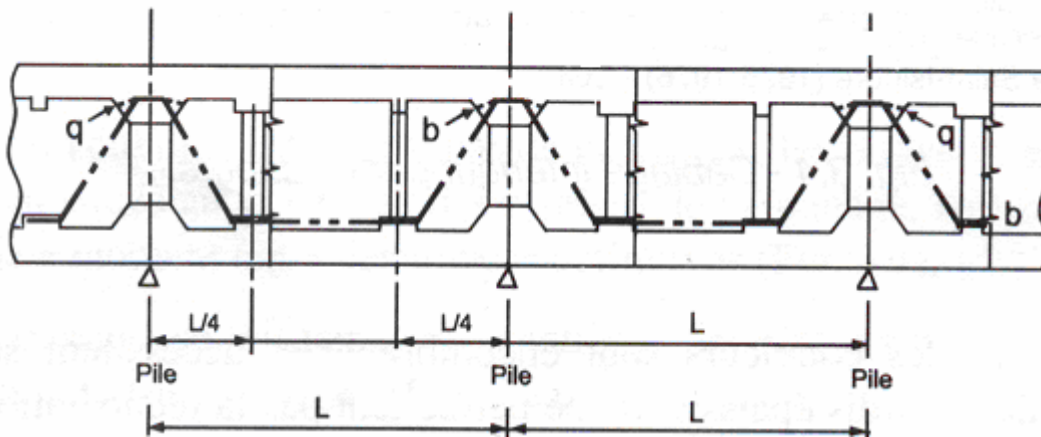


Fig.VIII.7.Câblage de continuité extérieur au béton

VIII.3.1.1 Calcul des pertes instantanées :**VIII.3.1.1.1 Pertes Par Frottement [3] :**

Les pertes par frottement sont provoquées par frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduit aux câbles, lors de la mise en tension (force s'opposé au mouvement).

On distingue les pertes par frottement en courbe et en ligne droite.

Pour obtenir une tension donnée dans un point du câble il faut réaliser à l'ancrage une tension de valeur supérieure.

Après mise en tension du précontrainte P_0

$$P = P_0 \times e^{(-f\alpha - \varphi l)}$$

α : la variation d'angle entre deux points où on calcule les pertes (en rad)

l : la distance du point d'application de p_0 au point où s'exerce P

f : Coefficient de frottement du câble

φ : Perte relative de tension par mètre

$$\Delta F_p = P_0 (1 - e^{(-f\alpha - \varphi l)})$$

$P_0 = 251.6t$

Pour la précontrainte extérieure avec déviation dans un tube en acier :

$f = 0.2$

$\varphi = 0$

Les pertes par frottement seront déterminées

La section	X(m)	α (rad)	$f\alpha$	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	0.264	0.050	12.62	5
Déviateur1	9.8	0.264	0.050	12.62	5
Déviateur2	29.4	0.256	0.048	12.24	4.87
Appui 1	39.2	0.256	0.048	12.24	4.87
Déviateur1	53.2	0.181	0.034	8.68	3.45
Déviateur2	81.2	0.181	0.034	8.68	3.45
Appui 2	95.2	0.181	0.034	8.68	3.45
Déviateur1	109.2	0.181	0.034	8.68	3.45
Déviateur2	137.2	0.181	0.034	8.68	3.45
Appui 3	151.2	0.181	0.034	8.68	3.45

Tab.VIII.1. Tableau représentant les pertes Par Frottement

VIII.3.1.1.2. Pertes par recul d'ancrage [3] :

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage, elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature étant constitué, la tension du vérin est relâchée.

En général, la perte par recul d'ancrage n'affecte qu'une faible partie des l'armatures de précontrainte, car le mouvement des rentrées vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais au sens inverse. Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance X de celui-ci en un point D à partir du quelle la tension demeure inchangée.

Soit « g » l'intensité du recul d'ancrage, en une longueur x , on peut admettre que les diagrammes des tensions avant et après recul d'ancrage sont rectilignes et symétriques par rapport à la droite F_x

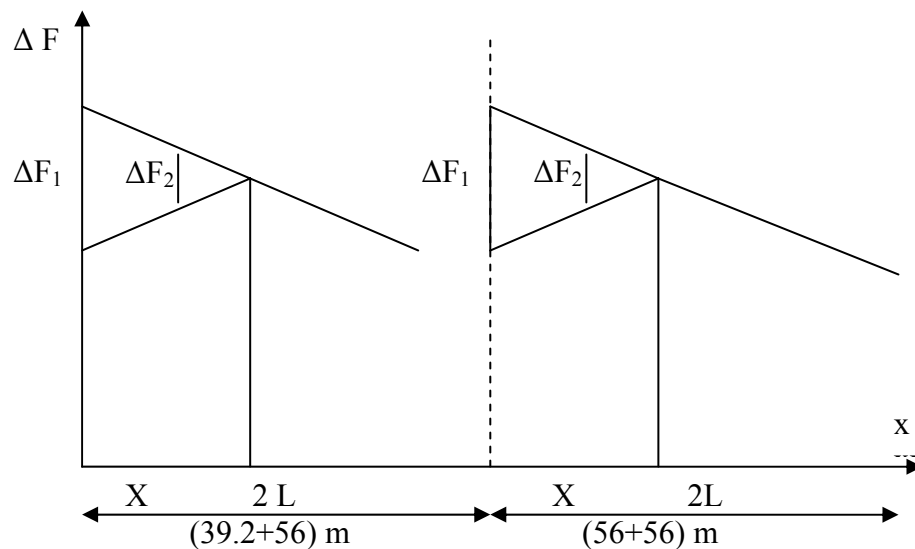


Fig.VIII.8. Action de glissement à l'ancrage

Si ΔF est la perte due au recul d'ancrage, on peut écrire :

$$\Delta F = P_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \times X \text{ et}$$

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

g : l'intensité de recul d'ancrage est de 7 mm
 E_a : Module d'élasticité de l'acier=190000MPa
 σ_{p0} : Contrainte à l'ancrage
 L : longueur totale du câble
 $\varphi = 0$

$$\frac{\alpha}{L} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3}{L} = \frac{0.264 + 0.256 + 0.181}{39.2} = 17.88 \times 10^{-3} \text{ rad / ml}$$

$$X = \sqrt{\frac{7 \times 10^{-3} \times 190000}{0.2 \times 17.88 \times 10^{-3} \times 1585}} = 15,71\text{m} \quad \mathbf{X = 15,71m}$$

$$\Delta F_1 = 251.6(3.4 \times 10^{-3})15.7 = \mathbf{13.48}$$

Calcul de perte dans le 1^{er} déviateur $x=9,8\text{m}$

$$\Delta F_2 = \frac{\Delta F_1}{X} (X - 9.8) = \frac{13.48}{15.71} (15.71 - 9.8) = \mathbf{5,21}$$

Calcul des pertes de la deuxième partie du câble, a partir de $x=95,2\text{m}$

$$\frac{\alpha}{L} = \frac{3\alpha_3}{L} = \frac{3 \times 0.181}{56} = 9.7 \times 10^{-3} \text{ rad / ml}$$

$$X = \sqrt{\frac{7 \times 10^{-3} \times 190000}{0.2 \times 9.7 \times 10^{-3} \times 1585}} = \mathbf{21.33} \quad \mathbf{X=21.33\text{m}}$$

$$\Delta F_1 = 251.6(1.843 \times 10^{-3})21.33 = \mathbf{9.9\text{T}}$$

Calcul de perte dans le 1^{er} déviateur $x=95.2\text{m}$

$$\Delta F_2 = \frac{\Delta F_1}{X} (X - 14) = \frac{9.9}{21.33} (21.33 - 14) = \mathbf{3.4\text{T}}$$

La section	X(m)	ΔF (T)	ΔF/P ₀ (%)
A l'about	0	14.8	5.34
Déviateur1	9.8	5.21	2.07
Déviateur2	29.4	00	0
Appui 1	39.2	00	0
Déviateur1	53.2	00	0
Déviateur2	81.2	00	0
Appui 2	95.2	9.9	3,9
Déviateur1	109.2	3.4	1.35
Déviateur2	137.2	00	0
Appui 3	151.2	00	0

Tab.VIII.2. Tableau représentant les pertes par recul d'ancrage

VIII.3.1.1.3. Pertes par raccourcissement du béton [3] :

Lorsque dans un même élément, plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la i^{eme} armature provoque un raccourcissement du béton au droit de $(i-1)^{\text{eme}}$ armatures tendues, et par conséquent une diminution de leur force de traction.

Il est à noter qu'avant de tirer les câbles, il faut s'assurer que le béton est assez résistant

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

$$f_{ct} = \frac{t \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83t)} \quad \text{à } t=14\text{j} \quad f_{c14} = 29,91 \text{ MPa}$$

$$E_{bt} = 11000 \sqrt[3]{f_{ct}} \quad \text{à } t=14\text{j} \quad E_{b14} = 34147 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{\text{rac}} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{b0}}{E_{bt}} \times \frac{E_p \times A_p}{1}$$

E_p : Module d'élasticité d'acier

E_{bt} : Module de déformation longitudinale du béton à l'âge t

n : Nombre de câbles

σ_{b0} : Contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité (C.D.G) des câbles dans les sections considérées

Sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte.

$$\sigma_{b0} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

$$\text{Avec } P = nP_0(1 - \Delta F_f - \Delta F_{en})$$

P_0 : Force initiale de précontrainte.

S : Aire du voussoir.

e : Excentricité des câbles

M : Moment dû au poids propre

I : Moment d'inertie de la section par rapport au C.D.G du voussoir

$n = 8$ câbles

$P_0 = 2516 \text{ KN}$

$S = 6.56 \text{ m}^2$

$I = 12.57 \text{ m}^4$

La section	X(m)	M(KN.m)	e(m)	σ_{b0} (MPa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	0	0.90	18.63	7.19	2.86
Déviateur1	9.8	10012	1.75	6.83	2.64	1.05
Déviateur2	29.4	1689	1.75	4.27	1.65	0.65
Appui 1	39.2	50097	0.82	5.43	2.01	0.83
Déviateur1	53.2	2500	1.75	4.44	1.71	0.68
Déviateur2	81.2	3005	1.75	4.39	1.70	0.67
Appui 2	95.2	54600	0.82	5.31	2.05	0.80
Déviateur1	109.2	1700	1.75	4.26	1.64	0.65
Déviateur2	137.2	2300	1.75	4.49	1.73	0.69
Appui 3	151.2	31012	0.82	5.63	2.17	0.86

Tab.VIII.3 Tableau des Pertes par raccourcissement du béton en différentes sections

Désignation section	Perte par frottement (%)	Perte par glissement (%)	Perte par (%) raccourcissement	Perte instantanée totale (%)
A l'about	5	5.34	2.86	13.2
Déviateur1	5	2.07	1.05	8.12
Déviateur2	4.87	0	0.65	5.52
Appui 1	4.87	0	0.83	5.7
Déviateur1	3.45	0	0.68	4.13
Déviateur2	3.45	0	0.67	4.12
Appui 2	3.45	3.9	0.80	8.15
Déviateur1	3.45	1.35	0.65	5.45
Déviateur2	3.45	0	0.69	4.14
Appui 3	3.45	0	0.86	4.31

Tab.VIII.4 Tableau récapitulatif des pertes instantanées

VIII.3.1.2.Pertes de tension différées :

VIII.3.1.2.1 Pertes de tension due au retrait du béton [3] :

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. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta F_{rat} = \epsilon_r \times E_p \times A_p$$

$$\epsilon_r = \epsilon_0 \times K_s (r(t) - r(t_0))$$

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte
 r (t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(t) = \frac{t}{t + 9R_m} \quad \text{Avec} \quad R_m = \frac{2B}{p}$$

B : est la section du voussoir
 p : le périmètre de la section

$$K_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s}$$

Avec : $\rho_s = \frac{A_s}{B}$ en général : $\rho_s = 0,5\% \Rightarrow K_s = 0,91$

$$\epsilon_0 = (100 - \rho_h) \times \left(6 + \frac{80}{100 + 3R_m}\right) 10^{-6}$$

Dans l'air on prend : $\rho_h = 70\%$;
 ρ_h : hydrométrie ambiante moyenne

$p = 25,74 \text{ m}$ et $B = 6,56 \text{ m}^2 \Rightarrow R_m = 51 \text{ cm}$

$$\epsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{80}{100 + 3 \times 51}\right) 10^{-6} = 1,9 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{à 14 jours} \Rightarrow \varepsilon_r = \varepsilon_0 \times K_s (r(t) - r(t_0)) = 0 \Rightarrow \Delta F_{\text{rat}} = 0$$

à 28 jours

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 51} = 0,057$$

$$\varepsilon_r = 1,89 \times 10^{-6} \times 0,91 \times (0,057 - 0) = 9,8 \times 10^{-6}$$

$$\Delta F_{\text{rat}} = 3,46T \Rightarrow \Delta F_{\text{rat}}/P_0 = 1,38 \%$$

$$\text{à } t \rightarrow \infty \quad r(t) = 1$$

$$\Delta F_{\text{rat}} = 6,07 \Rightarrow \Delta F_{\text{rat}}/P_0 = 2,41 \%$$

VIII.3.1.2.2. Pertes dues au fluage du béton [3] :

Le fluage du béton est la déformation sous la charge permanente occasionnant une perte de tension dans les câbles de précontrainte.

$$\Delta F_{\text{fl}} = \frac{\sigma_{b0} \times E_p \times A_p \times K_{fl} \times f(t - t_i)}{E_{bj}}$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t_0))$$

K_e : Coefficient représentant la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé lorsqu'il est chargé, il est égal à 0,4

K_c : Coefficient dépendant du durcissement du béton à l'âge de sa mise en charge donné par :

$$K_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2(100 - \rho_h)}{3(20 + R_m)}$$

$K(t_0)$: Coefficient dépendant de la mise en charge donnée par :

$$K(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}$$

t_0 : âge de béton, lors de mise en tension

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{R_m}}$$

la loi d'évolution du fluage

$$\text{on a : } E_{b28} = 35977,77 \text{ MPa} \quad ; \quad E_{b14} = 34147 \text{ MPa}$$

$$K_s = 0,91 \quad ; \quad K_e = 0,4 \quad (\text{voir Perte de tension due au retrait du béton})$$

$$K_c = \frac{120 - 70}{30} + \frac{2(100 - 70)}{3(20 + 51)} = 1,95$$

σ_{b0} : Contrainte probable du béton au niveau du C.D.G des câbles dans les sections considérées

Sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte. (Voir Perte par raccourcissement du béton)

Pertes entre 14 et 28 jours

D'où :

$$K_c = 1,95$$

$$K(14) = 0,88$$

$$K_{fl} = 1,92$$

$$f(28-14) = \frac{\sqrt{28-14}}{\sqrt{28-14} + 5\sqrt{51}} = 0.095$$

$$P = n \times P_0 (1 - \Delta P_{\text{instantané}})$$

$$M = M_G + M_{hp}$$

La section	X(m)	M _G + M _{hp}	M (KN.m)	P(KN)	σ _{b0} (Mpa)
A l'about	0	0	0	17473.5	3.80
Déviateur1	9.8	MG+1.962P	15498	18496.8	5.40
Déviateur2	29.4	MG+0.767P	3833.5	18929.7	7.05
Appui 1	39.2	MG+2.317P	56575	18983.7	0.59
Déviateur1	53.2	MG+0.358P	3501	19299.6	7.20
Déviateur2	81.2	MG+0.616P	4727	19299.6	7.05
Appui 2	95.2	MG+1.775P	59563	18490.5	0.32
Déviateur1	109.2	MG+0.700P	3657	19034.1	7.08
Déviateur2	137.2	MG+0.700P	4257	19299.6	7.08
Appui 3	151.2	MG+1.965P	36506	19263.6	2.83

Tab.VIII.5. Tableau représentant les contraintes au niveau du C. D. G

$$\Delta F = \frac{190000 \times 1764 \times 10^{-3} \times 1.92 \times 0.095}{35977.77} \sigma_{b0} = 1.7 \sigma_{b0(Mpa)}$$

La section	X(m)	σ _{b0} (Mpa)	ΔF (T)	ΔF/P ₀ (%)
A l'about	0	3.8	0.65	0.25
Déviateur1	9.8	5.40	0.918	0.36
Déviateur2	29.4	7.05	1.2	0.48
Appui 1	39.2	0.59	0.10	0.04
Déviateur1	53.2	7.20	1.20	0.48
Déviateur2	81.2	7.05	1.20	0.48
Appui 2	95.2	0.32	0.06	0.02
Déviateur1	109.2	7.08	1.20	0.48
Déviateur2	137.2	7.08	1.20	0.48
Appui 3	151.2	2.83	0.32	0.12

Tab.VIII.6. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (14-28j)

Pertes entre 28 jours et ∞

D'où :

$$K_c=1,95$$

$$K(28)=0,78$$

$$K_{fl}=1,75$$

$$f(\infty-28)=1-0,095=0,905$$

$$P = nP_0(1 - \Delta F_i - \Delta F_{fl14})$$

Pour calculer la perte due au fluage à l'infini, il faut prendre en compte les pertes totales à 28 jours :

$$\Delta F = \frac{190000 \times 1764 \times 10^{-3} \times 1.75 \times 0.905}{35977.77} \sigma_{b0} = 14.754 \sigma_{b0(Mpa)}$$

La section	X(m)	P(KN)	σ_{b0} (Mpa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	17350.6	3.8	5.55	2.21
Déviateur1	9.8	18432	5.35	7.90	3.14
Déviateur2	29.4	18959.4	7.02	10.35	4.12
Appui 1	39.2	18977.7	0.58	0.85	0.34
Déviateur1	53.2	19239.3	7.11	10.5	4.17
Déviateur2	81.2	19239.3	7.02	10.35	4.11
Appui 2	95.2	18488.4	0.30	0.31	0.18
Déviateur1	109.2	18973.8	7.29	10.75	4.28
Déviateur2	137.2	19239.3	6.93	10.25	4.06
Appui 3	151.2	19247.5	1.82	2.66	1.07

Tab.VIII.7. Tableau représentant les pertes dues au fluage du béton (28- ∞)**VIII.3.1.2.3. Pertes par relaxation des aciers [3]:**

$$\Delta \sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{Pr g}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x)$$

On distingue des aciers :

- A relaxation normale RN
- A très basse relaxation TBR

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000h exprimé % :

$\rho_{100} = 2,5$ % pour les aciers à très basse relaxation

$\rho_{100} = 0,8$ % pour les aciers à relaxation normale

μ_0 étant un coefficient pris égal à :

0,3 pour les armatures à relaxation normale

0,43 pour les armatures à très basse relaxation

0,35 pour les autres armatures

On prend $\mu_0 = 0,43$ et $\rho_{100} = 2,5$ % pour les aciers T.B.R

f_{prg} : contrainte de rupture garantie 1784 Mpa

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte totale instantanée au point x après perte de tension :

$$\sigma_{p1}(x) = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pi}(x)$$

$$\sigma_{pi}(x) = \frac{P_0(1 - \Delta F_i)}{A_p}$$

Avec :

$$P_0 = 2516 \text{KN}$$

$$A_p = 1764 \text{mm}^2$$

$$\Delta F_{rel} = \frac{6}{100} \rho 1000 \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{Pr g}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x) \times A_p$$

$$\Delta F_{rel} = \frac{6}{100} 2.5 \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{1784} - 0.43 \right) \sigma_{pi}(x) \times 1764 \times 10^{-3}$$

La section	X(m)	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	1238.22	11.12	4.44
Déviateur1	9.8	1310.67	13.40	5.32
Déviateur2	29.4	1347.78	14.60	5.8
Appui 1	39.2	1345.21	14.52	5.76
Déviateur1	53.2	1367.60	15.26	6.06
Déviateur2	81.2	1367.7	15.25	6.06
Appui 2	95.2	1310.26	16.08	6.39
Déviateur1	109.2	1348.78	14.64	5.81
Déviateur2	137.2	1367.5	15.26	6.06
Appui 3	151.2	1365.05	15.17	6.03

Tab.VIII.8. Tableau représentant les pertes par relaxation des aciers

Pertes de tension différées [3] :

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_{rat} + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta \sigma_{rel}$$

Désignation section	Perte par Retrait (%)	Perte par Fluage (%)	Perte par Relaxation (%)	Perte différée Total (%)
A l'about	2.41	2.21	4.44	8.32
Déviateur1	2.41	3.14	5.32	9.99
Déviateur2	2.41	4.12	5.8	11.36
Appui 1	2.41	0.34	5.76	7.55
Déviateur1	2.41	4.17	6.06	11.63
Déviateur2	2.41	4.11	6.06	11.57
Appui 2	2.41	0.18	6.39	7.91
Déviateur1	2.41	4.28	5.81	11.59
Déviateur2	2.41	4.06	6.60	11.97
Appui 3	2.41	1.07	6.03	8.51

Tab.VIII.9. Tableau représentant les pertes de tension différées

VIII.3.1.3. Calcul des pertes totales :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{instantanées}} + \Delta\sigma_{\text{différés}}$$

Désignation section	Perte instantanée (%)	Perte différée (%)	PERTE TOTAL (%)
A l'about	13.2	8.23	21.52
Déviateur1	8.12	9.99	18.01
Déviateur2	5.52	11.36	16.84
Appui 1	5.7	7.55	13.25
Déviateur1	4.13	11.63	15.76
Déviateur2	4.12	11.57	15.67
Appui 2	8.15	7.91	16.15
Déviateur1	5.45	11.59	16.98
Déviateur2	4.14	11.97	16.11
Appui 3	4.31	8.51	12.82

Tab.VIII.10. Tableau représentant les pertes totales dans les câbles de continuités

VIII.3.2. Calcul des pertes dans les câbles de poussage :

Dans la phase de poussage, on calcule les pertes dans les câbles intérieurs :

14 câbles 12T15 droits logés dans le hourdis supérieur tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

8 câbles 12T15 droits logés dans le hourdis inférieur tendus de déviateur à déviateur, et ancrés dans les bossages.

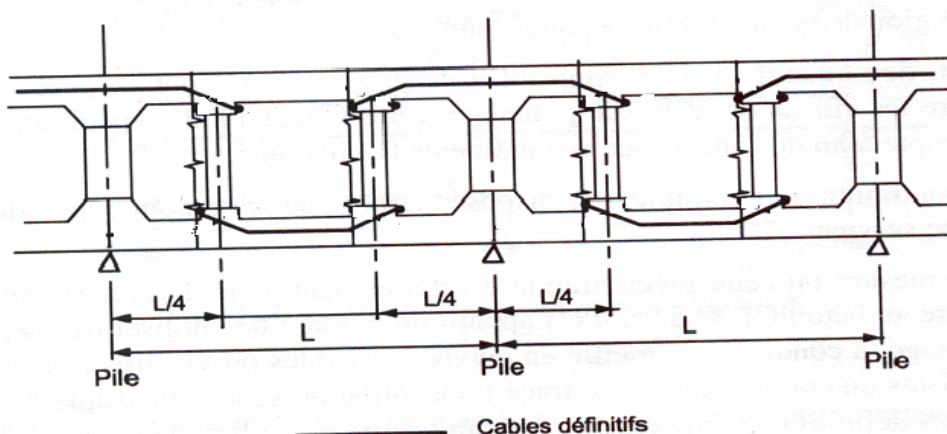


Fig.VIII.9. Disposition des câbles de poussage

VIII.3.2.1. Calcul des Les pertes instantanées :

VIII.3.2.1.1. Pertes Par Frottement [3] :

$$\Delta F_p = P_0 (1 - e^{(-f\alpha - \phi l)})$$

$P_0 = 251.6t$

$f = 0.19/\text{rad}$

$\phi = 0.0016/\text{m}$

$\alpha = 0.294\text{rad}$

Les pertes par frottement seront déterminées

La section	X(m)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	14.05	5.58
Déviateur1	9.8	14.05	5.58
Déviateur2	29.4	21.95	8.73
Appui 1	39.2	18	7.15
Déviateur1	53.2	14.05	5.58
Déviateur2	81.2	25.32	10.06
Appui 2	95.2	19.69	7.83
Déviateur1	109.2	14.05	5.58
Déviateur2	137.2	25.32	10.06
Appui 3	151.2	19.69	7.83

Tab.VIII.11. Tableau représentant les pertes par frottement

VIII.3.2.1.2. Pertes par recul d'ancrage [3] :

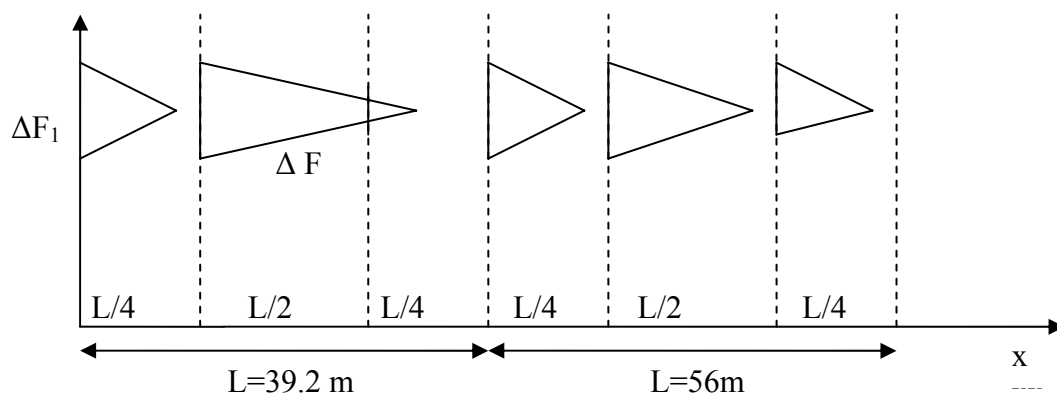


Fig.VIII.10. Action de glissement à l'ancrage

Si ΔF et la perte due au recul d'ancrage, on peut écrire :

$$\Delta F = P_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \times X \text{ et}$$

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{P_0 \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

g : l'intensité de recul d'ancrage est de 7 mm

E_a : Module d'élasticité de l'acier=190000MPa

P_0 : Contrainte à l'ancrage

L : longueur totale du câble

$$\varphi = 0.0016 / m$$

$$\frac{\alpha}{L} = \frac{0.294}{39.2} = 7.5 \times 10^{-3} \text{ rad / ml}$$

$$X = \sqrt{\frac{7 \times 10^{-3} \times 190000}{0.19 \times (7.5 \times 10^{-3} + 0.0016) \times 1585}} = 22.01$$

$$\mathbf{X = 22,01m}$$

$$\Delta F_1 = 251.6(3.025 \times 10^{-3})22.01 = \mathbf{16.77}$$

$$\Delta F(0) = \Delta F(Div1)$$

Calcul la perte dans le deuxième déviateur $x=29.4$

$$\Delta F_2 = \frac{\Delta F_1}{X} (X - 19.6) = \frac{16.77}{22.01} (22.01 - 19.6) = \mathbf{1.84}$$

La section	X(m)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	16.77	6.66
Déviateur1	9.8	16.77	6.66
Déviateur2	29.4	1.84	0.73
Appui 1	39.2	9.3	3.7
Déviateur1	53.2	16.77	6.66
Déviateur2	81.2	0	00
Appui 2	95.2	0	00
Déviateur1	109.2	16.77	6.66
Déviateur2	137.2	0	00
Appui 3	151.2	0	00

Tab.VIII.12. Tableau représentant les pertes par recul d'ancrage

VIII.3.2.1.3.Pertes par raccourcissement du béton [3] :

$$\text{Avec } P = nP_0(1 - \Delta F_f)$$

P_0 : Force initiale de précontrainte.

$n = 12$ câbles sur les appuis

$n = 8$ câbles sur les travées (Déviateur1 et 2)

La section	X(m)	M(KN.m)	e(m)	σ_{b0} (MPa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	0	1.231	7.92	3.56	1.42
Déviateur1	9.8	10012	2.029	8.82	3.79	1.51
Déviateur2	29.4	1689	2.029	8.9	3.82	1.52
Appui 1	39.2	50097	1.231	2.88	1.30	0.52
Déviateur1	53.2	2500	2.029	9.17	3.94	1.57
Déviateur2	81.2	3005	2.029	8.7	3.76	1.50
Appui 2	95.2	54600	1.231	2.39	1.08	0.43
Déviateur1	109.2	1700	2.029	9.21	3.95	1.57
Déviateur2	137.2	2300	2.029	8.74	3.75	1.5
Appui 3	151.2	31012	1.231	4.70	2.11	0.84

Tab.VIII.13. Tableau représentant les pertes par raccourcissement du béton en différant section

Désignation section	Perte par frottement (%)	Perte par glissement (%)	Perte par (%) raccourcissement	Perte instantanée totale (%)
A l'about	8.32	6.66	1.42	16.4
Déviateur1	9.99	6.66	1.51	18.16
Déviateur2	11.36	0.73	1.52	13.61
Appui 1	7.55	3.70	0.52	11.77
Déviateur1	11.63	6.66	1.57	19.86
Déviateur2	11.56	00	1.50	13.06
Appui 2	7.91	00	0.43	8.34
Déviateur1	11.59	6.66	1.57	19.82
Déviateur2	11.97	00	1.5	13.47
Appui 3	8.51	00	0.84	9.35

Tab.VIII.14 Tableau récapitulatif des pertes instantanées

VIII.3.2.2 Pertes de tension différées :

VIII.3.2.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton [3] :

Le principe de calcul est le même (voir calcul des pertes dans les câbles de continuité)

$$\text{à } t \rightarrow \infty \quad r(t)=1$$

$$\Delta F_{\text{rat}} = 6,07 \Rightarrow \Delta F_{\text{rat}}/P_0 = 2,41 \%$$

VIII.3.2.2.2 Pertes dues au fluage du béton [3] :

Pertes entre 14 et 28j

$$P = n \times P_0 (1 - \Delta P_{\text{instantané}})$$

n = 12 câbles sur les appuis

n = 8 câbles sur les travées (Déviateur1 et 2)

$$M = MG + M_{hp}$$

Dans la phase de poussage on néglige le moment hyperstatique $M_{hp} \cong 0$

La section	X(m)	M (KN.m)	P(KN)	σ_{b0} (Mpa)
A l'about	0	0	25240.5	6.89
Déviateur1	9.8	15498	16472.7	2.83
Déviateur2	29.4	3833.5	17388.6	9.09
Appui 1	39.2	56575	26638.4	4.52
Déviateur1	53.2	3501	16130.6	6.7
Déviateur2	81.2	4727	17499.3	6.85
Appui 2	95.2	59563	27674	0.75
Déviateur1	109.2	3657	16138.6	6.55
Déviateur2	137.2	4257	17416.8	6.97
Appui 3	151.2	36506	27369	3.07

Tab.VIII.15. Tableau représentant les contraintes au niveau du C DG

$$\Delta F = \frac{190000 \times 1764 \times 10^{-3} \times 1.92 \times 0.095}{35977.77} \sigma_{b0} = 1.7 \sigma_{b0(Mpa)}$$

La section	X(m)	σ_{b0} (Mpa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	6.89	1.2	0.48
Déviateur1	9.8	2.83	0.48	0.19
Déviateur2	29.4	9.09	1.54	0.61
Appui 1	39.2	4.52	0.77	0.30
Déviateur1	53.2	6.7	1.14	0.45
Déviateur2	81.2	6.85	1.16	0.46
Appui 2	95.2	0.75	0.13	0.05
Déviateur1	109.2	6.55	1.11	0.44
Déviateur2	137.2	6.97	1.19	0.47
Appui 3	151.2	3.07	0.52	0.20

Tab.VIII.16. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (14-28j)

Pertes entre 28 jours et ∞

$$P = nP_0(1 - \Delta F_i - \Delta F_{f14})$$

Pour calculer la perte due au fluage à l'infini, il faut prendre en compte les pertes totales à 28 jours :

$$\Delta F = \frac{190000 \times 1764 \times 10^{-3} \times 1.75 \times 0.905}{35977.77} \sigma_{b0} = 14.754 \sigma_{b0(Mpa)}$$

La section	X(m)	P(KN)	σ_{b0} (Mpa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	25095.6	6.85	10.1	4.01
Déviateur1	9.8	16434.5	4.79	7.07	2.81
Déviateur2	29.4	17265.8	0.95	1.40	0.56
Appui 1	39.2	26547.8	1.7	2.51	0.10
Déviateur1	53.2	16040.0	0.9	1.33	0.53
Déviateur2	81.2	17406.7	0.45	0.66	0.26
Appui 2	95.2	27658.9	1.72	2.54	1.01
Déviateur1	109.2	16050.0	0.84	1.24	0.93
Déviateur2	137.2	17322.2	0.76	1.12	0.45
Appui 3	151.2	27276.3	3.87	5.71	2.27

Tab.VIII.17. Tableau représentant les pertes du au fluage du béton (28- ∞)

VIII.3.2.2.3.Pertes dues à la relaxation des aciers [3] :

$$\Delta F_{rel} = \frac{6}{100} \rho 1000 \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{Pr g}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x) \times A_p$$

La section	X(m)	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	ΔF (T)	$\Delta F/P_0$ (%)
A l'about	0	1192.4	7.51	2.30
Déviateur1	9.8	1167.3	6.93	2.75
Déviateur2	29.4	1232.2	8.50	3.39
Appui 1	39.2	1258.4	9.17	3.64
Déviateur1	53.2	1143.0	6.37	2.53
Déviateur2	81.2	1240.0	8.7	3.46
Appui 2	95.2	1285.2	9.88	3.93
Déviateur1	109.2	1143.6	6.39	2.54
Déviateur2	137.2	1234.2	8.55	3.40
Appui 3	151.2	1292.9	10.08	4.00

Tab.VIII.18. Tableau représentant les pertes par relaxation des aciers

Pertes de tension différées [3] :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rat} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Désignation section	Perte par Retrait (%)	Perte par Fluage (%)	Perte par Relaxation (%)	Perte différée Total (%)
A l'about	2.41	4.01	2.30	8.72
Déviateur1	2.41	2.81	2.75	7.51
Déviateur2	2.41	0.56	3.39	7.8
Appui 1	2.41	0.10	3.64	5.54
Déviateur1	2.41	0.53	2.53	5.05
Déviateur2	2.41	0.26	3.64	5.7
Appui 2	2.41	1.01	3.93	6.7
Déviateur1	2.41	0.93	2.54	5.46
Déviateur2	2.41	0.45	3.40	5.7
Appui 3	2.41	2.27	4.00	8.01

Tab.VIII.19. Tableau représentant les pertes de tension différées

VIII.3.2.3. Calcul des pertes totales [3] :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{instantanées} + \Delta\sigma_{différés}$$

Désignation section	Perte instantanée (%)	Perte différée (%)	PERTE TOTAL (%)
A l'about	16.4	8.72	25.12
Déviateur1	18.16	7.51	25.67
Déviateur2	13.61	7.8	21.41
Appui 1	11.77	5.54	17.31
Déviateur1	19.86	5.05	24.91
Déviateur2	13.06	5.7	18.76
Appui 2	8.34	6.7	15.04
Déviateur1	19.82	5.46	25.28
Déviateur2	13.47	5.7	19.15
Appui 3	9.35	8.01	17.36

Tab.VIII.20. Tableau représentant les pertes totales des câbles de poussage

VIII.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES :

La vérification des contraintes se fera au niveau des appuis et en travée (sections dangereuses), et elle se fera lorsque l'ouvrage n'est pas chargé (à vide) et lors de l'application de la surcharge (en charge).

Les valeurs des contraintes dans les fibres supérieures (σ_{sup}) et inférieures (σ_{inf}) sont données par les formules suivantes :

En travée :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M_T \times V}{I_G}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V'}{I_G} - \frac{M_T \times V'}{I_G}$$

Sur appui :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I_G} - \frac{M_T \times V}{I_G}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V'}{I_G} + \frac{M_T \times V'}{I_G}$$

La limite de compression sera prise $\leq 0,6 f_{c28} = 21 \text{MPa}$

La limite de traction sera prise ≥ 0

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	A l'appui		En travée	
	A vide	En charge	A vide	En charge
V (m)	1,351	1,351	1,351	1,351
V' (m)	2,149	2,149	2,149	2,149
S (m ²)	6,56	6,56	6,56	6,56
I (m ⁴)	12,57	12,57	12,57	12,57
P (MN)	48,86	48,86	34,28	34,28
M _t (MN.m)	43,65	79,23	33,7	54,06
σ_{sup} (MPa)	9,19	5,93	4,29	6,48
σ_{inf} (MPa)	7,46	13,3	9,12	5,65
vérification	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

Tab.VIII.21. Tableau de vérification des contraintes

VIII.5.VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

Dans la vérification à l'effort tranchant, il faut tenir compte des réactions hyperstatiques de précontrainte.

Les efforts tranchants sont réduits aux appuis, en raison de la composant vertical de la précontrainte.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue pour les phases à vide et en charge, la contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante [3] :

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}} S}{b_n \times I}$$

V_{red} : effort tranchant réduit

S : moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité

b_n : largeur nette

I : le moment d'inertie de la section considérée

Pour la vérification : $\tau = \min \{ \tau_1, \tau_2 \}$

Avec [3] :

$$\tau_1^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau_2^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(0,6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

f_{cj} : la résistance à la compression du béton à l'âge j

σ_x : la contrainte de la précontrainte appliquée

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = T_Q - T_P - \sum P_i \sin \alpha_i$$

T_Q : effort tranchant dû aux charges et surcharges,

T_P : effort tranchant dû au moment hyperstatique,

$$\sum P_i = (P_1 \sin \alpha_1 + P_2 \sin \alpha_2).$$

VIII.5.1.Calcul de la contrainte de cisaillement limite :

Appui de rive (la culée):

$$P_c = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P = 2,5164(1,02 - 0,8 \times 0,2152)$$

$$P_c = 2,133 \text{ MN}$$

$$P_p = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P = 2,5164(1,02 - 0,8 \times 0,25)$$

$$P_p = 2,063 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{2,133 \times 8 + 2,063 \times 14}{6,56} = 7,0049 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^2 = 0,4 \times 2,7 \left(2,7 + \frac{2}{3} 7,0049 \right) = 7,959 \Rightarrow \tau_1 = 2,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 2 \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 7,0049) \left(2,7 + \frac{2}{3} 7,0049 \right) = 15,91 \Rightarrow \tau_2 = 3,989 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \{ \tau_1, \tau_2 \} = 2,82 \text{ MPa}$$

Appui intermédiaire (la pile) :

$$P_c = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P = 2,5164(1,02 - 0,8 \times 0,161)$$

$$P_c = 2,242 \text{ MN}$$

$$P_p = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P = 2,5164(1,02 - 0,8 \times 0,173)$$

$$P_p = 2,21 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{2,242 \times 8 + 2,21 \times 14}{6,56} = 7,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^2 = 0,4 \times 2,7 \left(2,7 + \frac{2}{3} 7,47 \right) = 8,28 \rightarrow \tau_1 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 2 \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 2,73) \left(2,7 + \frac{2}{3} 2,73 \right) = 21,64 \rightarrow \tau_2 = 4,652 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \{ \tau_1, \tau_2 \} = 2,87 \text{ MPa}$$

VIII.5.2. Calcul des contraintes de cisaillements aux états limites de service :

$$P = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}}}{b_n \times Z}$$

$$Z : \text{ bras de levier } Z = \frac{I}{S}$$

S: moment statique

$$Z = 3,22 \text{ m}$$

$$b_n = 2b_0 = 0,7 \text{ m}$$

$$I = 12,57 \text{ m}^4$$

	A vide		En charge	
	Effort tranchant sur culée	Effort tranchant max Sur pile	Effort tranchant sur culée	Effort tranchant max la pile
T (MN)	2,8	5,3146	6,377	10,09
V_{red} (MN)	1,653	0,86	0,793	3,67
τ_{red} (MPa)	0,73	0,38	0,35	1,62
Vérification	Vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier

Tab.VIII.22. Tableau des Calculs des contraintes de cisaillement aux états limites de service.

VIII.5.3. Justification des armatures transversales à l'état limite ultime :**VIII.5.3.1 Calcul des contraintes de cisaillements aux états limite ultime [3] :**

$$P_d = P_0 - \Delta P$$

$$\tau_{redU} = \frac{V_{redU}}{b_n \times Z}$$

	A vide		En charge	
	Effort tranchant sur culée	Effort tranchant max Sur pile	Effort tranchant sur culée	Effort tranchant max la pile
T (MN)	3,79	8,61	6,92	13,25
V_{red} (MN)	0,334	2,62	2,796	7,26
τ_{red} (MPa)	0,148	1,16	1,24	3,22

Tab.VIII.23. Tableau des Calculs des contraintes de cisaillement aux états limite ultime

L'inclinaison des bielles est telle que [3] :

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la dalle on a :

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

σ_{xu} : la contrainte de la précontrainte appliquée longitudinale.

σ_{yu} : la contrainte de la précontrainte appliquée transversale. ($\sigma_{yu}=0$)

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} = \frac{2 \times 3,22}{7,47} = 0,862 \Rightarrow \beta_u = 20,38^\circ$$

D'après [3]:

Si $\beta_u < 30^\circ \Rightarrow \beta_u = 30^\circ \rightarrow tg \beta_u = 0,5774$

Si $\beta_u > 30^\circ \Rightarrow$ on prend la valeur calculée
on aura:

$$\beta_u = 30^\circ \rightarrow tg \beta_u = 0,5774$$

VIII.5.2.2. Détermination des armatures transversales [3] :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left[\tau_{redU} - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg \beta_u$$

A_t : somme des aires de section droite des aciers d'un cours d'armatures transversales,

S_t : espacement de ces armatures

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\tau_{redU} = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,7 \times 1,15}{400} \left[3,22 - \frac{2,7}{3} \right] \times 0,5774 \times 10^4$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 26,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pourcentage minimum [3]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left[\frac{0,4 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left[\frac{0,4 \times 0,7 \times 1,15}{400} \right] \times 10^4 = 8,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous retiendrons donc 5cadre de HA12 avec un espacement de 0,20 m à

VIII.5.3.3 Justification du béton [3]:

$$\tau_{redU} \leq \frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u$$

En prenant pour inclinaison des bielles la valeur minimale donc la condition précédente est voisine de [3]:

$$\tau_{redU} \leq \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

$$\tau_{redU} = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{redU} \leq \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = \frac{35}{4,6} = 7,60 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

VIII.6. VERIFICATION A LA TORSION :

La torsion est un phénomène courant dans les ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance. Dans le cas des ponts courbes, les efforts de torsion sont très importants, et ils doivent être justifiés pour éviter tous désagréments dans la structure.

Le choix de la section caisson s'est avéré nécessaire pour palier au phénomène de torsion.

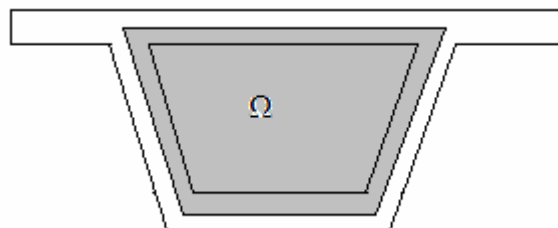
Les contraintes tangentielles sont uniformes et égales à [3] :

$$\tau_{xy} = \frac{M_{xy}}{2 \times \Omega \times e} ;$$

M_{xy} : moment de torsion

$$\Omega = 14,8 \text{ m}^2$$

$$M_{xy} = 230,93 = 2,31 \text{ MN}$$



$$\tau_{xy} = \frac{2,31}{2 \times 14,8 \times 0,7}$$

$$\tau_{xy} = 0,111 \text{ MPa}$$

VIII.6.1 Justification à l'état limite de service :

D'après la réglementation en vigueur, la contrainte de cisaillement admissible est définie pour une section pleine comme suit [3] :

$$\tau_V^2 + \tau_T^2 \leq \tau_{\text{lim}}^2$$

τ_T : contrainte tangentielle due au moment de torsion.

τ_V : contrainte tangentielle due à l'effort tranchant.

τ_{lim} : contrainte admissible de cisaillement. (voir effort tranchant)

$$\tau_{\text{lim}} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_V = 1,62 \text{ MPa (voir effort tranchant)}$$

$$\tau_V^2 + \tau_T^2 = 2,63 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}}^2 = 8,237 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

VIII.6.2 Justification à l'état limite ultime :

VIII.6.2.1 Justification des bielles de compression :

En posant : $\tau_U = \tau_{TU} + \tau_{VU}$, somme de cisaillement ultime, on a une inclinaison des bielles de compression β_u telle que :

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Comme cela a été défini dans le cas de l'effort tranchant, on doit vérifier [3] :

$$\tau_{VU}^2 + \tau_{TU}^2 \leq \frac{f_{c28}}{4\gamma_b}$$

La contrainte de cisaillement donnée par l'effort tranchant à la pile vaut :

$$\tau_{VU} = 3,22 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement donnée par la torsion à la pile vaut :

$$M_{xy} = 0,147 \text{ MN}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3,05}{2 \times 14,8 \times 0,7}$$

$$\tau_{xy} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \tau_{TU} + \tau_{VU} = 3,367 \text{ MPa}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} = \frac{2 \times 3,367}{7,47} = 0,90 \Rightarrow \beta_u = 21,01^\circ$$

$$\tau_{VU}^2 + \tau_{TU}^2 = 10,39 \text{ MPa} \leq \left(\frac{f_{c28}}{4\gamma_b} \right)^2 = 57,89 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifie}$$

VIII.6.2.2. Détermination des armatures [3] :

A) transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \tau_{TU} \times e \times \text{tg} \beta_u$$

A_t : somme des aires de sections droites des aciers d'un cours d'armatures transversales,

S_t : espacement de ces armatures

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,147 \times \frac{1,15}{400} 0,7 \times 10^4 \times \text{tg} 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

B) Longitudinales :

$$\frac{\sum A_L f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega} \cot g \beta_u$$

$$\sum A_L = \frac{U \gamma_s T_U}{2 f_e \Omega} \cot g \beta_u$$

$$U = 15,6 \text{ m}$$

$$\Omega = 14,8 \text{ m}^2$$

$$\sum A_L = \frac{15,6 \times 1,15 \times 3,05 \times 10^4}{2 \times 400 \times 14,8} 1,732 = 80,04 \text{ cm}^2$$

Chapitre

IX

ETUDE TRANSVERSALE

IX.1.INTRODUCTION :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement ou par poussage est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de sa raideur à la flexion des deux membrures supérieures et inférieures. Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

IX.2.MODELISATION :

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot millenium. Le caisson est modélisé au niveau des appuis par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme (fig.IX.1.).

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en terme de poids et d'inertie :

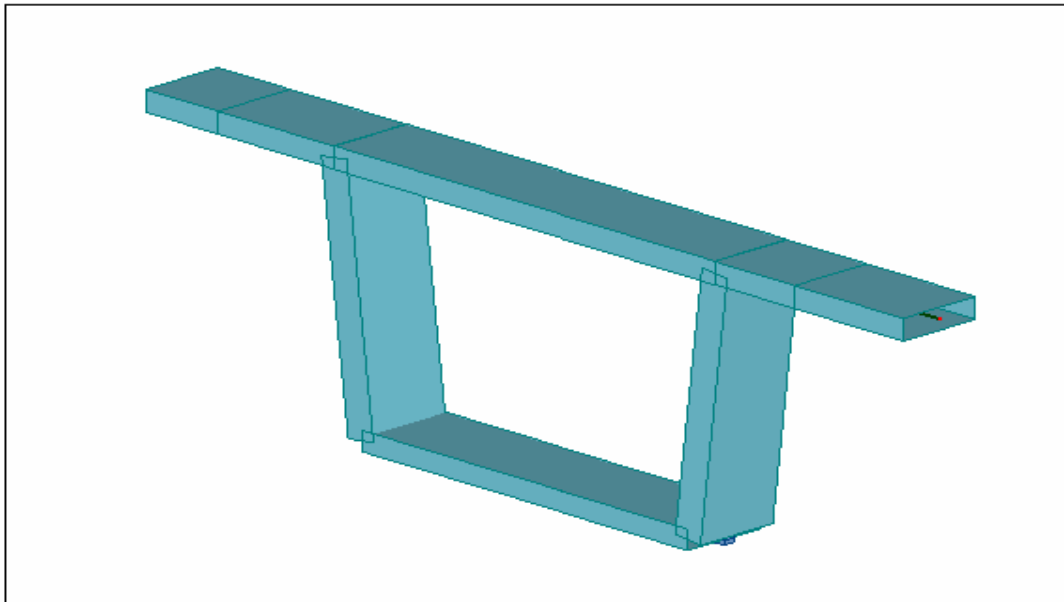


Fig.IX.1. Vue en 3D du caisson modélisé sur le logiciel Robot Bat.

Le poids propre du caisson est pris automatiquement par le logiciel, le poids des trottoirs et du revêtement de chaussée sont introduits comme des charges permanentes uniformément réparties, le poids du garde-corps et de la corniche est pris comme une charge permanente concentrée.

- Poids du revêtement : $P_{rev}=0,35$ t/ml ;
- Poids du trottoir : $P_{tr}=0,52$ t/ml ;
- Poids du garde-corps + corniche : $P_{cor}=0,35$ t.

IX.3.CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Le calcul des sollicitations est effectué par le logiciel Robot millenium, les charges et surcharges (A, Bc, Bt, Br, Mc120, D et St) sont disposées dans le sens transversal suivant les règlements en vigueur, de façon à obtenir les sollicitations maximales.

Les calculs sont fait à l'ELU ($1,35 G+1,5 Q$) et à l'ELS ($G+1,2Q$), les résultats sont exprimés dans les diagrammes pour les combinaisons les plus défavorables.

	ELU	ELS
Comb 1	$1.35 G+1.5 (A+Br+St)$	$G+1.2 (A+Br+St)$
Comb 2	$1.35 G+1.5 (Bc+Br+St)$	$G+1.2 (Bc+Br+St)$
Comb 3	$1.35 G+1.5 (Bt+Br+St)$	$G+1.2 (Bt+Br+St)$
Comb 4	$1.35 G+1.5 (Mc120+Br+St)$	$G+1.2 (Mc120+Br+St)$
Comb 5	$1.35 G+1.5 (D+Br+St)$	$G+1.2 (D+Br+St)$

Tableau.IX.1. Combinaisons de calcul.

IX.3.1.Moments fléchissants:

- A l'état limite ultime (ELU) :

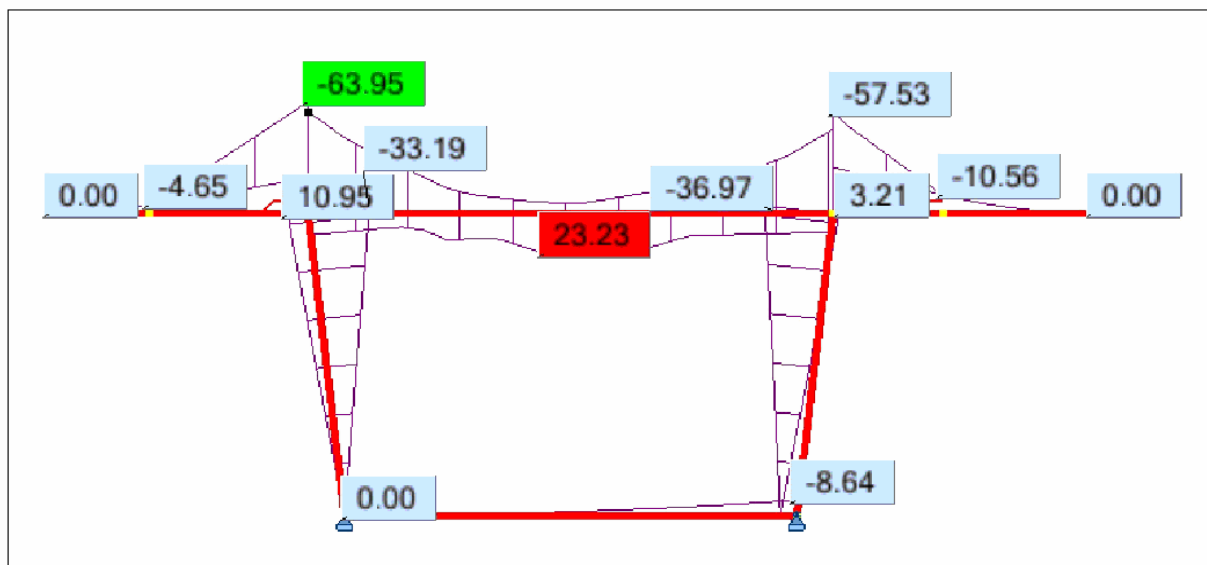


Fig.IX.2. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 2) à l'ELU.

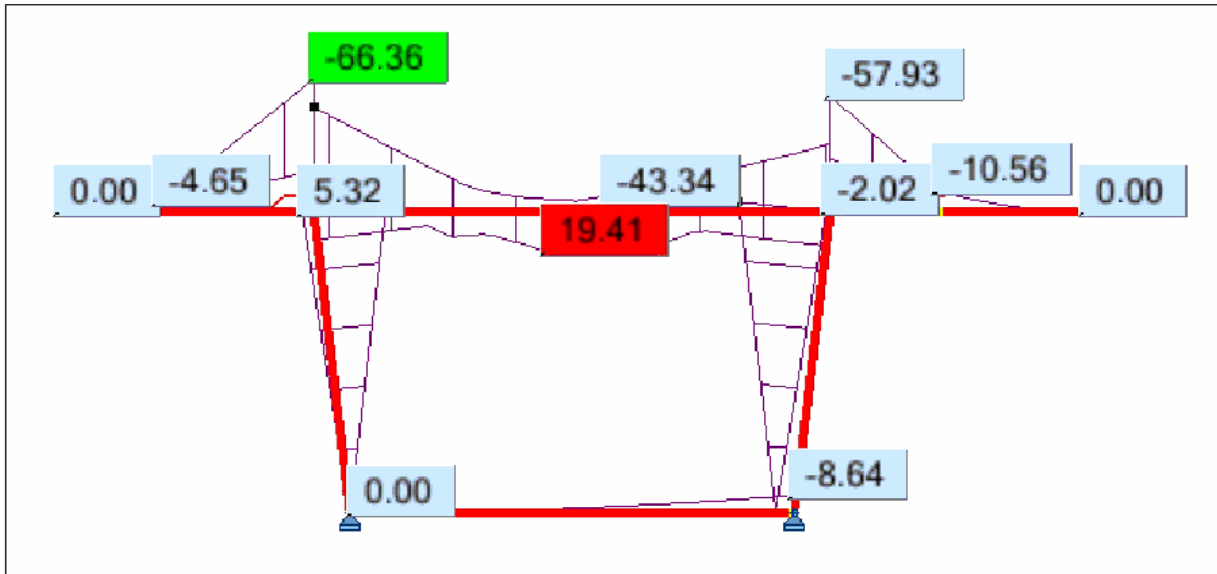


Fig.IX.3. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 4) à l'ELU.

- A l'état limite de service (ELS) :

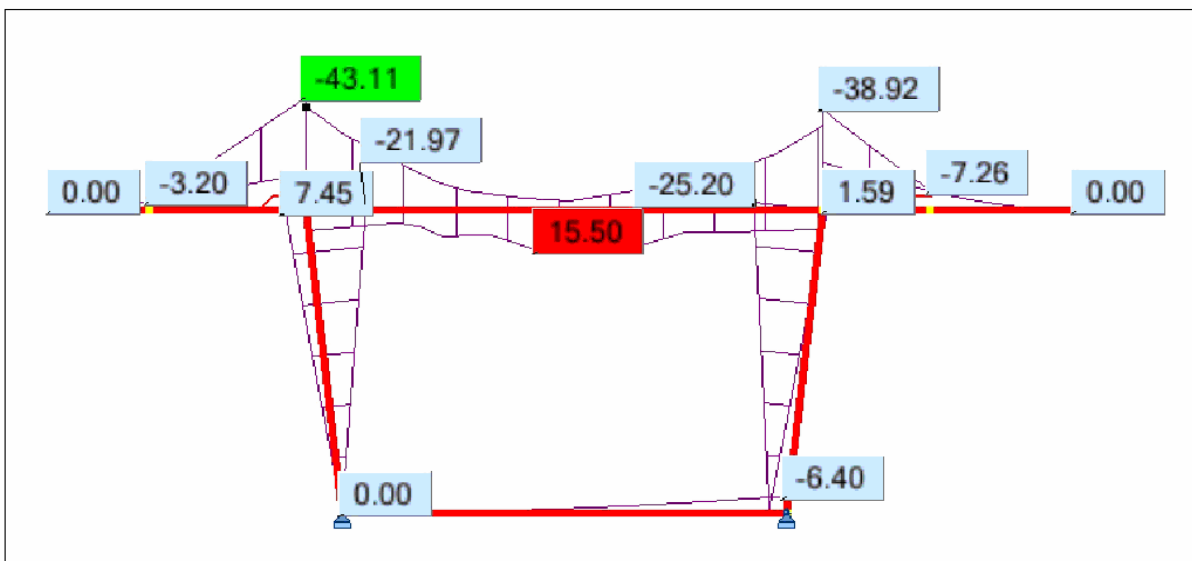


Fig.IX.4. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 2) à l'ELS.

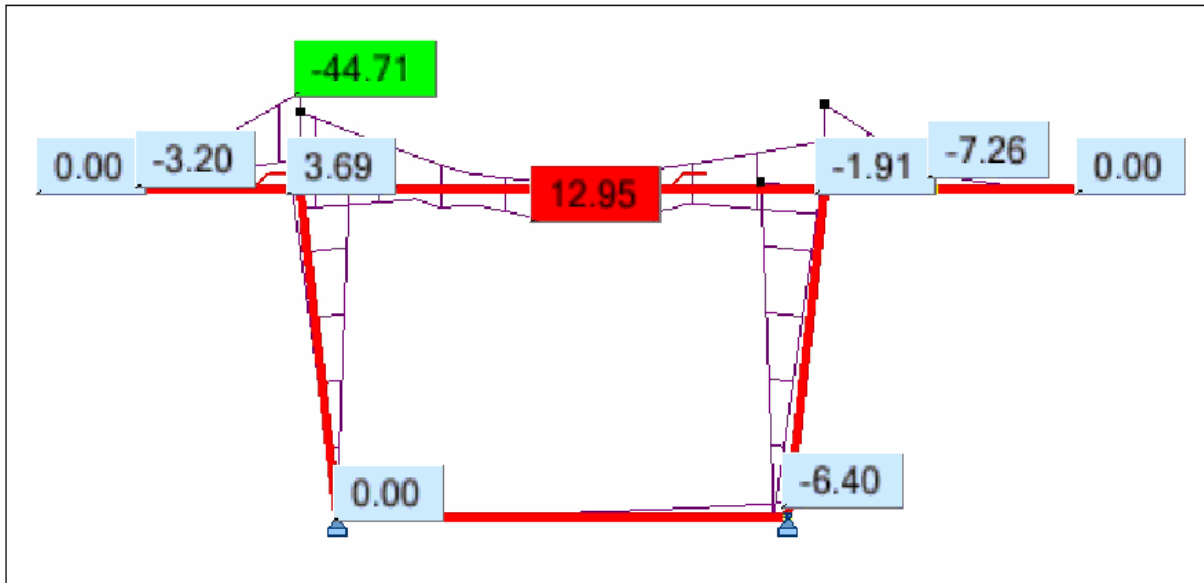


Fig.IX.5. Diagramme des moments sous combinaison (Comb 4) à l'ELS.

IX.3.2.Efforts normaux :

- A l'état limite ultime (ELU) :

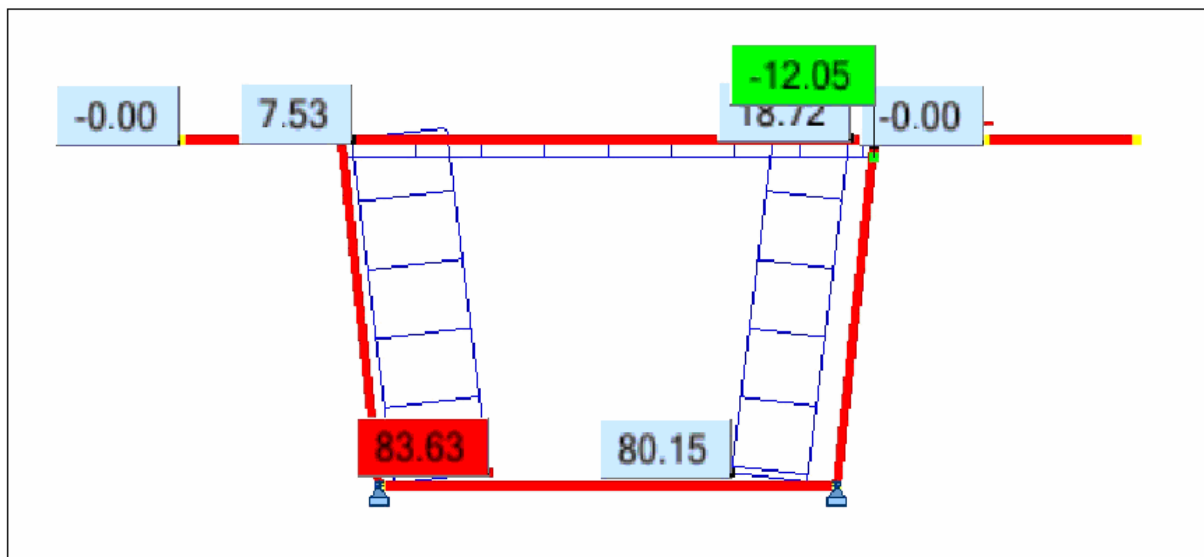


Fig.IX.6. Effort normal sous combinaison (Comb 2) à l'ELU.

- A l'état limite de service (ELS) :

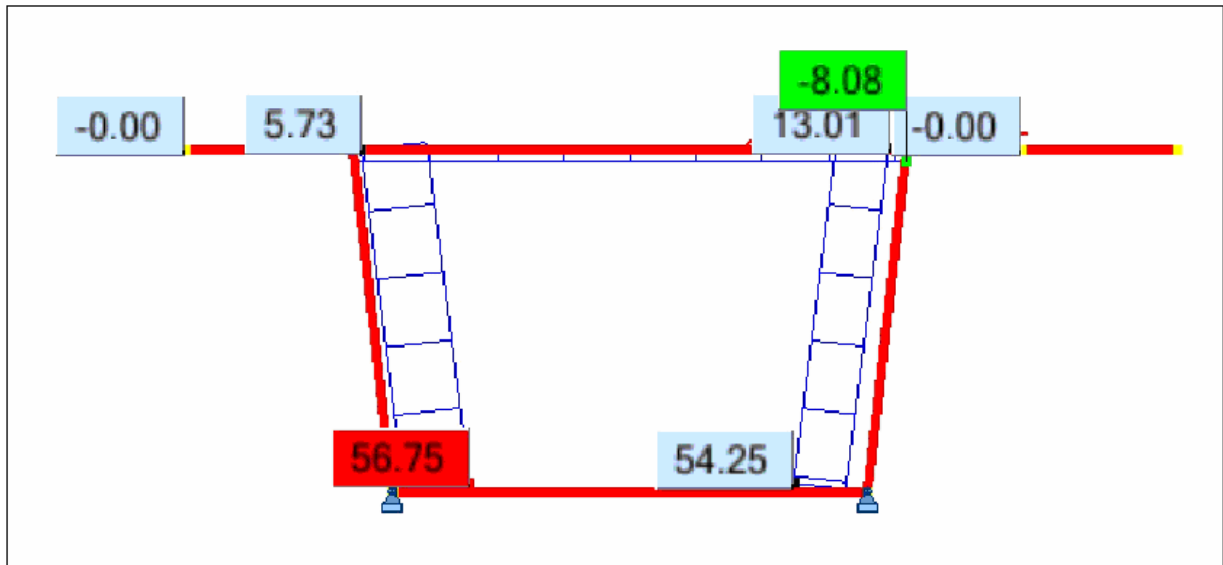


Fig.IX.7. Effort normal sous combinaison (Comb 2) à l'ELS.

IX.4.CALCUL DU FERRAILLAGE :

Le calcul du ferrailage est effectué par le logiciel Robot.

IX.4.1.Ferrailage de la dalle supérieure :

La dalle supérieure est sollicitée en flexion simple.

IX.4.1.1.Ferrailage transversal :

a) En travée :

$$M_{u \max} = 23,23 \text{ t.m}$$

$$M_{ser \max} = 15,51 \text{ t.m}$$

$$A_s = 57,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : } 8\text{HA}32 \text{ soit } A_s=64,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité** : selon le règlement BAEL on a [12] :

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

- $f_{tj} = 2,7\text{MPa}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- $b = 1\text{m} = 100\text{cm}$.
- $d = 18 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui :

$$M_{u \min} = -66,36 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser} \min} = -44,71 \text{ t.m}$$

$$A_s = 63,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 8HA32} \quad \text{soit } A_s = 64,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité :** selon le règlement BAEL on a [12] :

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

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$.
- $d = 43 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 43 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 6,67 \text{ cm}^2$$

IX.4.1.2.Ferraillage longitudinal :

Les contraintes de traction, résultantes des moments longitudinaux sont reprises par les câbles de précontrainte, mais du fait de l'apparitions 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.

$$A_{sl} = A_{st} / 3 = 21,44 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_{sl} = 5\text{HA25} = 24,54$$

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 43 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 6,67 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.Ferraillage de la dalle inférieure :

IX.4.2.1.Ferraillage transversal :

$$M_{u \max} = -8,64 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser} \max} = -6,4 \text{ t.m}$$

$$A_s = 18,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 4HA25} \quad \text{soit } A_s = 19,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité** : selon le règlement BAEL on a [12] :

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

- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$.
- $d = 21 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 3,26 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} = A_{st} / 3 = 6,54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_{sl} = 4\text{HA16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s,\min} \geq 3,26 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.Ferrailage des âmes :

Les âmes sont sollicitées en flexion composée.

IX.4.3.1.Ferrailage vertical :

$$M_{u \max} = -43,34 \text{ t.m}$$

$$M_{ser \max} = -25,2 \text{ t.m}$$

$$N_{u \max} = 88,63 \text{ t}$$

$$N_{ser \max} = 56,75 \text{ t}$$

$$N_{u \min} = -12,05 \text{ t}$$

$$N_{ser \min} = -8,08 \text{ t}$$

$$A_s = 54,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 7HA32} \quad \text{soit } A_s = 56,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité** : selon le règlement BAEL on a [12] :

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

- $f_{tj} = 2,7\text{MPa}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- $b = 1\text{m} = 100\text{cm}$.
- $d = 31\text{ cm}$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$
$$A_{s,\min} \geq 4,81\text{cm}^2$$

IX.4.3.2.Ferraillage horizontal :

$$A_{sl} = A_{st} / 3 = 18,76\text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_{sl} = 6\text{HA}20 = 18,85\text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 21 \times \frac{2,7}{400} \quad \text{Condition vérifiée}$$
$$A_{s,\min} \geq 4,81\text{cm}^2$$

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans le présent travail, nous avons passé en revue les différentes méthodes du poussage existantes dans la littérature d'une part et on a procédé au prédimensionnement de la section transversale du tablier avec l'évaluation des différentes charges et surcharges sous lesquelles notre ouvrage sera calculé d'autre part. On a apprécié la méthodologie d'exécution du poussage et le matériel utilisé pour ce procédé. En suite, on est passé aux calculs et aux différentes vérifications du tablier en phase de poussage et en phase d'exploitation.

Enfin, on a étudié la précontrainte de poussage et de continuité ainsi que l'étude transversale et le ferrailage des caissons.

Vu la complexité de la structure de l'ouvrage et le nombre important de travées, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel Robot Millenium.

A la lumière des résultats obtenus, nous aboutissons aux remarques suivantes :

- Le procédé de poussage n'est simple qu'en apparence, il ne conduit à un ouvrage de qualité que s'il est parfaitement maîtrisé, tant au niveau des études que de l'exécution.
- Les avantages d'une confection des travées à poste fixe, dans des conditions permettant d'atteindre une qualité d'exécution quasi industrielle, ont participé au succès de ce procédé au près des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre. Malgré cela, ce procédé reste peu utilisé en Algérie.
- La longueur des tronçons a essentiellement une incidence sur le schéma de câblage et sur les quantités de précontrainte, en particulier sur le nombre d'ancrage.
- Les caractéristiques géométriques de l'avant-bec (longueur, poids inertie...) ont une influence directe sur le dimensionnement de la précontrainte.

- L'utilisation de la précontrainte extérieure, permet la suppression des câbles dans les âmes et donc, une réduction substantielle de leur épaisseur, de leur poids propre. Ce qui aboutit à la mise en évidence des avantages indéniables de ce procédé de construction

Enfin, l'étude de ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation à l'Ecole Nationale Polytechnique, ainsi de bénéficier des connaissances et de l'expérience des gens du domaine.

Bibliographie

Ouvrages :

- [1] Projet et construction des ponts, J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX.
- [2] Guide des ponts poussés, Association française de génie civil, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1999
- [3] Règles B.P.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limites.
- [4] Le béton précontraint aux états limite, Henry Thonier
- [5] Le projet de béton précontraint, R.LACRROIX, Albert FUENTZ.
- [6] Cours de pont ENP, M^{me} CHERID.
- [7] Cours de béton armé et béton précontraint ENP, M^r BOUTEMEUR.
- [8] Document SETRA
- [9] Thèses de fin d'étude:(étude du tablier de l'échangeur est de la portuaire d'Oran)
- [10] Pratique du béton précontraint (GORGES DREUX)
- [11] Cahier des prescriptions communes (fascicule 61 titre II)
- [12] Guide pratique d'utilisation des règles BAEL80. A.Capra, V. Davidovici

Logiciels techniques :

- AUTOCAD2006, pour les dessins.
- ROBOT Millenium19, pour l'analyse du dessin.
- Calculette BA (Robot), pour le ferrailage.
- RDM 4 pour le calcul des poutres continues.

ANNEXE A

NOTE DE CALCUL

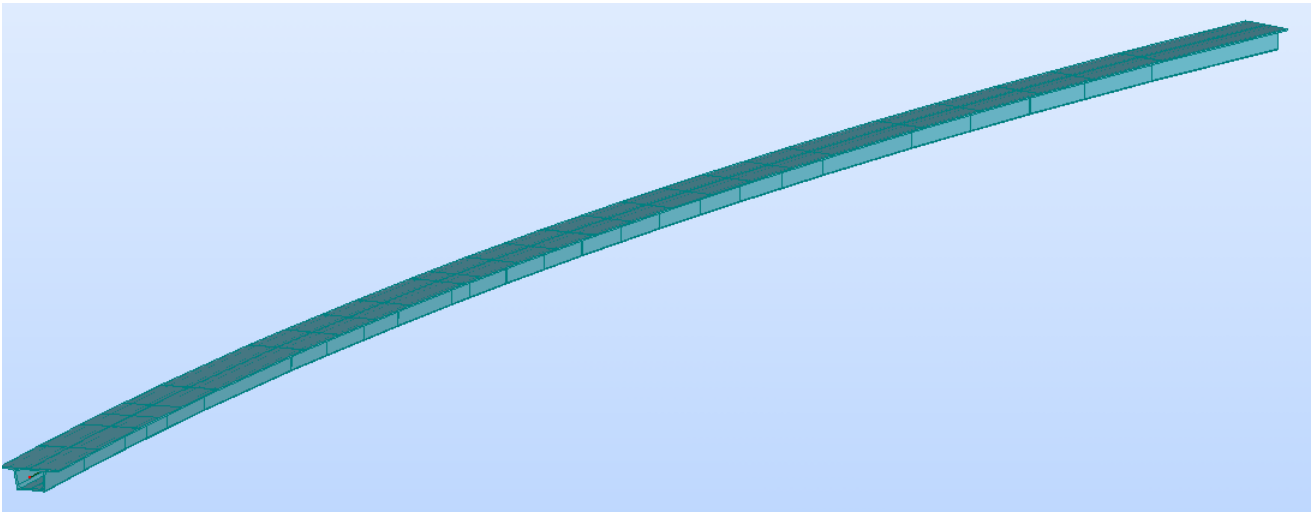
Projet: PONT POUSSE



Auteur: NECHAK ET KIRAM



vue de la structure



note de calcul

Propriétés du projet: **PONT POUSSE**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 24.651 (m)

Y = 148.847 (m)

Z = 9.957 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 35565067992.591 (kg*m²)

Iy = 2089727469.412 (kg*m²)

Iz = 37121581787.149 (kg*m²)

Masse = 4913720.778 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	28
Nombre de barres:	27
Éléments finis linéiques:	27
Éléments finis surfaciques:	0
Éléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	157
Cas:	19
Combinaisons:	10

Liste de cas de charges/types de calculs



Cas 1 : PERM
 Type d'analyse: Statique linéaire

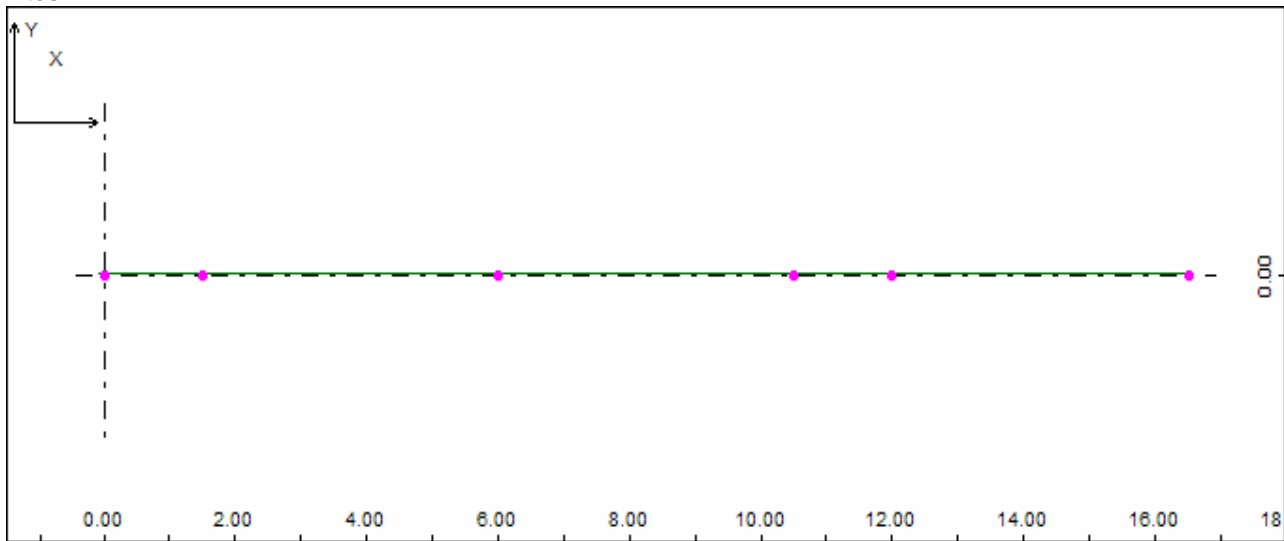
Cas 2 : CCP
 Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : A
 Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : BC
 Type d'analyse: Analyse de cas de charges roulantes

Définition du convoi:

Nom: Bc
 Catalogue de convois:
 Unités: m T

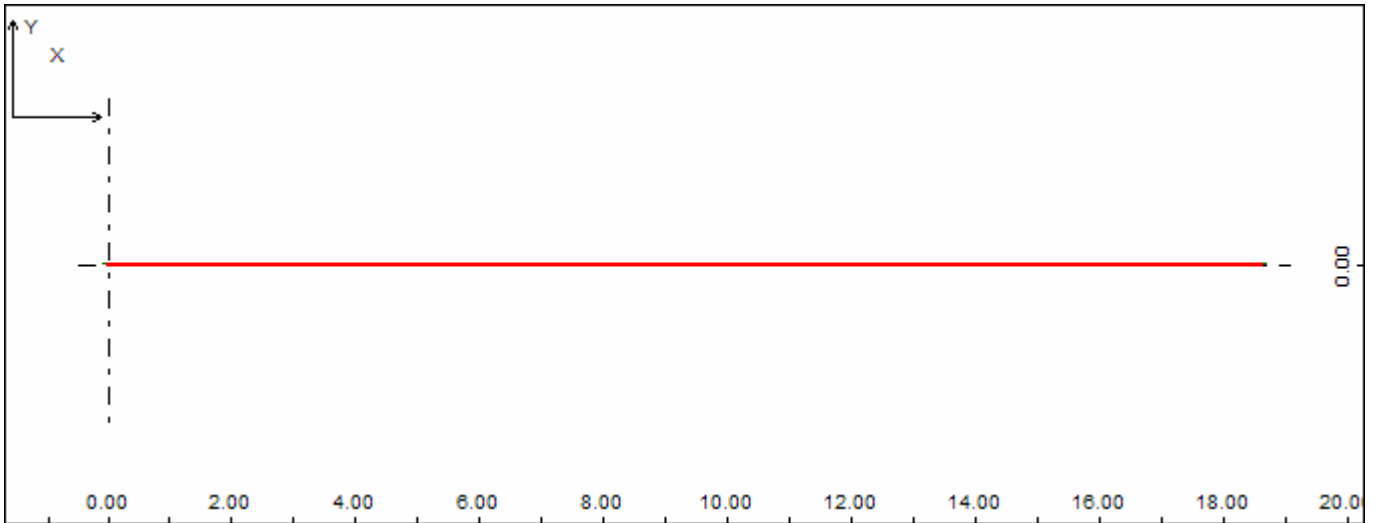


Force concentrée	1	FZ =	24.000	X =	0.000	S =	0.000
Force concentrée	2	FZ =	24.000	X =	1.500	S =	0.000
Force concentrée	3	FZ =	12.000	X =	6.000	S =	0.000
Force concentrée	4	FZ =	24.000	X =	10.500	S =	0.000
Force concentrée	5	FZ =	24.000	X =	12.000	S =	0.000
Force concentrée	6	FZ =	12.000	X =	16.500	S =	0.000

Cas 5 : D
 Type d'analyse: Analyse de cas de charges roulantes

Définition du convoi:

Nom: D
 Catalogue de convois:
 Unités: m T

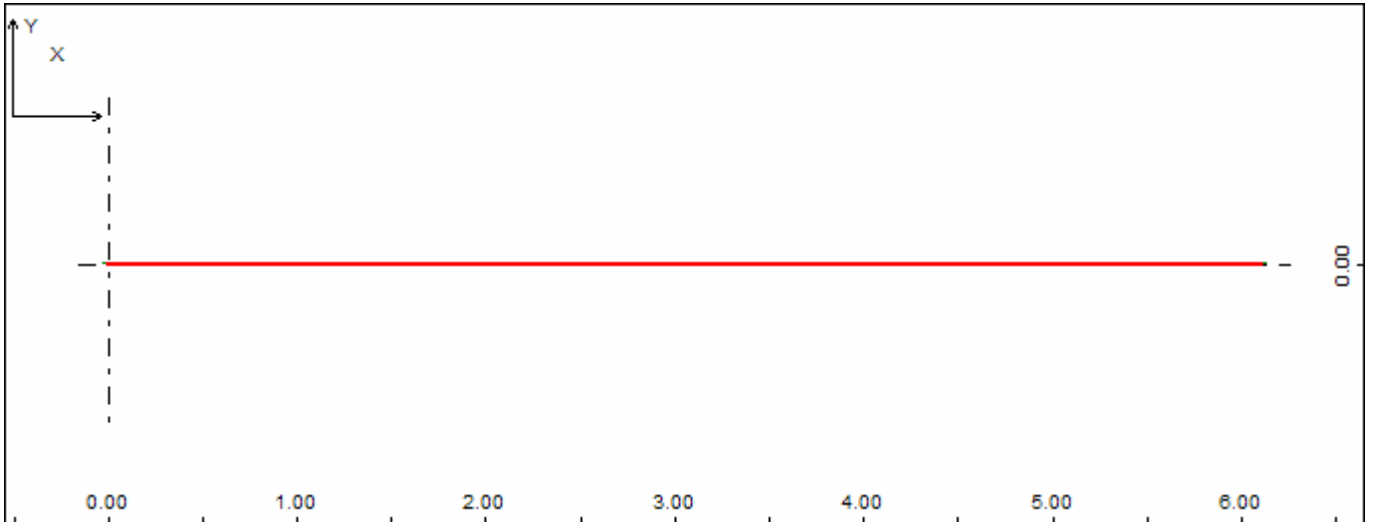


Charge linéaire 1 FZ = 12.900 X = 0.000 S = 18.600 DX = 0.000 DY = 0.000

Cas 6 : Mc120
Type d'analyse: Analyse de cas de charges roulantes

Définition du convoi:

Nom: Mc120
Unités: m T



Charge linéaire 1 FZ = 18.000 X = 0.000 S = 6.100 DX = 0.000 DY = 0.000

Début et fin de la route - conditions aux limites :

Plan de l'application:

Automatique

Pas: 1.000
Direction: 0.000 0.000 -1.000

**Route:**

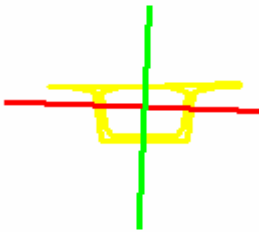
Polyligne n°: 55

Coordonnées des points de la polyligne:

1	3.112	-0.006	0.001
2	3.228	13.061	0.851
3	3.589	26.122	1.704
4	3.891	32.648	2.132
5	4.194	39.175	2.560
6	4.794	50.361	3.294
7	7.052	75.459	4.954
8	8.282	85.180	5.602
9	9.633	94.884	6.250
10	10.898	104.129	6.868
11	13.101	117.950	7.795
12	15.551	131.731	8.723
13	19.306	150.012	9.961
14	17.429	140.871	9.342
15	19.306	150.012	9.961
16	21.428	159.101	10.579
17	23.551	168.190	11.198
18	25.915	177.219	11.817
19	28.279	186.248	12.435
20	30.884	195.211	13.052
21	33.488	204.174	13.669
22	39.395	222.858	14.962
23	43.624	234.727	15.790
24	47.853	246.596	16.618
25	51.991	257.007	17.350
26	57.161	270.014	18.265
27	62.235	281.548	19.082
28	67.309	293.082	19.900

propriétés des profilés**Caractéristiques de la section:**

Caisson 1x1x1



HY=3.6, HZ=10.5 [m]

AX=6.482 [m²]IX= 0.0 , IY=41.720, IZ=12.294 [m⁴]

Matériau=BÉTON35



pondérations

Type de pondérations : complètes

Liste de cas actifs :

1: PERM	permanente	G1
3: A	d'exploitation	Q1
4: BC	d'exploitation	Q2
5: Bt	d'exploitation	Q1
6: Mc120	d'exploitation	Q7
7: D	d'exploitation	Q6
8: ST	d'exploitation	Q1
2: CCP	permanente	G1

Liste de modules de combinaison :

EFF	Normale 1 charge variable
EFF	Normale 2 charges variables
EFF	Normale 3 charges variables
EFF	Extrême
EFF	Extrême Vent + D-Neige
DEP	Déplacement
ACC	Sismique
ACC	Sismique
ACC	Accidentelle
ACC	Accidentelle

caractéristiques - Matériaux

	Matériau	E (MPa)	G (MPa)	NU	LX (1°C)	RO (T/m3)	Re (MPa)
1	BETON 35	36000.00	15400.00	0.20	0.00	2.50	35.00



noeuds

Noeud	X (m)	Y (m)	Z (m)	Code de l'appui	Appui
1	67.31	293.08	19.90	bbblll	Appui_doubl
2	57.16	270.01	18.26		
3	51.99	257.01	17.35	llblll	Appui_simpl
7	4.19	39.17	2.56	llblll	Appui_simpl
8	3.59	26.12	1.70		
9	3.23	13.06	0.85		
10	3.11	-0.01	0.00	bbblll	Appui_doubl
13	7.05	75.46	4.95		
14	4.79	50.36	3.29		
21	33.49	204.17	13.67	llblll	Appui_simpl
22	28.28	186.25	12.43		
23	23.55	168.19	11.20		
24	19.31	150.01	9.96		
27	47.85	246.60	16.62		
28	39.40	222.86	14.96		
33	15.55	131.73	8.72		
34	13.10	117.95	7.79		
35	43.62	234.73	15.79		
40	25.91	177.22	11.82		
41	21.43	159.10	10.58		
42	19.31	150.02	9.96	llblll	Appui_simpl
43	17.43	140.87	9.34		
44	13.92	122.54	8.10		
45	10.90	104.13	6.87		
46	9.63	94.88	6.25	llblll	Appui_simpl
47	8.28	85.18	5.60		
48	3.89	32.65	2.13		
49	30.88	195.21	13.05		



barres

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur (m)	Gamma (Deg)	Type de barre
1	1	2	pakh 1x1x1	BETON35	25.25	-87.4	inexistant
2	2	3	pakh 1x1x1	BETON35	14.03	-87.4	inexistant
3	7	48	pakh 1x1x1	BETON35	6.55	-87.4	inexistant
4	48	8	pakh 1x1x1	BETON35	6.55	-87.4	inexistant
6	8	9	pakh 1x1x1	BETON35	13.09	-87.4	inexistant
7	9	10	pakh 1x1x1	BETON35	13.09	-87.4	inexistant
8	33	44	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
9	44	34	pakh 1x1x1	BETON35	4.68	-87.4	inexistant
10	13	14	pakh 1x1x1	BETON35	25.25	-87.4	inexistant
11	14	7	pakh 1x1x1	BETON35	11.23	-87.4	inexistant
12	24	43	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
13	43	33	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
14	23	41	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
15	41	42	pakh 1x1x1	BETON35	9.34	-87.4	inexistant
16	42	24	pakh 1x1x1	BETON35	0.01	-87.4	inexistant
22	3	27	pakh 1x1x1	BETON35	11.23	-87.4	inexistant
24	28	21	pakh 1x1x1	BETON35	19.64	-87.4	inexistant
25	22	40	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
26	40	23	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
32	27	35	pakh 1x1x1	BETON35	12.63	-87.4	inexistant
33	35	28	pakh 1x1x1	BETON35	12.63	-87.4	inexistant
47	34	45	pakh 1x1x1	BETON35	14.03	-87.4	inexistant
48	45	46	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
49	46	47	pakh 1x1x1	BETON35	9.82	-87.4	inexistant
50	47	13	pakh 1x1x1	BETON35	9.82	-87.4	inexistant
53	21	49	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant
54	49	22	pakh 1x1x1	BETON35	9.35	-87.4	inexistant

charges

- Cas: 1A8 12 16A25

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
1	poids propre	1A4 6A16 22 24A26 32 33 47A50 53 54	PZ Moins Coef=1.00
2	charge uniforme	1A4 6A16 22 24A26 32 33 47A50 53 54	PZ=-4.72(T/m)
3	charge uniforme	1 2 6 7	PZ=-6.53(T/m)
3	charge uniforme	10 11 47A50	PZ=-5.32(T/m)
3	charge uniforme	22 24 32 33	PZ=-5.32(T/m)
8	charge uniforme	1 2 6 7 10 11 22 24 32 33 47A50	PZ=-3.75(T/m)

Efforts : extrêmes globaux



Surcharge A

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	13.33	117.99	4.42	10.24	96.17	440.93
Barre	48	48	49	24	9	32
Noeud	46	46	46	28	34	35
Cas	3	3	3	3	3	3
MIN	-1.49	-105.68	-5.85	-6.54	-0.00	-1078.10
Barre	49	49	48	2	1	49
Noeud	46	46	46	2	1	46
Cas	3	3	3	3	3	3

Surcharge St

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	29.48	103.91	9.09	13.83	385.30	581.16
Barre	2	2	22	24	15	24
Noeud	3	3	3	28	42	28
Cas	8	8	8	8	8	8
MIN	15.04	-116.90	-8.23	-7.65	-0.00	-1200.62
Barre	22	22	11	32	1	49
Noeud	3	3	7	27	1	46
Cas	8	8	8	8	8	8

Surcharge Bc+

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	30.03	107.66	8.58	17.86	460.63	888.28
Barre	10	7	7	24	15	25
Noeud	14	10	9	28	42	40
Cas	BC/66	BC/1	BC/122	BC/245	BC/66	BC/189
MIN	22.23	5.78	0.93	0.00	0.00	0.00
Barre	50	3	14	7	1	7
Noeud	47	7	23	9	1	10
Cas	BC/66	BC/117	BC/245	BC/52	BC/292	BC/71



Surcharge D+

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	63.64	219.45	18.12	38.18	980.94	1940.40
Barre	10	2	7	24	15	25
Noeud	14	3	9	28	42	40
Cas	D/64	D/284	D/120	D/241	D/66	D/190
MIN	47.21	12.31	1.98	0.00	0.00	0.00
Barre	50	4	14	7	1	7
Noeud	47	48	23	9	1	10
Cas	D/64	D/113	D/241	D/50	D/296	D/13

Surcharge Mc120+

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	30.09	105.33	8.38	18.85	473.98	1009.80
Barre	10	48	7	24	15	25
Noeud	14	46	9	28	42	40
Cas	Mc120/73	Mc120/97	Mc120/129	Mc120/245	Mc120/74	Mc120/197
MIN	22.96	5.67	0.97	0.00	0.00	0.00
Barre	50	3	14	7	1	7
Noeud	47	7	23	9	1	10
Cas	Mc120/73	Mc120/118	Mc120/245	Mc120/52	Mc120/295	Mc120/10

ANNEXE B

NOTE DE CALCUL

**Projet: ETUDE
TRANSVERSALE**



Auteur: NECHAK ET KIRAM



ROBOT v 19.0.1

Auteur : **NECHAK ET KIRAM**

Adresse :

© RoboBAT 1996-2004

Fichier : **étude transversale .rtd**

Projet : ETUDE TRANSVERSALE

$I_y = 135138.232 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 105414.271 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 15806.815 (kg)

note de calcul

Propriétés du projet: **ETUDE TRANSVERSALE**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 5.252 (m)

Y = 0.000 (m)

Z = 2.086 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 28909.260 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

propriétés des profilés

Description de la structure

Nombre de noeuds:	9
Nombre de barres:	8
Eléments finis linéiques:	8
Eléments finis surfaciques:	0
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	48
Cas:	67
Combinaisons:	10

Caractéristiques de la section:

AME



HY=100.0, HZ=25.0 [cm]

AX=2500.000 [cm²]

IX=438772.620, IY=130208.333, IZ=2083333.333 [cm⁴]

Matériau=BETON35

HY=100.0, HZ=35.0 [cm]

AX=3500.000 [cm²]

IX=1113999.374, IY=357291.667, IZ=2916666.667 [cm⁴]

Matériau=BETON35

DALLE SUP



CONSOLE



HY=100.0, HZ=28.0 [cm]

AX=2800.000 [cm²]

IX=602611.761, IY=182933.333, IZ=2333333.333 [cm⁴]

Matériau=BETON35

HY=100.0, HZ=27.0 [cm]

AX=2700.000 [cm²]

IX=544458.496, IY=164025.000, IZ=2250000.000 [cm⁴]

Matériau=BETON35

propriétés de l'affaire

Paramutres de la crüation des pondürations

Type de pondürations : complites

Liste de cas actifs :

1: POIDS	permanente	G1
2: REVT	permanente	G1
3: TROT	permanente	G1
4: CORNICHE	permanente	G1
5: A	d'exploitation	Q1

DALLE INF



6: BT	d'exploitation	Q4	9: MC120	d'exploitation	Q8
7: BC	d'exploitation	Q2	10: D	d'exploitation	Q7
8: BR	d'exploitation	Q3			
11: ST	d'exploitation	Q1			

charges

- Cas: 1A21 32A77

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
1	poids propre	1A4 6A9	PZ Moins Coef=1.00
2	charge uniforme	6 7 9	PZ=-0.35(T/m)
3	charge uniforme	4	PZ=-0.52(T/m)
3	charge uniforme	3	PZ=-0.81(T/m)
4	force sur barre	3 4	FZ=-0.35(T) relatives
5	charge uniforme	6 7 9	PZ=-0.82(T/m)
8	force sur barre	6 7	FZ=-10.00(T) relatives
11	charge uniforme	3 4	PZ=-4.50(T/m)

combinaisons

- Cas: 12A21

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
12 (C)	ELU1	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(5+8+11)*1.50$
13 (C)	ELU2	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(6+8+11)*1.50$
14 (C)	ELU3	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$1*1.33+(2+3+4)*1.35+(7+8+11)*1.50$
15 (C)	ELU4	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(8+9+11)*1.50$
16 (C)	ELU5	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(8+10+11)*1.50$
17 (C)	ELS1	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3+4+5+8+11)*1.00$
18 (C)	ELS2	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3+4+6+8+11)*1.00$
19 (C)	ELS3	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3+4+7+8+11)*1.00$
20 (C)	ELS4	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3+4+9+8+11)*1.00$
21 (C)	ELS5	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3+4+8+10+11)*1.00$

Efforts : Valeurs

- Cas: 1A5 11A77P22 34 36A47 49A76P9 50A74P3
52 61 64 70 73

Barre/Noeud /Cas	FX (T)	FY (T)	MX (Tm)	MY (Tm)
1/ 1/ 1	5.01	0.0	0.0	-6.40
1/ 1/ 2	1.23	0.0	0.0	0.0
1/ 1/ 3	1.58	0.0	0.0	0.0
1/ 1/ 4	0.38	0.0	0.0	0.00
1/ 1/ 5	2.91	0.0	0.0	0.00
1/1/ 11	7.94	0.0	0.0	-0.00



1/IEFF+	48.04	0.0	0.0	-6.40
1/1/EFF-	2.16	0.0	0.0	-8.54
1/1/DEP+	32.94	0.0	0.0	-6.40
1/1/DEP-	4.17	0.0	0.0	-6.40
1/1/ BT	24.74	0.0	0.0	0.00
1/1/BT -	3.76	0.0	0.0	-0.00
1/1/BC +	17.86	0.0	0.0	0.00
1/1/BC -	1.52	0.0	0.0	-0.00
1/1/BR +	13.38	0.0	0.0	0.00
1/1/ B-	-4.02	0.0	0.0	-0.00
1/1/MC120 +	12.73	0.0	0.0	0.00
1/1/MC120 -	1.04	0.0	0.0	0.0
1/1/ D +	13.27	0.0	0.0	0.00
1/1/ D -	-2.35	0.0	0.0	-0.00
1/1/ELU1+	47.40	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU1-	21.31	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU2+	80.15	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU2-	22.58	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU3+	69.74	0.0	0.0	-8.54
1/1/ELU3-	19.14	0.0	0.0	-8.54
1/1/ELU4+	62.13	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU4-	18.49	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU5+	62.95	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELU5-	13.41	0.0	0.0	-8.64
1/1/ELS1+	32.42	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS1-	15.02	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS2+	54.25	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS2-	15.87	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS3+	47.37	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS3-	13.64	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS4+	42.24	0.0	0.0	-6.40
11/ELS4-	13.15	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS5+	42.78	0.0	0.0	-6.40
1/1/ELS5-	9.76	0.0	0.0	-6.40
1/2/ 1	2.15	0.0	0.0	-4.01
1/2/ 2	1.23	0.0	0.0	0.34
12/ 3	1.58	0.0	0.0	-1.14
12/ 4	0.38	0.0	0.0	-0.75
1/2/ 5	2.91	0.0	0.0	0.80
1/2/ 11	7.94	0.0	0.0	-8.33
1/2/EFF+	44.23	0.0	0.0	9.22
1/2/EFF-	-0.70	0.0	0.0	-22.52
1/2/DEP+	30.08	0.0	0.0	4.29
1/2/DEP-	1.32	0.0	0.0	-15.63
1/2/BT +	24.74	0.0	0.0	9.85
1/2/BT -	3.76	0.0	0.0	-1.24
1/2/BC +	17.86	0.0	0.0	8.55
1/2/BC -	1.52	0.0	0.0	-1.88
1/2/BR +	13.38	0.0	0.0	5.63
1/2/BR -	-4.02	0.0	0.0	-10.07
1/2/MC120 +	12.73	0.0	0.0	5.06
1/2/MC120 -	1.04	0.0	0.0	-4.06
1/2/ D +	13.27	0.0	0.0	6.47
1/2/ D -	-2.35	0.0	0.0	-6.20
1/2/ELU1+	43.55	0.0	0.0	-10.36
1/2/ELU1-	17.45	0.0	0.0	-33.91
1/2/ELU2+	76.29	0.0	0.0	3.21
1/2/ELU2-	18.72	0.0	0.0	-36.97
1/2/ELU3+	65.93	0.0	0.0	1.33

1/2/ELU3-	15.33	0.0	0.0	-37.87
1/2/ELU4+	58.27	0.0	0.0	-3.97
1/2/ELU4-	14.63	0.0	0.0	-41.20
1/2/ELU5+	59.09	0.0	0.0	-1.86
1/2/ELU5-	9.55	0.0	0.0	-44.42
1/2/ELS1+	29.56	0.0	0.0	-7.46
1/2/ELS1-	12.16	0.0	0.0	-23.16
1/2/ELS2+	51.40	0.0	0.0	1.59
1/2/ELS2-	13.01	0.0	0.0	-25.20
1/2/ELS3+	44.51	0.0	0.0	0.28
1/2/ELS3-	10.78	0.0	0.0	-25.85
1/2/ELS4+	39.38	0.0	0.0	-3.20
1/2/ELS4-	10.29	0.0	0.0	-28.03
1/2/ELS5+	39.93	0.0	0.0	-1.79
1/2/ELS5-	6.90	0.0	0.0	-30.17
2/3/ 1	7.81	0.0	0.0	0.00
2/3/ 2	1.53	0.0	0.0	0.00
2/3/ 3	0.27	0.0	0.0	0.00
2/3/ 4	0.38	0.0	0.0	-0.00
2/3/ 5	3.63	0.0	0.0	0.00
2/3/ 11	4.01	0.0	0.0	-0.00
2/3/EFF+	55.64	0.0	0.0	0.00
2/3/EFF-	5.48	0.0	0.0	-0.00
2/3/DEP+	38.20	0.0	0.0	0.00
2/3/DEP-	6.98	0.0	0.0	-0.00
2/3/BT +	28.22	0.0	0.0	0.00
2/3/BT -	-2.40	0.0	0.0	-0.00
2/3/BC +	22.49	0.0	0.0	0.00
2/3/BC -	-1.80	0.0	0.0	-0.00
2/3/BR +	14.54	0.0	0.0	0.00
2/3/BR -	-3.00	0.0	0.0	-0.00
2/3/MC120 +	17.15	0.0	0.0	0.00
2/3/MC120 -	-2.70	0.0	0.0	-0.00
2/3/ D +	15.43	0.0	0.0	0.00
2/3/ D -	-1.58	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELU1+	46.74	0.0	0.0	0.00
2/3/ELU1-	20.43	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELU2+	83.63	0.0	0.0	0.00
2/3/ELU2-	11.39	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELU3+	74.91	0.0	0.0	0.00
2/3/ELU3-	12.16	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELU4+	67.03	0.0	0.0	0.00
2/3/ELU4-	10.94	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELU5+	64.45	0.0	0.0	0.00
2/3/ELU5-	12.61	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELS1+	32.16	0.0	0.0	0.00
2/3/ELS1-	14.62	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELS2+	56.75	0.0	0.0	0.00
2/3/ELS2-	8.59	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELS3+	51.02	0.0	0.0	0.00
2/3/ELS3-	9.19	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELS4+	45.69	0.0	0.0	0.00
2/3/ELS4-	8.29	0.0	0.0	-0.00
2/3/ELS5+	43.97	0.0	0.0	0.00
2/3/ELS5-	9.41	0.0	0.0	-0.00
2/4/ 1	4.95	0.0	0.0	3.44
2/4/ 2	1.53	0.0	0.0	0.45
24/3	0.27	0.0	0.0	-1.62
2/4/ 4	0.38	0.0	0.0	-0.75
2/4/ 5	3.63	0.0	0.0	1.07



2/4/ 11	4.01	0.0	0.0	-9.80
2/4/EFF+	51.83	0.0	0.0	17.20
2/4/EFF-	2.63	0.0	0.0	-13.19
2/4/DEP+	35.34	0.0	0.0	11.64
2/4/DEP-	4.13	0.0	0.0	-8.29
2/4/BT +	28.22	0.0	0.0	10.13
2/4/BT -	-2.40	0.0	0.0	-6.08
2/4/BC +	22.49	0.0	0.0	8.55
2/4/BC -	-1.80	0.0	0.0	-4.56
2/4/BR +	14.54	0.0	0.0	5.61
2/4/BR -	-3.00	0.0	0.0	-7.60
2/4/MC120 +	17.15	0.0	0.0	5.05
2/4/MC120 -	-2.70	0.0	0.0	-6.84
2/4/ D +	15.43	0.0	0.0	6.44
2/4/ D -	-1.58	0.0	0.0	-4.11
2/4/ELU1+	42.88	0.0	0.0	-2.64
2/4/ELU1-	16.57	0.0	0.0	-22.46
2/4/ELU2+	79.77	0.0	0.0	10.95
2/4/ELU2-	7.53	0.0	0.0	-33.19
2/4/ELU3+	71.10	0.0	0.0	8.52
2/4/ELU3-	8.35	0.0	0.0	-30.96
2/4/ELU4+	63.17	0.0	0.0	3.33
2/4/ELU4-	7.08	0.0	0.0	-34.33
2/4/ELU5+	60.59	0.0	0.0	5.42
2/4/ELU5-	8.76	0.0	0.0	-30.23
2/4/ELS1+	29.30	0.0	0.0	-1.61
2/4/ELS1-	11.76	0.0	0.0	-14.82
2/4/ELS2+	53.89	0.0	0.0	7.45
2/4/ELS2-	5.73	0.0	0.0	-21.97
2/4/ELS3+	48.16	0.0	0.0	5.87
2/4/ELS3-	6.33	0.0	0.0	-20.45
2/4/ELS4+	42.83	0.0	0.0	2.37
2/4/ELS4	5.43	0.0	0.0	-22.73
2/4/ELS5+	41.11	0.0	0.0	3.77
2/4/ELS5-	6.55	0.0	0.0	-20.00
3/5/ 1	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ 2	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ 3	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ 4	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ 11	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/EFF+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/EFF-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/DEP+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/DEP-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELU1+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELU2+	0.0	0.0	0.0	0.00
35/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-0.00

3/5/ELU3+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELU4+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELU5+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELS1+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELS2+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELS3+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELS4+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/5/ELS5+	0.0	0.0	0.0	0.00
3/5/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/ 1	0.0	0.0	0.0	-0.76
3/6/ 2	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/ 3	0.0	0.0	0.0	-0.91
3/6/ 4	0.0	0.0	0.0	-0.52
3/6/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/ 11	0.0	0.0	0.0	-5.06
3/6/EFF+	0.0	0.0	0.0	-2.20
3/6/EFF-	0.0	0.0	0.0	-10.52
3/6/DEP+	0.0	0.0	0.0	-2.20
3/6/DEP-	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/6/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/6/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/6/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/6/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
3/6/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00
3/6/ELU1+	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU2+	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU3+	0.0	0.0	0.0	-10.55
3/6/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-10.55
3/6/ELU4+	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU5+	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-10.56
3/6/ELS1+	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS2+	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS3+	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS4+	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS5+	0.0	0.0	0.0	-7.26
3/6/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-7.26
4/7/ 1	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ 2	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ 3	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ 4	0.0	0.0	0.0	0.00



4/7/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ 11	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/EFF+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/EFF-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/DEP+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/DEP-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELU1+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELU2+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELU3+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELU4+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELU5+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELS1+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELS2+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELS3+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELS4+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/7/ELS5+	0.0	0.0	0.0	0.00
4/7/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/ 1	0.0	0.0	0.0	-0.34
4/8/ 2	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/ 3	0.0	0.0	0.0	-0.26
4/8/ 4	0.0	0.0	0.0	-0.35
4/8/ 5	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/ 11	0.0	0.0	0.0	-2.25
4/8/EFF+	0.0	0.0	0.0	-0.95
4/8/EFF-	0.0	0.0	0.0	-4.64
4/8/DEP+	0.0	0.0	0.0	-0.95
4/8/DEP-	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
4/8/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00
4/8/ELU1+	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU2+	0.0	0.0	0.0	-4.65

4/8/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU3+	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU4+	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU5+	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-4.65
4/8/ELS1+	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS2+	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS3+	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS4+	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS5+	0.0	0.0	0.0	-3.20
4/8/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-3.20
6/6/ 1	0.00	0.0	0.0	-0.76
6/6/ 2	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/ 3	-0.00	0.0	0.0	-0.91
6/6/ 4	-0.00	0.0	0.0	-0.52
6/6/ 5	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/ 11	-0.00	0.0	0.0	-5.06
6/6/EFF+	0.00	0.0	0.0	-2.20
6/6/EFF-	-0.00	0.0	0.0	-10.52
6/6/DEP+	0.00	0.0	0.0	-2.20
6/6/DEP-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/BT +	0.00	0.0	0.0	0.00
6/6/BT -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/BC +	0.00	0.0	0.0	0.00
6/6/BC -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/BR +	0.00	0.0	0.0	0.00
6/6/BR -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6MC120 +	0.00	0.0	0.0	0.00
6/6/MC120 -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/ D +	0.00	0.0	0.0	0.00
6/6/ D -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
6/6/ELU1+	0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU1-	-0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU2+	0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU2-	-0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU3	0.00	0.0	0.0	-10.55
6/6/ELU3-	-0.00	0.0	0.0	-10.55
6/6/ELU4+	0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU4-	-0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU5+	0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELU5-	-0.00	0.0	0.0	-10.56
6/6/ELS1+	0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS1-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS2+	0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS2-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS3+	0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS3-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS4+	0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS4-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS5+	0.00	0.0	0.0	-7.26
6/6/ELS5-	-0.00	0.0	0.0	-7.26
6/2/ 1	0.00	0.0	0.0	-2.29
6/2/ 2	0.00	0.0	0.0	-0.21
6/2/ 3	-0.00	0.0	0.0	-2.25
6/2/ 4	-0.00	0.0	0.0	-0.91



6/2/ 5	0.00	0.0	0.0	-0.50
6/2/ 11	-0.00	0.0	0.0	-12.52
6/2/EFF+	0.00	0.0	0.0	-5.67
6/2/EFF-	-0.00	0.0	0.0	-27.09
6/2/DEP+	0.00	0.0	0.0	-5.67
6/2DEP-	-0.00	0.0	0.0	-18.69
6/2/BT +	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/2/BT -	-0.00	0.0	0.0	-9.68
6/2/BC +	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/2/BC -	-0.00	0.0	0.0	-6.63
6/2/BR +	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/2/BR -	-0.00	0.0	0.0	-11.05
6/2/MC120 +	0.00	0.0	0.0	-0.00
62/MC120 -	-0.00	0.0	0.0	-9.94
6/2/ D +	0.00	0.0	0.0	-0.00
6/2/ D -	-0.00	0.0	0.0	-4.84
6/2/ELU1+	0.00	0.0	0.0	-27.19
6/2/ELU1-	-0.00	0.0	0.0	-43.76
6/2/ELU2+	0.00	0.0	0.0	-26.43
6/2/ELU2-	-0.00	0.0	0.0	-57.53
6/2/ELU3+	0.00	0.0	0.0	-26.40
6/2/ELU3-	-0.00	0.0	0.0	-52.92
6/2/ELU4+	0.00	0.0	0.0	-26.43
6/2/ELU4-	-0.00	0.0	0.0	-57.93
6/2/ELU5+	0.00	0.0	0.0	-26.43
6/2/ELU5-	-0.00	0.0	0.0	-50.27
6/2/ELS1+	0.00	0.0	0.0	-18.69
6/2/ELS1-	-0.00	0.0	0.0	-29.74
6/2/ELS2+	0.00	0.0	0.0	-18.19
6/2/ELS2-	-0.00	0.0	0.0	-38.92
6/2/ELS3+	0.00	0.0	0.0	-18.19
6/2/ELS3-	-0.00	0.0	0.0	-35.87
6/2ELS4+	0.00	0.0	0.0	-18.19
6/2ELS4-	-0.00	0.0	0.0	-39.18
6/2/ELS5+	0.00	0.0	0.0	-18.19
6/2/ELS5-	-0.00	0.0	0.0	-34.08
7/8/ 1	0.00	0.0	0.0	-0.34
7/8/ 2	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/ 3	0.0	0.0	0.0	-0.26
7/8/ 4	0.00	0.0	0.0	-0.35
7/8/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
7/8/ 11	0.0	0.0	0.0	-2.25
7/8/EFF+	0.00	0.0	0.0	-0.95
7/8/EFF-	-0.00	0.0	0.0	-4.64
7/8/DEP+	0.00	0.0	0.0	-0.95
7/8/DEP-	-0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/BT +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/8/BT -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/BC +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/8/BC -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/BR +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/8/BR -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/MC120 +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/8/MC120 -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/D +	0.0	0.0	0.0	0.00
7/8/D -	-0.00	0.0	0.0	-0.00
7/8/ELU1+	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU1-	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU2+	0.00	0.0	0.0	-4.65

7/8/ELU2-	-0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU3+	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU3-	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU4+	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU4-	-0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU5+	0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELU5-	-0.00	0.0	0.0	-4.65
7/8/ELS1+	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS1-	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS2+	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS2-	-0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS3+	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS3-	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS4+	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS4-	-0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS5+	0.00	0.0	0.0	-3.20
7/8/ELS5-	-0.00	0.0	0.0	-3.20
7/4/ 1	0.00	0.0	0.0	-2.29
7/4/ 2	-0.00	0.0	0.0	-0.45
7/4/ 3	0.0	0.0	0.0	-1.09
7/4/ 4	0.00	0.0	0.0	-0.91
7/4/ 5	0.0	0.0	0.0	-1.06
7/4/ 11	0.0	0.0	0.0	-9.47
7/4/EFF+	0.00	0.0	0.0	-4.74
7/4/EFF-	-0.00	0.0	0.0	-30.40
7/4/DEP+	0.00	0.0	0.0	-4.74
7/4/DEP-	-0.00	0.0	0.0	-20.79
7/4/BT +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/4/BT -	-0.00	0.0	0.0	-12.84
7/4/BC +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/4/BC -	-0.00	0.0	0.0	-9.63
7/4/BR +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/4/BR -	-0.00	0.0	0.0	-16.05
7/4/MC120 +	0.00	0.0	0.0	0.00
7/4/MC120 -	-0.00	0.0	0.0	-14.45
7/4/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
7/4/ D -	-0.00	0.0	0.0	-8.84
7/4/ELU1+	0.00	0.0	0.0	-22.20
7/4/ELU1-	0.00	0.0	0.0	-46.27
7/4/ELU2+	0.00	0.0	0.0	-20.61
7/4/ELU2-	-0.00	0.0	0.0	-63.95
7/4/ELU3+	0.00	0.0	0.0	-20.57
7/4/ELU3-	0.00	0.0	0.0	-59.09
7/4/ELU4+	0.00	0.0	0.0	-20.61
7/4/ELU4-	-0.00	0.0	0.0	-66.36
7/4/ELU5+	0.00	0.0	0.0	-20.61
7/4/ELU5-	-0.00	0.0	0.0	-57.95
7/4/ELS1+	0.00	0.0	0.0	-15.27
7/4/ELS1-	0.00	0.0	0.0	-31.32
7/4/ELS2+	0.00	0.0	0.0	-14.22
7/4/ELS2-	-0.00	0.0	0.0	-43.11
7/4/ELS3+	0.00	0.0	0.0	-14.22
7/4/ELS3-	0.00	0.0	0.0	-39.90
7/4/ELS4+	0.00	0.0	0.0	-14.22
7/4/ELS4-	-0.00	0.0	0.0	-44.71
7/4/ELS5+	0.00	0.0	0.0	-14.22
7/4ELS5-	-0.00	0.0	0.0	-39.11
8/1/ 1	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ 2	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/ 3	0.0	0.0	0.0	0.00



8/1/ 4	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/ 11	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/EFF+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/EFF-	0.0	0.0	0.0	-8.54
8/1/DEP+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/DEP-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/1/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/1/ELU1+	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU2+	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU3+	0.0	0.0	0.0	-8.54
8/1/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-8.54
8/1/ELU4+	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU5+	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-8.64
8/1/ELS1+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS2+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS3+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS4+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS5+	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/1/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-6.40
8/10/ 1	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ 2	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ 3	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ 4	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ 5	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ 11	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/EFF+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/EFF-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/DEP+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/DEP-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ BT +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/BT -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/BC +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/BC -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/BR +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/BR -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/MC120 +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/MC120 -	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ D +	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ D -	0.0	0.0	0.0	-0.00

8/10/ELU1+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELU1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELU2+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELU2-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELU3+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELU3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELU4+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELU4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELU5+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELU5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELS1+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELS1-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELS2+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELS2-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELS3+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELS3-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELS4+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELS4-	0.0	0.0	0.0	-0.00
8/10/ELS5+	0.0	0.0	0.0	0.00
8/10/ELS5-	0.0	0.0	0.0	-0.00
9/2/ 1	0.32	0.0	0.0	1.72
9/2/ 2	-0.04	0.0	0.0	-0.55
9/2/ 3	-0.52	0.0	0.0	-1.12
9/2/ 4	-0.27	0.0	0.0	-0.16
9/2/ 5	-0.08	0.0	0.0	-1.30
9/2/ 11	-3.41	0.0	0.0	-4.19
9/2/EFF+	1.28	0.0	0.0	15.00
9/2/EFF-	-5.92	0.0	0.0	-27.61
9/2/DEP+	0.68	0.0	0.0	9.96
9/2/DEP-	-4.01	0.0	0.0	-18.42
9/2/BT +	1.00	0.0	0.0	1.24
9/2/BT -	-1.57	0.0	0.0	-18.31
9/2/BC +	1.18	0.0	0.0	1.88
9/2/BC -	-1.18	0.0	0.0	-12.18
9/2/BR +	1.09	0.0	0.0	10.07
9/2/BR -	-2.59	0.0	0.0	-9.55
9/2/MC120 +	0.98	0.0	0.0	4.06
9/2/MC120 -	-1.77	0.0	0.0	-8.59
9/2/ D +	1.19	0.0	0.0	6.20
9/2/ D -	-1.61	0.0	0.0	-6.76
9/2/ELU1+	-4.30	0.0	0.0	6.72
9/2/ELU1-	-9.82	0.0	0.0	-22.70
9/2/ELU2+	-2.66	0.0	0.0	10.53
9/2/ELU2-	-12.05	0.0	0.0	-48.21
9/2/ELU3+	-2.40	0.0	0.0	11.47
9/2/ELU3-	-11.47	0.0	0.0	-39.05
9/2/ELU4+	-2.70	0.0	0.0	14.77
9/2/ELU4-	-12.34	0.0	0.0	-33.63
9/2/ELU5+	-2.39	0.0	0.0	17.98
9/2/ELU5-	-12.11	0.0	0.0	-30.88
9/2/ELS1+	-2.92	0.0	0.0	4.47
9/2/ELS1-	-6.60	0.0	0.0	-15.15
9/2/ELS2+	-1.83	0.0	0.0	7.01
9/2/ELS2-	-8.08	0.0	0.0	-32.15
9/2/ELS3+	-1.65	0.0	0.0	7.66
9/2/ELS3-	-7.69	0.0	0.0	-26.02
9/2/ELS4+	-1.85	0.0	0.0	9.84
9/2/ELS4-	-8.28	0.0	0.0	-22.43
9/2/ELS5+	-1.64	0.0	0.0	11.98
9/2/ELS5-	-8.12	0.0	0.0	-20.60



ROBOT v 19.0.1

Auteur : **NECHAK ET KIRAM**

Adresse :

© RoboBAT 1996-2004

Fichier : **étude transversale .rtd**

Projet : ETUDE TRANSVERSALE

9/4/ 1	0.32	0.0	0.0	-5.73
9/4/ 2	-0.04	0.0	0.0	-0.90
9/4/ 3	-0.52	0.0	0.0	0.53
9/4/ 4	-0.27	0.0	0.0	-0.16
9/4/ 5	-0.08	0.0	0.0	-2.13
9/4/ 11	-3.41	0.0	0.0	0.33
9/4/EFF+	1.28	0.0	0.0	5.15
9/4/EFF-	-5.92	0.0	0.0	-39.41
9/4/DEP+	0.68	0.0	0.0	1.35
9/4/DEP-	-4.01	0.0	0.0	-26.97
9/4/BT +	1.00	0.0	0.0	6.08
9/4/BT -	-1.57	0.0	0.0	-20.71
9/4/BC +	1.18	0.0	0.0	4.56
9/4/BC -	-1.18	0.0	0.0	-15.55
9/4/BR +	1.09	0.0	0.0	7.60
9/4/BR -	-2.59	0.0	0.0	-12.89
9/4/MC120 +	0.98	0.0	0.0	6.84
9/4/MC120 -	-1.77	0.0	0.0	-16.38
9/4/D +	1.19	0.0	0.0	4.11
9/4/D -	-1.61	0.0	0.0	-9.26

9/4/ELU1+	-4.30	0.0	0.0	0.26
9/4/ELU1-	-9.82	0.0	0.0	-30.48
9/4/ELU2+	-2.66	0.0	0.0	12.57
9/4/ELU2-	-12.05	0.0	0.0	-58.36
9/4/ELU3+	-2.40	0.0	0.0	10.39
9/4/ELU3-	-11.47	0.0	0.0	-50.52
9/4/ELU4+	-2.70	0.0	0.0	13.72
9/4/ELU4-	-12.34	0.0	0.0	-51.87
9/4/ELU5+	-2.39	0.0	0.0	9.61
9/4/ELU5-	-12.11	0.0	0.0	-41.18
9/4/ELS1+	-2.92	0.0	0.0	-0.45
9/4/ELS1-	-6.60	0.0	0.0	-20.94
9/4/ELS2+	-1.83	0.0	0.0	7.76
9/4/ELS2-	-8.08	0.0	0.0	-39.53
9/4/ELS3+	-1.65	0.0	0.0	6.24
9/4/ELS3-	-7.69	0.0	0.0	-34.37
9/4/ELS4+	-1.85	0.0	0.0	8.52
9/4/ELS4-	-8.28	0.0	0.0	-35.20
9/4/ELS5+	-1.64	0.0	0.0	5.78

ANNEXE C

Expertise de Section en Flexion Simple

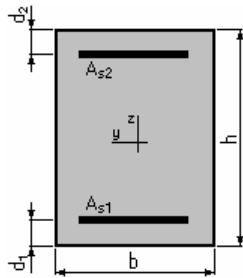
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 22.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 57.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 3.4$ (cm²)

théorique $\rho = 3.21$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.19$ (%)

4. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	155.00	0.00

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 155.00$ (kN*m)	$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	
Position de l'axe neutre:	$y = 11.0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 19.6$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 187.1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 187.1$ (MPa)	

Expertise de Section en Flexion Simple

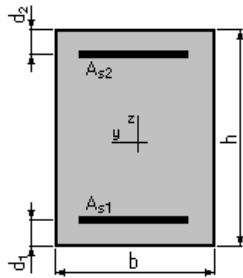
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration trës préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 18.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 3.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.90$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

4. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	64.00	0.00

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 64.00$ (kN*m)	$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	
Position de l'axe neutre:	$y = 8.4$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.4$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 187.1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 187.1$ (MPa)	

Calcul de Section en Flexion Simple

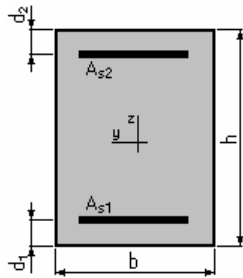
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 47.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	663.60	0.00
Etat Limite de Service	431.10	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 63.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1.48$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 663.60$	(kN*m)	$M_{\min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.25		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 14.0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 37.4$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7.26$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 347.8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{\max} = 431.10$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 20.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 187.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 187.1$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

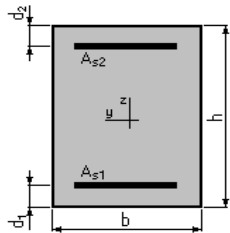
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 35.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 4.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	836.30	433.40
2.	ELS	567.50	252.00
3.	ELU	0.00	0.00
4.	ELS	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 39.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\text{min}} = 4.9$ (cm²)

théorique $\rho = 1.26$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 836.30 (kN) M = 433.40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.03 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 14.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25.4$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 4.26$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 567.50 (kN)** **M = 252.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 17.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 25.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 187.1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 187.1$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU **N = 0.00 (kN)** **M = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 100.00 Cas non significatif

Cas N° 4: Type ELS **N = 0.00 (kN)** **M = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 100.00 Cas non significatif

Expertise de Section en Flexion Composée

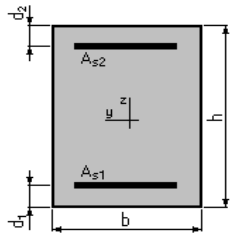
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 35.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 54.1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 4.9$ (cm²)

théorique $\rho = 1.75$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N°	N (kN)	M (kN*m)
1.	-80.80	252.00
2.	0.00	0.00

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -80.80 (kN) M = 252.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 15.3$ (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: $\sigma_{bc} = 12.2$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

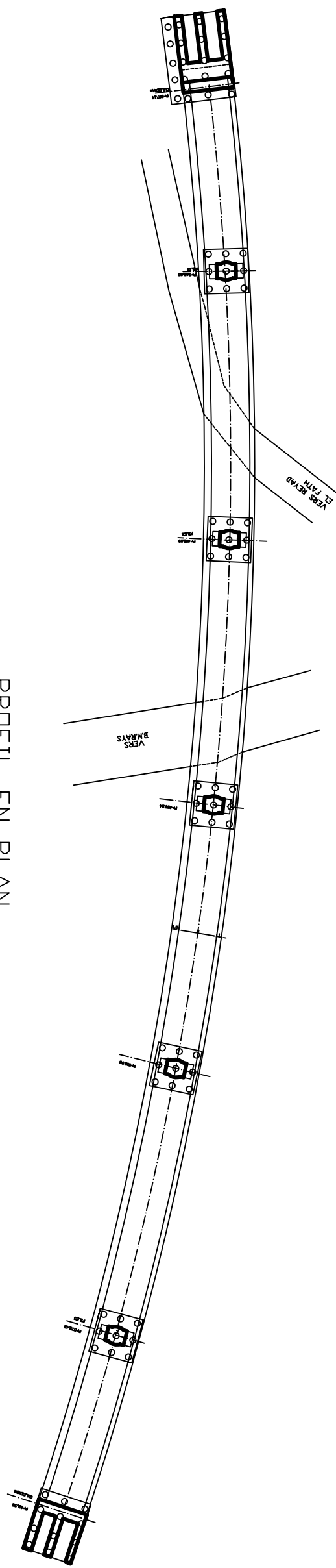
comprimée: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 187.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 187.1$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = 0.00** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1000000000.00
Position de l'axe neutre: $y = 17.5$ (cm)
Contrainte du béton:
 comprimée: $\sigma_{bc} = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite du béton:
 comprimée: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 187.1$ (MPa)



PROFIL EN PLAN