

REPUBLIQUE ALGERIEN DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



وزارة التعليم العالي
و البحث العلمي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département De Génie Civil

Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil

**Etude d'un tablier d'un pont à poutres multiples
en béton précontraint par post-tension**



Proposé par:

SAPTA

Réalisé par:

GHARBOUDJE Yahia

TOUILA Mohamed

Encadré par:

Mr. A.LARIBI

Mr. A.SLIMANI

Promotion Juin 2014

Remerciement

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

Nous tenons à remercier tout particulièrement nos promoteurs Mr.LARIBI Abdallah et Mr.SLIMANI Ali Pour leurs conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'ils 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 :

- Mr .DJERIR Bouazize de SAPTA.

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

إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

والصلاة والسلام على أشرف المرسلين محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء والمرسلين أما بعد
أهدي هذا العمل المتواضع....

إلى التي تعبت و ربت و سهرت الليالي إلى أعلى شيء في الوجود إلى أحب شخص في هذه
الدنيا بعد الله ورسوله إلى أمي الحبيبة التي فرحت دوما لنجاحي و سعادتي والتي أدعو الله
أن يرحمها و يجعلها من أهل الجنة.

إلى الذي جعل مني رجلا إلى الذي أفنى عمره من أجل راحتي و دراستي إلى أبي الغالي
والذي أدعو الله أن يبارك في عمره.

إلى كل الإخوة و الأخوات الأعزاء.

إلى جدتي بارك الله في عمرها.

إلى كل أعمامي و عماتي.

إلى كل أخوالي و خالاتي.

إلى كل الأهل و الأقارب و إلى كل من ارتبط اسمي بهم.

والى كل اصدقائي بدون استثناء

كما لا أنسى كل من أمدني بيد المساعدة من بعيد أو قريب.

غروب يحى.

إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله و الصلاة والسلام على رسول الله

أما بعد أهدي هذا العمل المتواضع.....

إلى التي تعبت و ربت و سهرت الليالي إلى أعلى شيء في الوجود إلى أحب شخص في هذه الدنيا بعد الله ورسوله.

إلى أمي الحبيبة التي فرحت دوما لنجاحي و سعادتي والتي أدعو الله أن يبارك في عمرها ويحفظها من كل سوء.

إلى الذي جعل مني رجلا إلى الذي أفنى عمره من أجل راحتي و دراستي إلى أبي الغالي والذي أدعو الله أن يبارك في عمره ويحفظه من كل سوء.

إلى كل الإخوة و الأخوات الأعمام.

إلى جدتي ببارك الله في عمرها.

إلى كل أعمامي و عماتي.

إلى كل أخوالي و خالاتي.

إلى كل الأهل و الأقارب و إلى كل من ارتبط اسمي بهم.

والى كل الاصدقاء دون استثناء.

كما لا أنسى كل من أمدني بيد المساعدة من بعيد أو قريب.

طويلة محمد.

ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة سطح الجسر ذات روافد متعددة سابقة الاجهاد. المشروع هو جسر منحنى نصف قطره 655 متر و طوله 393.44 متر يتكون من 11 مقطع متماثل. طول كل مقطع 35 متر. هذا السطح يستند على 10 اعمدة و متكأين مكونة كلها من الخرسانة المسلحة يبلغ عرض هذا السطح 15.5 متر مع احتوائه على رصيفين عرض كل منهما 1 متر له ميل 2.5%

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الخرسانة سابقة الإجهاد، الروافد، الإجهادات و التشوهات.

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier le tablier d'un pont à poutres multiples en béton précontraint. Ce projet est un pont courbe de rayon 655m et de longueur 393.44m constitué de 11 travées identiques. Chaque travée est de longueur 35m. Le tablier s'appuie sur 10 piles et 2 culées tous en béton armé. La largeur de ce tablier est 15.5m, Avec 2 trottoirs de largeur chacun de 1m et de pente de 2.5%.

Mots-clés: béton armé, béton précontraint, les poutres, les contraintes et les déformations.

Summary

The aim of this work is to study the bridge deck with multiple prestressed concrete beams. This project is a curved bridge with 655m radius and 393.44m length consists of 11 identical spans. Each bay is 35m length. The deck is based on 10 piers and 2 abutments all with reinforced concrete. The width of the deck is 15.5m, with 2 sidewalks of 1m larger and 2.5% of slope.

Keywords: reinforced concrete, prestressed concrete, beams, stresses and strains.

Sommaire

Introduction.....	1
--------------------------	----------

Chapitre 01 : présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction	2
1.2. Présentation du projet	2
1.3. Données fonctionnelles	2
1.3.1. Profil en long	2
1.3.2. Profil en travers	2
1.3.3. tracé en plan	4
1.4. Données naturelles	4

Chapitre 02 : caractéristique des matériaux

2.1. Introduction	7
2.2. Le béton	7
2.2.1. La résistance caractéristique à la compression	7
2.2.2. La résistance caractéristique à la traction	8
2.2.3. Déformation longitudinale	8
2.2.4. Coefficient de poisson	8
2.2.5. Contraintes aux états limites	10
2.3. Les aciers	10
2.3.1. Aciers passifs	10
2.3.2. Aciers actifs.....	11

Chapitre 03 : Prédimensionnement

3.1. Introduction.....	12
3.2. Pré-dimensionnement de tablier.....	12
3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre.....	12
3.2.2. Pré-dimensionnement de la dalle ou L'hourdis général.....	15
3.2.2.1- Définition de la dalle (l'hourdis).....	15
3.2.2.2- Pré-dimensionnement de la dalle.....	15
3.3. Les caractéristiques géométriques de la poutre.....	17
3.3.1. Notation utilisé.....	17
3.3.2 : La poutre	18

Chapitre 04 : charge et surcharge

4.1. Introduction.....	24
4.2. Actions hors trafic (Charges permanentes).....	24
4.2.1. Poids propre des éléments porteurs.....	24

4.2.2. Poids propre des éléments non porteurs.....	25
4.2.3. Poids propre totale de tablier	26
4.3. Caractéristiques du pont.....	26
4.3.1. Classe du pont	26
4.3.2. Largeur chargeable (Ls).....	27
4.3.3. Nombre de voies.....	27
4.3.4. Largeur de voies.	27
4.4. Actions dues ou trafic (charges variables)	27
4.4.1. Système de charge A.....	28
4.4.2. Système de charge B.....	29
4.4.3. Surcharge militaire.....	35
4.4.4. Convoi exceptionnelles.....	36
4.4.5. Effort de freinage.....	37
4.4.6. La force de freinage.....	38
4.4.7. Charges sur les trottoirs.....	39
4.4.8. Charges sur les garde- corps.....	39
4.5. Charges climatiques.....	40
4.5. 1. Charges thermiques	40
4.5.2. Charge de vent.....	41
4.6. Evaluation des actions accidentelles.....	41
4.7. Conclusion.....	41

Chapitre 05 : modélisation et analyse

5.1. Introduction	42
5.2. Actions hors trafic (Charges permanentes)	42
5.3. Actions dues ou trafic (charges variables).....	44
5.3.1. Moment fléchissent (B_c , B_r , B_t , M_{c120} et D_{240}).....	45
5.3.2. L'effort tranchant (B_c , B_r , B_t , M_{c120} et D_{240}).....	50
5.4. Les combinaisons d'actions	53
5.5. Analyse par SAP2000.....	55
5.5.1. SAP2000.....	55
5.5.2. Modélisation.....	55

Chapitre 06 : le béton précontraint

6.1. Introduction.....	59
6.2. Historique.....	59
6.3. Principe du béton précontraint.....	59
6.4. Mise en œuvre de la précontrainte.....	60
6.4.1. Précontrainte par pré-tension.....	61
6.4.2. Précontrainte par post-tension.....	61
6.5. les armatures de précontrainte.....	63
6.6. Les types d'ancrage de précontrainte.....	64
6.7. Conduits pour précontrainte par post-tension.....	65
6.8. Le tracé de câblage	66
6.9. Domaine d'application de la précontrainte.....	67

Chapitre 07 : le béton précontraint

7.1. Introduction.....	68
7.2. Détermination du nombre des câbles	68
7.2.1. Tension à l'origine.....	68
7.2.2. Calcul de la précontrainte.....	68
7.3. Le tracé des câbles.....	70
7.3.1. Positionnement des câbles	70
7.3.2. Angle de relevage	71
7.3.3. Allure des câbles.....	72
7.4. Calcul des pertes de la précontrainte.....	75
7.4.1. Pertes instantanées.....	75
7.4.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....	75
7.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage.....	76
7.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	78
7.4.1.4. Pertes instantanées totales.....	80
7.4.2. Pertes différées	80
7.4.2.1. Pertes due au retrait du béton.....	80
7.4.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers.....	81
7.4.2.3. Pertes due au fluage du béton.....	82
7.4.2.4. Pertes différées totales.....	84
7.4.3. Pertes totales.....	85
7.5. Justifications aux E.L.S.....	85
7.5.1. Vérification des contraintes normales.....	85
7.5.1.1. Détermination des contraintes admissible.....	85
7.5.1.2 La vérification	86
7.5.2. Ferrailage passif longitudinal.....	87
7.5.2.1. Armatures de peau	89
7.5.2.2. Armatures dans la zone tendue.....	89
7.5.3. Vérification des contraintes tangentiels.....	89
7.5.3.1. Contrainte de cisaillement.....	90
7.6. Justifications aux E.L.U (BPEL 91 révisé 99 –art n°62)	91
7.6.1. Vérification des contraintes normales.....	91
7.6.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul.....	91
7.6.1.2. Principe de la méthode de justification	92
7.6.1.3. Equations utilisées.....	92
7.6.2. Vérification des contraintes tangentiels (B.P.E.L 91 Art 7.3).....	97
7.6.2.1. Minimum d'armatures transversales.....	97
7.6.2.2. Justification des armatures transversales.....	97
7.6.2.3. Justification des bielles de béton.....	98

Chapitre 08 : zone particulières

8.1. Introduction	100
8.2. Zone d'introduction des forces de précontrainte (BPEL).....	100
8.2.1. Vérification à la zone d'about.....	101

Chapitre 09 : calcul des déformations

9.1. Introduction.....	108
9.2. Calcul des flèches.....	108
9.2.2. Calcul des rotations.....	110
9.2.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis.....	111

Chapitre 10 : étude de l'hourdi

10.1. Introduction.....	113
10. 2. Méthodologie de calcul	113
10.3. Etude de la flexion transversale.....	114
10.3.1. Calcul à E.L.U.....	114
10.3.2. Vérification à E.L.S.....	116
10.3.3. Condition de non fragilité.....	118
10.1.3. Ferrailage longitudinal	118

Conclusion	119
-------------------------	------------

Bibliographie	120
----------------------------	------------

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Récapitulation des résultats de Q_{ad}	6
Tableau.2.1 : Contrainte limite de traction	11
Tableau.3.1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre.....	19
Tableau. 3.2 : Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre plus l'hourdis général.....	20
Tableau. 3.3 : Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre.....	22
Tableau.3.4 : caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre plus l'hourdis général.....	23
Tableau. 4.1 : Coefficient a_1	28
Tableau .4.2 : valeur de v_0	28
Tableau .4.3: valeur de A.....	29
Tableau .4.4 : valeur de b_c	31
Tableau .4.5 : les valeurs des charges de B_c	32
Tableau .4.6 : valeur de b_t	34
Tableau .4.7 : les valeurs des charges de B_t	35
Tableau4.8. Les valeurs de gradient thermique.....	40
Tableau .5.1 : M, T et R de la poutre seul.....	42
Tableau .5.2 : M, T et R de la dalle.....	43
Tableau .5. 3 : M, T et R de la superstructure.....	43
Tableau.5.4 : récapitulatif des M, T et R (charge totale).....	43
Tableaux .5.5 : M et T de la surcharge A(L).....	44
Tableaux.5.6 : M et T de la surcharge S_t	45
Tableau.5.6.a : M de la surcharge B_c	47
Tableau.5.6.b : M de la surcharge B_c	48
Tableau.5.7 : M de la surcharge B_t	49
Tableau.5.8 : coefficient b_c	50
Tableau.5.9 : T de la surcharge B_c	51
Tableau.5.10 : T de la surcharge B_t	51
Tableau.5.11 : récapitulatif des moments dus aux surcharges.....	52
Tableau5.12. : récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....	53
Tableau5.13. : Les coefficients de pondération pour chaque charge.....	54
Tableau5.14. : Les différentes combinaisons des charges.....	54
Tableau 6.1. Les caractéristiques des torons les plus courant.....	63
Tableau .7.1 : Récapulatif des caractéristiques de la section médiane.	68
Tableau .7.2 : Récapulatif des caractéristiques de la section about.....	69
Tableau. 7. 3. Les caractéristiques de chaque câble.....	72
Tableau. 7.4 : Tracé des câbles.....	73
Tableau. 7. 5 : Pertes dues au frottement du câble.....	76
Tableau. 7. 6 : Pertes dues au recul d'ancrage.....	78
Tableau. 7. 7 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	79
Tableau. 7. 8 : Pertes instantanées totales.....	80
Tableau. 7. 9 : Pertes due à la relaxation des aciers.....	82

Tableau. 7. 10 : Pertes due au fluage du béton.....	83
Tableau. 7. 11 : Pertes différées totales.....	84
Tableau.7. 12. Pertes totales.....	85
Tableau. 7. 13 : Vérification des contraintes normales.....	88
Tableau. 7. 14 : Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau. 9. 1 : Récapulatif des données pour le calcul de la contre flèche.....	109
Tableau.10.1 : les moments maximums à E.L.U.....	114
Tableau.10.2 : Les moments maximums à E.L.S.....	117

Liste des figures

Figure.1.1 : profil en long.....	2
Figure.1.2 : profil en travers sur pile.....	3
Figure.1.3 : Profil en travers sur culée.....	3
Figure.1.4 : tracé en plan.....	4
Figure. 2.1 : diagramme contrainte-déformation de béton à ELU.....	9
Figure .2.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	10
Figure .3.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	12
Figure .3.2 : Gousset de la table de compression.....	14
Figure.3.3 : Gousset du talon.....	15
Figure.3.4 : La notation utilisée.....	17
Figure. 3.5 : La section médiane de la poutre.....	18
Figure.3.6 : La section médiane de la poutre plus l'hourdis général.....	19
Figure. 3.7 : La section d'about de la poutre.....	21
Figure.3.8 : La section d'about de la poutre plus l'hourdis général.....	21
Figure. 4.1 : la poutre.....	24
Figure .4.2: la corniche.....	25
Figure. 4.3: système de charge B_c	31
Figure.4.4 : Système de charge B_r	33
Figure.4.5: Système de charge B_t	34
Figure.4.6 : Système M_c 120.....	36
Figure.4.7 : Convoi D240.....	37
Figure.4.8 : Charge sur les garde-corps.....	39
Figure .5.1 : Charges permanentes.....	42
Figure.5.2 : surcharge A(L).....	44
Figure.5.3 : surcharge de trottoir.....	45
Figure.5.5.a : surcharge B_c	46
Figure.5.5.b: surcharge B_c	47
Figure.5.6 : surcharge B_t	48
Figure.5.7 : surcharge M_{c120}	49
Figure.5.8 : surcharge D_{240}	50
Figure.5.8 : Modélisation de tablier.....	55
Figure.5.9 : Diagramme de moment (G+1.2 (AL+ST)).....	56
Figure.5.10 : Diagramme de l'effort tranchant (G+1.2 (AL+ST)).....	56
Figure.5.11 : Diagramme de moment (1.35G+1.6 (AL+ST)).....	57
Figure.5.12 : Diagramme de l'effort tranchant (1.35G+1.6 (AL+ST)).....	57
Figure .6.1: Principe de la précontrainte.....	60
Figure. 6.2 : Mise en tension des câbles par la méthode de pré-tension.....	61
Figure. 6.3 : Instalation des gaine pour la post-tension.....	62
Figure .6.4 : Exemple de torons.....	64
Figure .6.5: Ancrage fixe système K.....	64
Figure. 6.6 : Câblage rectiligne.....	66
Figure. 6.7 : Câblage polygonal.....	66
Figure. 7. 1 : Disposition des câbles à l'about.....	70

Figure .7. 2 : Disposition des câbles à mi- travée.....	70
Figure. 7. 3 : Tracé des câbles.....	74
Figure .7. 4 : Allure des câbles.....	75
Figure. 7. 6 : Pertes par recul d’ancrage.....	76
Figure. 7. 7 : Principe de la Pertes par recul d’ancrage.....	77
Figure. 7. 8 : Diagramme des contraintes admissibles en service.....	86
Figure. 7. 9 : Courbe d’interaction effort normal-moment fléchissant.....	92
Figure. 7. 10 : Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.....	93
Figure. 7. 11 : Equation d’équilibre.....	95
Figure.7.12 : ferrailage passive de la poutre.....	98
Figure.8.1 : Zone de régularisation.....	100
Figure.8.2: Zone de première régularisation (cm).....	102
Figure.8.3 Composition de l’état d’équilibre général.....	104
Figure .8.4 : Sollicitations dans l’état d’équilibre général.....	104
Figure.8.5 : Les composantes des efforts de précontrainte (MN).....	105
Figure. 9.1 : Diagramme du moment sous l’effet de la précontrainte.....	109
Figure. 10.1 : Fonctionnement de l’hourdis.....	113
Figure.10.2 : Diagramme du à $1.35G+1.6 (B_t+S_t)$	114
Figure.10.3 : Diagramme du à $(G+1.2 (B_t+S_t))$	116
Figure.10.4 : ferrailage de l’hourdis.....	118



INTRODUCTION

GENERALE

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ ou préfabriqué, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

Sous le terme de ponts à poutres ; l'un des types des ponts, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

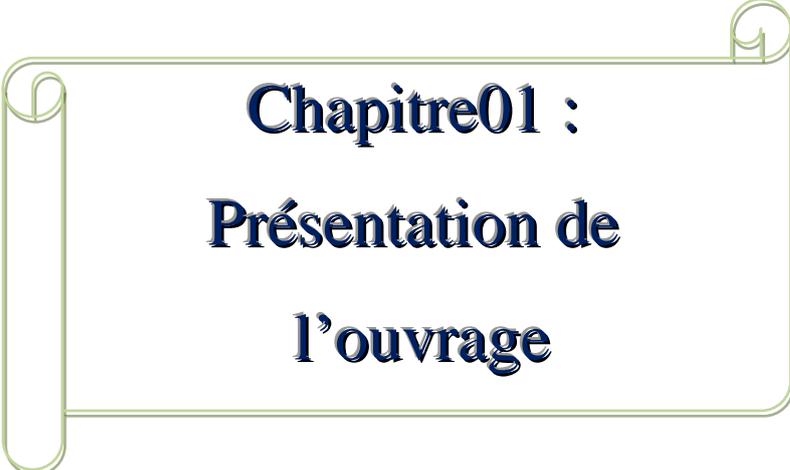
Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

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

En second lieu, nous passerons à l'évaluation des diverses sollicitations, tant en phases de construction qu'en service. Cette étape est conçue par le biais d'un logiciel technique "SAP2000", grâce auquel, la modélisation du tablier ainsi que le calcul des efforts induits, sont rendus plus faciles.

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

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



Chapitre01 :
Présentation de
l'ouvrage



La zone d'implantation du projet

1.1. Introduction

Un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluvial ou maritime.

Parmi les types des ponts en trouvent les ponts à poutres, ce type des ponts est le plus simple, il se compose d'une seule travée appelée poutre, elle est en bois, acier ou béton. Lorsque la distance de franchissement augmente, les extrémités des poutres reposent sur des piles.

1.2. Présentation du projet

Le projet à étudier est un pont à poutre précontrainte qui porte un établissement de communication nécessité par la construction de dédoublement de la route national 1 (RN1) entre la Chiffa et Berrouaghia sur 53 km.

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Plan d'ensemble : PK 29+481 .00
- Longueur total : 393.44m
- Largueur du tablier : 15.5m
- Pente : 2.5%
- Rayon de courbure : 655m
- Nombre des poutres par travée : 12 poutres avec équidistance 1.24m
- Les appuis sont composés de deux culées et dix piles

1.3. Données fonctionnelles

Ce sont les données relatives à la voie portée telle que le profil en long, le profil en travers et le tracé en plan.

1.3.1. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan.

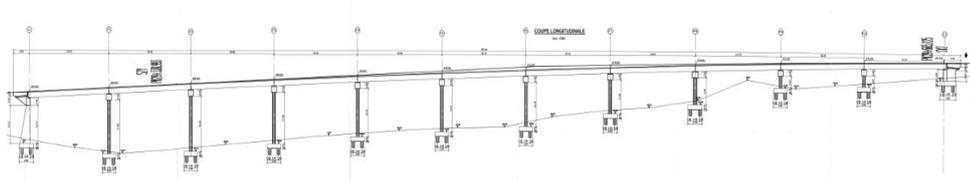


Figure.1.1 : profil en long

1.3.2. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

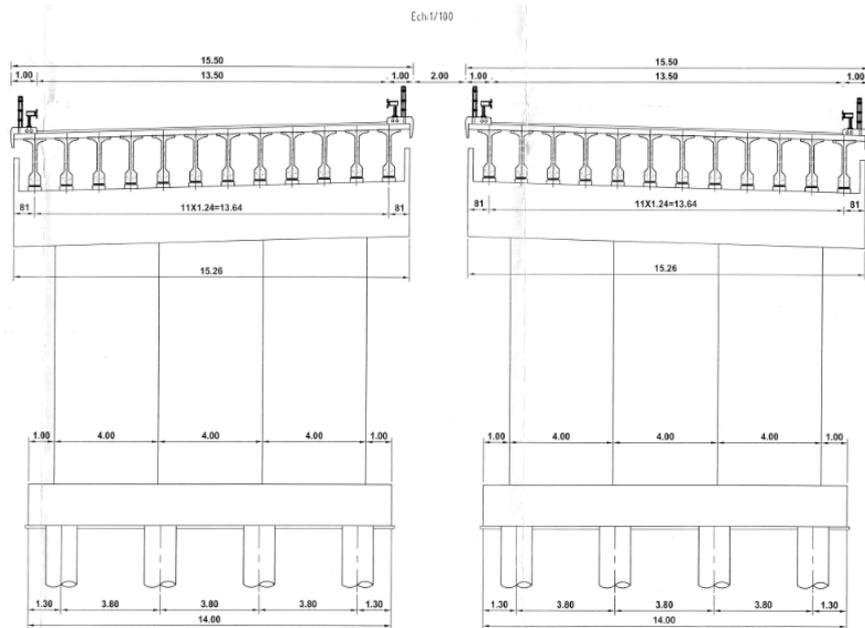


Figure1.2 : profil en travers sur pile

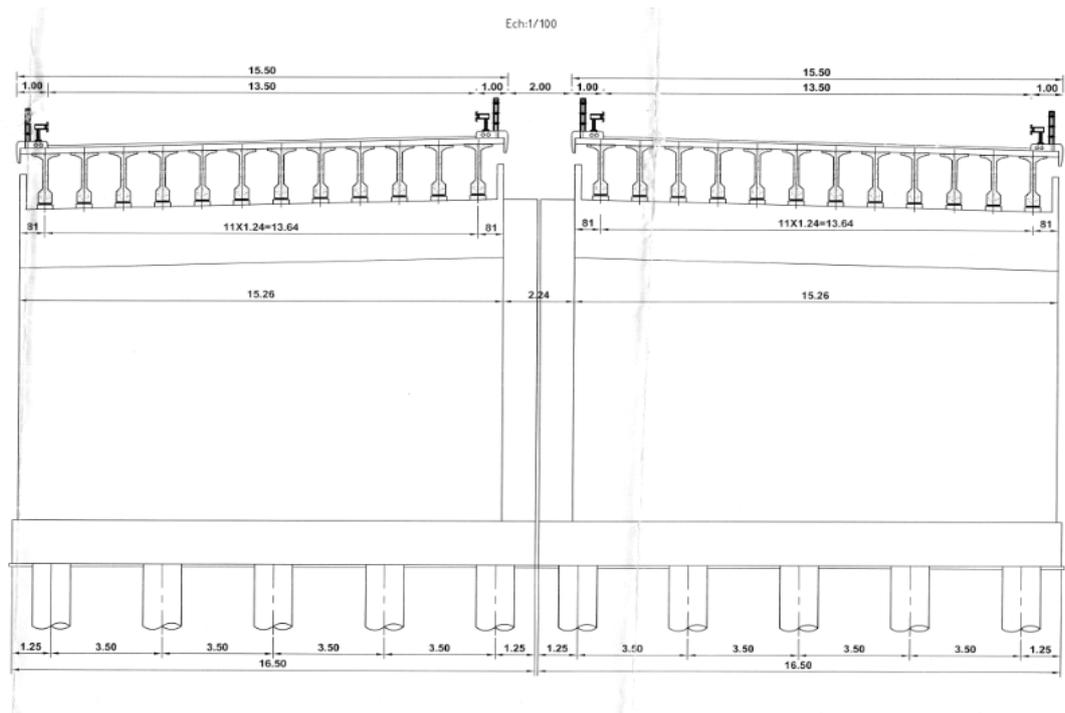


Figure1.3 : Profil en travers sur culée

1.3.3. tracé en plan

L'ouvrage a une courbure de rayon 655m.

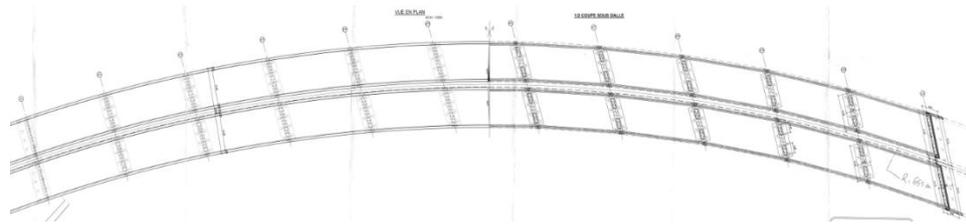


Figure 1.4. tracé en plan

1.4. Données naturelles

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant. Ainsi que la proposition des fondations envisagée pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

L'entreprise chargée de la reconnaissance des caractéristiques géotechniques du sol de site, elle a réalisé six sondages carottés, après les études qu'elle a fait sur carottes donnent les résultats suivants :

- **Sondage N° 1 :**
 - 0.00-3.60m : Marne argileuse de couleur beige.
 - 3.60-30.00m : Marne argileuse devient compacte en descendant, de couleur gris bleuâtre, des remplissages de gypse peuvent être constatés.
- **Sondage N°2 :**
 - 0.00-1.50m : Remblai.
 - 1.50-3.00m : Marne argileuse de couleur beige rougeâtre.
 - 3.00-30.00m : Marne argileuse devient compacte en descendant, de couleur gris bleuâtre.
- **Sondage N°3 :**
 - 0.00-2.00m : Terre végétale.
 - 2.00-6.00m : Marne argileuse de couleur rougeâtre avec des minces passages de gypse.
 - 6.00-30.00m : Marne argileuse devient compacte en profondeur, de couleur gris bleuâtre.
 - On constate l'apparition d'un conglomérat pouding à 29m de profondeur.

- **Sondage N°4 :**

- 0.00-1.60m : Terre végétal.
- 1.60-2.50m : Marne argileuse graveleux caillouteux, de couleur beige.
- 2.50-3.50m : Un passage d'argile de couleur verdâtre.
- 3.50-11.00m : Marne argileuse de couleur rougeâtre.
- 11.00-30.00m : Marne argileuse devient compacte en profondeur de couleur gris bleuâtre.
-

- **Sondage N°5 :**

- 0.50-1.50 m : Marne argileuse de couleur brunâtre.
- 1.50-2.50m : Marne argileuse de couleur rougeâtre.
- 2.50-6.00m : Marne argileuse de couleur rougeâtre.
- 6.00-22.50m : Alternance des marnes argileuse de couleur rougeâtre et celles de couleur gris bleuâtre, en constate l'apparition d'un passage de grès à ciment calcaire à 17.00m.
- 22.50-30 .00m : Calcaire marneux de couleur gris violacé.

- **Sondage N°6 :**

- 0.00-3.00m : Marne argileuse de couleur rougeâtre.
- 3.00-14.00m : Alternance des marnes argileuse et des calcaires marneux d'aspect rubané.
- 14 .00-21.00m : Calcaire marneux parfois très fracturée de couleur gris bleuâtre.
- 21.00-30.00m : Calcaire marneux plus ou moins induré, de couleur gris bleuâtre.

❖ **Récapitulation des résultats de Q_{ad} :**

Les calculs de Q_{ad} effectués pour l'ensemble des sondages ont aboutis aux résultats récapitulés dans le tableau comme suit :

Tableau 1.1 : Récapitulation des résultats de Q_{ad}

Fiche d'ancrage D en mètre	Qad (tonnes) pour un pieu isolé			
	Ø = 0,60 m	Ø = 0,80 m	Ø = 1,00 m	Ø = 1,20 m
10	42.07	59.42	78.47	99.24
15	75.54	105.49	137.87	172.70
20	117.56	162.97	211.53	263.27
25	168.14	231.85	299.65	370.95

Le nombre de pieux (n) sous une semelle sera déterminée par la relation suivante :

$$n = \Sigma N / Q_{ad}$$

Avec :

Q_{ad} : Contrainte admissible du sol d'un pieu isolé en tonnes.

D : fiche d'encrage du pieu en m.

Ø : diamètre du pieu.

n : nombre de pieux pouvant assurer la stabilité interne et externe du groupe.

ΣN : la somme des charges et surcharges agissant sur semelle

A decorative scroll frame with a light green border and rounded corners, containing the chapter title. The frame has a scroll-like appearance on the left and right sides.

Chapitre 02 : caractéristique des matériaux

2.1. Introduction

Dans ce chapitre nous présentons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de l'ouvrage ainsi que leurs caractéristiques, on utilisera pour cela les documents techniques BAEL pour le béton armé et le BPEL pour le béton précontraint.

2.2. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} . Le béton est dosé à 400kg/m^3 de ciment CPA 325, la masse volumique du béton armé $\rho = 2.5\text{t/m}^3$.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450kg/m^3 , et ces valeurs peuvent atteindre 500kg/m^3 , qui nous garantissent une résistance de 35MPa .

2.2.1. La résistance caractéristique à la compression

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 27\text{MPa} & \text{pour le béton de l'infrastructure.} \\ 35\text{MPa} & \text{pour le béton de la superstructure.} \end{cases}$$

2.2.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Avec :

$$f_{t28} = \begin{cases} 2.22\text{MPa} & \text{pour le béton de l'infrastructure.} \\ 2.7\text{MPa} & \text{pour le béton de la superstructure.} \end{cases}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$.

2.2.3. Déformation longitudinale

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24H, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} = 27\text{MPa} & \Rightarrow E_{ij} = 33000\text{MPa} \\ & \text{et} \\ f_{c28} = 35\text{MPa} & \Rightarrow E_{ij} = 35981.73\text{MPa} \end{array} \right.$$

- Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge, il y correspond un module de déformation E_{vj} donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Dans notre cas } \left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} = 27\text{MPa} & \Rightarrow E_{vj} = 11100\text{MPa} \\ & \text{et} \\ f_{c28} = 35\text{MPa} & \Rightarrow E_{vj} = 12102.94\text{MPa} \end{array} \right.$$

2.2.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson (ν) du béton est pris égal à 0 (ELU) pour le calcul des sollicitations et à 0.2 pour le calcul des déformations (ELS).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

2.2.5. Contraintes aux états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées. Les divers états limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories :

a. Etats limites ultimes

Les états limites ultimes correspondant à la ruine de l’ouvrage ou de l’un de ses éléments par perte d’équilibre statique, rupture, flambement,.....etc.

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3.5‰.

D’où, le calcul de la contrainte limite de compression du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta * \gamma_b} f_{c28}$$

0.85 : Pour tenir compte de la durée d’application des charges et d’éventuelles détériorations du béton en surface.

θ : coefficient qui dépend de la durée probable d’application de la combinaison d’action considérée.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \end{cases}$$

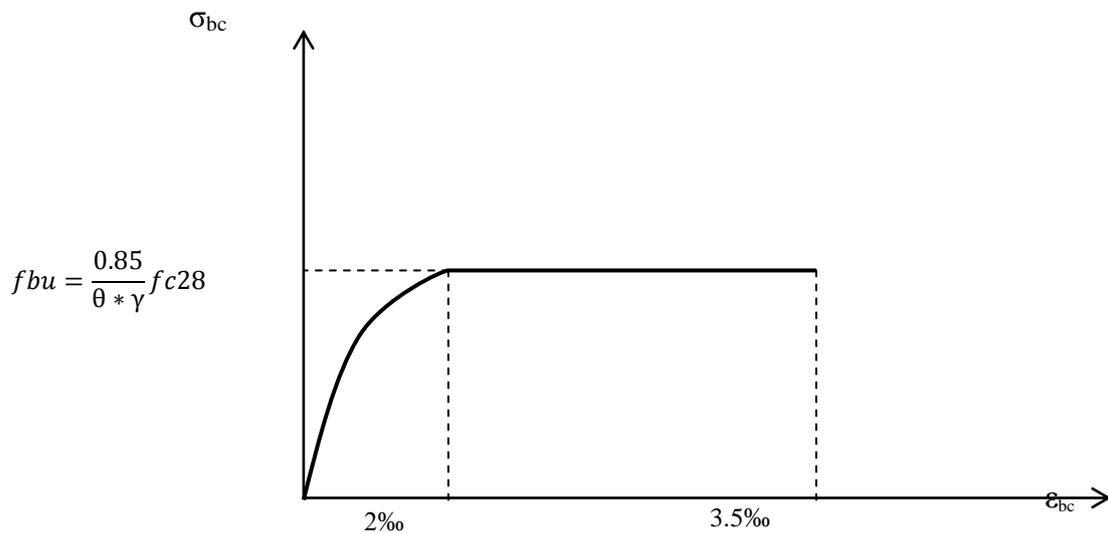


Figure 2.1 : diagramme contrainte-déformation de béton à ELU

b. Etats limites services

Les états limites de services au delà desquels ne sommes plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformation excessive des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, ...etc.).

Le comportement du béton à l'ELS est supposé linéaire élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0.5 * f_{c28} & \text{pour l'ouvrage fini ou en service} \\ 0.6 * f_{c28} & \text{pour l'ouvrage en construction ou en situation accidentelle} \end{cases}$$

2.3. 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 limitées les fissurations.

2.3.1. Aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE50A avec une limite d'élasticité $f_e=500\text{MPa}$ et un module d'élasticité $E_s=2*10^5\text{MPa}$.

a. La limite élastique

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s (coefficient de sécurité) tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Et $\gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{dans le cas accidentel} \\ \text{et} \\ 1.15 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$

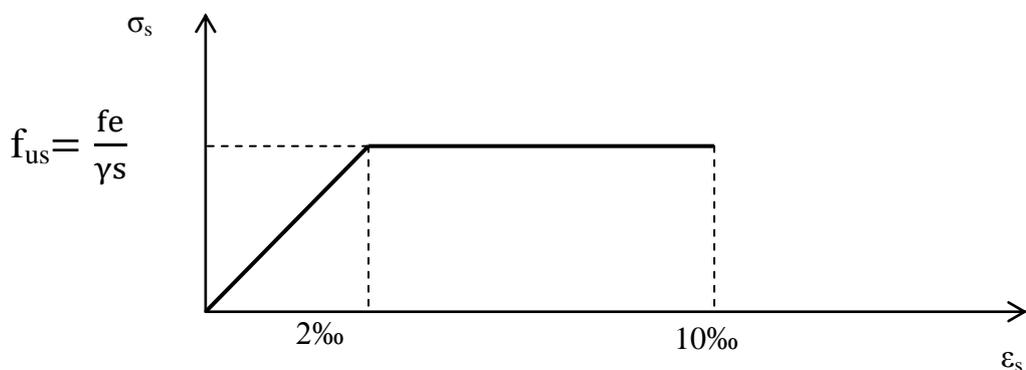


Figure 2.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

c. Contrainte limite de traction

Tableau.2.1 : Contrainte limite de traction

Etat considéré	ELS
Fissuration peu préjudiciable	Rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta * ftj} \right]$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta * ftj} \right]$

2.3.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

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

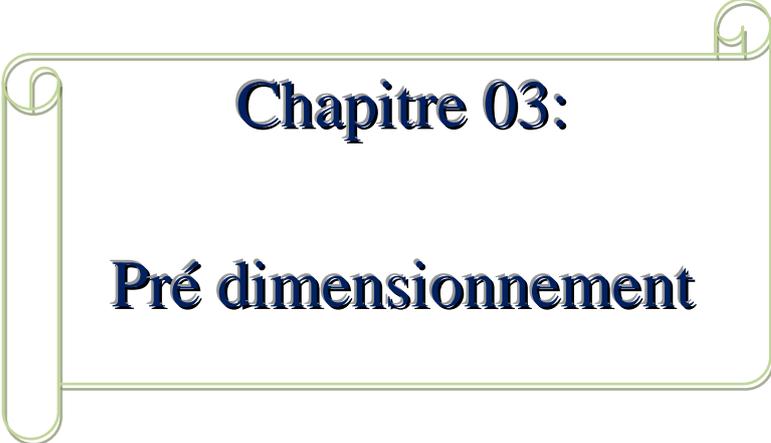
- Section nominale de l'acier : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$;
- Effort de précontrainte $P_0 = 2.362 \text{ MN}$;
- Tension à l'origine $f_0 = 1416 \text{ MPa}$;
- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$;
- Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte : $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.02 \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

La tension à l'origine ne doit pas dépassé la plus faible des valeurs suivantes :

$$0.90f_{peg} \text{ ou } (0.90 * F_{peg} / A_p)$$

et

$$0.80f_{prg} \text{ ou } (0.80 * F_{prg} / A_p)$$

A decorative scroll frame with a light green border and rounded corners. The frame has a vertical scroll on the left side and a small circular detail at the top right corner.

Chapitre 03:

Pré dimensionnement

3.1. Introduction

Ce chapitre portera sur le pré-dimensionnement des différents éléments constructifs de l'ouvrage à étudier. On s'appuiera dans nos calculs sur le document technique S.E.T.R.A (1996).

3.2. Pré-dimensionnement de tablier

Le tablier se compose des éléments suivants :

- Les poutres (en béton précontraint)
- La dalle
- La superstructure

3.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre

La poutre est un élément tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

Elle comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

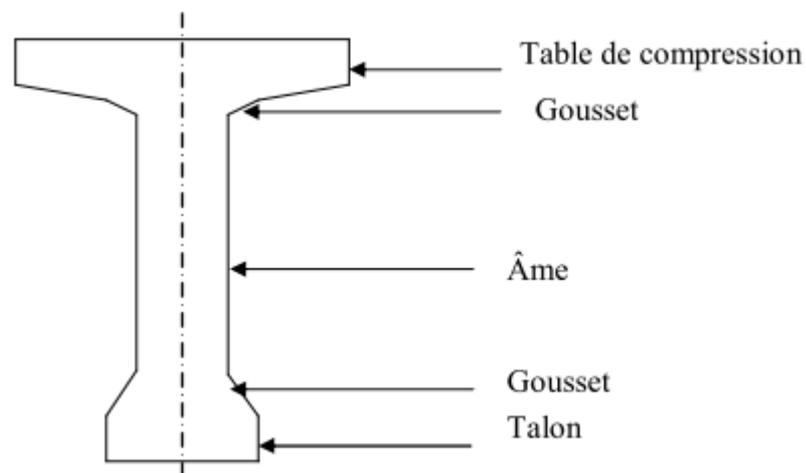


Figure .3.1 : Coupe transversale d'une poutre

➤ La hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, elle risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élançement optimal L/h_t se situe entre 17 et 20. Avec :

L : la portée de la travée ($L=35$ m) ;

h_t : la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis)

$$L/20 < h_t < L/17 \Rightarrow 1.75 < h_t < 2.06 \quad \text{on fixe:}$$

$$h_t = 1.95 \text{ m}$$

➤ **La largeur de la table de compression**

On doit vérifier la condition suivante : $b \geq 0.6 h_t$, alors $b \geq 1.14$

Donc on prend :

$$b = 1.20 \text{ m}$$

➤ **L'épaisseur de la table de compression**

$0.10 \text{ m} \leq e \leq 0.15 \text{ m}$. On prend :

$$e = 0.12 \text{ m}$$

➤ **L'épaisseur de l'âme**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme.

Pour notre ouvrage, on prend:

$$e_{am} = 0.22 \text{ m}$$

En zone d'about, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Et l'épaisseur de l'ordre de 30cm.

Pour notre ouvrage, on prend:

$$e_{aa} = 0.36 \text{ m}$$

➤ **Le talon**

Le talon d'une poutre constitue la partie inférieure de la structure, son dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m, et son épaisseur h_0 compris habituellement entre 0.1 et 0.2m, donc on adopte :

-La largeur $b_t = 0.50$ m ;

-l'épaisseur $e_t = 0.15$ m ;

➤ **L'espace entre axe des poutres**

L'espace entre axes des poutres est situé entre 1.5m et 2.5m

$$1.5 \leq \lambda \leq 2.5 \text{ m}$$

Donc nous allons fixer l'espace $\lambda = 1.6 \text{ m}$, mais il y aura des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

➤ **Nombre de poutres**

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Avec

$L_a \Rightarrow$ La distance entre les poutres de rive $\Rightarrow L_a = 13.64 \text{ m}$;

$\lambda = 1.6 \text{ m}$.

$$N = 13.64 / 1.6 + 1 = 9.525$$

Le nombre des poutres ($N = 10$ poutres) et $\lambda = 1.51 \text{ m}$

➤ **Gousset**

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte. Cet angle est fixe entre 45° et 60° .

• **Gousset de la table de compression**

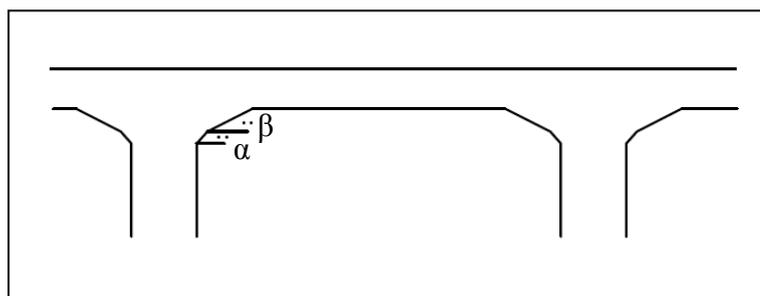


Figure .3.2 : Gousset de la table de compression.

- **Section d'about**

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 11^\circ \Rightarrow e_\beta = 0.06\text{m} \\ \alpha = 45^\circ \Rightarrow e_\alpha = 0.09\text{m} \end{array} \right.$$

- **Section médiane**

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 11^\circ \Rightarrow e_\beta = 0.08\text{m} \\ \alpha = 45^\circ \Rightarrow e_\alpha = 0.08\text{m} \end{array} \right.$$

- **Gousset du talon**

Section d'about $\alpha = 59^\circ \Rightarrow e_\alpha = 0.12\text{m}$

Section médiane $\alpha = 55^\circ \Rightarrow e_\alpha = 0.20\text{m}$

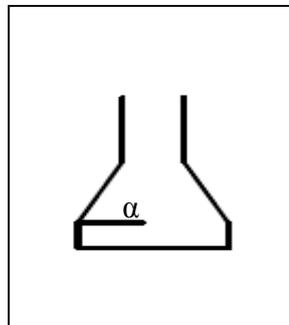


Figure.3.3 : Gousset du talon.

3.2.2. Pré-dimensionnement de la dalle ou L'hourdis général

3.2.2.1- Définition de la dalle (l'hourdis)

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallette en mortier de fibres ou en béton armé.

3.2.2.2- Pré-dimensionnement de la dalle

➤ **Longueur de la dalle**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à l'élancement des poutres.

Donc :

$$L_d = 35 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la dalle**

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs.

Pour notre cas la largeur du tablier

$$l_d = 15.50 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la dalle**

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversales.

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1.51m, et la largeur de la dalle est 15.50m on va prévoir une épaisseur de 0.16m et pour des considérations de l'enrobage des aciers on va prendre 0.25m

Donc :

$$E_d = 0.25\text{m}$$

➤ **Les trottoirs**

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par simple surélévation, de la circulation automobile; sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1.25m qui longe les bords du tablier encadré par un garde-corps et l'épaisseur est comprise entre 0.20 et 0.25m. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une nationale la largeur des trottoirs sera donc:

$$L_t = 1.00\text{m}$$

Les deux trottoirs sont identiques.

$$e_t = 0.20\text{m}$$

➤ **Les corniches**

Les corniches situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; le rôle essentiel de la corniche c'est esthétique aussi éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

➤ Les garde-corps

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque cote du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps Standardisés en Algérie.

3.3. Les caractéristiques géométriques de la poutre

Comme la section de la poutre n'est pas constante toute au long de la travée, nous considérons donc deux sections à étudier, section médiane et section d'about.

3.3.1. Notation utilisé

- Les calculs se ferrant par rapport à l'axe (Δ);
- $I_{\Delta} = I_0 + A Y^2$ Moment d'inertie par rapport à Δ ;
- S_{Δ} Moment statique;
- V Distance du centre de gravité à la fibre supérieure;
- V' Distance du centre de gravité à la fibre inférieure;
- I_0 Moment d'inertie;
 - Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$;
 - Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$;
- A C'est la section de la poutre;
- Y Distance des différents centres de gravité des sections à la fibre inférieure (Δ).
- ρ le rendement géométrique $\Rightarrow \rho = I_G / (A \text{ (nette)} * V * V)$
 - $A \text{ (nette)} = 95\% A \text{ (brute)}$
 - $S_{\Delta} \text{ (nette)} = 95\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$
 - $I_{\Delta} \text{ (nette)} = 90\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$

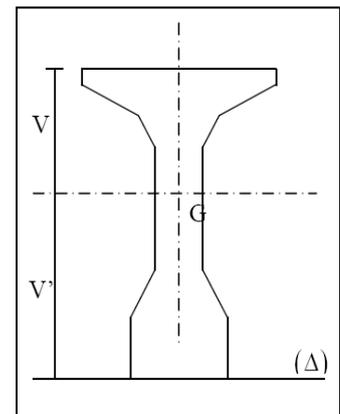


Figure.3.4 : La notation utilisée.

La section nette est celle qui ne comprend pas la section des gaines.

3.3.2 : La poutre

➤ Section médiane

On procédera au calcul des caractéristiques d'une section transversal d'une poutre de la travée centrale ainsi de la section de l'hourdis général qui lui revient.

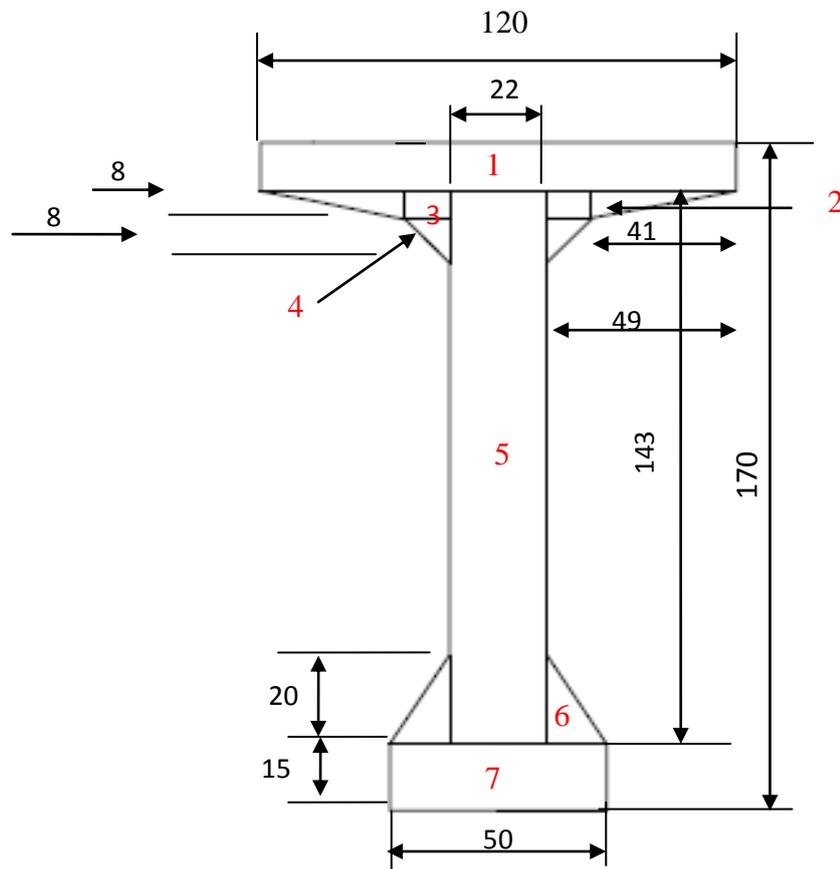


Figure. 3.5 : La section médiane de la poutre.

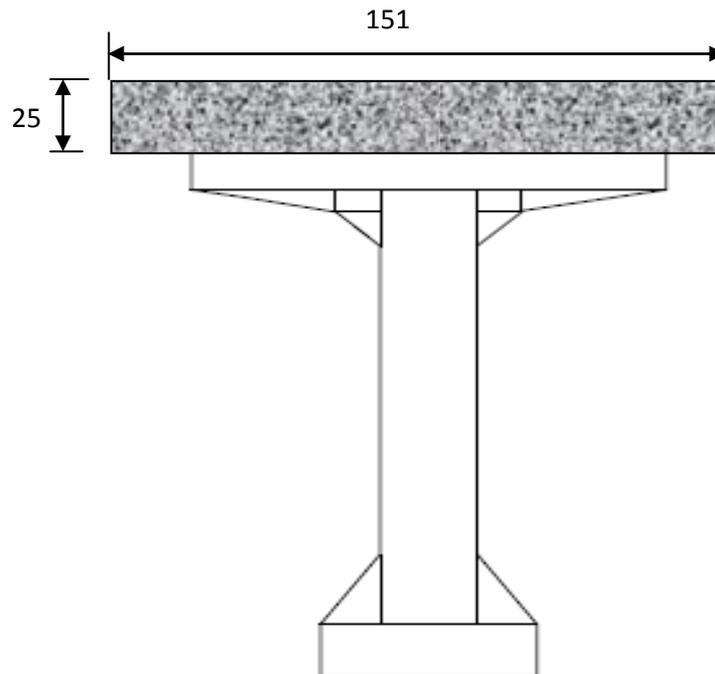


Figure.3.6 : La section médiane de la poutre plus l'hourdis général.

Tableau.3.1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1440	164	236160	17280	38747520
Section2	164	155.33	25474.12	583.11	3957478.17
Section3	64	154	9856	341.33	1518165.33
Section4	32	147.33	4714.56	113.78	694709.90
Section5	3146	86.5	272129	5361046.17	28900204.67
Section6	140	21.67	3033.8	3111.11	68853.56
Section7	750	7.5	5625	14062.50	56250
ΣA (brute)	5736	ΣS_{Δ} (brute)	556992.48	ΣI_{Δ} (brute)	73943181.63
ΣA (nette)	5449.2	ΣS_{Δ} (nette)	529142.86	ΣI_{Δ} (nette)	66548863.47

➤ **Le centre de gravité de la section**

$$Y_G = V = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V = 97.10 \text{ cm.}$$

$$V = 170 - Y_G = 170 - 97.10 = 72.90 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V \Rightarrow I_G = 19859211.82 \text{ cm}^4.$$

➤ **Le rendement géométrique**

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V \times V) \Rightarrow \rho = 0.51 = 51 \text{ \%}.$$

Tableau. 3.2 : Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre plus l'hourdis général.

	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$S_{i\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{oi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{\Delta i} \text{ (cm}^4\text{)}$
Section de la poutre	5736	97.10	556965.6	/	73943181.63
Section du hourdis	3775	182.5	688937.5	196614.58	125927708.3
$\sum A \text{ (brute)}$	9511	$\sum S_{\Delta} \text{ (brute)}$	1245903.1	$\sum I_{\Delta} \text{ (brute)}$	199870889.9
$\sum A \text{ (nette)}$	9035.45	$\sum S_{\Delta} \text{ (nette)}$	1183607.95	$\sum I_{\Delta} \text{ (nette)}$	179883800.9

➤ **Le centre de gravité de la section**

$$Y_G = V = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V = 131 \text{ cm.}$$

$$V = 195 - Y_G = 195 - 131 = 64 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V \Rightarrow I_G = 36657583.8 \text{ cm}^4.$$

➤ **Le rendement géométrique**

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V \times V) \Rightarrow \rho = 0.48 = 48 \text{ \%}.$$

➤ Section d'about

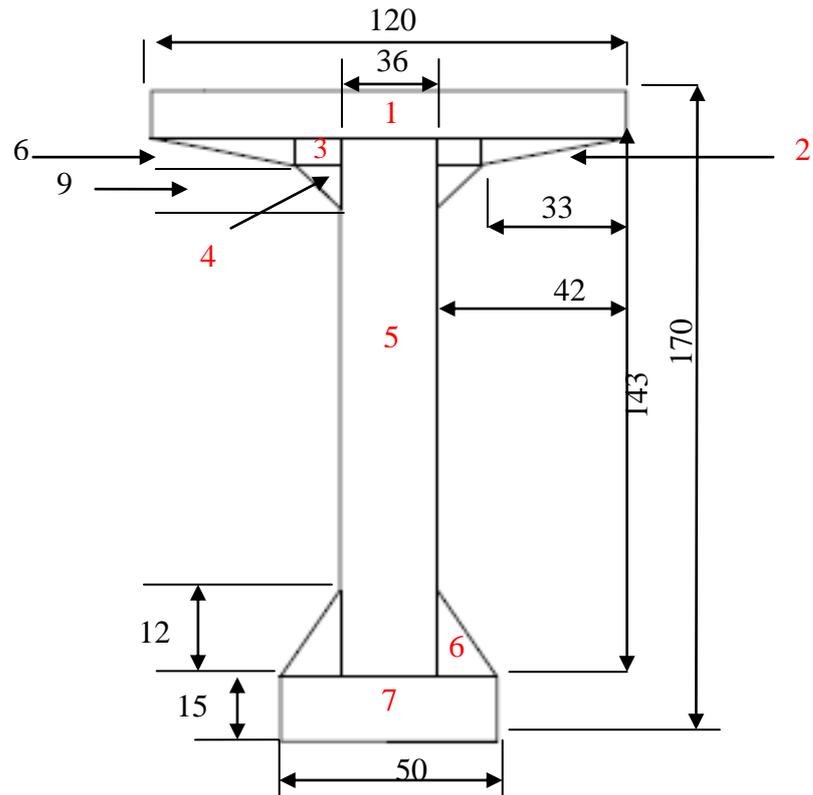


Figure. 3.7 : La section d'about de la poutre.

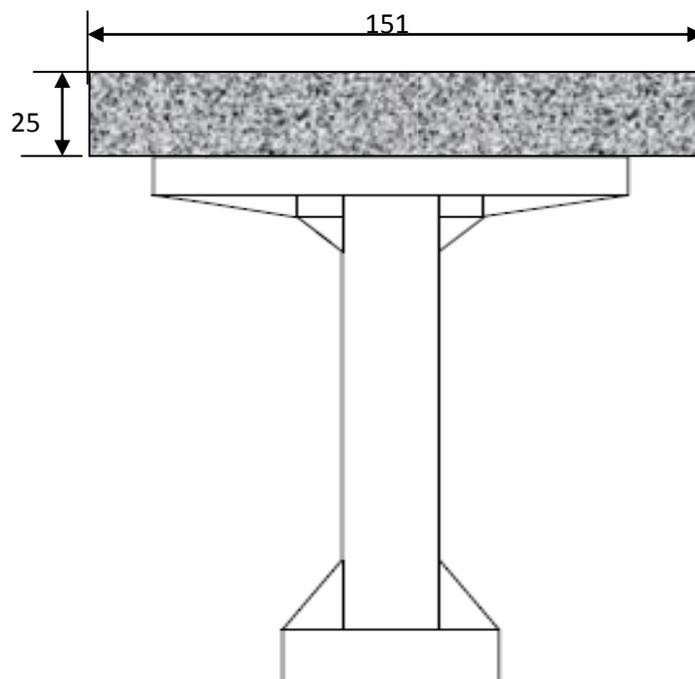


Figure.3.8 : La section d'about de la poutre plus l'hourdis général.

Tableau. 3.3 : Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1440	164	236160	17280	38747520
Section2	99	156	15444	198	2409462
Section3	54	155	8370	162	1297512
Section4	40.5	149	6034.5	182.25	899322.75
Section5	5148	86.5	445302	8772621	47291244
Section6	42	19	798	336	15498
Section7	750	7.5	5625	14062.5	56250
ΣA (brute)	7573.5	ΣS_{Δ} (brute)	717733.5	ΣI_{Δ} (brute)	90716808.75
ΣA (nette)	7194.83	ΣS_{Δ} (nette)	681846.83	ΣI_{Δ} (nette)	81645127.88

➤ **Le centre de gravité de la section**

$$Y_G = V^{\wedge} = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V^{\wedge} = 94.77 \text{ cm.}$$

$$V = 170 - Y_G = 170 - 94.77 = 75.23 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) * V^{\wedge} \Rightarrow I_G = 22697204.96 \text{ cm}^4.$$

➤ **Le rendement géométrique**

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) * V^{\wedge} * V) \Rightarrow \rho = 0.44 = 44 \text{ \%}.$$

Tableau.3.4 : caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre plus l'hourdis général.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	7573.5	94.77	717740.60	/	90716808.75
Section du hourdis	3775	182.5	688937.5	196614.58	125927708.3
ΣA (brute)	11348.5	ΣS_{Δ} (brute)	1406678.10	ΣI_{Δ} (brute)	216644517.1
ΣA (nette)	10781.08	ΣS_{Δ} (nette)	1336344.20	ΣI_{Δ} (nette)	194980065.3

➤ **Le centre de gravité de la section**

$$Y_G = V^{\wedge} = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V^{\wedge} = 123.96 \text{ cm.}$$

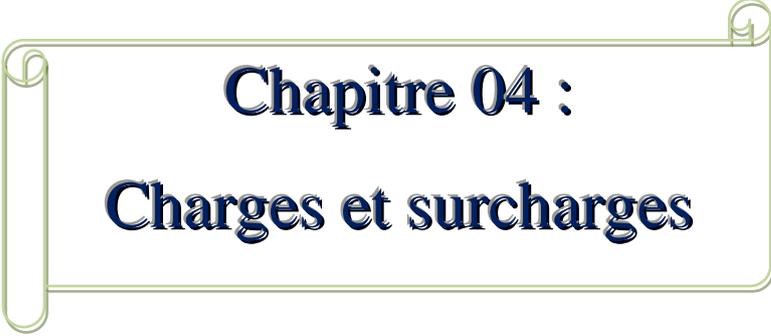
$$V = 195 - Y_G = 195 - 123.96 = 71.04 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) * V^{\wedge} \Rightarrow I_G = 42272699.77 \text{ cm}^4.$$

➤ **Le rendement géométrique**

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) * V^{\wedge} * V) \Rightarrow \rho = 0.45 = 45 \text{ \%}.$$

A decorative scroll frame with a light green border and rounded corners, containing the chapter title. The frame has a small scroll-like detail at the top right and bottom left corners.

Chapitre 04 :

Charges et surcharges

4.1. Introduction

Ce chapitre portera sur la détermination des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Pour calculer les charges routières on s'appuie sur le document technique réglementaire (D.T.R) (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route).

Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales :

- **Actions hors trafic** qui peuvent être soit permanentes, poids propre des éléments porteurs (poutre, poutre-dalle, caisson ...etc.) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps ...etc., ou bien variables de type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- **Actions dues au trafic** qui consiste des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels); ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

4.2. Actions hors trafic (Charges permanentes)

4.2.1. Poids propre des éléments porteurs

- **Poids propre de la poutre**

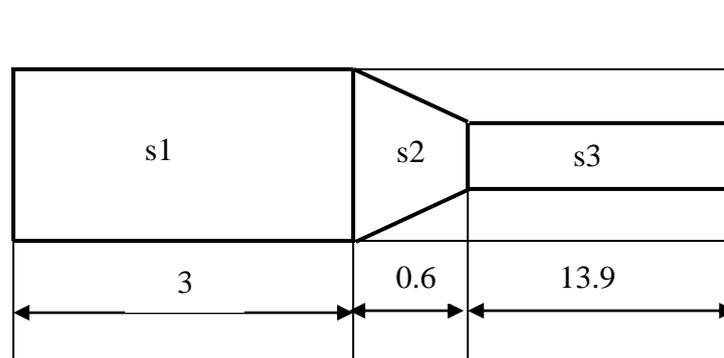


Figure 4.1 : la poutre

$$G_{s1} = 2.5 * 0.75735 * 3 = 5.680t$$

$$G_{s2} = 2.5 * 0.6 * (0.75735 + 0.5736) / 2 = 0.998t$$

$$G_{s3} = 2.5 * 0.5736 * 13.9 = 19.933$$

$$G_{poutres} = (5.680 + 0.998 + 19.933) * 2 = 53.222t$$

$$L = 35m$$

$$G_{poutre} = 53.222 / 35 = 1.521t/ml$$

Donc :

$$G_{\text{poutre}} = 1.521 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{total poutres}} = 1.521 * 10 = 15.21 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{total poutres}} = 15.21 \text{ t/ml}$$

➤ poids propre de la dalle en béton armé

Le poids propre de la dalle est de forme :

Avec :

$$G_{\text{dalle}} = \rho_B * e_{\text{dalle}} * L_{\text{dalle}}$$

- ρ_B : Poids volumique du béton = 2.5 t/m^3
- e_{dalle} : épaisseur de la dalle = 0.25 m
- L_{dalle} : largeur de la dalle = 15.5 m

$$G_{\text{dalle}} = 2.5 * 0.25 * 15.5 = 9.69 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$G_{\text{dalle}} = 9.69 \text{ t/ml}$$

4.2.2. Poids propre des éléments non porteurs

➤ Les trottoirs

- Les dimensions de trottoir sont : - la largeur $L_t = 1.00 \text{ m}$
- l'épaisseur $e_t = 0.20 \text{ m}$

$$\text{La surface du trottoir} = 1 * 0.2 = 0.2 \text{ m}^2.$$

$$G_t = 2.5 * 0.2 * 2 = 1 \text{ t/ml.}$$

➤ Les corniches

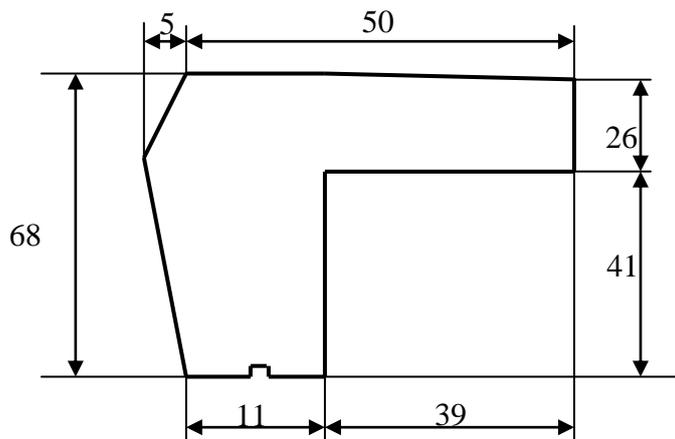


Figure 4.2: la corniche.

$$\text{La surface de la corniche} = 0.206 \text{ m}^2$$

$$G_c = 2.5 * 0.206 * 2 = 1.030 \text{ t/ml.}$$

➤ **Les glissières de sécurité**

Le poids des glissières de sécurité est prise = 0.06 t/ml.

$$G_{gs} = 2 * 0.06 = 0.12 \text{ t/ml.}$$

➤ **Les garde-corps**

Le poids des garde-corps est prise = 0.1 t/ml.

$$G_{gc} = 2 * 0.1 = 0.2 \text{ t/ml.}$$

➤ **Le revêtement**

Le poids volumique du bitume = 2.2 t/m³.

La surface transversal de la couche de revêtement = 0.07 * 13.5 = 0.95m².

$$G_r = 0.95 * 2.2 = 2.09 \text{ t/ml.}$$

➤ **L'étanchéité**

Le poids volumique = 2.2 t/m³

La surface de la couche d'étanchéité = 0.02 * 15.5 = 0.31 m².

$$G_e = 0.31 * 2.2 = 0.682 \text{ t/ml.}$$

4.2.3. Poids propre totale de tablier

$$G_{total} = G_{dalle} + G_{total \text{ poutres}} + G_t + G_c + G_{gs} + G_{gc} + G_r + G_e$$

$$G_{total} = 9.69 + 15.21 + 1 + 1.03 + 0.12 + 0.2 + 2.09 + 0.682 = 30.022 \text{ t/ml}$$

$$G_{total} = 30.022 * 35 = 1050.77 \text{ t}$$

$G_{total} = 1050.77 \text{ t}$

4.3. Caractéristiques du pont

4.3.1. Classe du pont

Les ponts routes sont classés en trois classes en fonction de leur destination et de leur largeur roulable (L_r); cette dernière est comprise entre les bordures ou les dispositifs de sécurité.

➤ **Première classe**

- tous les ponts supportant des chaussées de $L_r \geq 7 \text{ m}$;
- tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées ;
- les ponts de $L_r < 7 \text{ m}$, qui sont désignés par CCTP.

➤ **Deuxième classe**

- Les ponts supportant des chaussées à deux voies de $5.50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$.

➤ **Troisième classe**

- les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de $L_r \leq 5.50$ m.

Pour notre pont étudié, la largeur totale est de 15.5 m et la largeur du trottoir est de 1m ; donc:

$$L_r = 15.5 - 2 * 1 = 13.5\text{m.} \Rightarrow \text{Pont de première classe}$$

4.3.2. Largeur chargeable (L_s)

Elle se déduit de la largeur roulable comme suit:

$$L_s = L_r \quad \Rightarrow \text{si la chaussée est encadrée par deux bordures.}$$

$$L_s = L_r - 2 * 0.5\text{m} \quad \Rightarrow \text{si la chaussée est encadrée par des dispositifs de Retenue.}$$

On a aussi la largeur de la bande d'arrêt d'urgences donc :

$$\text{Pour le pont étudié} \Rightarrow L_s = L_r - 2 * 0.5 - 2 = 10.5\text{m}$$

4.3.3. Nombre de voies

$$N = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = E\left(\frac{10.5}{3}\right) = E(3.5) = 3 \text{ voies}$$

4.3.4. Largeur de voies

$$L_v = \frac{L_s}{N} = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$$

En conclusion le pont étudié est de première classe avec trois voies de circulation de 3.50 m de large chacune et une bande d'arrêt d'urgence de largeur de 2 m.

4.4. Actions dues au trafic (charges variables)

Pour calculer les charges routières on s'appuie sur le document technique réglementaire (D.T.R) (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route).

L'évaluation des charges routières passe par l'application des différents systèmes de charges, qui sont énumérés ci-dessous :

- Système de charge A;
- Système de charge B $\{B_c; B_r; B_t\}$;
- Surcharge militaire $\{M_{c120}\}$;
- Convois exceptionnels $\{D_{240}\}$.

4.4.1. Système de charge A

Le système de charge A représente un chargement uniformément répartie appliqué au pont routier dont la portée ≤ 200 m. il est le résultat du produit suivant:

$$A = a_1 * a_2 * A(L)$$

➤ **Calcul de A(L)**

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{L+12} = 2.30 + \frac{360}{35+12} = 9.960 \text{ kN/m}^2$$

$A(L) = 9.960 \text{ kN/m}^2$

➤ **Détermination a_1**

Tableau 4.1 : Coefficient a_1 .

Nombre de voies		1	2	3	4	5 >
Classe de ponts	première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Dans notre cas on a un pont de première classe et de 3voies donc :

$a_1 = 0.9$

➤ **Calcul a_2**

➤ **Tableau 4.2 : valeur de v_0 .**

classe de pont	V_0 (m)
1	3.5
2	3
3	2.75

$a_2 = v_0/v$
 v étant la largeur d'une voie
 v_0 donner par le tableau 4.2 :

$a_2 = 3.5/3.5 = 1$

$a_2 = 1$

$A = a_1 * a_2 * A(L) = 0.9 * 1 * 9.96 = 8.964 \text{ kN/m}^2$

$A = 8.964 * 10.5 = 94.122 \text{ kN/ml} = 9.412 \text{ t/ml}$

$A = 9.412 \text{ t/ml}$

Tableau 4.3: valeur de A.

Nombre de voie	a_1	a_2	$A(\text{t/m}^2)$	Longueur de voie(m)	$A(\text{t/ml})$
1	1	1	0.996	3.5	3.486
2	1	1	0.996	7.5	6.972
3	0.9	1	0.896	10.5	9.412

4.4.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système B_c se compose de camions types ;
- Le système B_r se compose d'une roue isolée ;
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ **Coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système **B** sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c , B_t , B_r est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}}$$

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge **B** maximale.

➤ **Système B_c**

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

- Masse totale	30 t;
- Masse portée par chacun des essieux arrière	12 t;
- Masse portée par l'essieu avant	06 t;
- Longueur d'encombrement	10,50 m;
- Largeur d'encombrement	2,50 m;
- Distance des essieux arrière	1,50 m;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,50 m;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00 m;
- Surface d'impact d'une roue arrière :	0,25 m × 0,25 m ;
- Surface d'impact d'une roue avant :	0,20 m × 0,20 m.

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

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur.

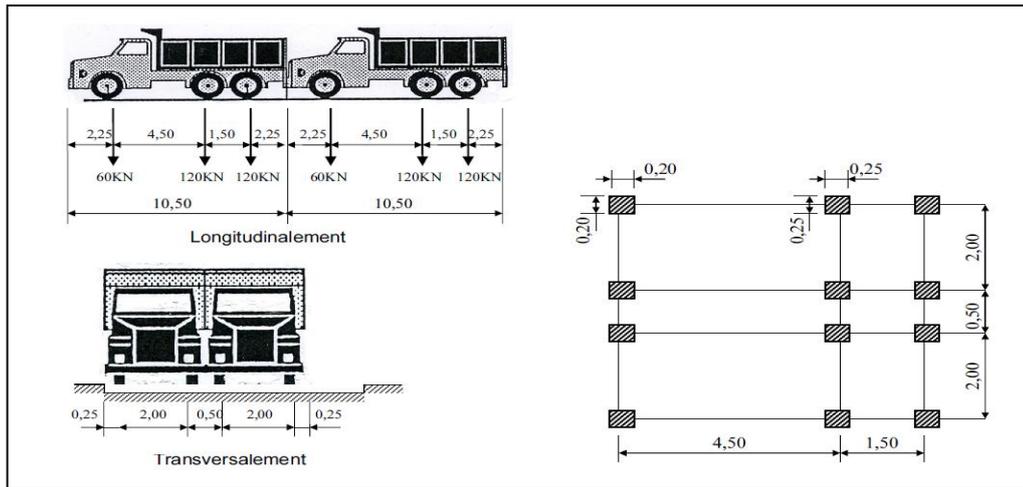


Figure 4.3: système de charge Bc.

$$S_{Bc} = b_c * 2 * N * 30$$

Tableau 4.4 : valeur de b_c.

	Nombre de voies	1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2	1.0	1.0	-	-	-
	3	1.0	0.80	-	-	-

$$S_{Bc} = 0.95 * 2 * 3 * 30 = 171t \quad \text{donc}$$

$S_{Bc} = 171t$

➤ Coefficient de majoration dynamique δ_{Bc}

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S_{Bc}}}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 35} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1050.77}{171}} = 1.073 \quad \text{donc :}$$

$\delta_{Bc} = 1.073$

Tableau 4.5 : les valeurs des charges de Bc.

Nombre de voies chargées	b_c	δ	Charge par essieu(t)		
1	1.2	1.060	EAV	$6*1.2*1.060$	7.320
		1.060	EAR	$12*1.2*1.060$	15.264
2	1.1	1.068	EAV	$2*6*1.1*1.068$	14.098
		1.068	EAR	$2*12*1.1*1.068$	28.195
3	0.95	1.073	EAV	$3*6*0.95*1.073$	18.348
		10.73	EAR	$3*12*0.95*1.073$	36.697

EAV : essieu avant

EAR : essieu arrière

➤ **Système de charge B_r**

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinal 0.30m

Le rectangle d'impact de la roue B_r, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

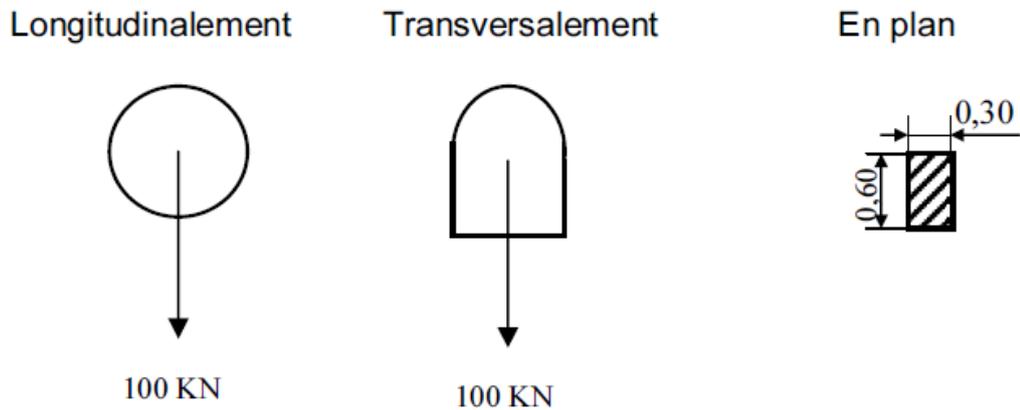


Figure.4.4.Systeme de charge B_r

Donc :

$$S_{Br}=10t$$

➤ Coefficient de majoration dynamique δ_{Br}

$$\delta_{Br}=1+\frac{0.4}{1+0.2*35} + \frac{0.6}{1+4*\frac{1050.77}{10}}=1.051 \quad \text{donc :}$$

$$\delta_{Br} = 1.051$$

$$S_{Br} * \delta_{Br}=10*1.051=10.510t$$

➤ Système de charge B_t

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

- Masse portée par chaque essieu 16 t.
- Distance des deux essieux 1.35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2.00 m.

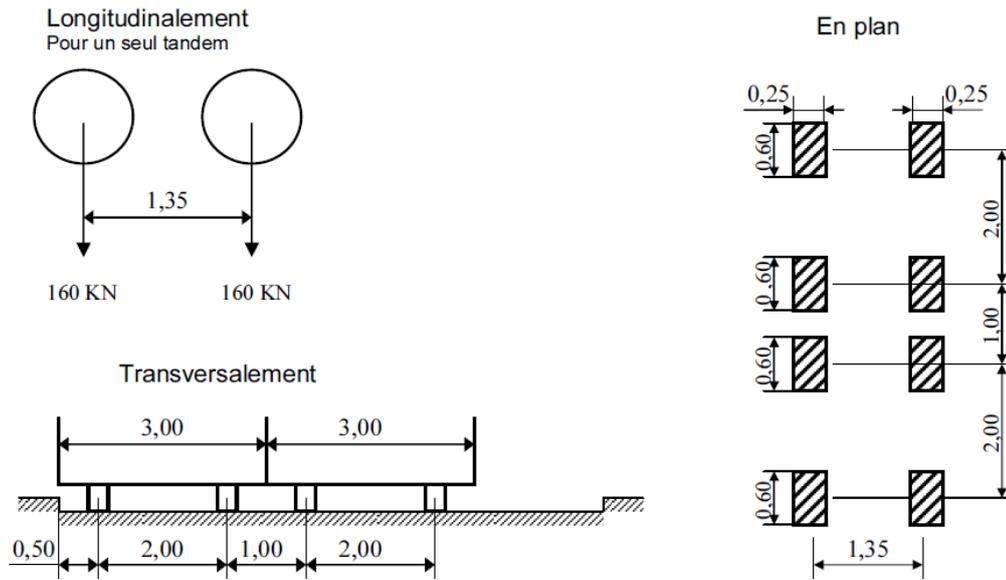


Figure.4.5: Système de charge B_t

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

Dans le pont biais, il est loisible, pour faciliter les calculs, de décaler suivant le biais les deux tandems, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

Dans notre cas nous avons 3 voies donc on dispose deux tandems.

$$S_{B_t} = 32 * b_t * 2$$

Tableau 4.6 : valeur de b_t .

Classe de pont	b_t
1	1.2
2	1

$$S_{B_t} = 32 * 1.2 * 2 = 76.4t \quad \text{Donc :}$$

$$S_{B_t} = 76.4t$$

➤ **Coefficient de majoration dynamique δ_{Bt}**

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 35} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1050.77}{76.4}} = 1.061 \quad \text{donc :}$$

$\delta_{Bt} = 1.061$

Tableau 4.7 : les valeurs des charges de Bt.

Nombre de tandem	b_t	δ_{Bt}	Charge par essieu(t)	
1	1.2	1.055	16*1*1.2*1.055	20.256
2	1.2	1.061	16*2*1.2*1.061	40.512

4.4.3. Surcharge militaire

Les véhicules types militaires de classe M₈₀ ou M₁₂₀ sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers.

➤ **Système Mc 120**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t;
- Longueur d'une chenille 6,10 m;
- Largeur d'une chenille 1 m;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

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

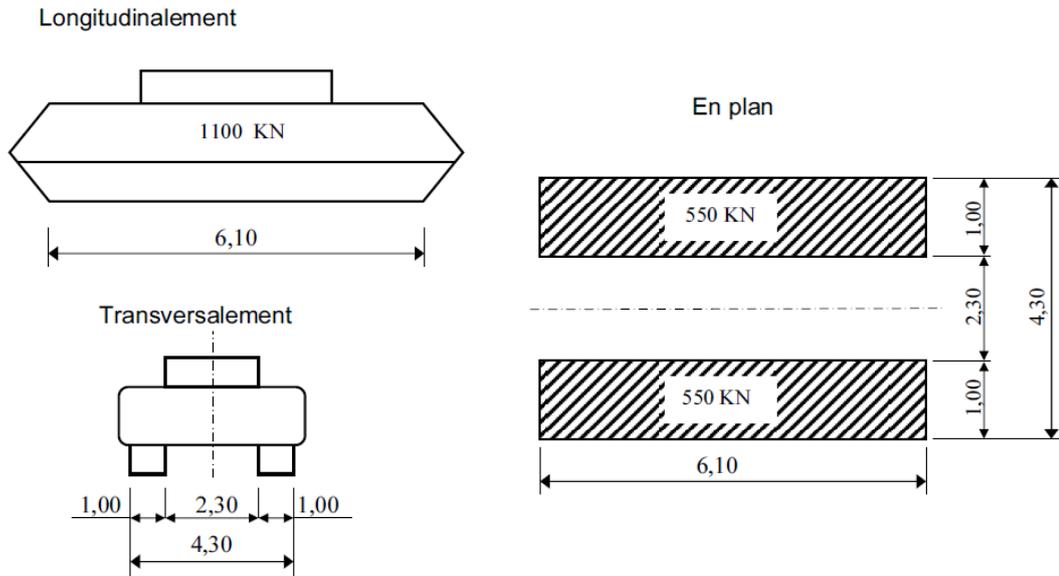


Figure.4.6 : Système Mc 120.

Donc : $S_{Mc120} = 110t$

➤ Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120}

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S_{Mc120}}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 35} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1047.69}{110}} = 1.065 \quad \text{donc :}$$

$$\delta_{Mc120} = 1.065$$

4.4.4. Convoi exceptionnelles

➤ Convoi D240

Le convoi comporte une remorque de trois éléments à quatre lignes de 240 t comme poids total. Le poids est supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60 m de long.

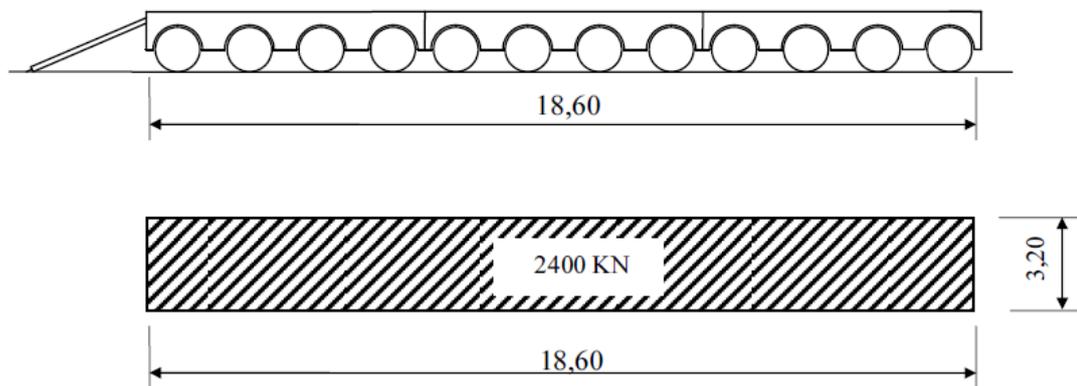


Figure.4.7 : Convoi D240.

Donc :

$$S_{D240}=240t$$

4.4.5. Effort de freinage

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

Dans le cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les forces de freinages n'intéressent pas généralement la stabilité des tabliers il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

➤ Système A

Pour déterminer l'effort de freinage engendré par le système A on applique la relation suivante :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0.0035 \cdot S}$$

Avec :

- $S = L \cdot L_s = 35 \cdot 10.5 = 367.5 \text{ m}^2$.
- $A = 0.964 \text{ t/m}^2$.

$$F_A = \frac{0.896 * 367.5}{20 + 0.0035 * 367.5} = 15.469t$$

Donc :

$$F_A = 15.469t$$

➤ **Système B_c**

Chaque essieu d'un camion du système peut développer un effort de freinage égal à son poids, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 30 * b_c$$

$$F_{Bc} = 30 * 0.95 = 28.5t$$

Donc :

$$F_{Bc} = 28.5t$$

4.4.6. La force centrifuge F_c

Par convention, les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système B_c.

Sur les ponts où la chaussée est courbe, tous les camions du système B_c disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

En désignant 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 :

$$\left[\begin{array}{ll} F_c = (R + 150) * P_e / (6R + 350) & \text{pour } R \leq 400m. \\ F_c = 80 * P_e / R & \text{pour } R > 400m. \end{array} \right.$$

Dans notre ouvrage : R=655m > 400m

$$\text{Alors : } F_c = 80 * P_e / R = 80 * 12 / 655 = 1.466t$$

$$F_c = 1.466t$$

4.4.7. Charges sur les trottoirs

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, il y a deux types de charges de trottoir :

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tablier prennent le nom de charges locales, celles qui servent à la justification des poutres maitresses sont appelées charges générales (globales).

- **Surcharge locale** : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m^2 ;
- **Surcharge globale** : c'est une surcharge uniformément répartie de 150 kg/m^2 .

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 .

- Un seul trottoir chargé : $P_t = 0.15 * L_t = 0.15 * 1.0 = 0.15 \text{ t/ml}$;
- Les deux trottoirs chargés : $P_t = 2 * (0.15 * L_t) = 2 * 0.15 * 1.0 = 0.30 \text{ t/ml}$.

Avec; L_t : largeur de trottoir.

4.4.8. Charges sur les garde- corps

Il y a lieu de supposer que peut s'exercer sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une poussée normal horizontal et uniforme q , donnée en fonction de la largeur du trottoir L_t exprimée en mètre par la formule :

$$q = 0.50 * (1 + b) \text{ kN/ml} \quad \text{tel que : } b = L_t$$

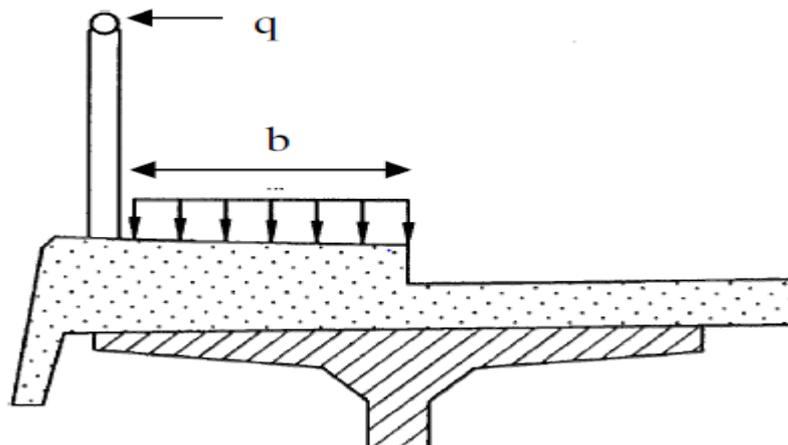


Figure.4.8 : Charge sur les garde-corps.

$$q = 0.5 * (1 + 1) = 1 \text{ kN/ml} \quad \text{donc :}$$

$q = 1 \text{ kN/ml}$

4.5. Charges climatiques

4.5. 1. Charges thermiques

➤ Variations uniforme

Sauf spécification contraire du cahier des clauses technique particulière (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, on adopte les variations de température uniformes suivantes :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C.
- Pour le proche et moyen sud : +45°C et -20°C.
- Pour l'extrême sud : +50°C et -30°C.

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10°C et +25°C et les températures extrêmes ci-dessus.

➤ Gradient thermique

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire.

Sauf indication contraire du CCTP, les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau suivant :

Tableau4.8. Les valeurs de gradient thermique.

	gradient en phase de construction (C°)	gradient en phase de service (C°)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier en béton)	±12	±7

4.5.2. Charge de vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut:

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service;
- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

4.6. Evaluation des actions accidentelles

Les actions accidentelles résultent de l'impact des véhicules (routiers, ferroviaires, maritimes) sur les éléments porteurs de l'ouvrage; ainsi que de leurs impacts sur les bordures et les barrières de retenue, on rajoute aussi pour les ponts routiers les surcharges sur les trottoirs.

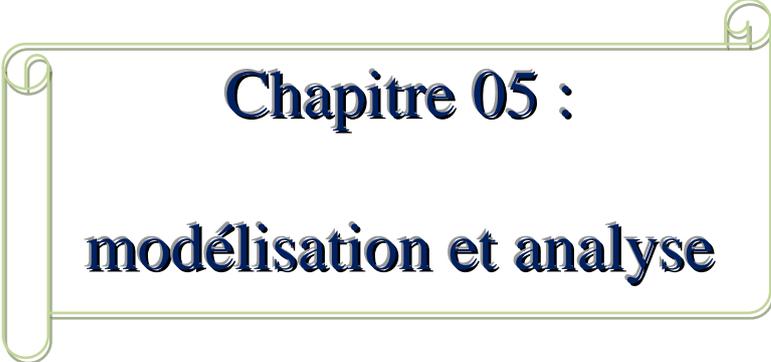
Les actions sismiques sont classées aussi parmi les actions accidentelles et elles sont déterminées suivant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art.

➤ Action sismique

- Notre ouvrage comme c'est un pont routier il est classé dans le groupe 1 (pont très important);
- Zone sismique IIa;
- Site S2.

4.7. Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre est primordial pour le reste du projet, puisque le calcul des charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur l'ouvrage, nous permettra de l'étudier sous les différentes combinaisons à l'E.L.U et à l'E.L.S.

A decorative frame with a light green border and scroll-like corners, containing the chapter title.

Chapitre 05 :
modélisation et analyse

5.1. Introduction

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

5.2. Actions hors trafic (Charges permanentes)

Dans ce cas en utilise la RDM simple pour calculer les moments fléchissent et l'effort tranchant.

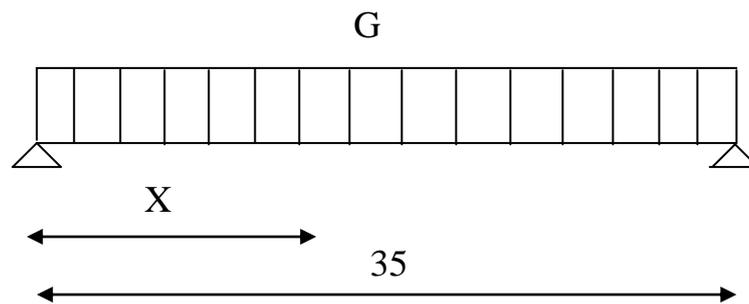


Figure .5.1 : Charges permanentes

➤ Poutre seul

$$G_0 = 1.521 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = (G_0 * L) / 2 = (1.521 * 35) / 2 = 26.617 \text{ t}$$

$R_a = R_b = 26.617 \text{ t}$

$$M_0(X) = R_a * X - (G_0 * X^2) / 2$$

$$T_0(X) = R_a - G_0 * X$$

Tableau .5.1 : M, T et R de la poutre seul

Section Σ	M (t.m)	T(t)	R(t)
0	0	26.617	26.617
0.25L	174.673	13.318	
0.50L	232.903	0	

➤ La dalle

$$G=9.69\text{t/ml}$$

$$G_0=9.69/10=0.969\text{t/ml}$$

Tableau .5.2 : M, T et R de la dalle

Section Σ	M (t.m)	T(t)	R(t)
0	0	16.957	16.957
0.25L	111.279	8.478	
0.50L	148.369	0	

➤ Superstructure

$$G=5.122\text{t/ml}$$

$$G_0=5.122/10=0.512\text{t/ml}$$

Tableau .5. 3 : M, T et R de la superstructure

Section Σ	M (t.m)	T(t)	R(t)
0	0	8.690	8.690
0.25L	58.800	4.480	
0.50L	78.400	0	

Tableau.5.4 : récapitulatif des M, T et R (charge totale)

Section Σ	M (t.m)	T(t)	R(t)
0	0	52.534	52.534
0.25L	344.752	26.627	
0.50L	459.672	0	

5.3. Actions dues ou trafic (charges variables)

➤ Surcharge A (L)

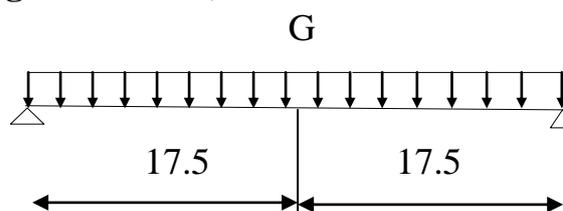


Figure.5.2 : surcharge A(L)

Tableaux .5.5 : M et T de la surcharge A(L)

• X=0

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M ₀ (t.m)	T(t)	T ₀ (t)
1	0	0	61.005	6.1
2	0	0	122.01	12.201
3	0	0	164.71	16.471

• X=0.25L

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M ₀ (t.m)	T(t)	T ₀ (t)
1	133.345	13.345	30.503	3.050
2	266.906	26.691	61.005	6.100
3	360.303	36.030	82.355	8.236

• X=0.5L

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M ₀ (t.m)	T(t)	T ₀ (t)
1	533.794	53.379	0	0
2	1067.588	106.759	0	0
3	1441.213	144.121	0	0

➤ Surcharge sur trottoirs

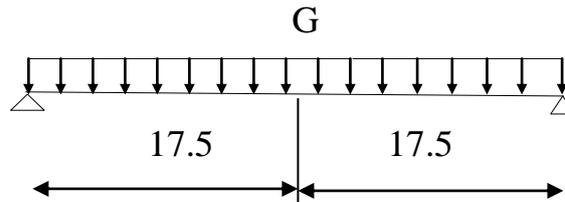


Figure.5.3 : surcharge de trottoir

Pour un trottoir chargée $G=0.15t/ml$
 Pour deux trottoir chargée $G=0.30t/ml$

Tableaux.5.6 : M et T de la surcharge S_t

• Pour $X=0$

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M_0 (t.m)	T(t)	$T_0(t)$
1	0	0	2.625	0.263
2	0	0	5.25	0.525

• Pour $X=0.25L$

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M_0 (t.m)	T(t)	$T_0(t)$
1	5.747	0.575	1.313	0.131
2	11.484	1.148	2.635	0.263

• Pour $X=0.5L$

Nombre de voie chargée	M (t.m)	M_0 (t.m)	T(t)	$T_0(t)$
1	22.969	2.297	0	0
2	45.938	4.594	0	0

5.3.1. Moment fléchissant (B_c, B_r, B_t, M_{c120} et D_{240})

➤ Système B_c

• Théorème de BARRE

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminé la section la plus dangereuse de la poutre,

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cette essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre,

- 1^{er} cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre.

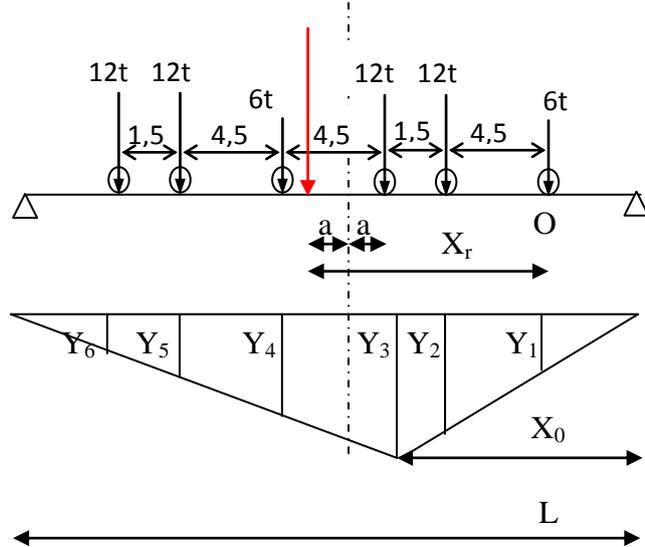


Figure.5.5.a : surcharge B_c

La résultante du convoi R = 60 t.

$$\Sigma M_{/O} = R \cdot X_r = \Sigma p_i \cdot d_i$$

$$R \cdot X_r = 12 \cdot 4.5 + 12 \cdot 6 + 6 \cdot 10.5 + 12 \cdot 15 + 12 \cdot 16.5$$

$$R \cdot X_r = 567 \text{ donc } X_r = 567 / 60 = 9.45$$

$$X_r = 9.45 \text{ m}$$

$$X_r = 2 \times a + 6 \text{ alors } a = (x - 6) / 2 = 1.725 \text{ m}$$

Donc

$$a = 1.725 \text{ m}$$

$$X_0 = 15.775 \text{ m}$$

$$X_0 = L / 2 - a = 15.775 \text{ m}$$

❖ Calcul des ordonnées

D'après l'équation de déformée

$$Y_3 = x_0 / L (L - x_0) = 8.665 \text{ m}$$

Donc

$$Y_3 = 8.665 \text{ m}$$

D'après Thalès

Y1(m)	Y2(m)	Y3(m)	Y4(m)	Y5(m)	Y6(m)
5.369	7.841	8.665	6.637	4.609	3.932

$$M = \sum P_i Y_i = P_{AV} (Y_1 + Y_4) + P_{AR} (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

$$= P_{AV} 12.006 + P_{AR} 25.047$$

Tableau.5.6.a : M de la surcharge B_c

Nombre de voie chargée	Essieu	P(t)	M (t.m)	M ₀ (t.m)
1	E AV	7.632	473.947	47.395
	E AR	15.264		
2	E AV	14.098	875.461	87.546
	E AR	28.195		
3	E AV	18.348	1139.436	113.944
	E AR	36.697		

• 2^{ème} cas

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

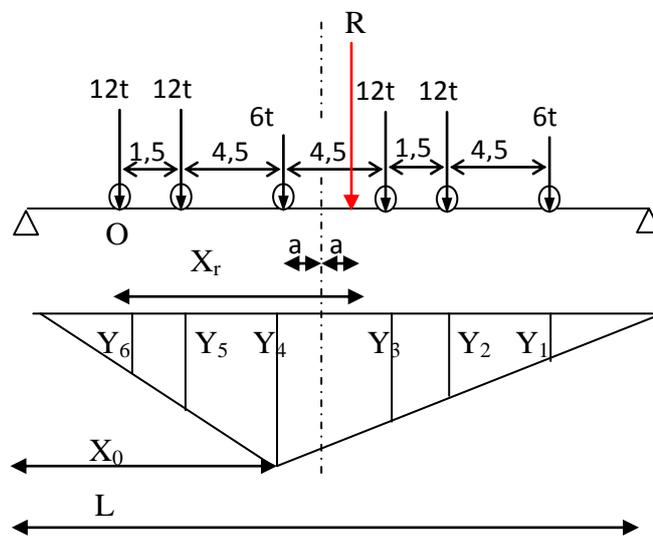


Figure.5.5.b: surcharge B_c

$$\sum M_{/O} = R X_r = \sum P_i d_i$$

$$60 X_r = 12 * 1.5 + 6 * 6 + 12 * 12.5 + 12 * 12 + 6 * 16.5 \Rightarrow X_r = 7.050m$$

$$X_r = 2a + 6 \Rightarrow a = 0.525m$$

$$X_0 = L/2 - a \Rightarrow X_0 = 16.975m$$

❖ Calcul des ordonnées

L'équation de déformée : $Y_4 = X_0 * (L - X_0) / L = 16.975 * (35 - 16.975) / 35 = 8.742$

$$Y_4 = 8.742m$$

Les restes des ordonnées en utilisant Thalès

$Y_1(m)$	$Y_2(m)$	$Y_3(m)$	$Y_4(m)$	$Y_5(m)$	$Y_6(m)$
3.650	5.832	6.560	8.742	6.425	5.652

$$M = \sum P_i Y_i = P_{AV} (Y_1 + Y_4) + P_{AR} (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

Tableau.5.6.b : M de la surcharge B_c

N° de voies chargées	essieu	P(t)	M (t.m)	M ₀ (t.m)
1	E, AV	7.632	468.071	48.807
	E, AR	15.264		
2	E, AV	14.098	864.606	86.461
	E, AR	28.195		
3	E, AV	18.348	1125.307	112.531
	E, AR	36.697		

➤ Surcharge B_t

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport à l'axe de symétrie de la poutre. (Fig.5). La même procédure de calcul (théorème de barrée).

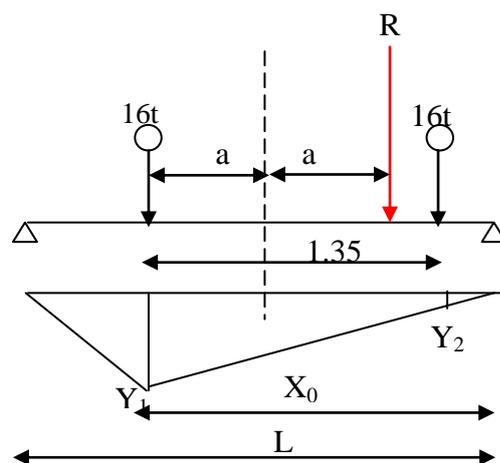


Figure.5.6 : surcharge B_t

$$2a = 1.35/2 = 0.675m \text{ alors } a = 0.338m$$

D'après l'équation de déformée

$$Y_1 = x_0/L (L - x_0)$$

$$Y_1 = 17.162/35(35 - 17.162) = 8.747m$$

D'après Thalès

$$Y_2 = (L - x_0 - 1.35) Y_1 / (L - x_0)$$

Tableau.5.7 : M de la surcharge B_t

Nombre de tandem	P(t)	M (t.m)	M_0 (t.m)
1	20.256	340.949	34.095
2	40.512	681.898	68.190

➤ Surcharge B_r

$$M = PL/4 = (10 \cdot 35)/4 = 87.5 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = 91.963 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_0 = 9.196 \text{ t.m}$$

➤ Système de charge M_{C120}

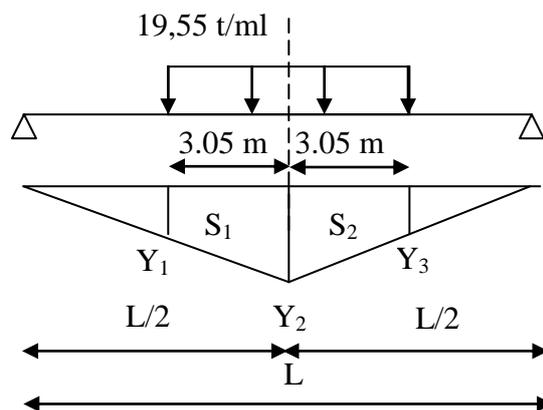


Figure.5.7 : surcharge M_{C120}

D'après l'équation de déformée

$$Y_2 = (L - L/2) L/2/L = L/4 = 8.75 \text{ m}$$

D'après Thalès

$$Y_1 = Y_3 = (L/2 - 3.05) Y_2/L/2 = 7.225 \text{ m}$$

$$S_{MC120} \delta = 110 \cdot 1.065/6.1 = 19.205 \text{ t/ml}$$

$$S = S_1 = S_2 = (8.75 + 7.225) \cdot 3.05/2 = 24.362 \text{ m}^2$$

$$S = 24.362 \text{ m}^2$$

$$P = 19.205 \text{ t/ml}$$

$$M = P (S_1 + S_2) = 24.362 \cdot 2 \cdot 19.205 = 935.744 \text{ t.m}$$

$$M = 935.744 \text{ t.m.} \quad \text{Et} \quad M_0 = 93.574 \text{ t.m}$$

➤ Surcharge exceptionnel D₂₄₀

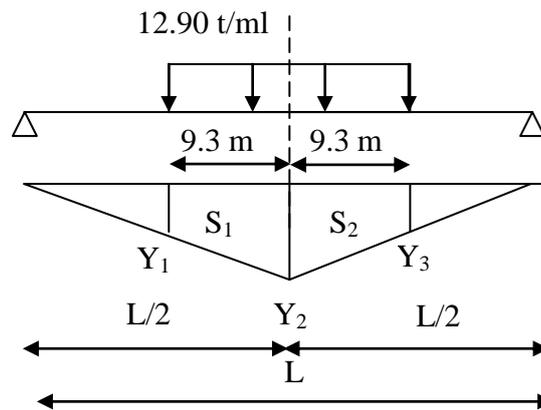


Figure.5.8 : surcharge D₂₄₀

D'après l'équation de déformée

$$Y_2 = (L - L/2) L/2/L = 8.75\text{m}$$

D'après Thalès

$$Y_1 = Y_3 = (L/2 - 18.6/2) Y_2/L/2$$

Donc $Y_1 = Y_3 = 4.1\text{m}$

$$S = S_1 = S_2 = (8.75 + 4.1) 9.3/2 = 59.753\text{m}^2$$

$S = 59.753 \text{ m}^2$

$$M = P (S_1 + S_2) = 1542.013\text{t/ml} \quad \text{et} \quad M_0 = 154.201\text{t.m}$$

5.3.2. L'effort tranchant (B_c, B_r, B_t, M_{c120} et D₂₄₀)

➤ Surcharge B_c

- 1^{ère} cas :

$$\Sigma M_{/A} = 0$$

$$R_B * 35 = 12 * 35 + 12 * 33.5 + 6 * 29 + 12 * 24.5 + 12 * 23 + 6 * 18.5$$

$$\Rightarrow R_B = 47.914\text{t}$$

$$T = n * b_c * \delta_{bc} * R_B$$

$$T_0 = T/10$$

Tableau.5.8 : coefficient b_c

N° de voies chargées	b _c	T(t)	T ₀ (t)
1	1.2	61.694	6.169
2	1.1	113.106	11.311
3	0.95	146.523	14.652

- 2^{ém}cas

$$\Sigma M_{/B}=0$$

$$R_A * 35 = 6 * 35 + 12 * 31.5 + 12 * 30 + 6 * 25.5 + 12 * 21 + 12 * 19.5$$

$$\Rightarrow R_A = 45.343t$$

$$T = n * b_c * \delta_{bc} * R_A$$

$$T_0 = T / 10$$

Tableau.5.9 : T de la surcharge B_c

N° de voies chargées	b _c	T(t)	T ₀ (t)
1	1.2	58.384	5.838
2	1.1	107.037	10.704
3	0.95	138.661	13.866

➤ **Surcharge B_t**

$$\Sigma M_{/A}=0$$

$$R_B * 35 = 16 * 35 + 16 * 33.65 \Rightarrow R_B = 31.381t$$

$$T = n * b_t * \delta_{bt} * R_B$$

Tableau.5.10 : T de la surcharge B_t

N° de tandem	b _t	T(t)	T ₀ (t)
1	1.2	39.957	3.996
2	1.2	79.914	7.991

➤ **Surcharge M_{c120}**

$$\Sigma M_{/A}=0$$

$$R_B * 35 = 18.032 * 6.1 * (35 - 3.05) \Rightarrow R_B = 100.415t$$

$$T = \delta_{Mc120} * R_B = 1.065 * 100.415 \Rightarrow T = 106.942t \Rightarrow T_0 = 10.694t$$

➤ **Surcharge D₂₄₀**

$$\Sigma M_{/A}=0 \Rightarrow R_B * 35 = 12.90 * 18.6 * (35 - 9.30) \Rightarrow R_B = 176.185t$$

$$T = R_B = 176.185t \Rightarrow T = 176.185t \Rightarrow T_0 = 17.619$$

Tableau.5.11 : récapitulatif des moments dus aux surcharges.

Désignation		pour X= 0,25 L		Pour X= 0,5 L	
		M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)	M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)
Surcharge A (L)	1 voie chargée	133.345	13.335	533.794	53.379
	2voies chargées	266.609	26.691	1067.588	106.759
	3voies chargées	360.303	36.030	1441.213	144.121
Trottoirs	1 trottoir	5.747	0.575	22.969	2.297
	2 trottoirs	11.484	1.148	45.938	4.594
Désignation		1 ^{ère} cas		2 ^{ème} cas	
		M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)	M _{max} (t.m)	M ₀ (t.m)
Système Bc	1 voie chargée	473.947	47.395	468.071	48.807
	2voies chargées	875.461	87.546	864.606	86.461
	3voies chargées	1139.436	113.944	1125.307	112.531
Système Bt	1 Tandem	340.949	34.075	340.949	34.075
	2 Tandem	681.898	68.190	681.898	68.190
B r		91.963	9.196	91.963	9.196
Convoi Mc120		935.744	93.574	935.744	93.574
Convoi D240		1542.013	154.201	1542.013	154.201

Tableau 5.12. : récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.

Désignation		pour X= 0,00 L		Pour X= 0,25 L	
		T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)	T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)
Surcharge A (L)	1 voie chargée	61.005	6.100	30.503	3.050
	2voies chargées	122.010	12.201	61.005	6.100
	3voies chargées	164.710	16.471	82.355	8.236
Trottoirs	1 trottoir	2.625	0.263	1.313	0.131
	2 trottoirs	5.250	0.525	2.635	0.264
Désignation		1 ^{er} cas		2 ^{ème} cas	
		T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)	T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)
Système Bc	1 voie chargée	61.694	6.169	58.384	5.838
	2voies chargées	113.106	11.311	107.037	10.704
	3voies chargées	146.523	14.652	138.661	13.866
Système Bt	1 Tandem	39.955	3.996	39.955	3.996
	2 Tandem	79.914	7.991	79.914	7.991
Br		10.510	1.051	10.510	1.051
Convoi Mc120		106.942	10.694	106.942	10.694
Convoi D240		176.185	17.619	176.185	17.619

5.4. Les combinaisons d'actions

➤ Les Coefficients de pondération des combinaisons

Un coefficient de pondération est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de pondération sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau5.13. : Les coefficients de pondération pour chaque charge.

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système B _C	1.6	1.2
M _C 120	1.35	1
D 240	1.35	1
Vent	1.5	0
Surcharge de trottoir S _T	1.6	1.2
Température ΔT	0	0.5

➤ **Formes générales des combinaisons d'actions**

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont en objet :

Tableau5.14. : Les différentes combinaisons des charges.

Actions prépondérantes	Combinaison	N° de combinaison	M (t.m)	T(t)
E.L.U	1.35 G+1.6 (A(L) +ST)	1	858.50	98.11
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	2	810.22	95.20
	1.35G+1.35M _C 120	3	746.88	88.03
	1.35G+1.35D240	4	828.73	94.71
E.L.S	G+1.2 (A(L) +ST)	5	638.13	72.93
	G+1.2 (B _C +ST)	6	601.92	70.75
	G+1.2M _C 120	7	571.96	65.37
	G+D240	8	613.87	70.15

➤ **A l'ELU**

$$M_{\max} = 1.35 M_G + 1.6 (M_{A(L)} + M_{ST}) = 858.50 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 1.35 T_G + 1.6 (T_{A(L)} + T_{ST}) = 98.11 \text{ t}$$

➤ **A l'ELS**

$$M_{\max} = M_G + 1.2 (M_{A(L)} + M_{ST}) = 638.13 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = T_G + 1.2 (T_{A(L)} + T_{ST}) = 72.93 \text{ t}$$

5.5. Analyse par SAP2000**5.5.1. SAP2000**

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

5.5.2. Modélisation

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec des travées indépendantes, donc on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 10 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyés sur un appui simple de côté et d'autre coté sur un appui double.

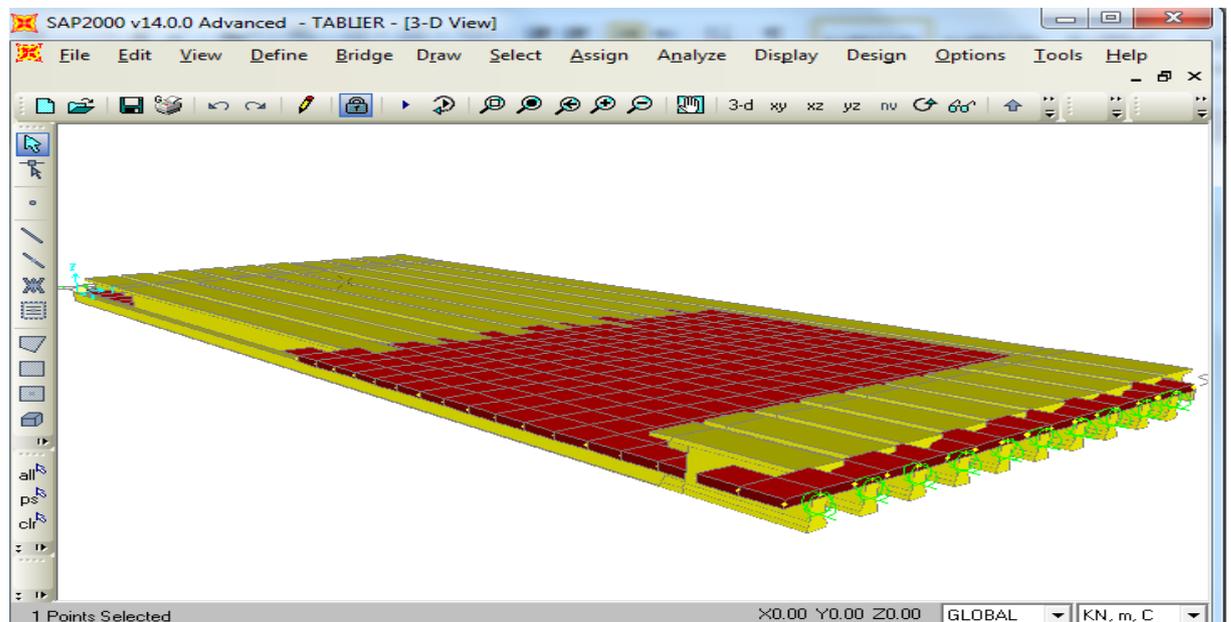


Figure.5.8 : Modélisation de tablier

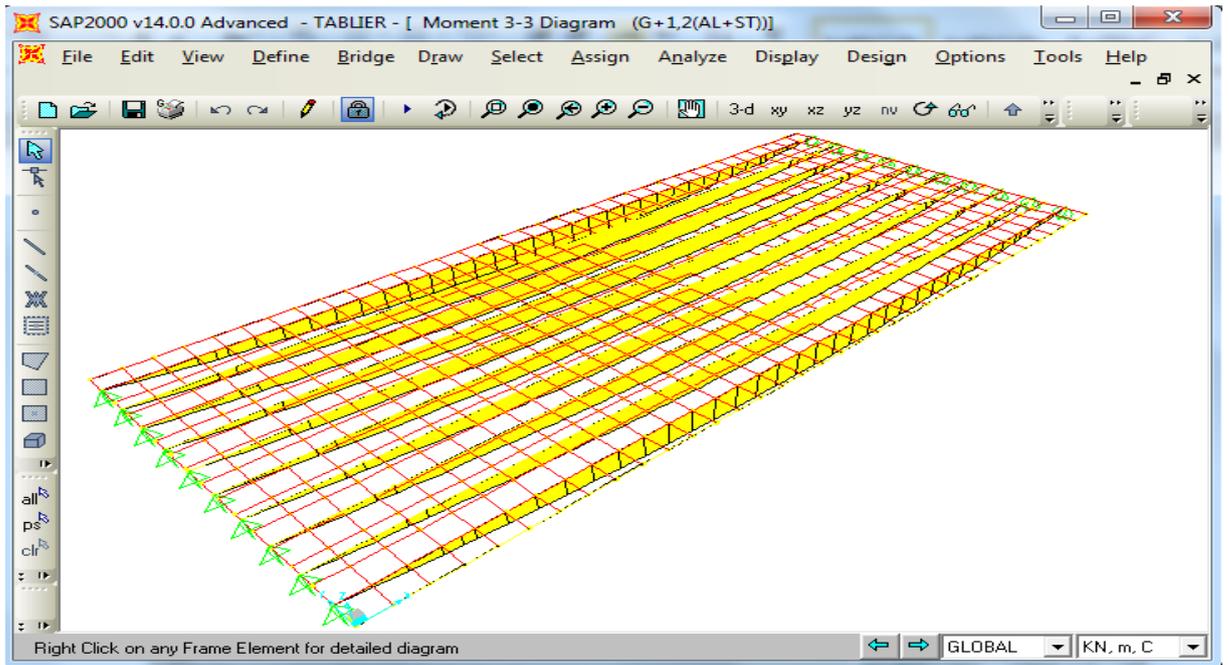


Figure.5.9 : Diagramme de moment (G+1.2 (AL+ST))

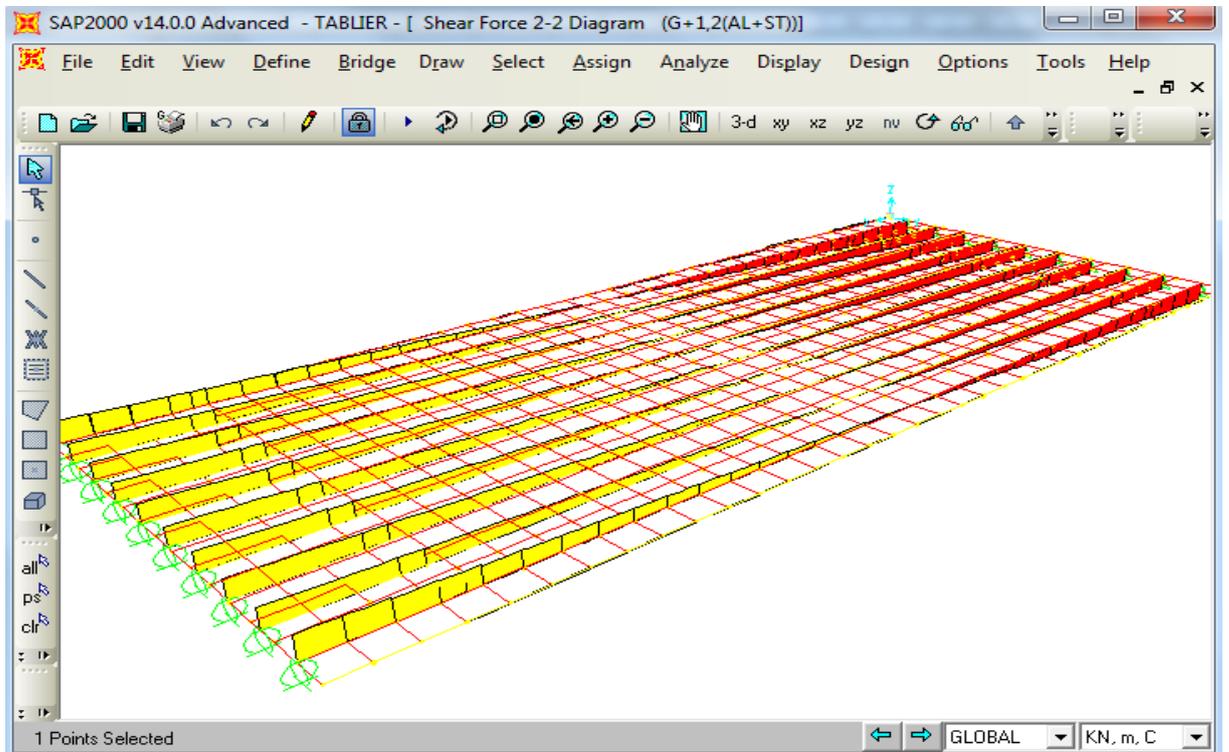


Figure.5.10 : Diagramme de l'effort tranchant (G+1.2 (AL+ST))

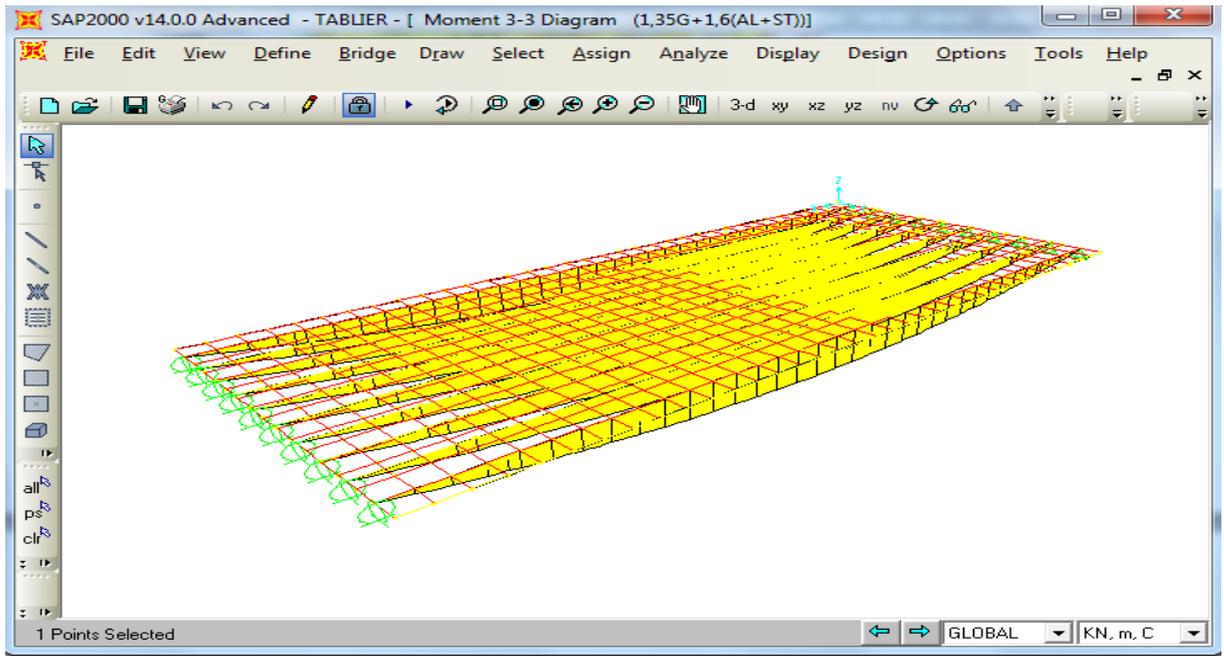


Figure.5.11 : Diagramme de moment (1.35G+1.6 (AL+ST))

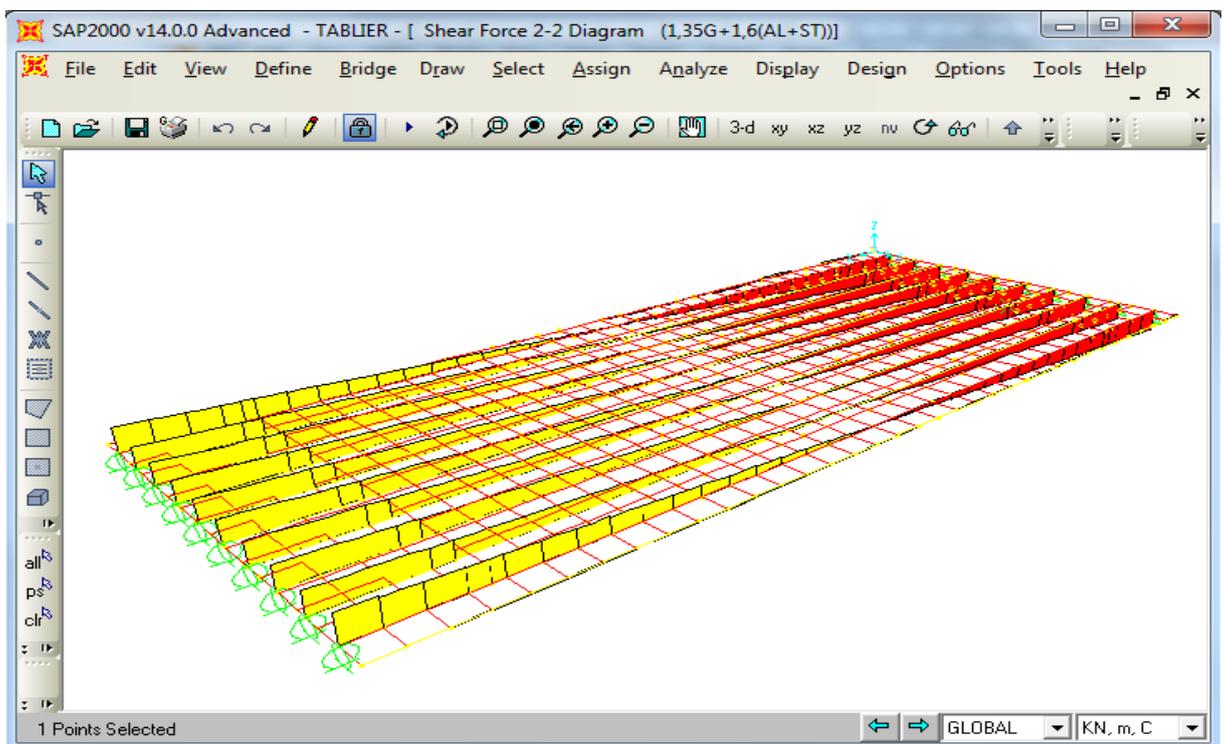


Figure.5.12 : Diagramme de l'effort tranchant (1.35G+1.6 (AL+ST))

➤ A l'ELU

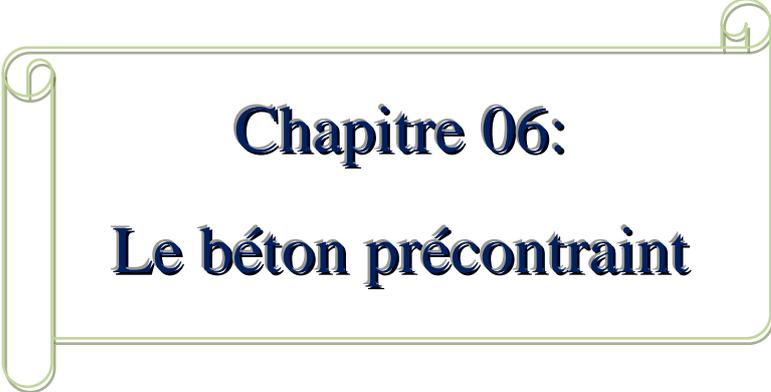
$$M_{\max} = 1.35 M_G + 1.6 (M_{A(L)} + M_{ST}) = 858.31 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 1.35 T_G + 1.6 (T_{A(L)} + T_{ST}) = 98.40 \text{ t}$$

➤ A l'ELS

$$M_{\max} = M_G + 1.2 (M_{A(L)} + M_{ST}) = 63.96 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = T_G + 1.2 (T_{A(L)} + T_{ST}) = 73.03 \text{ t}$$

A decorative scroll frame with a light green border and scroll-like corners. The text is centered within the frame.

Chapitre 06:
Le béton précontraint

6.1. Introduction

Ce chapitre traite la précontrainte, son principe, ces applications dans la construction des ouvrages d'art. Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et acier, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe.

En 1935, son inventeur, Eugène Freyssinet, définissait ainsi la précontrainte : «Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

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 des aciers ...etc.

6.2. Historique

Alors que les origines de nombreuses techniques sont souvent incertaines et contestées, l'invention du béton précontraint est connue de façon nette et précise. Elle date des brevets d'invention délivrés les 2 octobre et 19 novembre 1928 à Eugène Freyssinet (1879-1962).

L'idée était déjà connue d'imposer au béton une compression préalable permettant d'empêcher la fissuration qui serait due à des efforts de traction ultérieurs (l'idée intuitive des constructeurs de voutes, dans lesquelles la compression préalable provient de la gravité). C'est l'idée fondamentale de la précontrainte, mais le mot précontrainte a été introduit par Freyssinet en 1933.

En 1926, il découvrit le phénomène de fluage (déformation lente sous charge) et les lois du retrait à la suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel. Ainsi en se plaçant dans les conditions voisines des voutes, Freyssinet introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. Pour cela il fallait un très grand allongement des aciers, donc des tensions initiales très élevées.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés en Allemagne par précontrainte extérieure au béton au moyen de câbles (le pont de Saale à Alse 1928 et celui de Aue 1936).

6.3. Principe du béton précontraint

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des

Précontrainte. Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme. La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre. Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte.

En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre Supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées. Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc...). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.

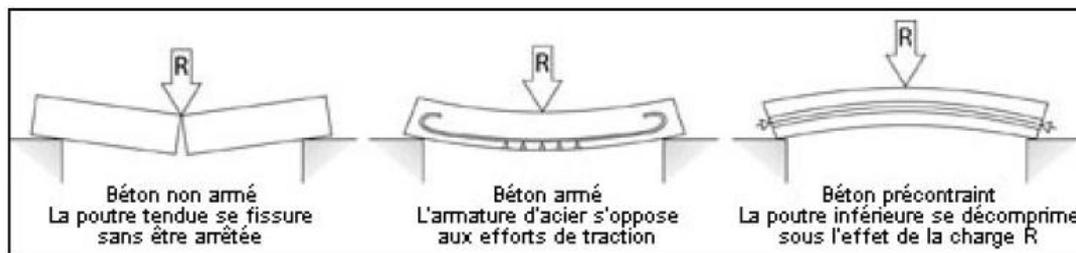


Figure 6.1: Principe de la précontrainte

Nous avons décrit le principe de la précontrainte en prenant une poutre comme exemple, mais tous les éléments de construction peuvent être réalisés en béton précontraint.

6.4. Mise en œuvre de la précontrainte

La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes soit par pré-tension, soit par post-tension des armatures, selon que celles-ci sont mises en tension avant le coulage du béton ou après son durcissement.

6.4.1. Précontrainte par pré-tension

Les fils ou les torons sont tendus avant le bétonnage. Le béton est ensuite mis en place au contact de ces câbles auxquels il va se trouver lié. Lorsque le béton est suffisamment durci, on libère la tension des câbles qui se transmet au béton par adhérence en engendrant, par réaction, sa mise en compression ; cette forme de précontrainte est dite « par fils adhérents »

Les armatures de précontrainte sont tendues en prenant appui sur des culées fixes (bancs de précontrainte), spécialement construites à cet effet.



Figure 6.2 : Mise en tension des câbles par la méthode de pré-tension.

Cette technique est uniquement appliquée à la préfabrication: elle permet de réaliser des poutrelles, des poteaux, des poutres, des dalles alvéolées, des prédalles, etc...

6.4.2. Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante .

Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint.

Le contrôle de la tension est effectué soit par manomètre, soit de manière plus précise par mesure de l'allongement des câbles. Le calcul de l'allongement des câbles doit tenir compte des différentes causes de pertes de tension.

Après mise en tension des armatures, les conduits sont remplis avec des coulis de ciment qui doivent occuper aussi parfaitement que possible les espaces entre câbles et

conduits. La qualité de l'injection est une opération très importante, qui conditionne la protection des armatures, donc leur durabilité.

Il existe deux types de précontrainte par post-tension

- Intérieure au béton;
- Extérieure au béton.

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

- Des conduits (les plus utilisés sont des « gaines ») sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage;
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage;
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages ; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime;
- Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les câbles
 - Le calcul de l'allongement du câble doit tenir compte des différentes pertes de tension, par frottement, par déformations instantanée ou différée du béton ou par rentrée des ancrages) ;
 - Les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés ;
 - Les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.



Figure 6.3 : Installation des gaines pour la post-tension.

6.5. les armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance. Elles se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles. Elles peuvent être intérieures au béton

- pré-tendues et adhérente;
- post-tendues et adhérentes ou non.

Elles peuvent aussi être extérieures au béton et reliées à la structure au niveau des ancrages et des déviateurs uniquement.

➤ **Les torons**

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils (le fil est produit par déformation à froid (tréfilage d'un fil machine).

- Torons 3 fils

3 fils enroulés sur un axe théorique commun (utilisation en précontrainte par pré-tension uniquement).

- Torons 7 fils

6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils et la section du fil) et leur diamètre.

Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860 et 1960 MPa.

Tableau 6.1. Les caractéristiques des torons les plus courants.

Désignation	Classe [MPa]	Diamètre [mm]	Section [mm ²]
T13	1860	12.5	93
T13 5	1860	12.9	100
T15	1860	15.2	139
T15 5	1860	15.7	150

Ils sont définis par leur force garantie de rupture qui varie selon la classe de l'acier



Figure 6.4 : Exemple de torons.

➤ Les câbles

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles monotorons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons. Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont les unités 12 ou 13 T15 S (composées de 12 ou 13 torons T15 S) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 S pour la précontrainte extérieure. Un câble est défini par le type et le nombre de torons et la classe de résistance.

6.6. Les types d'ancrage de précontrainte

L'ancrage permet d'assurer le maintien de l'effort de précontrainte dans les armatures après la mise en tension.

Dans la plupart des systèmes de précontrainte, le blocage des armatures par rapport à l'ancrage est obtenu par frottement (clavetage dans une pièce conique). dans notre cas on utilise un ancrage fixe intérieur au béton => système K a (plaque + trompette).

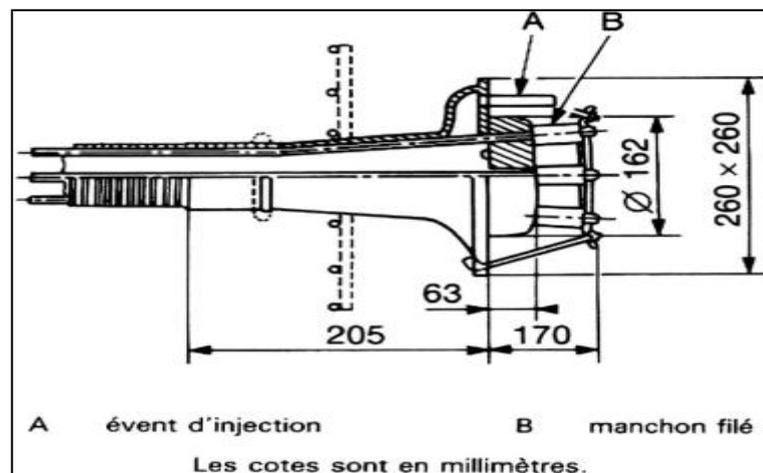


Figure 6.5: Ancrage fixe système K.

Le ciment utilisables le béton précontraint doit avoir une teneur en sulfures et en chlorures limitée.

6.7. Conduits pour précontrainte par post-tension

➤ Type de conduites

Il existe plusieurs types de conduits dans lesquels sont disposés les câbles :

- Gaine (métallique) nervurée en feuillard (la plus utilisée en ouvrage d'art);
- Tube rigide en acier ;
- Gaine nervurée en PEHD;
- Tube en PEHD.

➤ **Le rôle des conduites**

Les conduits, nécessaires uniquement en post-tension, ont pour rôle de:

- ménager un passage continu du câble de précontrainte selon le tracé et la position prévue lors du dimensionnement de l'ouvrage;
- résister aux sollicitations lors de l'installation, la mise en tension (pression localisée, abrasion) et l'injection (étanchéité, pression d'injection) ;
- transmettre les efforts par adhérence (dans le cas de la précontrainte intérieure);
- assurer une protection mécanique de l'armature et une enveloppe du coulis d'injection.

La section du conduit est égale à 2 à 2,5 fois la section de l'armature afin de permettre son remplissage.

➤ **Injection des conduits de précontrainte**

L'injection avec des coulis de ciment des câbles de précontrainte a pour objectif de protéger les aciers de précontrainte contre les agents corrosifs extérieurs. En évitant tout contact entre les armatures et l'eau ou l'air humide, il garantit la pérennité de la précontrainte et donc de l'ouvrage. Cependant, l'injection est une opération délicate à réaliser en raison des tracés fortement ondulés des câbles et de leur grande longueur.

Le coulis doit être injecté de telle manière que la gaine soit entièrement remplie. Il ne doit pas présenter de phénomène de ségrégation pendant l'injection et pendant la période avant la prise. Il est adjuvanté, ce qui optimise ses caractéristiques rhéologiques et lui confère une fluidité adaptée aux méthodes d'injection et une durée d'injectabilité maîtrisée.

Les coulis de ciment à base de constituants de qualité, dont les formulations sont optimisées, offrent des performances stables. La réglementation actuelle permet, grâce à la procédure d'avis technique basée sur une série d'essais pertinents, de contrôler parfaitement la chaîne de fabrication et d'injection du coulis et d'en garantir la qualité et la protection efficace des câbles de précontrainte.

6.8. Le tracé de câblage

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal.

➤ **Un câblage rectiligne**

Le câblage rectiligne est facile à mettre en œuvre et les pertes d'effort par frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrage (donc très faibles). Il n'est véritablement efficace que dans le cas d'un tablier de hauteur variable puisqu'il

bénéficie de l'effet d'arc dû à la courbure de la fibre moyenne. Au contraire, il est peu efficace dans un tablier de hauteur constante lorsqu'il s'agit de renforcer la résistance en flexion à la fois sur appuis et en travée.

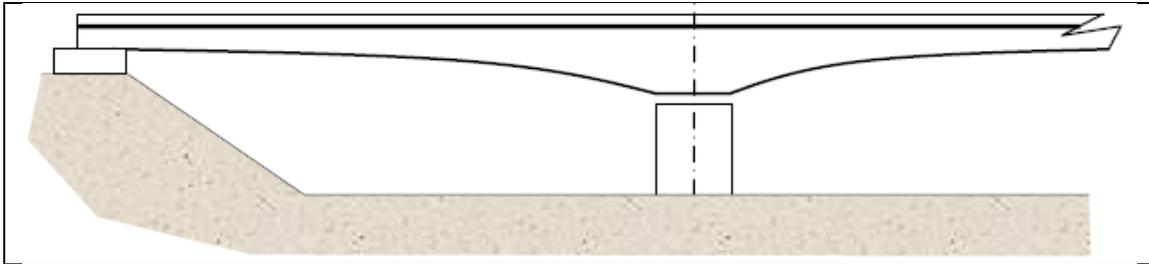


Figure 6.6 : Câblage rectiligne

➤ **Un câblage polygonal**

Le tracé polygonal consiste à dévier les câbles de façon à optimiser l'effet du précontraint tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Les pertes par frottement sont un peu plus grande que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée (confection de déviateurs), mais c'est la conception la plus courante car la plus efficace.

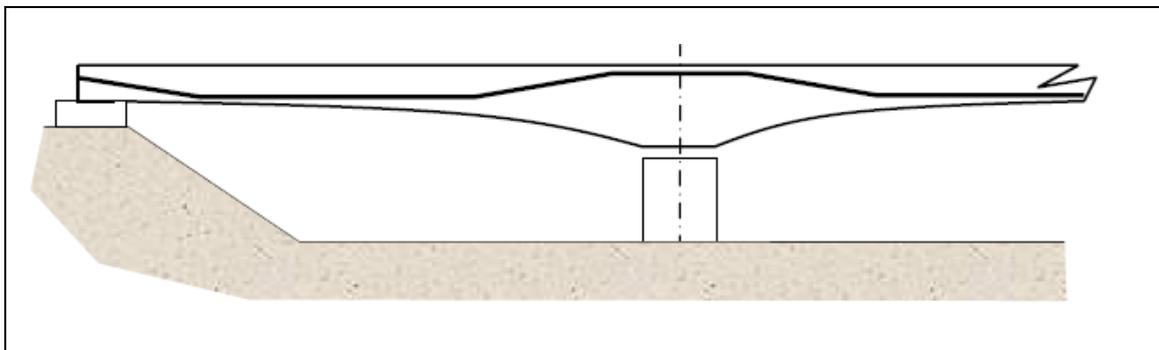


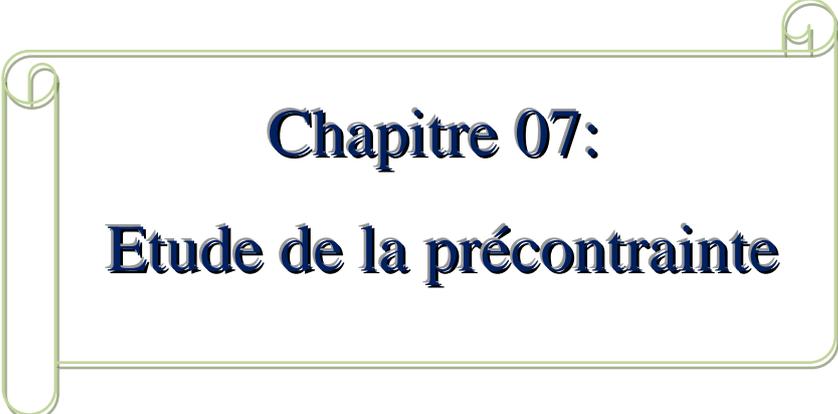
Figure 6.7 : Câblage polygonal

6.9. Domaine d'application de la précontrainte

Le béton précontraint est utilisé pour de nombreux ouvrages.

- Les ponts
 - Ponts poussés ;
 - Ponts en encorbellement à voussoirs préfabriqués;
 - Ponts en encorbellement coulés en place,
 - Ponts à poutres ;
 - Ponts à haubans ;

- PSI-DP Passages supérieurs ou inférieurs à dalle précontrainte;
- VI-PP Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes ;
- PR-AD Poutres précontraintes par adhérence.
- Les structures off-shore
- Les structures industrielles
- Les réservoirs (d'eau, d'hydrocarbures) et les silos
- Les enceintes de réacteurs nucléaires
- Les bâtiments industriels, commerciaux ou agricoles
 - Poutres, poutrelles;
 - Dalles alvéolées de planchers;
 - Prédalles;
 - Poutres et poteaux pour ossatures.

A decorative frame with a light green border and scroll-like corners, containing the chapter title.

Chapitre 07:

Etude de la précontrainte

7.1. Introduction

On étudiera dans ce chapitre la précontrainte sur toute ses facettes, c'est-à-dire le dimensionnement, détermination du tracé, calcul des pertes (instantanées et différées) et pour finir on procédera à la vérification des contraintes normales et tangentielles. Dans notre travail on utilise le règlement BPEL.

7.2. Détermination du nombre des câbles

7.2.1. Tension à l'origine

La tension à l'origine nous permet d'évaluer les efforts toute ou long des armatures de précontrainte. Elle est déterminée à partir des contraintes suivantes :

- Limite de rupture garantie $f_{prg}=1770$ MPa;
- Limite d'élasticité $f_{peg}=1583$ MPa.

$\Rightarrow \sigma_{P0} = \text{Min} (0,80 * f_{prg}, 0,90 * f_{peg}) = \text{Min} (1416, 1424.7) = 1416$ MPa
avec la section nominale de l'acier $A_p = 1668$ mm²; donc $P_0 = 2.362$ MN.

7.2.2. Calcul de la précontrainte

La précontrainte se calculera pour la section médiane qui a pour caractéristiques

Tableau .7.1 : Récapulatif des caractéristiques de la section médiane

	poutre	Poutre + hourdis
A_n (cm²)	5449.20	9035.45
V'(cm)	97.10	131
V (cm)	72.90	64
I_0 (m⁴)	0.1985	0.3665
ρ	0.51	0.48

Tableau .7.2 : Récapulatif des caractéristiques de la section about

	poutre	Poutre + hourdis
A_n (cm ²)	7573.5	11348.5
V' (cm)	94.77	123.96
V (cm)	75.23	71.04
I_0 (m ⁴)	0.2270	0.4227
ρ	0.44	0.45

Les moments a considérés sont les suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 638.130 \text{ t.m} = 6.381 \text{ MN.m} \\ M_{\min} = 459.672 \text{ t.m} = 4.600 \text{ MN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \Delta M = 1.781 \text{ MN.m.}$$

On calcule les valeurs de P_I et P_{II} correspondent respectivement à la section sous-critique et sur-critique; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section.

Le calcul se fera en classe I donc $\sigma_{ts} = \sigma_{ti} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_I = (\Delta M + \rho * B_n (v * \sigma_{ti} + v' * \sigma_{ts})) / \rho h \\ P_{II} = (M_{\max} + \rho * B_n * v * \sigma_{ti}) / (\rho * v + v' - d') \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow P_I = \Delta M / \rho h \\ P_{II} = M_{\max} / (\rho v + v' - d') \end{array} \right.$$

➤ **section sous-critique**

$$P_I = \Delta M / \rho * h = 1.781 / (0.48 * 1.95) = 1.903 \text{ MN}$$

➤ **section sur-critique**

$$P_{II} = M_{\max} / (\rho * v + v' - d') = 6.381 / (0.48 * 0.640 + 1.31 - 0.17) = 4.409 \text{ MN.}$$

$$\text{Avec } d' = 0.1h_{\text{poutre}} = 17 \text{ cm.}$$

Donc : $P = \text{Max} (1.903; 4.409) = 4.409 \text{ MN}$. La section est sur-critique.

$$e_0 = -(v^2 - d') = -(131 - 17) = 114 \text{ cm}$$

On estime les pertes de précontrainte à 30%, donc pour des câbles 12T15 on aura : $P \leq (P_0 - \Delta P) n \Rightarrow n \geq P / 0.70 P_0 = 4.409 / (0.70 * 2.362)$

$$\Rightarrow n \geq 2.67 \quad \text{On adoptera donc 3 câbles 12T15.}$$

7. 3. Le tracé des câbles

Le meilleur tracé c'est celui qui minimise le plus l'intensité des contraintes de cisaillements aux appuis.

7. 3.1. Positionnement des câbles

La disposition des câbles est choisie comme suit, deux câbles en intrados et un câble en extrados. On dispose les deux câbles de la première famille de telle sorte que le centre de gravité des deux se rapproche du centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Pour la disposition des câbles à l'about on suit les conditions suivantes (d'après le document SETRA)

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq 16.5 \text{ cm;} \\ d' \geq 16.5 \text{ cm;} \\ a \geq 28 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On fixe $a=60\text{cm}$

$$\Rightarrow d = (2 \cdot v' - a) / 2 = (2 \cdot 94.77 - 60) / 2 = 64.77 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow d' = 170 - (60 + 64.77) = 45.23 \text{ cm.}$$

d et d' sont supérieures à 16.5 donc condition vérifier

À mi- travée la disposition se fait à un excentrement maximum.

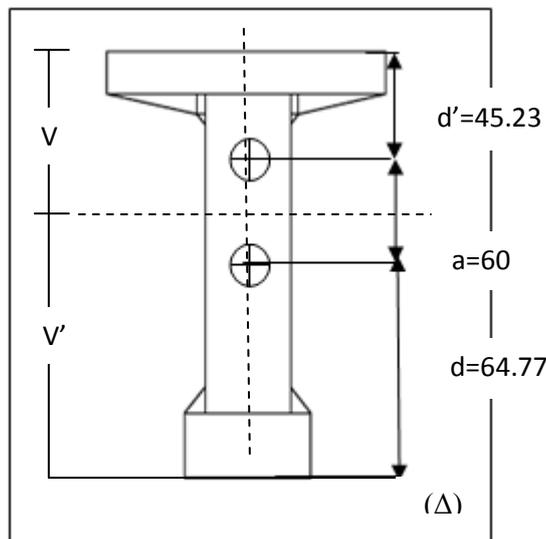


Figure. 7. 1 : Disposition des câbles à l'about.

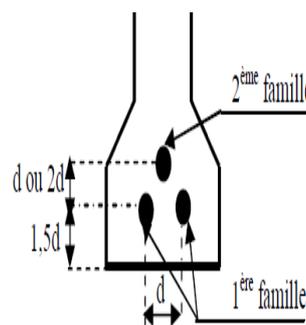


Figure 7. 2 : Disposition des câbles à mi- travée.

Tel que $d=d'= 17\text{cm}$.

7. 3.2. Angle de relevage

L'angle de relevage obéi à la loi suivante

$$\text{Arcsin} \{(V_M - \bar{V})/ P\} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \{(V_m + \bar{V})/ P\}$$

Avec :

$$\begin{cases} V_M = 72.929 \text{ t} = 0.73 \text{ MN} \\ V_m = 52.534 \text{ t} = 0.53 \text{ MN} \end{cases}$$

- $\bar{V} = \bar{\tau} * b_n (0.8H) \Rightarrow$ effort tranchant limite que peut supporter la section d'about;
- $b_n = b_0 - n * k * \Phi = 0.32 \text{ m} \Rightarrow$ largeur nette de la section d'about ($b_0 = 0.36 \text{ m}$);
- $k = 0.5$ pour post tension avec injection de colis de ciment ; $n=1$ nombre des gaines par lit et $\Phi = 0.08 \text{ m}$ diamètre de la gaine);
- $H = 1.95 \text{ m} \Rightarrow$ hauteur de la poutre plus hourdis;
- $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} * \sigma_x)} \Rightarrow$ contrainte tangentielle limite en ELS.

Avec :

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_x = P/B_n$$

$$P = n * 0.75 * P_0 = 2 * 0.25 * 2.362 = 3.543 \text{ MN.}$$

n : nombre de câbles dans la section d'about.

$$B_n = B_0 - 2\pi\Phi^2/4 = 11247.969 \text{ cm}^2 \quad (B_0 = 11348.5 \text{ cm}^2; \Phi = 8 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow \sigma_x = 3.149 \text{ MPa.} \quad \text{Donc on a } \bar{\tau} = 2.277 \text{ MPa.}$$

$$\bar{V} = 1.137 \text{ MN.}$$

$$\Leftrightarrow -6.61^\circ \leq \alpha \leq 27.98^\circ$$

Donc par commodité on adopte les mêmes angles pour toutes les poutres. Ils sont fixés $\alpha_1 = 10^\circ$ et $\alpha_2 = 16^\circ$.

Pour la deuxième famille de câble (en extrados), le document SETRA nous donne une approximation de l'angle de relevage de l'ordre de 20° . Dans notre l'angle est fixé à $\alpha_3 = 26^\circ$.

L'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin} [(V_M + V_m)/2P] = 10.20^\circ$$

On adopte le même α_{opt} pour toutes les poutres $\Rightarrow \alpha_{\text{opt}} = 10.20^\circ$.

7. 3.3. Allure des câbles

Le tracé adopté est un tracé parabolique et cela pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre. (Fig. 7. 3)

Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation $\Rightarrow Y = a * X^2$ (le repère a pour origine le point de jonction de la partie rectiligne et la partie parabolique).

On pose : $\begin{cases} L_c \Rightarrow \text{longueur de la partie courbe;} \\ L_r \Rightarrow \text{longueur de la partie rectiligne.} \end{cases}$

$Y' = \tan(\alpha) = 2 * a * X$; on pose : $X = L_c \Rightarrow a = \tan(\alpha) / (2 * L_c)$

Donc : $Y_c = \{ \tan(\alpha) / (2 * L_c) \} L_c^2 \Rightarrow L_c = (2 * Y_c) / \tan(\alpha)$.

Pour le câble en extrados habituellement il sort au voisinage de la portée

$\Rightarrow L_0 \leq 35/4 = 8.75$ m. on le fixera pour notre étude à $L_0 = 4.4$ m.

Tableau. 7. 3. Les caractéristiques de chaque câble.

	$\alpha(^{\circ})$	$\tan(\alpha)$	Y_c (cm)	L_c (cm)	L_r (cm)	a (cm ⁻¹)
Cable n°= 1	10	0.176	39.27	446.25	1303.75	1.972
Cable n°= 2	16	0.287	99.27	691.78	1058.22	2.074
Cable n°= 3	26	0.887	127.5	287.49	1022.51	1.543
Cable Moyen	10.24	0.181	71.60	791.16	958.84	1.144

Tableau. 7.4: Tracé des câbles

Câble n°= 1		Câble n°= 2		Câble n°= 3		Câble moyen	
X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	0	0	0	0	0	0
13.04	0	10.582	0	10.225	0	9.588	0
13.486	0.004	11.274	0.010	10.517	0.001	10.381	0.007
13.932	0.016	11.966	0.040	10.804	0.005	11.172	0.029
14.378	0.036	12.658	0.090	11.091	0.011	11.963	0.064
14.824	0.064	13.350	0.160	11.378	0.021	12.754	0.115
15.270	0.10	14.042	0.250	11.665	0.032	13.545	0.179
15.716	0.144	14.734	0.360	11.952	0.046	14.336	0.258
16.162	0.196	15.426	0.490	12.239	0.062	15.127	0.351
16.608	0.256	16.118	0.640	12.526	0.081	15.918	0.458
17.054	0.324	16.810	0.810	12.813	0.103	16.709	0.580
17.50	0.393	17.50	1.0	13.10	0.127	17.50	0.716

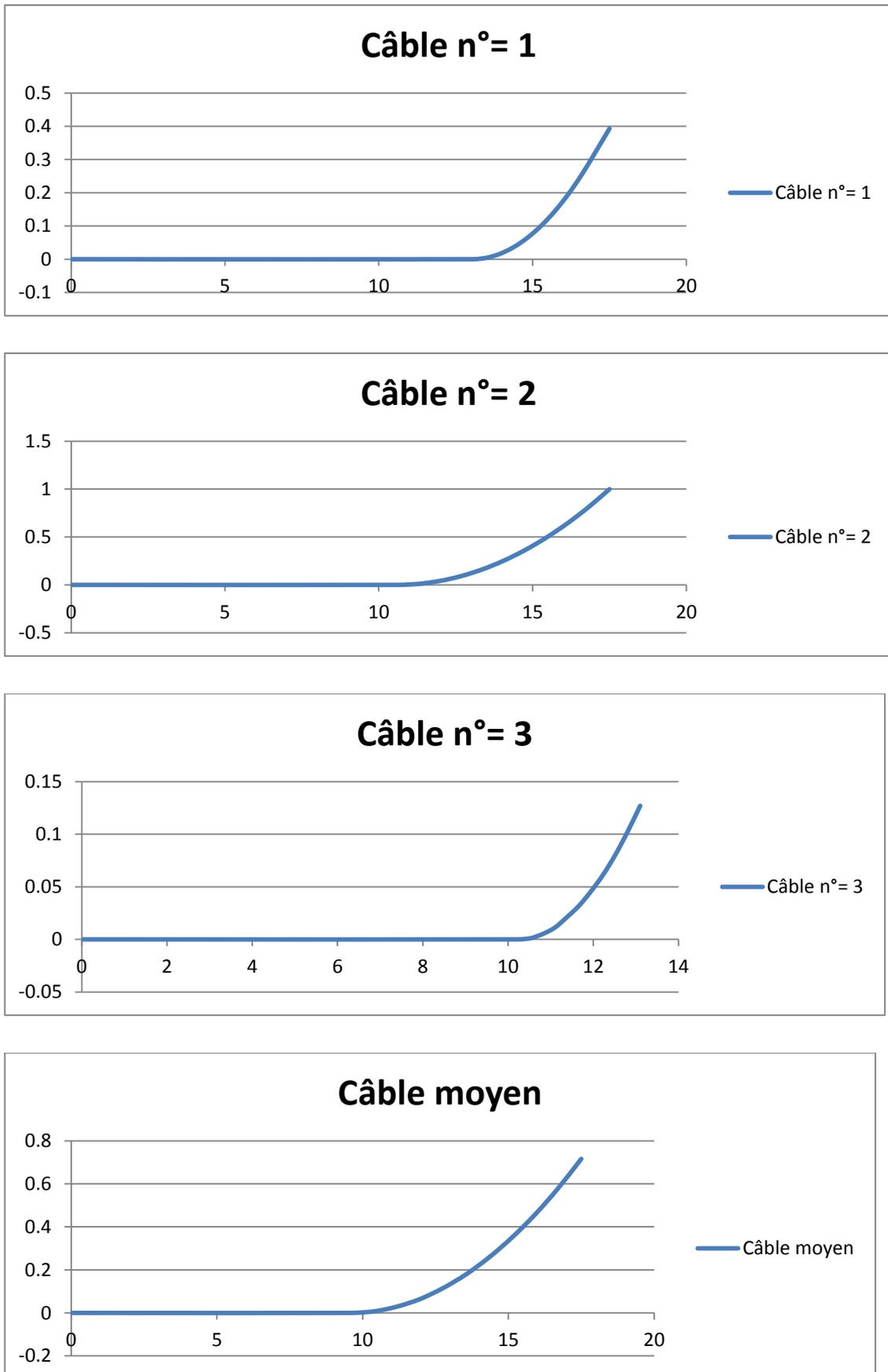


Figure. 7. 3 : Tracé des câbles.

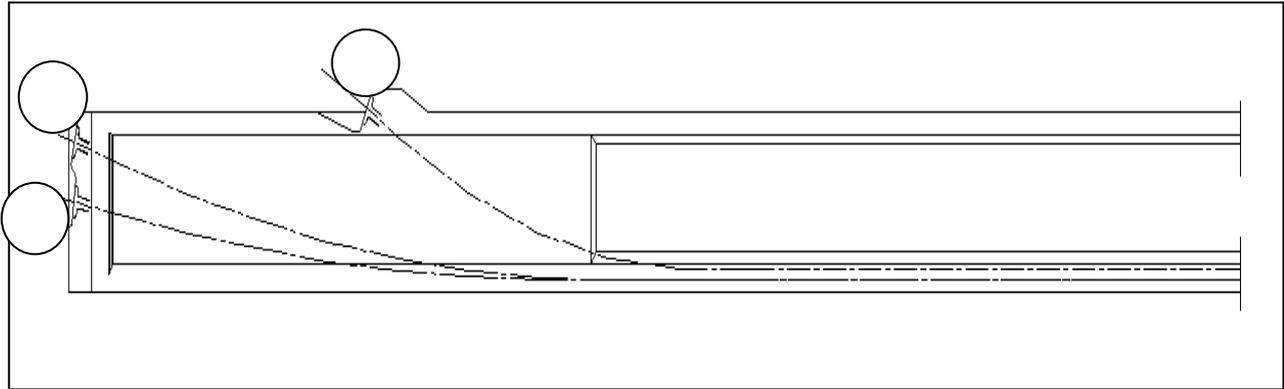


Figure 7.4 : Allure des câbles.

7.4. Calcul des pertes de la précontrainte

Les contraintes de la précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont dénommées pertes de précontrainte. On les classe en deux familles :

➤ Les pertes instantanées

Se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, et qui résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.

➤ Les pertes différées

Se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

7.4.1. Pertes instantanées

7.4.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-(f\alpha + \varphi x)} \quad (\text{BPEL}).$$

- σ_{po} : la tension à l'origine;
- f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ; on prend $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$;
- α : la déviation angulaire totale du câble sur la distance (rd);
- φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ; on prend $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- x : la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{po} - \sigma_{pf}(x) = \sigma_{po} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Si l'exposant est faible, nous pouvons admettre la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) \cong \sigma_{po} (f\alpha + \varphi x)$$

$$\alpha(x) = (8 \cdot e_0 / l^2) \cdot x$$

$$\Psi = f \cdot \delta \cdot e_0 / l^2 + \varphi$$

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{\text{po}} \cdot \Psi \cdot x$$

Tableau. 7.5 : Pertes dues au frottement du câble.

Section (m)	câble	x(m)	Ψ (m ⁻¹)	σ_{po} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	0.00	0.0034	2832	0.0
	2 ^{eme} famille	0.00	0.0044	1416	0.0
4.40	1 ^{ere} famille	4.40	0.0034	2832	42.367
	2 ^{eme} famille	0.00	0.0044	1416	0.0
8.75	1 ^{ere} famille	8.75	0.0034	2832	84.252
	2 ^{eme} famille	4.35	0.0044	1416	27.102
17.5	1 ^{ere} famille	17.50	0.0034	2832	168.504
	2 ^{eme} famille	13.10	0.0044	1416	81.618

7. 4.1.2. Pertes dues au recul d’ancrage

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l’armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l’ancrage, appelée « perte par recul d’ancrage ». Son influence diminue à partir de l’ancrage jusqu’à s’annuler à une distance « λ ».

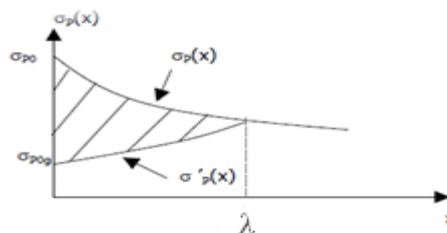


Figure. 7. 6 : Pertes par recul d’ancrage.

La tension sous vérin vaut σ_0 et après blocage des clavettes et glissement à l’ancrage σ_2 ; le glissement à l’ancrage se répercute jusqu’à l’abscisse λ de tension σ_3 .

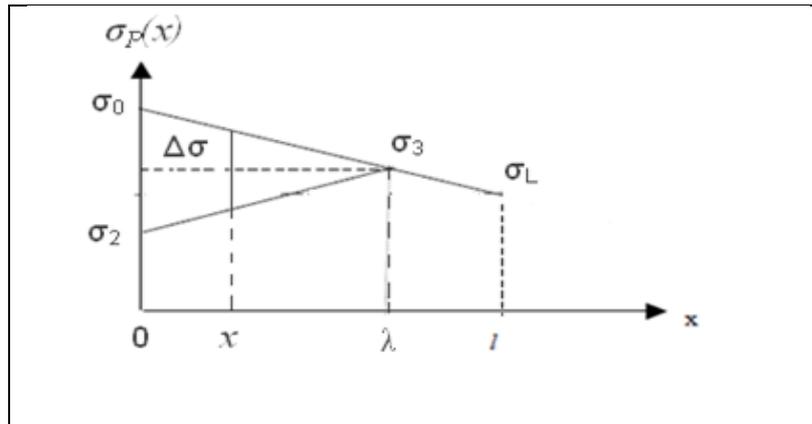


Figure. 7. 7 : Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

La symétrie des pentes des droites entraîne

$$\Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_2 = 2(\sigma_0 - \sigma_3) = 2 \cdot \Psi \cdot \lambda \cdot \sigma_0$$

Avec : $\Psi = f(\alpha / l) + \varphi$

A l'abscisse x nous avons :

$$\Delta\sigma = (\sigma_0 - \sigma_2) \frac{\lambda - x}{\lambda} = 2\sigma_0\Psi(\lambda - x)$$

Le glissement à l'ancrage «g », qui dépend du type d'ancrage. Pour notre cas en prend $g = 6 \text{ mm}$.

D'où la longueur d'influence du glissement g

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \Psi}}$$

Tableau. 7. 6 : Pertes dues au recul d'ancrage.

Section	Câble	x(m)	Ψ (m ⁻¹)	λ (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)
0.00	1 ^{ère} famille	0.00	0.0034	15.79	304.08
	2 ^{ème} famille	0.00	0.0044	13.88	0.0
4.40	1 ^{ère} famille	4.40	0.0034	15.79	219.34
	2 ^{ème} famille	0.00	0.0044	13.88	172.96
8.75	1 ^{ère} famille	8.75	0.0034	15.79	135.56
	2 ^{ème} famille	4.35	0.0044	13.88	118.75
17.5	1 ^{ère} famille	17.50	0.0034	15.79	0.0
	2 ^{ème} famille	13.10	0.0044	13.88	9.72

7. 4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec :

- n : nombre de gaines ;
- E_p : module d'élasticité des armatures;
- E_{ij} : module de déformation instantané du béton au jour « j » ;
- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{P e^2(x)}{I_{GN}} + \frac{M(x) e(x)}{I_{GN}}$$

- $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.

A titre de simplification ($n-1 \cong n$), le BPEL retient la relation suivante:

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{E_p}{2 E_{ij}} \sigma_b(x)$$

$$P = n A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{\text{recul}} - \Delta\sigma_{\text{frot}})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_p = 2.10^5 \text{ MPa.} \\ E_{i28} = 35\,981.73 \text{ MPa.} \\ E_{i14} = 33480.55 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Tableau. 7. 7 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Section (m)	câble	P(MN)	M(MN.m)	e(m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	4.47	0.0	0.0	3.97	9.93
	2 ^{eme} famille	0.0	0.0	0	0.0	0.0
4.40	1 ^{ere} famille	4.47	1.68	1.07	13.03	32.58
	2 ^{eme} famille	2.07	1.68	-0.64	7.09	17.73
8.75	1 ^{ere} famille	4.47	2.88	114	10.86	27.15
	2 ^{eme} famille	2.12	2.88	114	0.44	1.10
17.5	1 ^{ere} famille	4.44	3.81	114	7.84	19.60
	2 ^{eme} famille	2.21	3.81	114	-2.05	0.0

7. 4.1.4. Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{recul}} + \Delta\sigma_{\text{racc}}$$

Tableau. 7. 8 : Pertes instantanées totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (x) (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{IT}}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{\text{IT}}$
0.00	1 ^{ere} famille	0.0	304.08	9.93	314.01	11.08
	2 ^{eme} famille	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.40	1 ^{ere} famille	42.367	219.34	32.58	294.29	10.39
	2 ^{eme} famille	0.0	172.96	17.73	190.69	13.46
8.75	1 ^{ere} famille	84.252	135.56	27.15	246.96	8.72
	2 ^{eme} famille	27.102	118.75	1.10	146.95	10.37
17.5	1 ^{ere} famille	168.504	0.0	19.60	188.10	6.64
	2 ^{eme} famille	81.618	9.72	0.0	91.34	6.45

7. 4.2. Pertes différées

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs. Elles se produisent simultanément et pendant un certain temps de la vie des ouvrages.

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

7. 4.2.1. Pertes due au retrait du béton

L'expression de la relation qui nous permet de calculer les pertes dues au retrait du béton est :

$$\Delta\sigma_r = E_p * \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Pour calculer la perte à un temps (t) l'expression devient :

$$\Delta\sigma_r = E_p * \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

On a :

- $E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \Rightarrow$ module d'élasticité;
- $\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4} \Rightarrow$ retrait total du béton (région tempérée);
- $r(t) = \frac{t}{t+9 r_m} \Rightarrow$ la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, ou
- $r_m = B/u \text{ (cm)} \Rightarrow$ le rayon moyen de la pièce (B section de la pièce et u sont périmètre).
- $t \Rightarrow$ évalué en jours.
 - $t_0 \Rightarrow$ l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

On néglige $r(t_0)$ devant 1 $\Rightarrow \Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r \Rightarrow \Delta\sigma_r = 40 \text{ MPa}$.

7.4.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers

La perte de tension due à la relaxation des aciers est régie par la relation suivante

$$\Delta\sigma_\rho(x) = \frac{6 \cdot \rho_{1000}}{100} \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

- $\rho_{1000} = 2.5\% \Rightarrow$ coefficient de relaxation à 1000 h;
- $f_{prg} = 1770 \text{ MPa} \Rightarrow$ contrainte limite garantie à la rupture;
- μ_0 étant un coefficient pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,43 \text{ pour les armatures à très basse relaxation (TBR).} \\ 0,30 \text{ pour les armatures à relaxation normale (RN).} \\ 0,35 \text{ pour les autres armatures.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas $\mu_0 = 0.43$.

- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT}$

Tableau. 7. 9 : Pertes due à la relaxation des aciers

Section (m)	Câble	x(m)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	0.00	2517.99	373.92
	2 ^{eme} famille	0.00	0.0	0.00
4.40	1 ^{ere} famille	4.40	2537.71	380.65
	2 ^{eme} famille	0.00	1225.31	47.78
8.75	1 ^{ere} famille	8.75	2585.04	399.38
	2 ^{eme} famille	4.35	1269.05	55.20
17.5	1 ^{ere} famille	17.50	2643.90	420.38
	2 ^{eme} famille	13.10	1324.66	63.58

7. 4.2.3. Pertes dues au fluage du béton

La perte de tension due au fluage est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M)E_P/E_{ij}$$

Dont :

σ_b étant la contrainte finale et σ_M la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontrainte, telle que :

$$\sigma_b(x) = M_g * e_p / I_G + n * A_P (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)) / B + [n * A_P (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)) * e_p^2 / I_G]$$

$$\sigma_M(x) = M_g * e_p / I_G + n * A_P \sigma_{Pi} / B + n * A_P \sigma_{Pi} * e_p^2 / I_G]$$

Lorsque $\sigma_M \leq 1.5 \sigma_b$ le BPEL permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_b * E_P / E_{ij}$$

Tableau. 7. 10 : Pertes dues au fluage du béton

Section (m)	câble	e(m)	σ_m (MPa)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	0.0	4.20	3.12	36.6
	2 ^{eme} famille	0	0.00	0.00	0.00
4.40	1 ^{ere} famille	1.07	12.08	9.26	106.7
	2 ^{eme} famille	-0.64	7.03	6.77	69.0
8.75	1 ^{ere} famille	114	9.78	6.92	83.5
	2 ^{eme} famille	114	0.43	-0.30	2.15
17.50	1 ^{ere} famille	114	7.70	4.30	60
	2 ^{eme} famille	114	-2.05	-2.80	0.0

7. 4.2.4. Pertes différées totales

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Tableau. 7. 11 : Pertes différées totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{DT}$
0.00	1 ^{ere} famille	40	373.92	36.6	388.2	13.70
	2 ^{eme} famille	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.40	1 ^{ere} famille	40	380.65	106.7	463.90	16.38
	2 ^{eme} famille	40	47.78	69.0	148.82	10.50
8.75	1 ^{ere} famille	40	399.38	83.5	456.31	16.11
	2 ^{eme} famille	40	55.20	2.15	88.15	6.22
17.50	1 ^{ere} famille	40	420.38	60	450.31	15.90
	2 ^{eme} famille	40	63.58	0.0	92.98	6.56

7. 4.3. Pertes totales

On a :

$$\begin{cases} \sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT} \\ \sigma_{ef} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{DT} \Rightarrow \text{contrainte effective.} \end{cases}$$

Tableau.7. 12. Pertes totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{IT}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{EF}$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)	% $\Delta\sigma_T$
0.00	1 ^{ere} famille	314.01	2517.99	388.2	2129.799	702.21	24.79
	2 ^{eme} famille	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.40	1 ^{ere} famille	294.29	2537.71	463.90	2073.81	758.19	<u>26.77</u>
	2 ^{eme} famille	190.69	1225.31	148.82	1076.49	339.51	23.97
8.75	1 ^{ere} famille	246.96	2585.04	456.31	2128.73	703.27	24.83
	2 ^{eme} famille	146.95	1269.05	88.15	1180.90	235.10	16.60
17.5	1 ^{ere} famille	188.10	2643.90	450.31	2193.59	638.41	22.54
	2 ^{eme} famille	91.34	1324.66	92.98	1231.68	184.32	13.02

Remarque

Les pertes maximum sont observées au niveau de la section d'abscisse 4.4 m (introductions de la 1^{ere} famille de câble), qui se trouve être inférieure à l'estimation de départ (26.77% < 30%); alors le nombre de câble est vérifié.

7. 5. Justifications aux E.L.S

7.5.1. Vérification des contraintes normales

7. 5.1.1. Détermination des contraintes admissible

La vérification se fait à la classe 1, selon le règlement BPEL.

➤ Contraintes admissibles en service

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{CS} = 0.6 f_{C28} = 21 \text{ MPa.} \\ \sigma_{ti} = 0. \end{array} \right\} \text{ Sous combinaison rare [G+1.2 (A(L) +S_i)].}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{Ci} = 0.5 f_{C28} = 17.5 \text{ MPa.} \\ \sigma_{ts} = 0. \end{array} \right\} \text{ Sous combinaison permanente (G)}$$

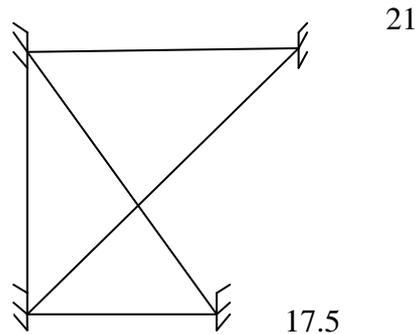


Figure. 7. 8 : Diagramme des contraintes admissibles en service.

➤ **Contraintes admissibles en construction**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c = 0.6 f_{cj} \\ \sigma_t = 0.7 f_{tj} \end{array} \right\}$$

7. 5.1.2 La vérification

La précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t) \\ P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P(x, t) \end{array} \right.$$

P_0 : représentant la précontrainte « à l'origine ».

$\Delta P(x, t)$: la perte de précontrainte au point d'abscisse (x), à l'instant (t).

Pour les phases 1,2 et 3, la force de précontrainte qui donne P effet le plus défavorable est P_1 , mais pour la phase d'exploitation (phase 4), c'est la force P_2 .

➤ **Etat à vide**

$$\sigma_c = P/B_n - M_p \cdot V^2 / I_{GN} - M_m \cdot V^2 / I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$$

$$\sigma_t = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_m \cdot V / I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$$

➤ **Etat en charge**

$$\sigma_t = P/B_n - M_p \cdot V^2 / I_{GN} - M_M \cdot V^2 / I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$$

$$\sigma_c = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_M \cdot V / I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$$

Telle que :

- $\sigma_{c,t}$: la contrainte de compression (σ_c) ou la contrainte de traction (σ_t) ;
- M_p : moment dû à la précontrainte ($M_p = F \times \text{le nombre de câbles} \times e$);
- P : effort de la précontrainte (P_1 ou P_2);
- M_m : moment dû aux charges permanentes;
- M_M : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation;
- $\sigma_{c,t \max}$: contrainte admissible (compression ou traction);
- B_n : la section nette;
- I_{GN} : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

La vérification se fait selon les phases suivantes :

➤ **Phase 1 (14j)**

- les câbles 1 et 2 doivent être tendus à 100 % aux 14^{ème} jours.
- section résistante : poutre
- poids de la poutre
- précontrainte des 02 câbles.
- pertes instantanées des 02 câbles.
- $f_{c14} = 30 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{C \text{ max}} = 0,6 f_{cj} = 18 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{t \text{ max}} = 0,7 f_{tj} = 1.68 \text{ MPa}$.

Après cette phase la poutre pourra être déplacée sur l'aire de stockage.

➤ **Phase 2 (28j)**

Coulage du hourdis

- section résistante : poutre
- poids de : poutre + l'ourdis
- précontrainte des 02 câbles.
- - pertes instantanées des 02 câbles + 40% pertes différées.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{C \text{ max}} = 0,6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{t \text{ max}} = 0,7 f_{tj} = 1.30 \text{ MPa}$

➤ **Phase 3 (56j)**

Le câble 3 relevé doit être tiré après bétonnage de l'ourdis, et une fois le béton de la dalle ayant atteint une résistance de 25MPa.

- section résistante : poutre + l'ourdis
- poids de la poutre + l'ourdis
- précontrainte des 03 câbles.
- pertes instantanées des 03 câbles + 60% pertes différées
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{C \text{ max}} = 0,6 f_{cj} = 18 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{t \text{ max}} = 0,7 f_{tj} = 1.68 \text{ MPa}$

➤ **Phase 4 (en service)**

La mise en service

- section résistante : poutre + l'ourdis
- poids propre du tablier + surcharges.
- précontrainte des 03 câbles.
- pertes totales.

- $\sigma_{C \max} = 0,5 f_{cj} = 17.5 \text{ MPa}$. (Cas d'une combinaison rare)
- $\sigma_{C \max} = 0,6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$. (Cas d'une combinaison permanente)
- $\sigma_{t \max} = 0$.

Tableau. 7. 13 : Vérification des contraintes normales

Phase		P(MN)	Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
1		2.15	Compression	13.32	18	OK
		2.15	Traction	3.81	1.68	OK
2		1.92	Compression	3.44	21	OK
		1.92	Traction	9.76	1.30	OK
3		1.80	Compression	14.36	21	OK
		1.80	traction	1.88	1.30	OK
4	A vide	1.82	Compression	11.84	21	OK
		1.82	Traction	3.21	0	OK
	En charge	1.43	Compression	-0.58	17.5	OK
		1.43	Traction	7.35	0	OK

7. 5.2. Ferrailage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints deux types d'armatures sont à prévoir :

- Armatures de peau ;
- Armatures dans les zones tendues.

7. 5.2.1. Armatures de peau

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

la section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

$$A_{P_{\min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur de parement.} \\ 0.1\% B \text{ (Section du béton).} \end{array} \right.$$

$$A_{P_{\min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 * (0.5+1.7) * 2 = 13.20 \text{ cm}^2. \\ 0.001 * 5449 = 5.45 \text{ cm}^2. \end{array} \right. \Rightarrow A_{P_{\min}} = 13.20 \text{ cm}^2.$$

On prend 22HA10 $\Rightarrow A_p = 17.28 \text{ cm}^2$

7. 5.2.2. Armatures dans la zone tendue

La section minimum $A_{\min} = 0.1\% B = 5.45 \text{ cm}^2$

On prend 5AH14

7. 5. 3. Vérification des contraintes tangentielles

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \\ \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_G - \sigma_t) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \end{array} \right. \quad (1)$$

Avec :

- σ_x : Contrainte normale longitudinale ;
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ;
- σ_t : Contrainte normale transversale (Celle-ci n'existe que lorsqu'est présentée une précontrainte transversale).

Si $\sigma_x < 0$, les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Pour notre cas, $\sigma_t = 0$ alors (1) devient :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_G) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \end{cases} \quad (2)$$

σ_x au niveau du centre de gravité « G » est strictement positive, donc nous appliquons le système (2).

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} * V$$

σ_s et σ_i sont les contraintes de la fibre supérieure et la fibre inférieure.

7.5.3.1. Contrainte de cisaillement

Elle est la conséquence de la présence d'un effort tranchant et nous utiliserons pour sa détermination la notion d'effort tranchant réduit. La contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée y est :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{rd} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}$$

Avec :

- V_{rd} : effort tranchant réduit ;
- $S(y)$: le moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y ;
- $b_n(y)$: Largeur nette de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \emptyset = 36 - 4 = 32 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} m: \text{nombre de gaines par lit ;} \\ k=0,5, \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment;} \\ \emptyset=8 \text{ cm, diamètre de la gaine.} \end{cases}$$

- I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

$$\text{Approximativement : } S(y) = \frac{I_G}{0,8 \cdot h}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{rd}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

Tel que $V_{rd} = V - p_i \cdot \sin \alpha$

Tableau. 7. 14 : Vérification des contraintes tangentielles.

phase	V_{rd} (MN)	σ_G (MPa)	τ_v^2 (MPa)	1 ^{ère} condition	2 ^{ème} conditio n	Vérification		
						1 ^{ère} cond	2 ^{ème} cond	
1	-0.701	7.89	2.95	4.66	3.77	OK	OK	
2	-0,428	7.05	0.96	3.12	4.12	OK	OK	
3	-1.173	5.98	5.46	7.99	17.72	OK	OK	
4	A vide	-1,102	6.04	4.88	8.35	18.69	OK	OK
	En charge	-0,555	4.75	1.23	7.33	17.59	OK	OK

7. 6. Justifications aux E.L.U (BPEL 91 révisé 99 –art n°62)

7. 6.1. Vérification des contraintes normales

Les sollicitations normales sont celles liées aux efforts normaux et aux moments fléchissant.

Ces vérifications consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes. Les règles de calcul sont basées sur plusieurs hypothèses énoncées dans le paragraphe suivant.

7. 6.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul

- La résistance en traction du béton est négligée;
- Le béton et l'acier ne subissent aucun glissement relatif;
- Les sections droites restent planes;
- Le diagramme des déformations doit respecter la règle des 3 pivots;
- Le comportement du béton est défini par le diagramme parabole-rectangle.

7. 6.1.2. Principe de la méthode de justification

Compte tenu de la résistance des matériaux qui constituent l'ouvrage, il est possible de définir pour la section droite considérée, un domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment - effort normal. La méthode consiste à se fixer $n - 1$ des n paramètres dont dépend la sollicitation en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul S_u et à comparer le n^e paramètre de S_u avec celui des deux points correspondants de la frontière.

Ainsi, s'est-on fixé $N = N_u$. La justification consiste à s'assurer que

$$\bar{M}_{umin} \leq M_u \leq \bar{M}_{umax}$$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouvant d'évidence satisfaite.

L'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_{umin}; \bar{M}_{umax})$ définit une courbe fermée dite courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

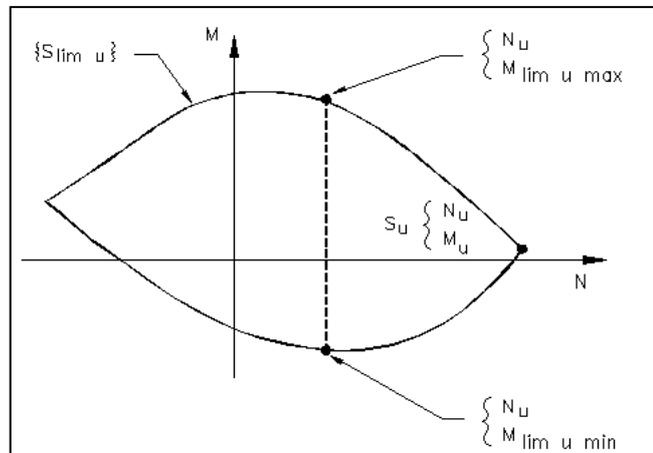


Figure. 7. 9 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

7. 6.1.3. Equations utilisées

Equations d'équilibre A E.L.U, on peut, au niveau de la section considérée, traduire l'équilibre par :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = B * \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p * \Delta \sigma_p - A_s * \sigma_s \quad (1) \\ \bar{M}_{umax} = B_C * \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} * Z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s \quad (2) \end{array} \right.$$

Avec :

- $N_U \Rightarrow$ effort normal sollicitant;
- $\overline{M}_{umax} \Rightarrow$ moment résistant ultime;
- $A_p \cdot \Delta\sigma_p \Rightarrow$ surtension de précontrainte ;
- $A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow$ tension des armatures passives ;
- $Z \Rightarrow$ bras de levier du moment de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

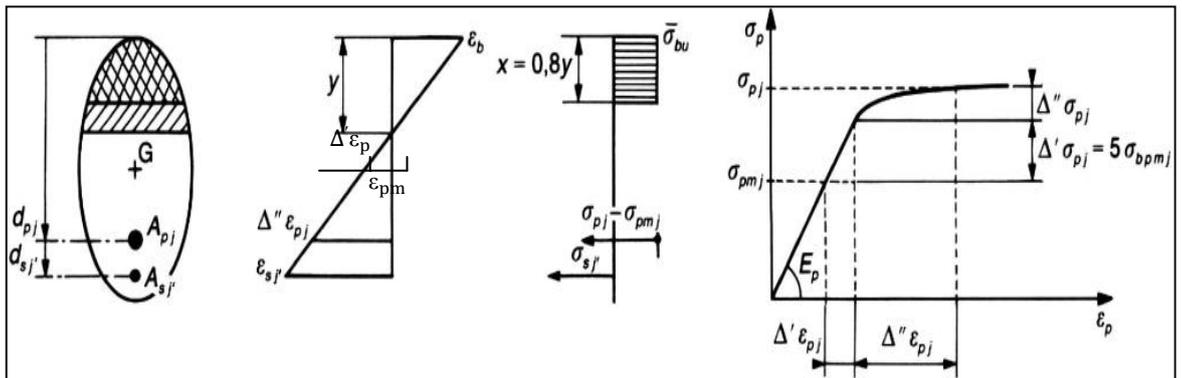


Figure. 7. 10 : Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.

➤ Equations liées à l'hypothèse de la section plane

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (4)$$

➤ Equation traduisant le comportement de l'acier

• Les armatures passives $\Rightarrow \sigma_s = g(\varepsilon_s)$ (5)

• Les armatures actives $\Rightarrow \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$ (6)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} \\ \Delta'\varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} \end{array} \right. \quad \text{Où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{\min}) \cdot \frac{e_p}{I} \end{array} \right.$$

L'état ultime peut être atteint sur le béton ou sur l'acier

$$\begin{cases} \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} \Rightarrow \text{suivant le type de sollicitation, sa valeur est entre } 2\text{‰} \text{ et } 3.5\text{‰} \end{cases} \quad (7)$$

ε_{bc} : déformation du béton

ε_{pm} : allongement préalable (du à la précontrainte et les pertes) au jour de la vérification ;

σ_{pm} : contrainte préalable, calculée sous les actions permanentes

$\Delta \varepsilon_p$: un accroissement d'allongement du au retour à zéro de la contrainte au niveau du câble moyen

σ_{bpm} : contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte

$\Delta \varepsilon_p$: une variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de 0

N_{bc} : effort normal de compression dans

ε_s : déformation des aciers passifs

Donc nous avons un système de 7 équations pour 7 inconnus à résoudre. La résolution se fait par approximations successives à partir d'un diagramme de déformation choisi.

➤ Application au projet

Le diagramme de déformation choisi c'est celui passant par les pivots A et B, ce qui impose

$$\Leftrightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \quad \text{et} \quad \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5 \text{‰}$$

On calcul N_{U1} à partir de (1), et on le compare avec N_U :

- Si $N_{U1} = N_U \Rightarrow$ on calcul directement M_U ;
- Si $N_{U1} > N_U \Rightarrow$ cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_b ;
- Si $N_{U1} < N_U \Rightarrow$ on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{U1} = N_U$.

On a:

$$A_p = 5004 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1357 \text{ mm}^2$$

$$h = 195 \text{ cm}$$

$$d_s = h - 5 = 195 - 5 = 190 \text{ cm}$$

$$d_p = h - 17 = 195 - 17 = 178 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow N_U = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) * n * A_p = (1416 - 487.05) * 3 * 1668 * 10^{-6} = 4.65 \text{ MN.}$$

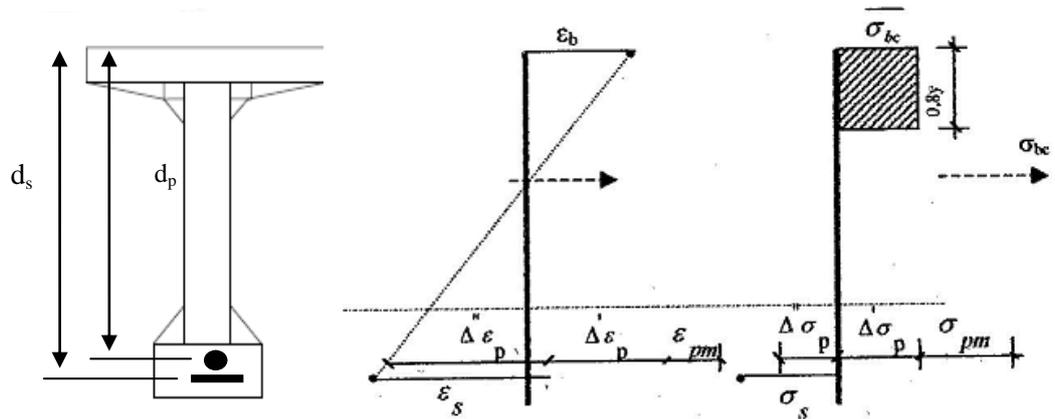


Figure. 7.11 : Equation d'équilibre.

D'après les équations (1) et (2) on aura :

$$(1) \Rightarrow N_{U1} = 19.83 * B_C - 5004 * 10^{-6} * \Delta\sigma_p - 1375 * 10^{-6} * \sigma_s$$

$$(2) \Rightarrow \bar{M}_{Umax} = 19.83 * B_C \times Z + 16284 * 10^{-8} * \sigma_s$$

Et des équations (3) et (4) on aura

$$(4) \Rightarrow \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1.90-y}{y} \Rightarrow y = 0.49 \text{ m.} \Rightarrow 0.8 y = 0.39 \text{ m.}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{\Delta'' \epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1.78-y}{y} \Rightarrow \Delta'' \epsilon_p = 9.21 \text{ ‰.}$$

Pour les aciers passifs nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \\ \epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 2.17 \text{ ‰}$$

$$\text{Comme } \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa.}$$

Les paramètres de l'équation (6) sont déterminés à partir des inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{pm} < 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p * \epsilon_{pm} \\ \epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p \geq 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.19 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \sigma_p$ sera calculée par approximations successives.

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p = 5.716 / (5004 * 10^{-6}) = 1142.27 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{min}) \cdot \frac{e_p}{I} = 12.287 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5.71 \text{ ‰.} \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.307 \text{ ‰.} \end{cases}$$

$$= \begin{cases} \varepsilon_{pm} < 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p * \varepsilon_{pm} = 1142 \text{ MPa.} \\ \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 15.227 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = f_{peg} / \gamma_p = 1376.52 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_p = 1376.52 - 1142 = 234 \text{ MPa.}$$

On a :

$$B_C = 0.8 * y * b = 0.39 * 1.2 = 0.468 \text{ m}^2.$$

De (1) nous aurons :

$$N_{U1} = 19.83 * 0.468 - 5004 * 10^{-6} * 234 - 1357 * 10^{-8} * 434.78 = 7.52 \text{ MN.}$$

Donc :

$N_{U1} > N_U \Rightarrow$ la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A. le pivotement n'entraîne pas de modification significative de la valeur de $\Delta'' \varepsilon_p$ donc de $\Delta'' \sigma_p$; nous cherchons B_c pour que $N_{U1} = N_U$

$$N_U = 19.83 * B_C - 5004 * 10^{-6} * \Delta \sigma_p - 1256 * 10^{-6} \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow B_C = \frac{1}{19.83} * [N_U + 5004 * 10^{-6} * \Delta \sigma_p + 1256 * 10^{-6} \sigma_s]$$

$$\Leftrightarrow B_C = 0.32 \text{ m}^2.$$

$$\Leftrightarrow y = 0.33 \text{ m.}$$

Nous aurons donc :

$$\begin{cases} \varepsilon_b = 2.10 \text{ ‰.} \\ \Delta'' \varepsilon_p = 9.23 \text{ ‰.} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 15.247 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰}$$

On estime ainsi avoir atteint le diagramme de déformation ultime.

Pour finir on calcul \overline{M}_{umax} à partir de l'équation (2)

$$\overline{M}_{umax} = 19.83 * 0.32 * (1.78 - 0.4 * 0.33) + 16284 * 10^{-8} * 434.78$$

$$\Leftrightarrow \overline{M}_{umax} = 10.53 \text{ MN.m.}$$

$$\Leftrightarrow M_{umax} = 1.35G + 1.6(A(L) + S_t) = 8.588$$

Donc :

$M_{u_{max}} = 8.588 \text{ MN.m} < \overline{M}_{umax} = 15.236 \text{ MN.m.} \Rightarrow$ La résistance est assurée.

7. 6.2. Vérification des contraintes tangentielles (B.P.E.L 91 Art 7.3)

L'hypothèse qui régit les justifications à E.L.U, est la formation d'un treillis après fissuration du béton (treillis de MORSCH). Les vérifications à effectuer sont :

- vérification de non rupture des armatures transversales en traction;
- vérification à la compression des bielles de béton.

7. 6.2.1. Minimum d'armatures transversales

Il existe deux types d'armatures transversales, dans tous les cas des armatures passives, et plus rarement, des armatures actives.

Les calculs seront effectués par rapport à la section d'about, là où l'effort tranchant est le plus important.

Pour les armatures passives, elles sont caractérisées par leur section (A_t) et leur espacement (S_t). Avec:

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 0,8h; 3.b_0) = \min (1 \text{ m}; 0,8*1,7; 3*0,36)$$

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 1,36; 1,08) \Rightarrow S_t < 1 \text{ m.}$$

Le minimum d'armatures transversales placé dans l'âme de la poutre, de sorte à éviter les ruptures, est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 * b_n * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n * S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 * 0,28 * 1,15}{500} = 2,57 * 10^{-4} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml.} (*)$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible. Nous optons pour des cadres 2 HA12; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$.

$$(*) \Rightarrow S_t \leq A_t / 2,57 \Rightarrow S_t \leq 0,88 \text{ m.}$$

Nous optons pour : $S_t = 50 \text{ cm}$

7. 6.2.2. Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} * \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3} \quad .(*)$$

Avec :

- $V_{\text{red.u}} = V - p_u \cdot \sin \alpha = 0,973 - 3,54 \times \sin (13) = 0,176 \text{ MN.}$

- $\tau_{\text{red.u}} = \frac{V_{\text{red.u}}}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = 0,403 \text{ MPa.}$

- $\beta \Rightarrow$ l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égale à :

$$\tg 2\beta = \frac{2 * \tau_{\text{red.u}}}{\sigma_{ux} - \sigma_{ut}} = \frac{2 * 0,403}{5,16 - 3,44} = 0,47 \Rightarrow \beta = 12,25^\circ < 30^\circ$$

On prend $\beta = 30^\circ$

On détermine les armatures verticales à partir de (*) :

$$\tau_{\text{red.u}} \leq 2.11 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les armatures de peau elles doivent être de $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adoptera donc un cadre de HA12 pour la table de compression (même chose pour le talon) ainsi que pour l'âme avec un $S_t = 15\text{cm}$ dans la section d'about, et un cadre de HA12 pour la table de compression (même chose pour le talon) ainsi que pour l'âme dans la section médiane avec un $S_t=35\text{cm}$ pour les deux.

7. 6.2.3. Justification des bielles de béton

La condition est la suivante :

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$0.82 \leq \frac{35}{4 \cdot 1,5} = 5.83 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

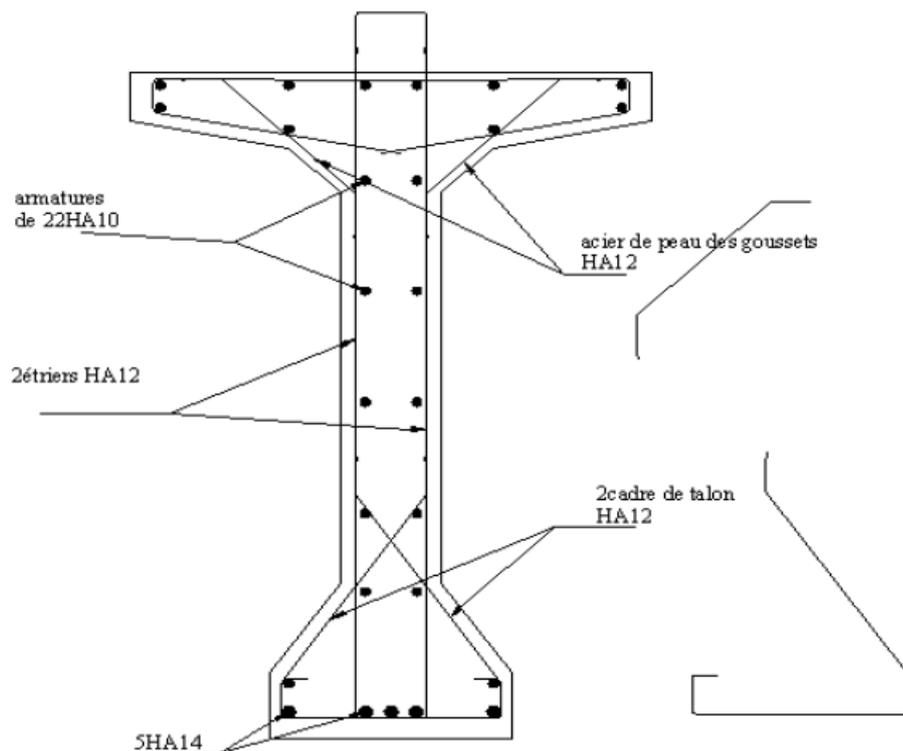
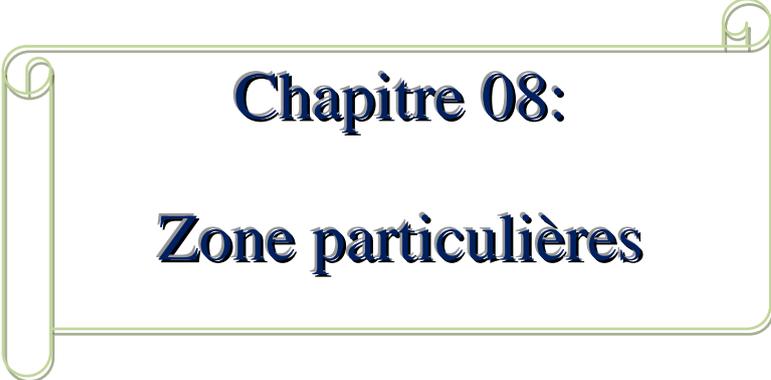


Figure.7.12 : ferrailage passive de la poutre

A decorative scroll frame with a light green border and rounded corners, containing the chapter title. The frame has a scroll-like appearance on the left and right sides.

Chapitre 08:
Zone particulières

8.1. Introduction

Nous procéderons dans le chapitre suivant à la vérification des sections particulières de la structure. C'est-à-dire, la zone d'ancrage des armatures de précontrainte pour les poutres qui compose la travée centrale, ainsi que les zones d'about pour les poutres en béton précontraint.

8.2. Zone d'introduction des forces de précontrainte (BPEL)

L'ancrage des armatures de précontrainte entraîne l'apparition de contraintes et de déformations importantes ou niveau du béton. Donc les zones à prendre en compte pour notre ouvrage sont :

- Zone d'about où deux câbles sont ancrés;
- Zone en travée pour le troisième câble en extradados.

D'après l'étude expérimentale, l'application de la force de précontrainte engendre trois zones à l'aval du point d'application de cette dernière :

- Zone de surface soumise à des tractions;
- Zone intermédiaire comprimée;
- Zone d'éclatement tendue.

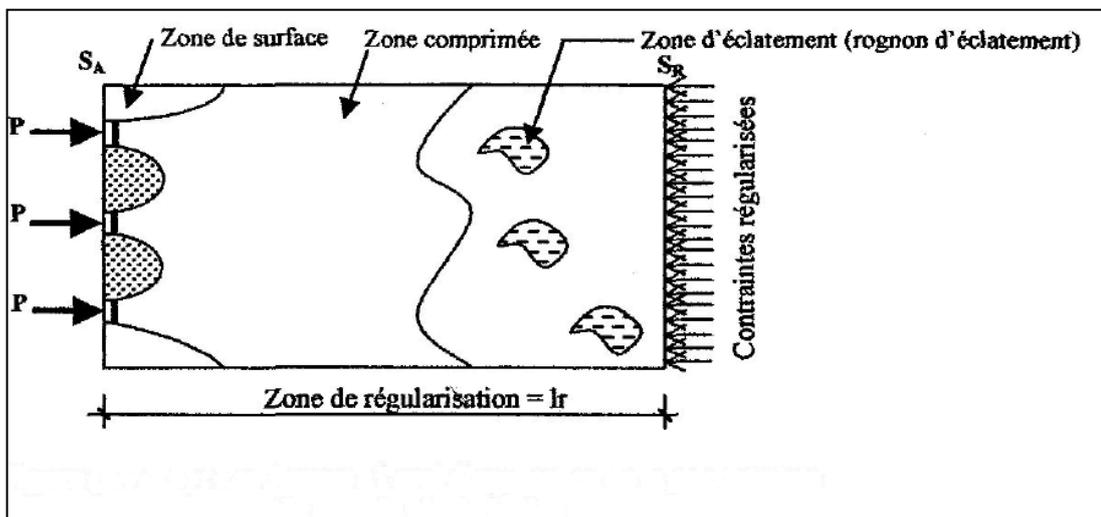


Figure.8.1 : Zone de régularisation.

Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte correspondantes sont réparties selon le principe de Navier, c'est-à-dire, suivant une zone appelée zone de régularisation des contraintes (Figure.10.1), où les contraintes normales passent d'une distribution discontinue à une distribution continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

Une diffusion des contraintes se produit derrière chaque encrage, c'est la zone de première régularisation des contraintes à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions (dxd), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux => efforts d'éclatement;
- Des efforts de traction en surface => efforts de surface.

8.2.1. Vérification à la zone d'about

Les efforts de surface et d'éclatement qui se manifestent dans la zone de première régularisation nécessite à la fois la vérification des contraintes dans le béton et le dimensionnement d'armatures passive.

➤ Efforts de surface

Au voisinage de la section d'about il faut disposer un ferrailage de surface donné par :

$$A_s = 0,04 \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}}$$

➤ Pour le plan horizontal

- $F_{j0} = 2 * \sigma_{p0} * A_0 = 2 * 1416 * 1668 * 10^{-6} = 4.72 \text{ MN}$. => la force maximale appliquée par les deux câbles;
- $\sigma_{slim} = 2/3 f_e = 2/3 * 500 = 333.33 \text{ MPa}$. => limite de contrainte de traction.

Donc :

$$A_s = 0.04 \frac{4.72}{333.33} \Rightarrow A_s = 5.66 \text{ cm}^2. \Rightarrow 1 \text{ cadre HA14 autour de chaque plaque d'ancrage.}$$

➤ Pour le plan vertical

- $F_{j0} = \sigma_{p0} * A_0 = 1416 * 1668 * 10^{-6} = 2.362 \text{ MN}$ => la force maximale appliquée par un seul câble;
- $\sigma_{slim} = 333.33 \text{ MPa}$.

Donc :

$$A_s = 0.04 \frac{2.362}{333.33} \Rightarrow A_s = 2.83 \text{ cm}^2. \Rightarrow 1 \text{ cadre HA14.}$$

➤ Efforts d'éclatement (Figure.10.2)

On à:

$$C_1 = 45.23 \text{ cm}; a = 60 \text{ cm}; C_2 = 64.77 \text{ cm}.$$

Avec :

$$d_1 = \min (2.C_1; a) = 60 \text{ cm}$$

$$d_2 = \min (a; C_2) = 60 \text{ cm}.$$

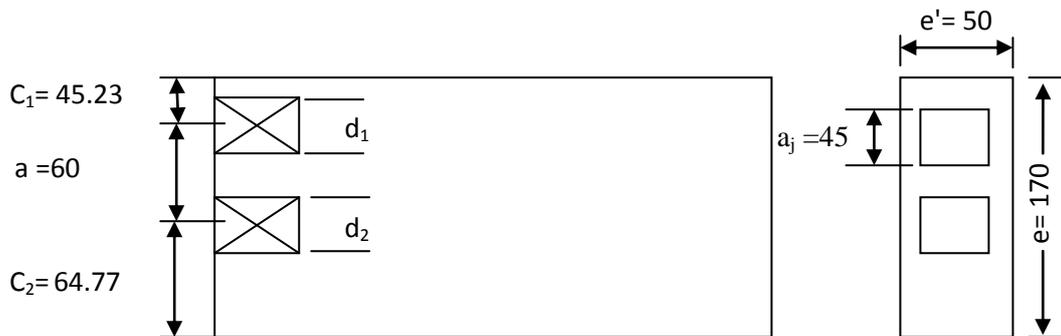


Figure.8.2: Zone de première régularisation (cm).

➤ Vérification des contraintes du béton

- Contrainte de compression moyenne

$$\sigma_{cj} = \frac{Fj0}{e' * dj} = \frac{2.362}{0.5 * 0.6} \Rightarrow \sigma_{cj} = 7.87 \text{ MPa.} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- Contrainte de traction

$$\text{On a: } \sigma_{tv} = 0.5 \left(1 - \frac{aj}{dj} \right) * \frac{Fj0}{e' * dj}$$

- Pour le plan vertical

$$\sigma_{tv} = 0.5 \left(1 - \frac{0.45}{0.60} \right) * 7.87 \Rightarrow$$

$$\sigma_{tv} = 0.98 \text{ MPa.} < 1.25 * f_{t28} = 3.38 \text{ MPa.}$$

=> Condition vérifiée.

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$$

- Pour le plan horizontal

$$\sigma_{th} = 0.5 \left(1 - \frac{0.45}{0.60} \right) * 7.87 \Rightarrow$$

$$\sigma_{th} = 0.98 \text{ MPa.} < 1.25 * f_{t28} = 3.38 \text{ MPa.}$$

=> Condition vérifiée.

Le ferrailage d'éclatement sera donc comme suite :

- Pour le plan vertical

$$A_{ev} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * \frac{F_j0}{\frac{2}{3} * f_e} \\ 0,15 * \frac{f_j0}{\frac{2}{3} * f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_{ev} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 * \left(1 - \frac{0,45}{0,60}\right) * \frac{2,362}{\frac{2}{3} * 500} \\ 0,15 * \frac{2,362}{\frac{2}{3} * 500} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,42 \text{ cm}^2 \\ 10,63 \end{array} \right.$$

=> $A_{ev} = 10,63 \text{ cm}^2$. => 3 cadre de HA16 sur une profondeur de 50 cm.

- Pour le plan horizontal

$$A_{eh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * \frac{2 * F_j0}{\frac{2}{3} * f_e} \\ 0,15 * \frac{2 * f_j0}{\frac{2}{3} * f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_{eh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 * \left(1 - \frac{0,45}{0,60}\right) * \frac{4,724}{\frac{2}{3} * 500} \\ 0,15 * \frac{4,724}{\frac{2}{3} * 500} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 8,86 \text{ cm}^2 \\ 21,26 \end{array} \right.$$

=> $A_{eh} = 21,26 \text{ cm}^2$. => 4cadre de HA16 sur une profondeur de 50 cm.

➤ Efforts d'équilibre général

La zone de régularisation des contraintes peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans S_A et S_R . L'équilibre général de cette zone peut être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre, équilibre selon la RDM et l'équilibre de diffusion pure. Qui sont représentés dans la figure suivante:

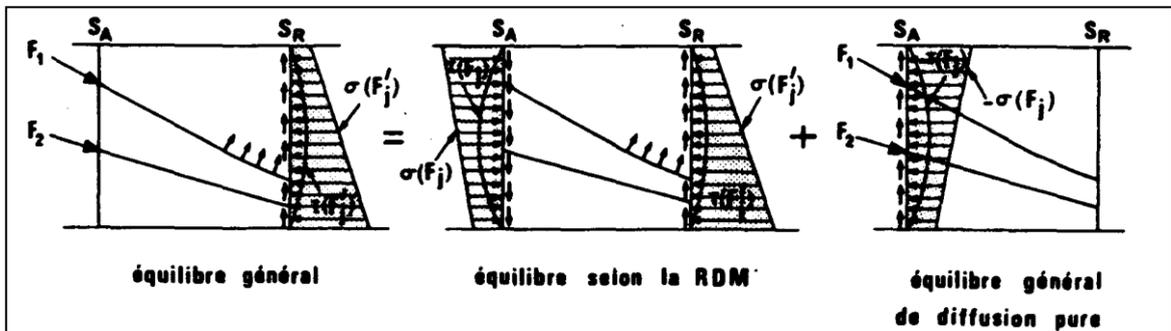


Figure.8.3 Composition de l'état d'équilibre général.

Pour notre étude, considérons une zone ABCD limitée par un plan de coupure BC. L'équilibre sur le plan BC est traduit par l'obtention des éléments de réduction suivants: l'effort tranchant V_x , le moment fléchissant M_t , l'effort normal N_t (Figure.10.4)

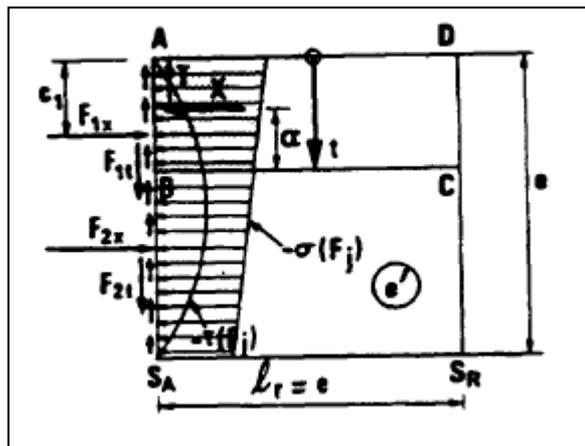


Figure .8.4 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général.

On a:

$$\begin{cases} \text{Câble } n^\circ=1: & \begin{cases} F_{1x} = (P_0 - \Delta P_i) \cdot \cos(\alpha_1) = 1.77 \cdot \cos(10) = 1.74 \text{ MN.} \\ F_{1y} = (P_0 - \Delta P_i) \cdot \sin(\alpha_1) = 1.77 \cdot \sin(10) = 0.31 \text{ MN.} \end{cases} \\ \text{Câble } n^\circ=2: & \begin{cases} F_{1x} = (P_0 - \Delta P_i) \cdot \cos(\alpha_1) = 1.77 \cdot \cos(16) = 1.70 \text{ MN.} \\ F_{1y} = (P_0 - \Delta P_i) \cdot \sin(\alpha_1) = 1.77 \cdot \sin(16) = 0.49 \text{ MN.} \end{cases} \end{cases}$$

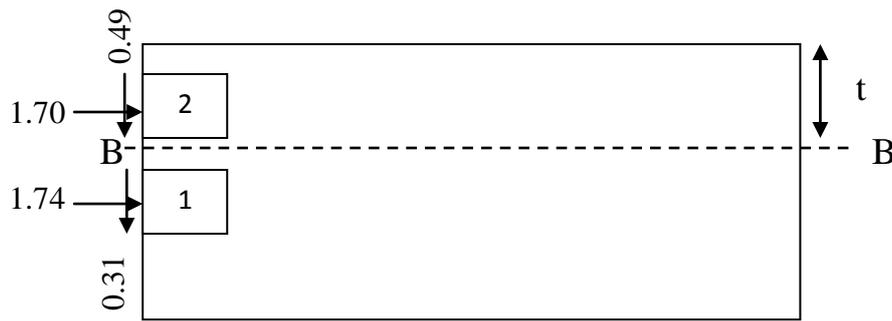


Figure.8.5 : Les composantes des efforts de précontrainte (MN).

- Calcul des contraintes normales à l'about

$$\sigma(y) = \frac{\sum_{i=1}^{n=2} p_i \cdot \cos\alpha_i}{B_{nette}} + \frac{\sum_{i=1}^{n=2} p_i \cdot \cos\alpha_i \cdot e_i}{I_{nette}} y$$

Avec :

$$B_{nette} = 0.7574 \text{ m}^2$$

$$I_{nette} = 0.2270 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 4.54 \text{ MPa.} \\ \sigma_i = 4.54 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Calcul des contraintes tangentielles à l'about

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n * 0.8 * h}$$

Avec :

$$V_{red} = V - \sum_i F_i \cdot \sin\alpha_i = 0.266 - 0.31 - 0.49 = -0.534 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{max} = \frac{-0.534}{0.28 * 0.8 * 1.7} = -1.40 \geq -1,5 \text{ f}_{tj} = -4.05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour déterminer les sollicitations V_x , M_t et N_t , on déplaçant le plan de coupure **BC** ($0 \leq t \leq 1.7$).

On a:

$$V_x = \sum_i F_i \cdot \cos\alpha_i - x(t) \tag{1}$$

$$N_t = \sum_i F_i \sin \alpha_i - T(t) \tag{2}$$

Avec :

$$x(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \cdot e' \cdot dt \quad (3)$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(F_j) \cdot e' \cdot dt \quad (4)$$

Et :

$$\sigma(F_j) = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot t = 4.54$$

$$\tau(F_j) = a \cdot t^2 + b \cdot t + c$$

$$\tau(t=0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = -1.40 ; \text{ On calcul: } \frac{d\tau}{dt} = 0 \Rightarrow 2 \cdot a \cdot t + b = 0 \Rightarrow t = -\frac{b}{2a} = \frac{h}{2}$$

$$\frac{b}{a} = -h = -1.5 \quad (5)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 0.85) = a \cdot (0.85)^2 + b \cdot (0.85) = -1.40$$

$$\Rightarrow 0.723 \cdot a + 0.85 \cdot b = -1.40 \quad (6)$$

$$\text{De (5) et (6) On obtient : } \begin{cases} a = 1.94 \\ b = -3.30 \end{cases} \Rightarrow \tau(F_j) = 1.94 \cdot t^2 - 3.30 \cdot t$$

De (3) et (4) on a:

$$x(t) = 2.27t$$

$$T(t) = 0.324 \cdot t^3 - 0.825 \cdot t^2$$

$$t = 0.452 - \varepsilon \Rightarrow \begin{cases} V_x = -1.03 \text{ MN.} \\ N_t = 0.139 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$t = 0.452 + \varepsilon \Rightarrow \begin{cases} V_x = 0.67 \text{ MN.} \\ N_t = 0.629 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$t = 1.05 - \varepsilon \Rightarrow \begin{cases} V_x = -0.68 \text{ MN.} \\ N_t = 1.02 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$t=1.05+\varepsilon \Rightarrow \begin{cases} V_x = 1.06 \text{ MN.} \\ N_t = 1.33 \text{ MN.} \end{cases}$$

➤ Justification des contraintes de cisaillement

Les sollicitations calculées plus haut produisent sur **BC** des contraintes conventionnelles, qui sont données par :

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{e' \cdot e} \Rightarrow \tau_d = -\frac{2 \cdot 1.03}{0.5 \cdot 1.7} = -2.42 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte doit être cumulée avec la contrainte τ due à l'effort tranchant (l'équilibre selon la RDM), la contrainte totale est :

$$\tau_{\max} = \max(\tau_d + \tau) = 2.42 + 1.40 = 3.82 \text{ MPa} \leq 1.5 f_{tj} = 4.05 \text{ MPa.}$$

=> Condition vérifiée

Le ferrailage doit assurer la couture des différents plans de coupures. Il faut donc rechercher l'effort tranchant maximum de diffusion pure. Cet effort peut être écrêté, et l'équation qui traduit ce principe est:

$$V_{x\max} = V_{x\max} * \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{\max}} \right)^2 \right] \Rightarrow V_{x\max} = 1.06 * \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \cdot 3.82} \right)^2 \right]$$

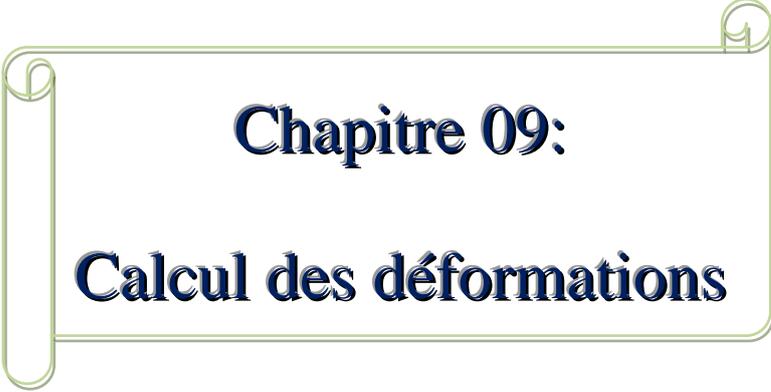
$$\Rightarrow V_{x\max} = 1.0 \text{ MPa.}$$

Le ferrailage de couture nécessaire est donc:

- $A_c < A_s + A_e \Rightarrow$ ferrailage nul;
- $A_c > A_s + A_e \Rightarrow$ prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_e .

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{te}}{\frac{2}{3} f_e} = \frac{1.0 - 1.33}{\frac{2}{3} \cdot 500} = -9.9 \text{ cm}^2.$$

Donc pas d'armatures supplémentaires à rajouter.

A decorative frame resembling a scroll, with a light green border and rounded corners. The text is centered within this frame.

Chapitre 09:
Calcul des déformations

9.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les différentes déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges.

9.2. Calcul des flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$f = \int \frac{M_F \overline{M}}{E_v I} dx \Rightarrow \text{Intégrale de MAXWELL - MOHR.}$$

➤ Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche à mi-travée est donnée par l'expression :

$$f_g = \frac{5gL^4}{384E_v I}$$

Avec :

- $L = 35 \text{ m.} \Rightarrow$ La portée de la poutre;
- $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.94 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinal à long terme;
- $I = 0.3665 \text{ m}^4 \Rightarrow$ Moment d'inertie de la section « poutre + hourdis »;
- $g = 0.03 \text{ MN/ml} \Rightarrow$ poids propre de tablier

Donc : $f_g = 13.21 * 10^{-2} \text{ m.}$

➤ Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$q = 0.012 \text{ MN/ml}$ charge d'exploitation

$$f_q = \frac{5qL^4}{384E_v I} \Rightarrow f_q = 5.3 * 10^{-2} \text{ m}$$

➤ Contreflèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par:

$$f_p = -\int \frac{M_x}{E_v I} dx$$

Avec; ($M_x \cdot dx$) le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

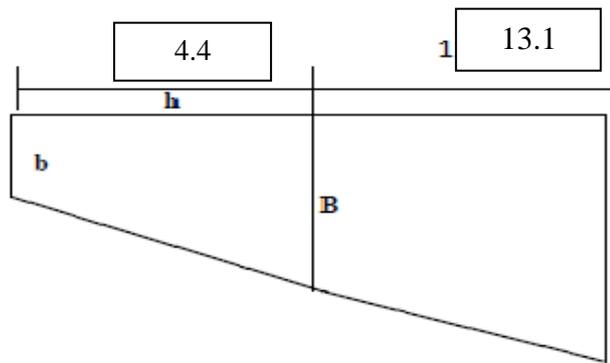


Fig. 9.1. Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte.

Dans la section considérée, on a:

$$M_i = N_i * e_i ; \text{ avec : } N_i = P_i * \cos(\alpha_i)$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = h * (2B + b) / 3(B + b)$$

Tableau. 9. 1 : Récapulatif des données pour le calcul de la contreflèche.

section	P _i (MN)	cosα _i	e _i (m)	N _i (MN)	M _i (MN.m)
0	3.55	0.97	0.0	3.44	0
4.4	5.28	0.95	0.50	5.02	2.51
17.5	5.82	0.95	1.14	5.53	6.30

• 1^{ère} Trapèze

$$X_1 = 4.4 (2 * 2.51 + 0.0) / 3(2.51 + 0.0) \Rightarrow X_1 = 2.93 \text{ m.}$$

$$\int_0^{4.4} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_1 * A_1}{E_v I} = \frac{2.93 * 5.52}{E_v I} = \frac{16.18}{E_v I}$$

- 2^{ème} Trapèze

$$X_2 = [13.1 (2 \times 6.30 + 2.51) / 3(6.30 + 2.51)] + 4.4 \Rightarrow X_2 = 11.89 \text{ m.}$$

$$\int_{4.4}^{17.5} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_2 * A_2}{E_v I} = \frac{11.89 * 57.71}{E_v I} = \frac{686.12}{E_v I}.$$

$$f_p = - \frac{\sum X_i \cdot A_i}{E_v I} \Rightarrow \text{Expression de VERESHAGUINE.}$$

$$f_p = - \frac{(16.18 + 686.12)}{12102.94 \times 0.3665} = -15.83 * 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Flèche totale

- Flèche en service à vide : $F_V = f_G + f_p = -2.62 * 10^{-2} \text{ m}$
- Flèche en service en charge : $F_C = f_G + f_s + f_p = 2.68 * 10^{-2} \text{ m.}$

9.2.2. Calcul des rotations

➤ Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = f'_G = \frac{gL^2}{3 E_v I}$$

$$\beta_G = \frac{0.03 * 35^2}{24 * 12102.94 * 0.3665}$$

$$\Rightarrow \beta_G = 0.35 * 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ Rotation due aux surcharges

$$\beta_s = \frac{q * L^2}{24 E_v I}$$

$$\beta_s = \frac{0.012 * 35^2}{24 * 12102.94 * 0.3665}$$

$$\Rightarrow \beta_s = 0.14 * 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ **Rotation due à la précontrainte**

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{E_v I}$$

Avec; $A_i \Rightarrow$ Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_p = -\frac{63.23}{12102.94 * 0.3665} = -1.43 * 10^{-2} rd.$$

➤ **Rotation totale**

- Rotation en service à vide : $\beta_v = \beta_G + \beta_p = -13.95 * 10^{-3} rd$
- Rotation en service en charge : $\beta_c = \beta_G + \beta_p + \beta_s = -13.81 * 10^{-3} rd$

9.2.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appui

➤ **Déplacement du a la rotation**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{rot} = \beta_{rot} * h_t / 2$$

Avec; $h_t = 1.95$ m. (Poutre+hourdis) $\Rightarrow \Delta_{rot} = -13.46 * 10^{-3} m.$

➤ **Déplacement du au retrait**

$$\Delta_{ret} = \varepsilon_r * \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_r = 2 * 10^{-4} \Rightarrow$ retrait du béton (région tempérée) $\Rightarrow \Delta_{ret} = 3.5 * 10^{-3} m.$

➤ **Déplacement du au fluage**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} * \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_{flu} = 2 * \sigma_b / E_i$

- $\sigma_b \Rightarrow$ contraint finale dans le béton au niveau de câble moyen.
- $E_i = 2 * 10^5$ MPa.

$$\Rightarrow \Delta_{flu} = 0.81 * 10^{-3} m.$$

➤ **Déplacement du a la température**

$$\Delta_{Tem} = \varepsilon_{Tem} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

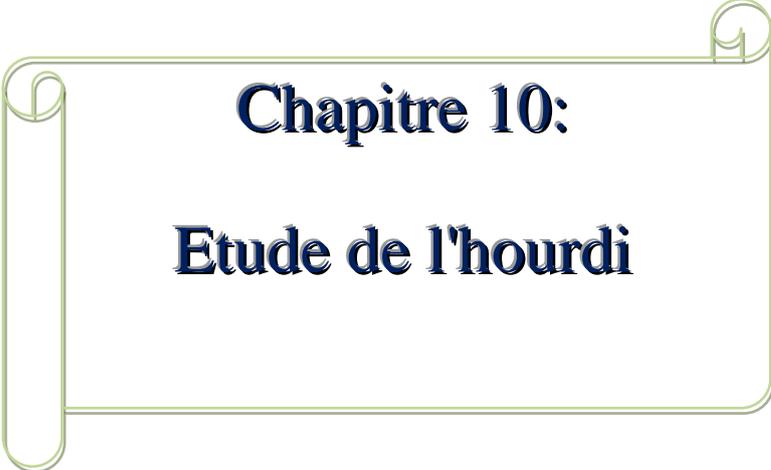
$$\varepsilon_{Tem} = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta_{Tem} = 5.01 \cdot 10^{-3} m.$$

➤ **Déplacement total**

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{Tem} + \Delta_{rot} \Rightarrow \Delta_{\max} = 5.58 \cdot 10^{-3} m.$$



Chapitre 10:

Etude de l'hourdi

10.1. Introduction

Le chapitre suivant concerne l'étude de l'hourdis général.

L'hourdis général se trouve être une dalle en béton armé servant de couverture pour le pont. L'étude comportera la détermination des efforts interne ainsi que du ferrailage de l'hourdis général.

10. 2. Méthodologie de calcul

Pour notre ouvrage l'hourdis joue le rôle des entretoises, inexistant dans notre cas, il assure donc la répartition transversale des efforts dans le tablier. Il peut être considéré comme simplement appuyée sur les poutres.

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale, les moments résultant (M_x ; M_y) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

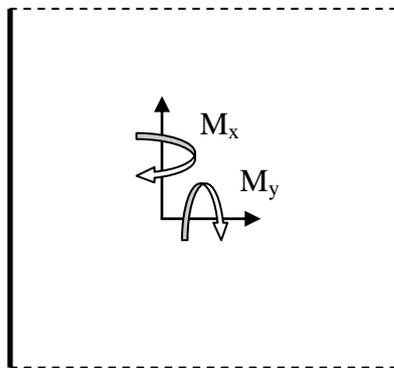


Figure. 10.1 : Fonctionnement de l'hourdis.

Les calculs seront effectués pour une dalle en béton armé de section $1 \times 0,25$ m suivant les règles du **B.A.E.L.** Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures seront calculées à L'ELU puis vérifiées à L'ELS.

On considérera deux sections une à l'endroit de l'appui pour calculer les armatures supérieures et la deuxième au milieu de la poutre pour calculer les armatures inférieures.

Les différentes charges permanentes à considérer dans nos calculs sont les suivantes:

- Poids propre dalle ($1 \times 0,25$ m) ;
- Poids du revêtement ;
- Poids des trottoirs ;
- Poids des corniches ;
- Poids des glissières de sécurité
- Poids des gardes corps .

Et les surcharges à prendre en compte sont les suivantes :

- Système de charge A;
- Système de charge B_c;
- Système de charge Mc120;
- Convoi exceptionnelle D240;
- Surcharge du trottoir Pt.

10.3. Etude de la flexion transversale

10.3.1. Calcul à E.L.U

Les moments fléchissant les plus défavorables ont été provoqués par la surcharge B_t pour la travée, et par la surcharge B_t à l'endroit des appuis.

Les différents diagrammes sont représentés dans les figures suivantes :

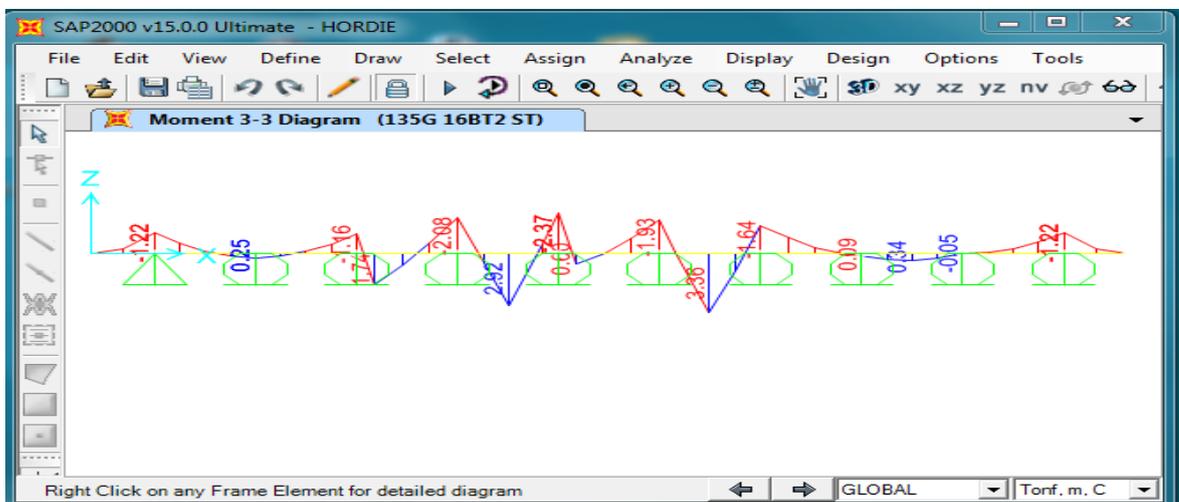


Figure.10.2 : Diagramme du à 1.35G+1.6 (B_t+S_t).

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.9.1 : les moments maximums à E.L.U.

	Les moments (t.m)
En travée	3.36
Sur appui	-2.37

On a :

- $d'=3$ cm (enrobage) $\Rightarrow d= 22$ cm;
- $f_{bu} = (0.85 * f_{c28}) / \gamma_b = (0.85 * 35 / 1.5 = 19.83$ MPa;
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 434.78$ MPa.

➤ Section d'armature inférieure (en travée)

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

$$\text{D'où : } f_{bu} = 19.83 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } M_u = 0.034 \text{ MN.m}$$

$$d = 3 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } \mu = \frac{0.034}{1 \cdot 0.22^2 \cdot 19.83} = 0.035 < 0.187 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1-\alpha} * \varepsilon_s$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.035}) = 0.045$$

$$\varepsilon_b = \frac{0.045}{1 - 0.045} * 10 = 0.47\text{‰}$$

$$\sigma_b = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_s = \frac{0.8 * \alpha * d * b * f_{bu}}{\sigma_s} = 3.612 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.612 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.612 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 4\phi 12 \Rightarrow A_s = 4.52$$

➤ Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

$$\text{D'où : } f_{bu} = 19.83 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } M_u = 0.024 \text{ MN.m}$$

$$d = 3 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$D'ou : \mu = \frac{0.024}{1 \cdot 0.22^2 \cdot 19.83} = 0.025 < 0.187 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1-\alpha} * \varepsilon_s$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.025}) = 0.032$$

$$\varepsilon_b = \frac{0.032}{1 - 0.032} * 10 = 0.33\text{‰}$$

$$\sigma_b = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_s = \frac{0.8 * \alpha * d * b * f_{bu}}{\sigma_s} = 2.57 * 10^{-4} m^2 = 2.57 cm^2$$

$$A_s = 2.57 cm^2 \Rightarrow \text{on prend } 3\phi 12 \Rightarrow A_s = 3.39 cm^2$$

10.3.2. Vérification à E.L.S

Les vérifications porteront sur :

- Un état limite de compression du béton;
- Un état limite d'ouverture des fissures.

Même constatation est faite à l'ELS qu'à l'E.L.U, c'est-à-dire, la surcharge B_t provoque Les moments fléchissant les plus défavorables pour la section en travée et sur appui.

Les différents diagrammes sont représentés dans les figures suivantes :

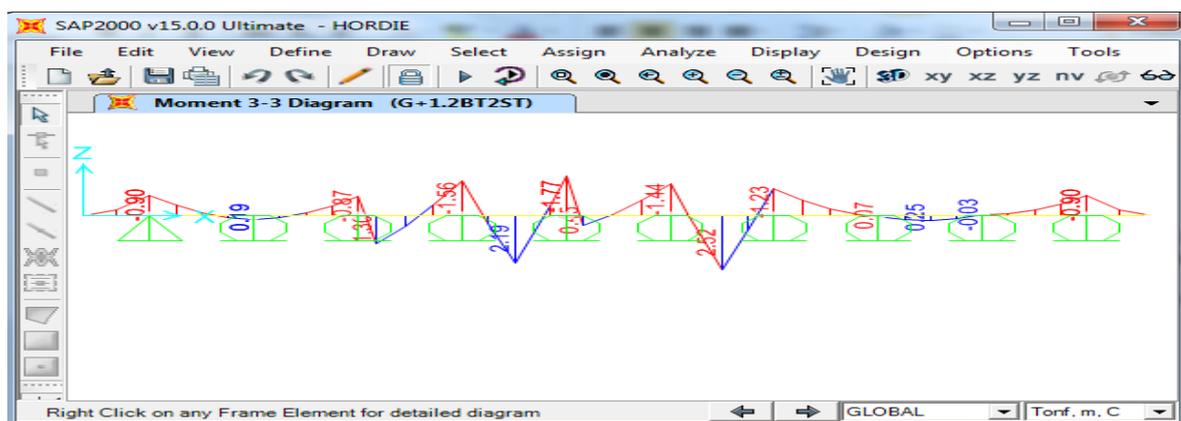


Figure.10.3 : Diagramme du à (G+1.2 ($B_t + S_t$)).

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.10.2 : Les moments maximums à E.L.S.

	Les moments (t.m)
En travée	2.52
Sur appui	-1.77

On a :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}\right) = 228.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-y)}{I} < \bar{\sigma}_s$$

➤ **Section d'armature inférieure (en travée) :**

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec $A_{sc} = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$y = 0.048 \text{ m.}$$

$$I = 2.37 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$M_{ser} = 0.025 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.025 \cdot 0.048}{2.37 \cdot 10^{-4}} = 5.06 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.025(0.22 - 0.048)}{2.37 \cdot 10^{-4}} = 272.15 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ Mpa}$$

Donc non vérifier.

- Donc Redimensionner à l'ELS en se positionnant sur le pivot A, $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 228.63$

$$\text{Résoudre : } (\bar{\sigma}_s) \cdot \alpha^3 - 3 (\bar{\sigma}_s) \cdot \alpha^2 - (6 \cdot n \cdot M_{ser} / b \cdot d^2) \alpha + (6 \cdot n \cdot M_{ser} / b \cdot d^2) = 0$$

$$\lambda = 1 + (30 \cdot M_{ser} / (b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s)) = 1.068$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0.906 \Rightarrow \varphi = 25.04^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.237$$

$$\sigma_{bc} = (\bar{\sigma}_s / n) \cdot \alpha / (1 - \alpha) = 4.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.73 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{cj} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On adopter:

$$A_s = \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / (2 \cdot \bar{\sigma}_s) = b \cdot d \cdot \alpha^2 / 30 (1 - \alpha) = 5.40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\phi 14 \Rightarrow A_s = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ Section d'armatures supérieures (sur appui):

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec $A_{sc} = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$y = 0.045 \text{ m.}$$

$$I = 2.11 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$M \text{ ser} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.018 * 0.045}{2.11 * 10^{-4}} = 3.84 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.018(0.22 - 0.045)}{2.11 * 10^{-4}} = 223.93 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s$$

$$= 228.63 \text{ Mpa} \text{ vérifiée.}$$

10.3.3. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 2.73 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à $A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

10.1.3. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal doit satisfaire la condition suivante :

$$A_L \geq A_T / 3.$$

➤ Section d'armatures supérieures: $A_L \geq 3.39 / 3 = 1.13$

Donc on prend 3HA12 $\Rightarrow A_L = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ Section d'armatures inférieures : $A_L \geq 6.15 / 3 = 2.05$

Donc on prend 4HA12 $\Rightarrow A_L = 4.52 \text{ cm}^2$

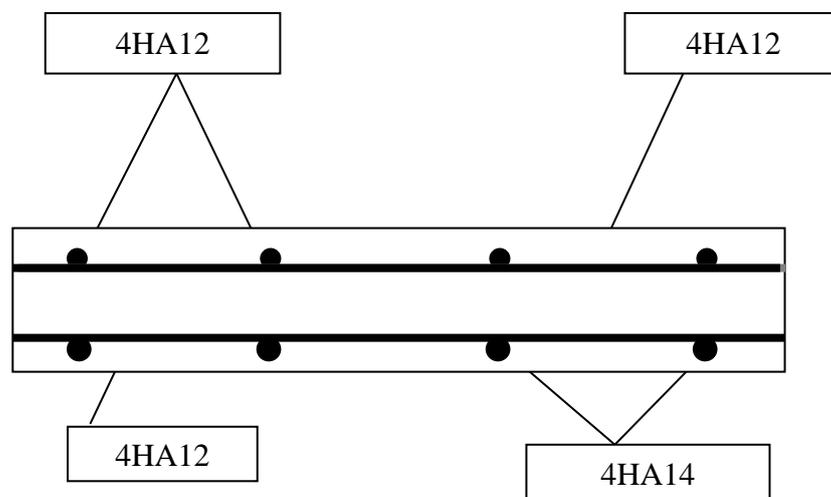
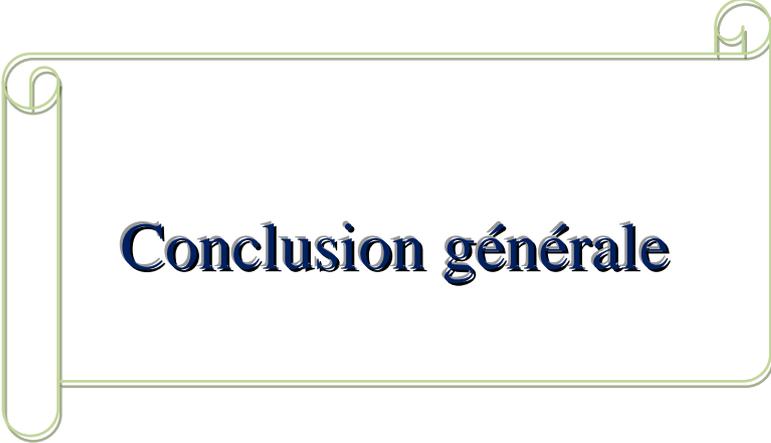


Figure.10.4 : ferrailage de l'hourdis

A decorative frame resembling a scroll, with a light green border and rounded corners. The frame has a vertical strip on the left side and a small circular detail at the top right corner.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet d'un pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans les domaines : calcul des structures, béton armé, béton précontraint, etc ... d'autre part.

Ce projet, nous a permis :

- De bien visualiser les différentes phases d'étude d'un ouvrage d'art ;
- Le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte ;
- D'apprendre à appliquer la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, à partir de la lecture des différentes références bibliographiques,

En fin pour réaliser un projet, l'ingénieur doit avoir un sens aigu du détail et de la disposition constructive qui conditionnent la durabilité et le bon fonctionnement de la structure à long terme.

Bibliographie

➤ Ouvrage

- CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007. Document : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8).
- DTU règles BPEL 91 avril 1992. Règles BPEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux, section 2 : béton précontraint.
- Document SETRA (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).
- Document technique réglementaire D.T.R. (règles parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008).
- Document technique réglementaire D .T. R. (Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).
- Thèse ENP.
- Thèse ENTP.
- Cours de pont ENP, Mme CHERID.
- Cours de béton armé et béton précontraint ENP, Mr BOUTEMEUR.

➤ Logiciels

- SAP2000.
- Microsoft office 2010.
- Autocad 2010 : logiciel de dessin.