



République Algérienne Démocratique et Populaire



Université Abdelhamid Ibn Badis-
Mostaganem
Faculté des Sciences et la
technologie

N° d'ordre : M...../GCA/2020

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

Présenté par

TOURE ALASSANE YOUSOUF

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER ACADÉMIQUE :

Filière : travaux publics

Spécialité : voie et ouvrage d'art

THÈME

***Etude d'un tablier d'un pont à poutres en béton
précontraint***

Soutenue publiquement 30 Juin /2020

Président	M. REZIGUA Ahmed	M.A.A	U. Mostaganem
Encadreur	M. KADRI Tahar	M.A.A	U. Mostaganem
Examineur	M. BOUHALOUFA Ahmed	Prof.	U. Mostaganem

Remerciements :

Avant tout je tiens à remercier Dieu de m'avoir donné le courage, la force et la volonté pour accomplir ce travail

A la suite je tiens à remercier vivement à Mr. KADRI Tahar mon encadreur qui a fourni des efforts énormes, par ses informations ses conseils et ses encouragements

Je tiens à remercier Mme KRIM ARBI Melha ingénieur principale pour son soutien, et tout les professionnels de la direction de travaux publics de Mostaganem

Je tiens à remercier également les membres du jury Mr. BOUHALOUFA Ahmed et Mr. REZIGUA Ahmed

Dédicace :

Je dédie tout d'abord ce travail :

A Dieu de l'univers le tout-puissant sans lui je ne serais arrivé jusqu'ici et mes très chers parents :

Mon père YOUSOUF TOURE, mon cher tonton Dr ABDOULAYE HAMADOUN, tonton OUMAR HAMADOUN

MA mère feu BALKISSA MAIGA, ma chère tante BINTOU MAIGA

Je dédie ce modeste travail à mes sœurs et frères, neveux, nièces et à toute ma famille

A mes très chers amis, collègue : TOURE IBRAHIM, CISSE ANSELME, TRAORE BALLA MOUSSA, DIARRA GAOUSSOU, BOUGOURI KEITA

I. Table des matières :

CHAPITRE I :	1
GENERALITES :	1
1.1 INTRODUCTION GENERALE :	1
1.2 Composition des ponts :	1
1.2.1 COMPOSITION INFRASTRUCTURE	1
1.2.2 COMPOSITON DE LA SUPERSTRUCTURE	3
1.3 CLASSIFICATION DE PONT	4
1.3.1 Selon la fonction	4
1.3.2 Selon les matériaux de construction :	5
1.3.3 Selon la méthode de construction du tablier :	5
1.4 Données nécessaires a la conception d'un pont :	5
1.4.1 Les charges permanentes et routières :	5
1.4.2 Les donnes géotechniques :	6
1.4.3 Les donnes hydrauliques :	6
1.5 Présentation de l'ouvrage :	6
1.5.1 Profil en long :	6
1.5.2 Profil en travers :	6
CHAPITRE II :	8
ETUDE GEOTECHNIQUE	8
2.1 Etude géotechnique :	8
2.1.1 INTRODUCTION :	8
2.1.2 DONNES TOPOGRAPHIQUES :	8
2.1.3 Reconnaissance \leq IN-SITU \geq :	8
2.1.4 INTERPRETATION DES RESULTATS :	9
2.1.5 Pression limites et module pressiométriques :	10
2.1.6 Rapport E/PL :	10
2.1.7 Essais de laboratoire :	11
2.1.8 Interprétation des résultats des essais en laboratoire :	11
Chap. III	12
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	12

1.	<i>Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	12
	CHAPITRE IV :	15
	PRE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	15
4.1	INTRODUCTION :	15
1.	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER.....	15
4.1.1	<i>Poutres</i>	15
4.1.2	<i>Pré Dimensionnement De La Poutre :</i>	15
4.1.3	<i>Entretoise.....</i>	17
4.1.4	<i>Les Caractéristiques Géométriques De La Section :.....</i>	18
4.1.5	<i>Caractéristiques géométriques de la section d'about à vide</i>	18
	CHAPITRE V.....	25
1.	<i>Introduction</i>	25
2.	<i>Calcul de charge permanent</i>	25
5.2.1	<i>Poids propre de poutre</i>	25
5.2.2	<i>La Dalle.....</i>	26
5.2.3	<i>Revêtement De La Chaussée.....</i>	26
5.2.4	<i>Poids propre de l'entretoise.....</i>	26
5.2.5	<i>Corniches et trottoirs.....</i>	26
5.2.6	<i>Les charges permanentes totales</i>	26
3.	CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES	27
5.3.1	<i>Système de charges A(L).....</i>	28
5.3.2	<i>Le système de charges B.....</i>	29
5.3.3	<i>Surcharge Militaires Mc120</i>	34
5.3.4	<i>Convoie Exceptionnelle D240.....</i>	35
5.3.5	<i>Surcharge De Trottoir.....</i>	35
	CHAPITRE VI	36
1.	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	36
6.1.1	PRESENTATION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET	36
6.1.2	<i>Détermination Des Paramètres De Calcule :</i>	36
6.1.3	<i>Moment d'inertie de torsion.....</i>	38
6.1.4	<i>Calcule Du Coefficient De Répartition Transversal.....</i>	39
2.	EVALUATION DES EFFORTS LONGITUDINAUX.....	42
6.2.1	<i>Calcul Des Eléments De Réduction Dus Aux Charges.....</i>	42
3.	CALCULER DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGER	44
6.3.1	<i>Moment Fléchissant.....</i>	44
6.3.2	<i>Moment Fléchissant A $X = 0.5L$.....</i>	44
6.3.3	<i>Moment fléchissant à $x = 0.25L$.....</i>	49

4. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANT DUS AUX SURCHARGES	54
6.4.1 Calcul Des Efforts Tranchant Dus Aux Surcharges Pour $X = 0,5L$	54
6.4.2 Surcharge A(L)	54
6.4.3 Surchargé sur trottoir	54
6.4.4 Systèmes BC	55
6.4.5 Surcharge Des Types MC 120	57
6.4.6 Convoie Exceptionnel D240	57
6.4.7 Efforts tranchants dus aux surcharge pour $x= 0.25 L$	58
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT	64
1. INTRODUCTION	64
2. DEFINITIONS DES PRECONTRAINTS	64
3. PROCEDES DES PRECONTRAINTS	65
7.3.1 Précontrainte Par Pré-Tension	65
7.3.2 Précontrainte Par Post-Tension	65
7.3.3 Qualité Et Défaut Du Béton Précontraint	67
7.3.4 Comparaison Avec Béton Armée	67
4. CALCULER PRECONTRAINT	68
7.4.1 Section sous critique	68
7.4.2 Section sur critique	69
7.4.3 Détermination du nombre de câble :	69
5. VERIFICATION A L'E.L.S	71
7.5.1 La Mise En Tension	71
7.5.2 En Exploitation A Long Termes :	71
6. TRACE DES CABLES	72
7. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAIT PAR POST-TENSION	75
7.7.1 Perte instantanées :	75
7.7.2 Pertes différées	79
8. VERIFICATION DE LA FLEXION A MI-TRAVEE	82
7.8.1 Calcul aux E.L.S	82
9. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL	84
7.9.1 Armature de peau :	84
7.9.2 Armature longitudinal dans la zone tendue	84
10. VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT	85
7.10.1 Vérification A L'ELS	85
7.10.2 Vérification à l'E.L.U	86
CHAPITRE VIII:	88
ETUDE DE L' HOURDIS	88

1. ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE	88
8.1.1 <i>Moment dans l' hourdis du à la flexion localise.....</i>	<i>88</i>
8.1.2 <i>Moment Due Au Poids Propre</i>	<i>89</i>
8.1.3 <i>Moment longitudinal Mb</i>	<i>89</i>
8.1.4 <i>Moment transversal Ma :</i>	<i>90</i>
8.1.5 <i>Moment due à la surcharge A(L).....</i>	<i>90</i>
8.1.6 <i>Moment longitudinal Mb</i>	<i>90</i>
8.1.7 <i>Moment due à la surcharge Bc</i>	<i>90</i>
8.1.8 <i>Surcharge Bt.....</i>	<i>91</i>
8.1.9 <i>Surcharge Mc120</i>	<i>92</i>
8.1.10 <i>SURCHARGE DUE CONVOI D240.....</i>	<i>92</i>
2. Moment de continuité sur poutre Mcp.....	93
8.2.1 <i>Système Bc</i>	<i>93</i>
8.2.2 <i>Système Mc120</i>	<i>93</i>
3. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT.....	93
8.3.1 <i>Poids propre.....</i>	<i>93</i>
8.3.2 <i>Effort des surcharges A (L).....</i>	<i>94</i>
8.3.3 <i>Effort de système Mc120</i>	<i>94</i>
8.3.4 <i>Effort du convoi D240.....</i>	<i>94</i>
4. FERRAILLAGE DE HOURDIS	95
8.4.1 <i>Armature dans le sens transversal.....</i>	<i>95</i>
8.4.2 <i>En appui.....</i>	<i>96</i>
8.4.3 <i>Armature dans le sens longitudinal.....</i>	<i>97</i>

2. Liste Des Figures :

Figure 1 : I.1 : structure générale du pont	1
Figure 2 : I.2.1.1 : différentes typées de fondation.....	2
Figure 3 : III.22 : coupe transversale de la poutre.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 4 : III.2.5.1 : Section de médiane à vide.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5 : III.2.5.2 : section de la poutre avec hourdis à mi-travée	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6 : III.2.5.3 : section de poutre sans hourdis à bout	Erreur ! Signet non défini.
Figure 7 : III.2.5.4 : section de la poutre avec hourdis à l'about....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 8 : IV.3.2.2 : dimension Bt.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 9 : IV.3.2.3 : dimension de Br	Erreur ! Signet non défini.
Figure 10 : IV.3.3 : dimension MC120	Erreur ! Signet non défini.
Figure 11 : IV.3.4 : dimension D240	Erreur ! Signet non défini.
Figure 12 : V.1.3 : dimension de rectangle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 13 : V.1.4 : courbe de coefficient k.....	42
Figure 14 : du poutre	42
Figure 15 : V.3.2.1 : surcharge A(l)	44
Figure 16 : V.3.2.3 : système B.....	45
Figure 17 : V.3.3.1 : systèmes Br.....	47
Figure 18 : V.3.2.4 Système MC120 à $x = 0,5L$	48
Figure 19 V.3.2.5 : Système D240	49
Figure 20 : V.3.3.3 : système BC	50
Figure 21 : V.2.3.3.1 : système Bt.....	51
Figure 22 : V.3.3.4 Système MC120	52
Figure 23 : V.3.3.5 : D240.....	52
Figure 24 : V.4.2 : surcharge A (l)	54
Figure 25 V.4.4 Système BC.....	55
Figure 26 : V.4.4.1 Système Bt.....	56
Figure 27 : V.4.5 Système MC120	57
Figure 28 : V.4.6 Système D240	58
Figure 29 : V.7.1 Système A(L).....	58
Figure 30 : V.4.7.3 Système BC	59
Figure 31 : V.4.7.3.1 Système Bt à $x = 0,25L$	60
Figure 32 : V.4.7.4 : Système MC120.....	61
Figure 33 : V.4.7.5 : système D240.....	61
Figure 34 : VI.1 ancrage de précontraint	65
Figure 35 : V.6 : position des câbles longitudinaux.	74
Figure 36 : V.7.1 : tension des câbles après le prêtre du au frottement	76
Figure 37 : VII.1 : moment de hourdis.....	88

3. Liste des tableaux :

Tableau 1: interprétation des résultats	10
Tableau 2 : III.2.5.1 : caractéristique de la section de médiane à vide.....	19
Tableau 3 : III.2.5.2: Caractéristique de la section médiane compositée	21
Tableau 4 : III.2.5.3: Caractéristique de la section à bout vide	22
Tableau 5 : III.2.5.4: caractéristique de la section composite d'about.....	23
Tableau 6 : IV.3 : classe de pont.....	28
Tableau 7 : IV.3 .1: coefficient de a_1	28
Tableau 8 : IV.3 : tableau de valeur de V_o	29
Tableau 9 : IV.3.2 : coefficient B_c	31
Tableau 10: V.3.1 : de coefficient de K	38
Tableau 11 : V.1.4 : valeur de coefficient k pour $\theta= 0.03$	40
Tableau 12 : V.1.4: : valeur de coefficient de K pour $\theta=0,35$	41
Tableau 13 : V.1.4 : valeur de k en fonction de (e)	41
Tableau 14 : V.2.2: les éléments de réductions M, T, R de la poutre	42
Tableau 15 : V.2.2: les éléments de réduction dus à la dalle	43
Tableau 16 : V.2.3: les éléments de réductions dus à la superstructure.....	43
Tableau 17 : V.2.4 : superstructure	44
Tableau 18 : V.3 : récapitulatif des moments dus aux surcharges	53
Tableau 19 : V.3 : récapitulatif des TRANCHANT due aux surcharges.....	62
Tableau 20 : VI.4.3 récapitulation des résultats de précontraint	71
Tableau 21 : VI.6 : trace des câbles.....	74
Tableau 22 : VI.7 : valeur de coefficient f et α	75
Tableau 23: les pertes dus au frottement	76
Tableau 24 : VI.7.1.2 : prêt due au glissement	77
Tableau 25 : VI.7.1.3 : Les caractéristiques géométriques nettes de section.....	78
Tableau 26 : VI.7.1.3 : Valeur des moments MG selon la longueur de la poutre	79
Tableau 27 : VI.7.1.3 : Pertes dues au raccourcissement élastique	79
Tableau 28: VI.7.1.3 : Pertes instantanée.....	79
Tableau 29 : VI.7.2.1 :Les pertes dues à la relaxation des aciers.....	80
Tableau 30 : VI.7.2.3 : Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle).....	81
Tableau 31 : V.7 : récapitulative des pertes	82
Tableau 32 : VI.8 : Détermination des contraintes	83
Tableau 33 : V.8 :Détermination de contraint	84
Tableau 34 : VII: moment des hourdis.....	93

CHAPITRE I :

GENERALITES :

1.1 INTRODUCTION GENERALE :

Nous commençons par définir un ouvrage d'art comme toute construction (pont, tunnel, les barrages, les digues ...) nécessaire à l'établissement d'un voie de communication

par définition le pont est un ouvrage de construction permettant de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation .cependant, cette définition est imprécisé dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension de forme ou de nature d'ouvrage .il faut donc plutôt partir d' ouvrage permettant le franchissement en élévation construit in situ

Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc.

Un viaduc est donc un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuse travéee généralement en site terrestre

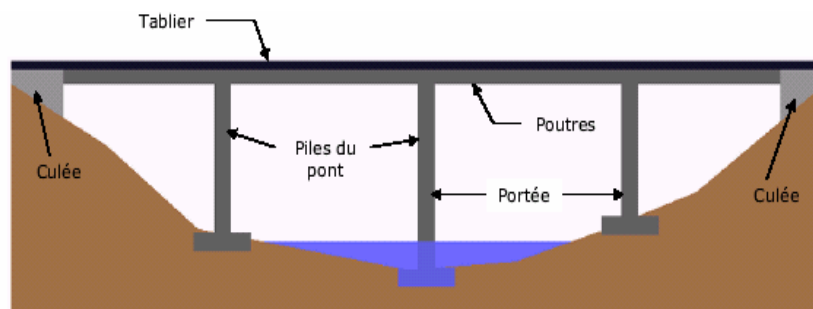


Fig.1.1 : structure générale d'un pont

1.2 Composition des ponts :

Un pont se compose généralement des trois parties principales à savoir :

1.2.1 COMPOSITION INFRASTRUCTURE

1.2.1.1 FONDATION

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reporté sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations

On distingue généralement trois types :

Des fondations superficielles (semelles et radiers)

Des fondations semi-profondes (puits)

Des fondations profondes (pieux)

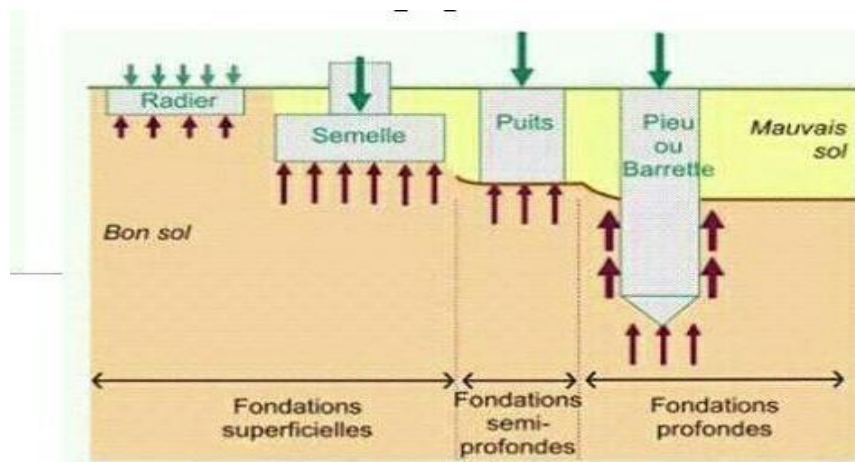


Fig.1.2 : différentes typées de fondation

1.2.1.2 LES APPUIS :

Il existe deux types d'appuis :

Les appuis de rive ou culée (culées noyées ou culées massives)

Les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

Les piles et les culées dépendent de deux éléments : le sol et le tablier.

Elles doivent être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs. En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appuis sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondation profondes).

Sous l'effet des différences de température, ou sous l'application des surcharges, le tablier se déplace par rapport aux piles et aux culées. Il est donc nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements : ce sont les appareils d'appui. Ces appareils d'appui peuvent être fixe ou mobiles selon que l'ouvrage est en béton armé ou précontraint, à poutre préfabriquée (appui en néoprène par exemple) ou coulés en place (noyau Freyssinet, par exemple) ou métallique (balanciers ou rotules).

1.2.2 COMPOSITON DE LA SUPERSTRUCTURE

1.2.2.1 TABLIER :

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au –dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier

Il existe plusieurs types de tabliers :

Les tabliers en dalle

Les tabliers à poutre sous chaussée

Les tabliers à poutre latérales

Les tabliers en caisson

Les tabliers métalliques

1.2.2.2 DALLE :

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture ; c'est elle reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges. Autre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporté les charges permanentes les surcharge sur les poutres.

1.2.2.3 Entretoise :

Les entretoises sont perpendiculaire –aux qu'elles relient entre elle (sauf dans les ponts biais ou elles sont parallèles aux appuis)

Elles ont un double rôle : celui du contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

1.2.2.4 Longerons :

Les longerons, essentiellement utilisée dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises

1.2.2.5 POUTRES PRINCIPALE

Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis constitué par les piles et les culées. On distingue deux types de poutre :

- **POUTRES LATERALES :**

Elles sont également appelées poutre de rive, poutre maîtresse ou encore poutre principale dans ce types d'ouvrager. Les charges sont supportées par deux poutres parallèles à l'axe longitudinal de la chaussée et situées aux bords extrêmes du tablier.

- **POUTRE SOUS CHAUSSEES :**

Pour des raisons d'esthétique, dans les agglomérations, pour dégager la visibilité ou pour réserver un gabarit au –dessus de la brèche, la hauteur de la poutre se trouver être imposée. On a alors recours aux ponts à poutres sous chaussée. Un tel type d'ouvrage comporte un certain nombre de poutres sensiblement identique, réparties de façon uniforme sous le tablier.

1.2.2.6 ACCESSOIRES DE LA SUPERSTRUCTURE :

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont :

Les rails

Les gargouilles,

Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)

Les poteaux de la ligne électrifiée

Les joints de chaussée

1.3 CLASSIFICATION DE PONT

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères comme suit :

La fonction Les matériaux de construction

La méthode de construction

1.3.1 Selon la fonction

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir :

- *Un pont-route ou pont routier : c'est un ouvrage portant une route.*
- *Un pont –rail ou pont ferroviaire : désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.*
- *Une passerelle : c'est un ouvrage portant une voie piétonne.*

- *Un aqueduc : c'est un ouvrage portant une canalisation d'eau, à l'encontre des Oléoducs et Gazoduc qui désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.*
- *Pont –levis : un pont –levis est un type de pont mobile qui se baisse et se lève pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié*

1.3.2 Selon les matériaux de construction :

Il existe des ponts :

En bois

En maçonnerie, parfois appelés pont de pierre dans de nombreuses villes

En métal

En béton armé

En béton précontraint

Mixte acier-béton

1.3.3 Selon la méthode de construction du tablier :

La réalisation d'un pont peut se faire en utilisant plusieurs, par exemple :

Construction sur un cintre ou étaielement

Construction en encorbellement

Construction par déplacement de la structure du tablier qui est réalisée à terre (pont poussés, par levage)

1.4 Données nécessaires a la conception d'un pont :

La conception d'un pont doit satisfaire à bon nombre d'exigence. En effet en plus de pouvoir être utilise comme service à ses usagers, un pont doit aussi satisfaire d'exigence vis-à-vis de son environnement

L'implantation d'un pont relève surtout d'une opération de vaste envergure. En effet, ces ouvrages ne sont que d'infimes tronçons de voie de circulation. Leur trace, leur dimension et leur importance sont dictés par une multitude d'information, comme par exemple le débit de véhicule, dans le cas d'un pont d'autoroute plusieurs données sont donc nécessaire à l'élaboration d'un pont à savoir :

1.4.1 Les charges permanentes et routières :

Elles sont fixées par le règlement technique de charges sur les ponts : on distingue les charges mortes, les charges routières, les charges sur trottoirs et pistes cyclables, les charges des remblais, les charges dues au vent et au séisme, les efforts dus à un choc de bateau sur un pile de pont

1.4.2 Les données géotechniques :

Elles sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage .elle conditionnent le types de fondation et même le choix de la solution du franchissement projet. Les études géotechniques renseignent sur la nature du terrain, le niveau de la nappe, la capacité portante du sol et le niveau d'ancrage de fondation

1.4.3 Les données hydrauliques :

En dehors du relevé de la topographie, il convient de connaître les niveaux de l'eau, crue du projet, qui influent sur la conception générale du franchissement on peut citer les côtes des sous poutre, emplacement des culées, nombre, forme et implantation des piles. Aussi, il y a lieu de prendre en compte la pression hydrostatique de l'eau sur les piles. La connaissance des niveaux de l'eau n'est généralement pas suffisante. Certaines données purement hydrauliques peuvent être indispensables pour aborder l'étude d'un phénomène, correspondant à un danger réel pour les ponts : le phénomène d'affouillement. Les frottements latéraux que nous aborderons plus loin dans le cas des fondations sur pieux doivent être considérés comme nuls sur toute la profondeur d'affouillement et les fondations ne devront sans doute dépasser de niveau

1.5Présentation de l'ouvrage :

*Notre projet consiste à l'étude d'un pont elle est situé à l'entrée ouest de Mostaganem au niveau de l'intersection de la voie express RN11 et l'évitement sud de la ville par la RN23 avec le périphérique (carrefour SOGEDIA).avec une longueur de 33,4 m compose de 2*2 voies*

Notre pont est compose deux (2) travées

1.5.1 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados définissant, en élévation, le tracée en plan

Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une seule pente sur le tablier 1%

1.5.2 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans les sens transversal

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

Largeur total du pont entre les garde-corps est = 10 m

Longueur de la portée : 33,4m

Hauteur de la poutre : 1.30

Nombre de poutre : 7 m

Largeur du trottoir = 1 .5

Nombre de voie : 2

Largeur roulable : 7 m

Largeur chargeable : 7 m

Largeur d'une voie : 3,5 m

CHAPITRE II :

ETUDE GEOTECHNIQUE

2.1 Etude géotechnique :

2.1.1 INTRODUCTION :

Le programme d'investigation géotechnique a été élaboré par le bureau d'étude chantiers d'Algérie /LALOUI RACHID, ainsi que l'implantation des différents essais in-situ .

Le présent rapport regroupe l'ensemble des résultats et interprétations des essais \leq IN –SITU \geq (sondages carottés, essais pressiométriques et essais de pénétration dynamique), de laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude et l'avis L.T.P.O (laboratoire des travaux public de l'ouest). Sur l'aptitude du sol en place à supporter l'échangeur

2.1.2 DONNES TOPOGRAPHIQUES :

Le terrain retenu pour l'implantation de cet échangeur se trouve à l'entrée ouest de la ville de Mostaganem .cet échangeur franchira la RN11 et est mitoyen à l'ouvrage d'art existant appelé communément ouvrage SOGEDIA

2.1.3 Reconnaissance \leq IN-SITU \geq :

2.1.3.1 Organisation de la reconnaissance \leq IN-SITU \geq :

Le programme géotechnique élaboré par le bureau d'étude et réalisé par l'L.T.P.O a comporté la réalisation :

Deux (2) sondages de 25.0 m à 30.0 m de profondeur aux droits des culées et de l'appui central avec prélèvement d'échantillons intacts et remaniés pour des essais en laboratoire.

Essais pressiométriques exécuté au droit de sondages situés au niveau des culées et programmés a de l'intervalle de 2.0m de profondeur.

Essais de standard pénétration test aux droits des deux sondages dans les sables.

Un (01) essai de pénétration dynamique exécuté au droit de chaque sondage carotté poussé jusqu'au refus, au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd <<BORRO>> dont une notice explicative de la caractéristique technique.

Un piézomètre a par ailleurs été posé au droit du sondage SN1 (culée côté port) pour suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.

L'implantation des sondages carottés et des essais pénétrométriques figure sur un schéma de situation joint

2.1.4 INTERPRETATION DES RESULTATS :

- **Sondages carotte**

- ✚ **Sondages SN1-SP1 (culée côté port) :**

0.00 m- 2.80 m : remblai (sable jaunâtre, graviers)

2.80 m -10.00 m : sable brunâtre fin, consolide et légèrement argileux

10.00_17.80 m : sable brunâtre fin, coquillé et renferment des fragments de grés

17.80 -30.0 m : marnes verdâtre finement sableuses par endroits

- ✚ **Sondage SN2 (pile centrale) :**

0.00 m-1.00m : remblai (béton bitumineux)

1.00 m-10 .00m : sable brunâtre à beige verdâtre, concrétionné

10.00 m-16.70 m : fragments de grés beiges à grains fin, dur

16.70 m – 25 m : marnes jaunes verdâtre finement sableuses et compacte par endroits

2.1.4.1 ESSAIS PENETROMETRIQUES :

Deux essais de pénétration dynamique ont été réalisés à raison d'un essai au droit de chaque sondage carotté. Ils ont tous connu un refus aux alentours de 10 m à 11 m de profondeur. Ils ont donné des diagrammes pratiquement identiques du point de vue allure.

La résistance de pointe « Rp » enregistrée prend une allure dès le démarrage des essais accusant une tranche de sol située entre 4 m et 7 m très consistante puis une augmentation très visible et significative à partir de 9 m de profondeur ,et ce ,jusqu'au refus.

2.1.4.2 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :

Les essais pressiométriques ont été réalisés au droit des sondages SN1 et SN2. On rappelle que l'essai pressiométriques consiste à introduire dans un forage une sonde de mesure cylindrique dilatable radialement.

L'essai pressiométriques permet de déterminer trois caractéristiques fondamentales, à savoir :

- La pression limite Pl
- Le module pressiométriques E
- La pression de fluage Pf

- Le rapport (E/Pl) permet d'apprécier l'état de consolidation d'un sol

Tableau 2. 1: interprétation des résultats :

Sondage n°	Profondeur (bars)	Pl (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl (bars)
SN1	4	18.57	13.86	88.64	4.77
	6	6.10	4.78	46.79	7.67
	8	7.13	6.58	52.83	7.41
	10	25.06	12.80	428.93	17.12
	12	31.07	15.56	228.54	7.36
SN2	3	0.64	0.28	4.70	7.34
	7	3.13	3.05	25.08	8.01
	9	7.77	7.30	99.81	12.85
	11	24.74	12.42	443.75	17.94
	13	15.98	8.19	173.31	10.85

2.1.5 Pression limites et module pressiométriques :

Les valeurs, de la pression limitée PL et module pressiométriques E obtenues, notamment à partir de 17 m de profondeur, sont dans l'ensemble satisfaisantes, elles caractérisent la présence en place d'un sol de bonne consistance (Pl varie de 30.0 bars à 65.0 bars et E de 400 bars), confirment ainsi la configuration géologique mise en évidence par les sondages. On notera en exception une valeur très forte de E (75291,86 bars) au niveau du sp1 à 22 m de profondeur, qui ne nous semble pas conforme à la nature de la formation géologique et dont il y'a lieu de ne pas en tenir compte (remaniement du sol à ce niveau).

2.1.6 Rapport E/PL :

Les valeurs obtenues suivent en gros la variation de PL en fonction de la profondeur et traduisent, en général, des niveaux lâches à normalement consolidés en surface, sur consolidés en profondeur.

Des courbes synoptiques des essais pressiométriques sont jointes en annexe au présent rapport.

2.1.7 Essais de laboratoire :

Essais physique

Mesure des poids spécifique

Mesure de la teneur en eau naturelle

Détermination des limites d ATTERBERG

Analyses granulo-sédimentométriques

2.1.8 Interprétation des résultats des essais en laboratoire :

2.1.8.1 Poids spécifique :

Les poids spécifique humide « Yh » mesurés sur les échantillons intacts prélevés de la formation marneuse, varient entre 2.08t/m et 2.15t/m, pour des poids spécifique secs « Yd » correspondants compris entre 1.73t/m et 1.87t/m

2.1.8.2 Teneur en eau naturelle et degré de saturation :

Les teneuses en eau « W » mesurés sur les même échantillons testés précédemment varient entre 16% et 15% pour des degrés de saturation « Sr » correspondants allant de 91% à 98%.

La valeur de Sr obtenues montent que les échantillons testés sont trop mouillés à saturés

2.1.8.3 LIMITES D'ATTERBERG

Les indices de plasticité IP mesurés sur des échantillons prélevés de la formation naturelle de sable sont non mesurable pour des limite de liquidité « WL » correspondantes variant entre 16.14% et 28.34 %

CONCLUSION :

Cette étude géotechnique relative à l'implantation de l'échangeur au niveau de sogedia, à Mostaganem nous a permis de préciser la nature géologique de la formation en place, sa résistance à la pénétration dynamique et ses caractéristique géotechniques

Les données contenues dans ce rapport permettront au bureau d'études d'adopter les dispositions constructives adéquates au projet à réaliser

Chap. III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

3.1.1 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est Notée f_{c28} .

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

3.1.1.1 Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de j jour, on a $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$ si $j \geq 28$ jour

$$f_{c28} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jour} \quad (3.1)$$

Avec $f_{c28} \begin{cases} 35 \text{ MPA pour le béton de table } \\ 27 \text{ MPA pour le béton d'appui et fondation} \end{cases}$

3.1.1.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 27 \text{ MPA pour tablier}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ pour l'infrastructure}$$

3.1.1.3 Contraint de calcule pour (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \quad (3.2)$$

$\begin{cases} \theta \text{ lorsqu'une durée probable d'application} \\ \theta \text{ d'action considérée est supérieure à } 24 \text{ h} \\ \theta \text{ lorsqu'elle est inférieure à } 1 \text{ h} \end{cases}$

On $\gamma_b \begin{cases} 1,5 \text{ en situation durable} \\ 1,15 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$

D'où : $f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPA pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 15,3 \text{ MPA pour } f_{c28} = 27 \text{ MPA} \end{cases}$ EN situation durable

$f_{bu} = \begin{cases} 25,86 \text{ MPA pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 19,95 \text{ MPA pour } f_{c28} = 27 \text{ MPA} \end{cases}$ EN situation accidentelles

3.1.1.4 Contrainte limitée de service (E L S) :

la contrainte à état limité de service est donnée par :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} \text{ en service} \\ 0,6 \times f_{c28} \text{ en construction} \end{cases}$$

3.1.1.5 Coefficient de poissions :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On retiendra pour les calculs de béton précontraint la valeur :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 \text{ pour un béton fissuré} \end{cases}$$

3.1.1.6 Module de déformation longitudinal du béton E

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35981,7 \text{ MPA}$$

3.1.1.7 Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1202,9 \text{ MPA}$$

3.1.1.8 Acier passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500.

On a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} ; \quad (3.3)$$

Avec :

γ_b = coefficient de pondération pris égal à 1,15

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

3.1.1.9 Acier de précontraint (actif) :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15 super car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

3.1.1.10 Caractéristique de câble :

Selon Freyssinet

Unité de précontrainte : 12 torons.

Poids de 1T15S = 1.12 (kg/m).

Section de 1T15S = 140 (mm²).

Force de rupture nominale = 252.1 kN.

Force maximale sous ancrage = 241.3 kN.

$$\begin{cases} F_{Prg} : \text{limite élastique conventionnelle à } 0,1\% \\ F_{Prg} : \text{contrainte de rupture garantie} \end{cases}$$

3.1.1.11 La valeur max de la tension à

l'origine σ_0

$$\text{Il doit être } \begin{cases} \sigma^0 \leq \min(0,8F_{Prg}; 0,9F_{Peg}) \\ \sigma^0 \leq \min(1388; 1397,7) = 1397,7 \end{cases} \quad (3.4)$$

CHAPITRE IV :

PRE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

4.1 INTRODUCTION :

Les ponts à poutre en précontraint, sont précontraints par câble ou par fils adhérents (poste tension ou prés-tension respectivement).elles sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post tension ; leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre

Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I par post tension avec un espacement (l'entraxes des poutres) très réduis pour éviter l'emploi de dalle à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur

Dans ce chapitre on va déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps)

1. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

4.1.1 Poutres

- **Définition Des Poutres**

Une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d'exploitation

C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième

4.1.2 Pré Dimensionnement De La Poutre :

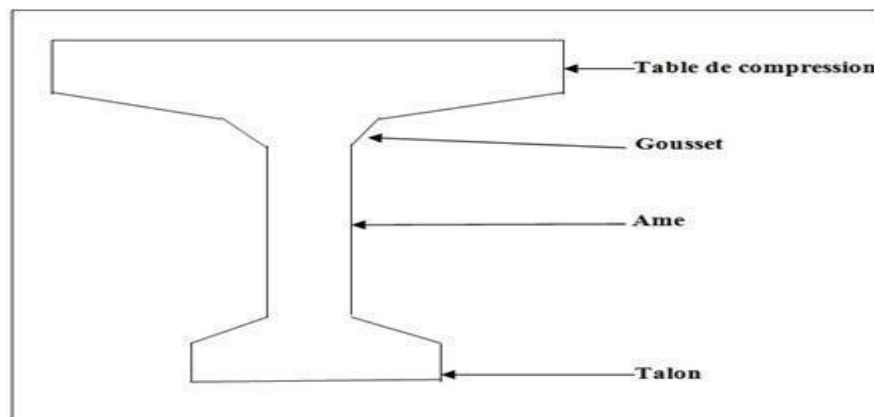


Fig.4.1 : coupe transversale de la poutre

4.1.2.1 Les nombres des poutres et l'espacement

✓ Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = (l_a/d) + 1$$

Avec :

l_a : est la distance entre appuis de vive $l_a = 9 \text{ m}$

$$d = 1.5 \text{ m}$$

$$N = 9/1.5 + 1 = 7 \text{ poutre}$$

$$N = 7 \text{ poutre}$$

✓ L'espacement entre axes des poutres est entre 1.5 et 2.5

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

Donc on a :

$$D = 1.5 \text{ m}$$

4.1.2.2 Hauteur De La Poutre

La hauteur des poutres doit être dans l'intervalle

$$\frac{l}{22} \leq h_t \leq \frac{l}{16}$$

On a :

$$L = 33.4 \text{ m}$$

$$\text{Alors } 1.10 \leq h_t \leq 1.52$$

$$H_t = 1.5 \text{ m}$$

4.1.2.3 Section de poutre

✓ Largeur De Talon (L_t)

Le talon, dont les dimensions est commandé à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints

Pour des poutres élancées au 1/21 et l'espacement est de l'ordre de 1.5m, la largeur du talon varie entre 40 et 50 cm :

$$40 \leq LT \leq 50 ;$$

Soit $LT = 44$ cm

Cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

$$LT = 0.45 \text{ m}$$

✓ *Largeur De La Table De Compression (B)*

$$0.6H \leq B \leq 0.7H$$

Avec : H : la hauteur de la poutre + la dalle .avec l'épaisseur de la dalle $e = 25$ cm

$$H = H_t + H_{\text{dalle}} = 1.5 + 0.25 = 1.75 \text{ m}$$

$$0.99 \leq b \leq 1.36$$

On prend $b = 1$ m et inclinaison de 45°

✓ *Épaisseur de l'âme*

$$e = 20 \text{ cm}$$

4.1.2.4 Épaisseur de 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 et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces dernières 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 dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

En général :

$$20 \leq h_o \leq 30$$

On prend : $h_o = 25$ cm = 0.25 m

4.1.3 Entretoise

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres, elles permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis :

$Hentretoise \geq Ht - bentretoise$ avec $bentretoise = 0.3 m$

$Hentretoise \geq 1.2 m$ on adopte $Hentretoise = 1.20 m$

4.1.4 Les Caractéristiques Géométriques De La Section :

✓ **Notation :**

b : la largeur de la section

h : la hauteur de la section

B : la surface de la section

Z : la distance du centre de gravité de l'ième section a la base de la poutre

S : le moment statique

V_{sup} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure

V_{inf} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure

I : le moment d'inertie de l'ième section par rapport à son centre de gravité

I_0 : le moment d'inertie total par rapport au centre de gravité de la section totale

ρ : rendement de la section $\rho = I_0 / (B \times V_{sup} \times V_{inf})$

$B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$

$S/\Delta(\text{nette}) = S/\Delta(\text{brute}) - 5\% S/\Delta(\text{brute})$

4.1.5 Caractéristiques géométriques de la section d'about à vide

4.1.5.1 Caractéristique de la section médiane à vide (poutre seul)

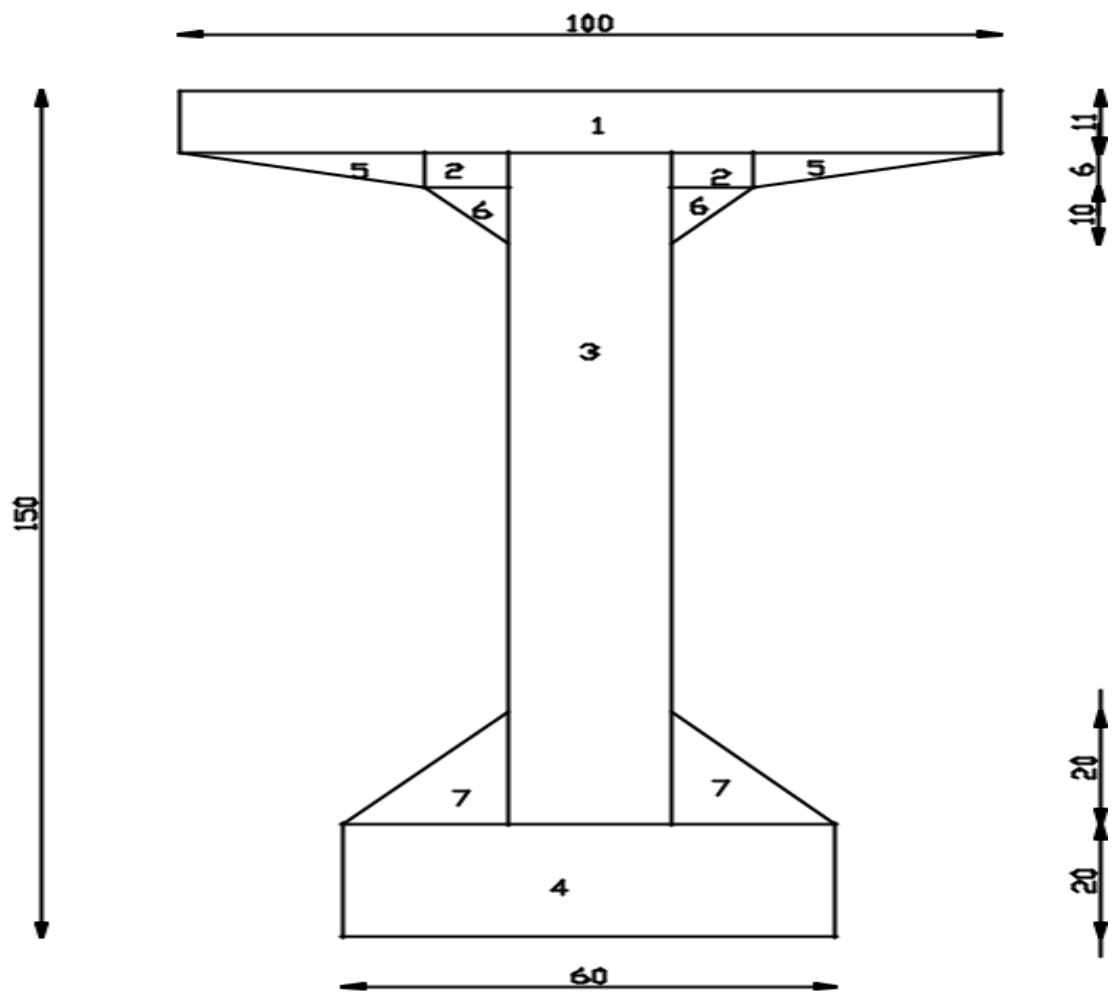


Fig 1 .2 Section de médiane à vide

Tableau 4.2 : caractéristique de la section de médiane à vide

Elément	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S = B*Z (cm ³)	$I_o = bh^3/12$ $I_o = bh^3/36$ (cm ⁴)	$I/\Delta = I_o + B \times$
1	100	11	1100	144.5	158950	11091.667	22979366.67
2*(2)	10	6	120	136	16320	180	2219700

3	20	119	2380	82	195160	2808598.33	18811718.33
4	60	20	1200	10	12000	40000	160000
5*(2)	30	6	360	137	49320	180	6757020
6*(2)	10	10	200	129.66	25932	277.778	3362620898
7*(2)	20	20	800	26.66	21328	4444.44	573048.92

$$\begin{cases} V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{479010}{6160} = 77.76 \text{ cm} \\ V = H - V' = 150 - 77.76 = 72.23 \text{ cm} \end{cases}$$

$$I/\Delta = 4814121752$$

$$IG = I/\Delta - S \times V' = 16674494,7 \text{ cm}^4$$

✓ Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'} = 0,5106 = 0,51\% \text{ donc notre section est normale}$$

4.1.5.2 Caractéristique de la section médiane composite (poutre + dalle)

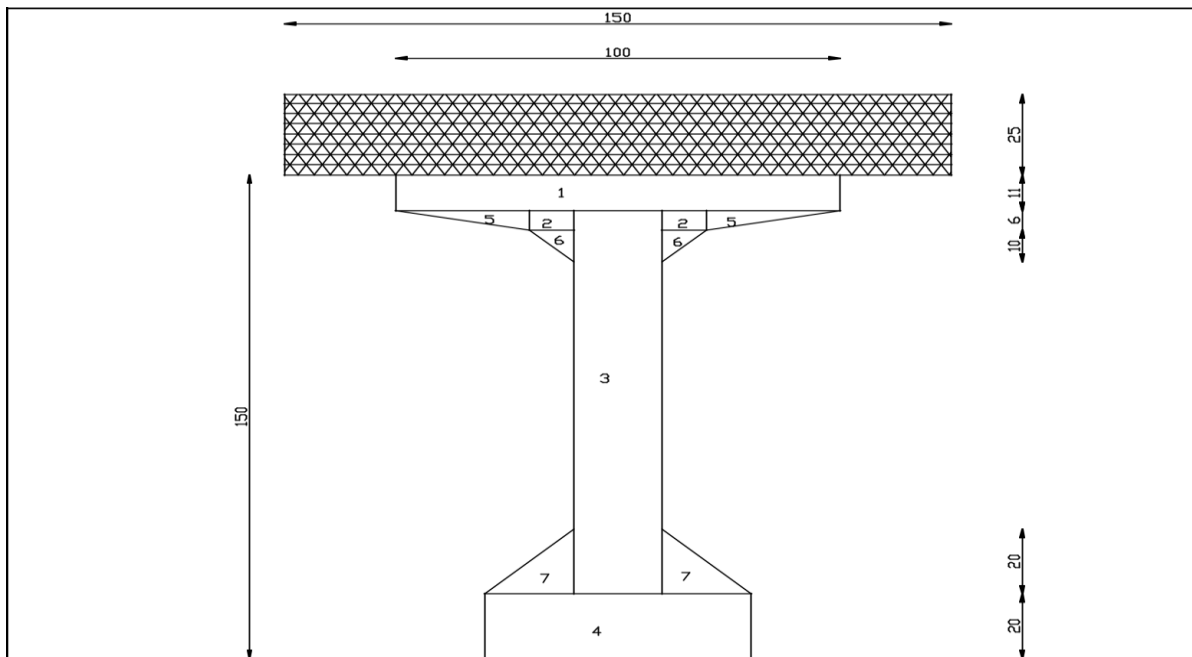


Fig4.3 : section de la poutre avec hourdis à mi-travée

Tableau4.3: Caractéristique de la section médiane composée

Elément	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S = B*Z (cm ³)	$I_o = bh^3/12$ $I_o = bh^3/36$ (cm ⁴)	$I/\Delta = I_o + B \times Z^2$
1	100	11	1100	144.5	158950	11091.667	22979366.67
2*(2)	10	6	120	136	16320	180	2219700
3	20	119	2380	82	195160	2808598.33	18811718.33
4	60	20	1200	10	12000	40000	160000
5*(2)	30	6	360	137	49320	180	6757020
6*(2)	10	10	200	129.66	25932	277.778	3362620898
7*(2)	20	20	800	26.66	21328	4444.44	573048.92
dalle	150	25	3750	162.5	609375	195312.5	99218750

$$\left\{ \begin{array}{l} V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{1088384}{9910} = 109,82\text{cm} \\ V = H - V' = 175 - 109,826 = 65,174\text{cm} \end{array} \right.$$

$$I/\Delta = 3513340502$$

$$IG = 23175781,71$$

Le rendement de la section est donnée par

$$\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'} = 0,51028 = 0,51\% \text{ donc notre section est normale}$$

4.1.5.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE la section d'about à vide

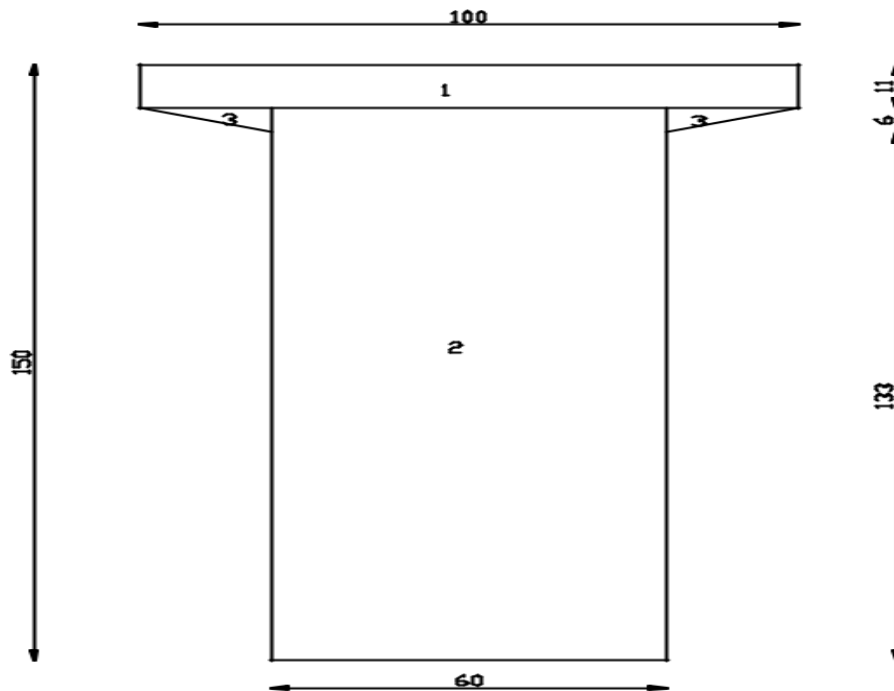


Fig.4.4: section de poutre sans hourdis à bout

Tableau 2 .4: Caractéristique de la section à bout vide

Elément	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S = b × h (cm ³)	lo = b × h ³ /12 lo = b × h ³ /36	I/Δ = lo + B × Z ²
1	100	11	1100	144.5	158950	11091.667	22979366.67
2	60	139	8340	66.5	554610	13428095	50309660
2*(3)	20	6	240	137	32880	120	4504680

$$\left\{ \begin{array}{l} V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{746440}{9680} = 77,11 \text{ cm} \\ V = H - V' = 150 - 77,11 = 72,88 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I/\Delta = 77793706,67$$

$$IG = 20235718,27$$

Le rendement de la section est donnée par

$$\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'} = 0,3719 \quad \rho = 0,37\%$$

4.1.5.4 Caractéristique géométriques de la section composite d'about (poutre+dalle)

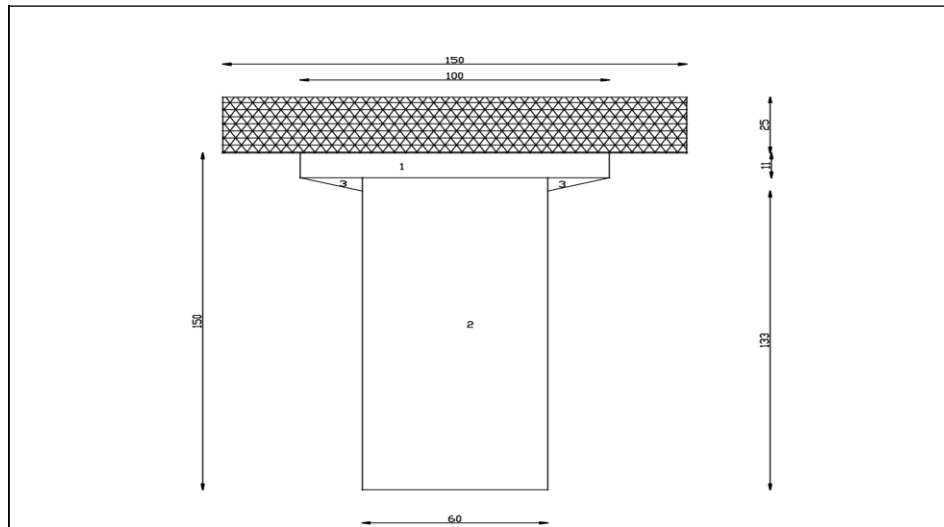


Fig4.5: section de la poutre avec hourdis à l'about

Tableau4.5: caractéristique de la section composite d'about

Elément	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S = b × h (cm ³)	lo = b × h ³ /12 lo = b × h ³ /36	I/Δ = lo + B × Z ²
1	100	11	1100	144.5	158950	11091.667	22979366.67
2	60	139	8340	66.5	554610	13428095	50309660
2*(3)	20	6	240	137	32880	120	4504680
dalle	150	25	3750	162.5	609375	195312.5	99218750

$$\begin{cases} V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{1355815}{13430} = 100,95cm \\ V = H - V' = 175 - 100,95 = 74,04cm \end{cases}$$

$$I/\Delta = 177012456,7$$

$$IG = 40142932,42$$

- *Le rendement de la section est donnée par*

$$\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'} = 0,3999 \quad \rho = 0,39\%$$

CHAPITRE V : ETUDES DES CHARGES ET SURCHARGES

1. Introduction

Dans ce chapitre on va calcul les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; les actions appliques a un ouvrager peuvent être permanentes ou variables.

Les actions permanentes comprennent :

Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle)

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

Les actions variables, de leur cote, comprend

Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre),ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage ,elle doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modification éventuelles des conditions d' exploitation ;l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux condition prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses .

Les charges climatiques : essentiellement vent et températures

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme ; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique algérien <<RPA99

L'achèvement de ce travaille nous conduira à effectuer le calcul a la rupture selon l'ensemble des actions et prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.

2. Calcul de charge permanent

5.2.1 Poids propre de poutre

Section médiane S1 = 0.5805

Section d'about S2 = 1.0920

$$G1 = (S1 \times L1 + S2 \times L2) \times (mv/Lp) \times nbredepoutre$$

$$G1 = (0.5805 \times 19 + 1.0920 \times 5.2) \times \left(\frac{2.5}{24.4}\right) \times (7)$$

$$G1 = 11.983 \text{ t}$$

5.2.2 La Dalle

Poids de dalle est $g = ed \times ld \times \rho d$

$$\begin{cases} ed = \text{épaisseur de la dalle} \\ ld = \text{largeur de la dalle} \\ \rho d = \text{masse volumique du béton} \end{cases}$$

$$Pd = 0.25 \times 10 \times 2.5$$

$$Pd = 6.25 \text{ t}$$

5.2.3 Revêtement De La Chaussée

Le poids du revêtement est :

$$G3 = er \times Lr \times \rho r$$

$$\begin{cases} er = \text{épaisseur de revêtement} \\ Lr = \text{largeur de chaussée} \\ \rho r = \text{masse volumique de revêtement} = 2.2 \text{ t} \end{cases}$$

$$G3 = 0.07 \times 2.2 \times 10$$

$$G3 = 1.54 \text{ t}$$

5.2.4 Poids propre de l'entretoise

$$G4 = \gamma_b \times l \times b \times h$$

$$G = 18 \text{ t}$$

5.2.5 Corniches et trottoirs

$$G5 = 2 \times 1.12 = 2.24$$

➤ *Garde corps :*

$$G6 = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml}$$

➤ *Le poids de la glissière de sécurité*

$$G7 = 0.06 \times 2 = 0.12 \text{ t/ml}$$

5.2.6 Les charges permanentes totales

$$G8 = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7)$$

$P_{total} = 472.57 t$

3. CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES

On distingue :

- ✓ La surcharge de types A (L)
- ✓ Système B
- ✓ La surcharge militaire Mc 120
- ✓ La surcharge exceptionnelle convoie D240t
- ✓ Les surcharges sur trottoirs

✚ La largeur roulable (Lr)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures

✚ La largeur chargeable (Lc)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe

Dans notre projet on a :

$L_r = 7 m$ et $L_c = 7 m$

✚ Le nombre de voie

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable

$$N = \frac{L_c}{3}$$

Donc on a :

$$N = \frac{6}{3} = 2 \quad \text{d'ou } N = 2$$

✚ Classe de ponts routière

On distingue trois ponts, en fonction de leur largeur roulable

Tableau 5.1 : classe de pont

La classe	La largeur de pont
1	$Lr \geq 7 \text{ m}$
2	$5.50 \text{ m} < Lr < 7 \text{ m}$
3	$Lr < 5.50 \text{ m}$

On a $L \geq 7 \text{ m}$ donc notre pont est classe dans la 1^{er} classe

5.3.1 Système de charges A(L)

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

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

L : portée du pont

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.4+12} = 1219.01 \text{ kg /m}^2$$

$$A(L) = 1.022 \text{ t /m}^2$$

a 1 = est détermine en fonction de la classe de pont et du nombre de voie de charge

Tableau5.2: coefficient de A(1) :

Nombre de voie		1	2	3
Classe du pont	1	1	1	0.9
	2	1	0.9	
	3	0.9	0.8	

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Tableau 5.3 : tableau de valeur de Vo

Classe de pont	Vo (m)
1 ^{er} classe	3,5
2eme classe	3
3 eme classe	2,75

Avec : $V_o = 3.5 \text{ m}$ (pont 1^{er} classe)

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{7}{2} = 3.5m$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

✓ Pour une voie chargée

$$A1(L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times lc = 1.022 \times 1 \times 1 \times 3.5$$

$$A1(L) = 3.577t/ml$$

✓ Pour deux voies charges

$$A2(L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times lc = 1.022 \times 2 \times 3.5$$

$$A(L) = 7.154 t/ml$$

5.3.2 Le système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous systèmes les suivantes :

- ❖ Sous système Bc : ce compose de camions types (30T)
- ❖ Sous système Bt : ce compose d'une roue isolée
- ❖ Sous système Br : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T)

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

Ce coefficients est déterminé par la formule suivant :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{5}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L}$$

L = la longueur de la travée

S = la surcharge maximale

G : la charge permanente,

5.3.2.1 Systèmes Bc

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée permet, et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré

Disposition dans le sens transversal :

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

Disposition dans sens longitudinal :

C'est le nombre camion est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient B_c , donner dans le tableau suivant

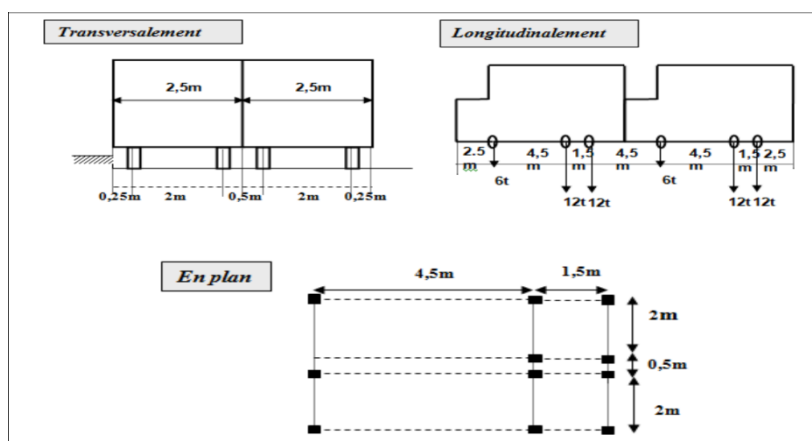


Fig 5.1 : la dimension du systèmes Bc

Tableau 5.4: coefficient Bc

Classe du pont	nombre de fil considère				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1	1			
3	1	0.80			

✓ *Détermination de Bc :*

On a un pont de 1^{er} classe et 2 voies chargées

Les surcharges du système Bc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique

✓ *Ce coefficient est déterminé par*

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2l} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

L : la longueur de travée L= 24.4

G : la charge permanente, G : 472. 57 t

S : la surcharge maximale S = Ncamion × P × Bc

Pour une voie chargée

$$Bc = 1.2$$

$$S = 30 \times 2 \times 1.2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 24.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{72}}$$

$$\delta = 1.07$$

Pour deux voies chargées

$$Bc = 1.1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{132}}$$

$$\delta = 1.08$$

5.3.2.2 Système Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1^{er} et 2^{er} classe, il comporte deux essieux (2 × 16 t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivant :

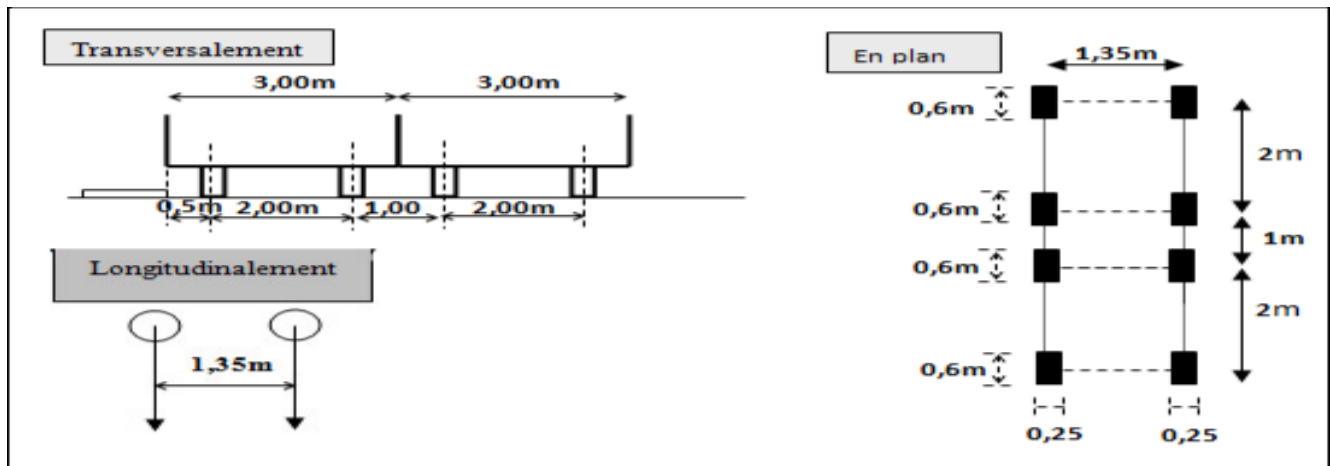


Fig 5.2 : dimension Bt

Les surcharges du système Bt sont frappées par le coefficient de majoration dynamique :

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

$$G = 472.57 t$$

$$L = 33.4 m$$

$S =$ la charge Bt

$$S = n \times 32 \times Bt$$

$Bt = 1$ pour le pont de la première classe

Pour une voie charge $n = 1$

$$S = 1 \times 32 \times 1$$

$$S = 32 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{32}}$$

$$\delta = 1.05$$

Pour deux voie chargé $n = 2$

$$S = 1 \times 32 \times 2$$

$$S = 64 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{64}}$$

$$\delta = 1.06$$

5.3.2.3 Surcharge Br

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

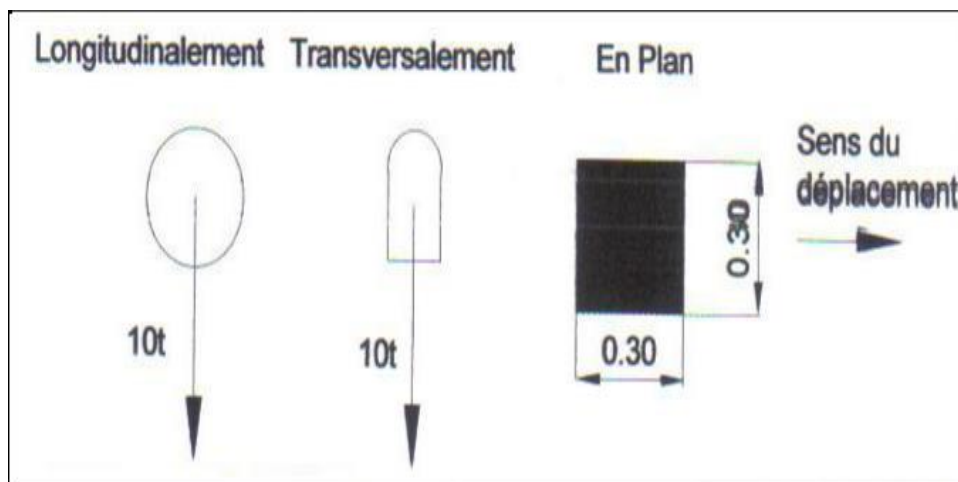


Fig5.3 : dimension de Br.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 l} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}}$$

$$S = 10$$

$$G = 472.57 t$$

$$L = 33.4 m$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{10}}$$

$$\delta = 1.05$$

5.3.3 Surcharge Militaires Mc120

Le pont doivent être calculs d'une manière à supports les véhicules militaire du types Mc120 susceptible d'être dans certain cas les plus défavorable que celle définie précédemment A et B

Les véhicules Mc 120 peuvent circule en convois

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

Dans les sens longitudinal : nombre de convoi est limité

Poids total = 110t

Longueur d'une chenille = 6.10 m

Largeur d'une chenille = 1.00 m

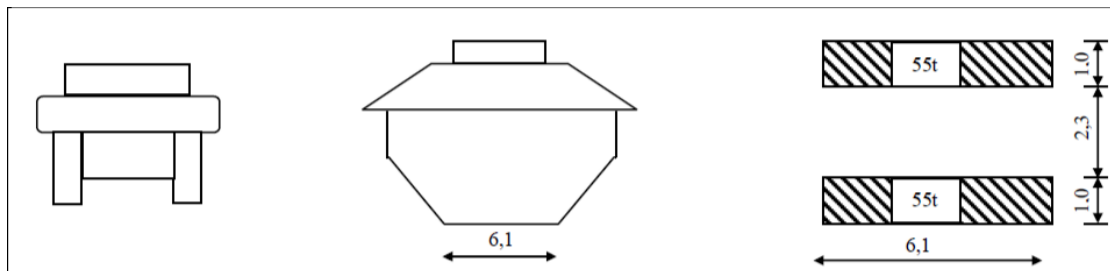


Fig.5.5 : système Mc120

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2l} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

$$S = 110$$

$$G = 472.57 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{472.57}{110}}$$

$$\delta = 1.08$$

$$Mc120 = 110 \times 1.08$$

$$Mc = 118.8 t$$

5.3.4 Convoie Exceptionnelle D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t

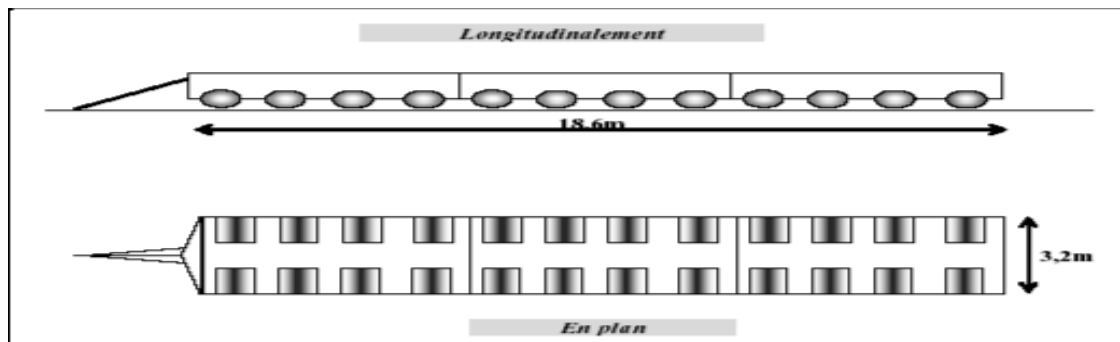


Fig 5.6 :D240

$$D240 = \frac{240}{18.6}$$

$$D240 = 12.90 \text{ t/ml}$$

Charge exceptionnelles D240

$$M_{max} = R \times \frac{L}{2} - q(9.3)^2/2$$

$$= 120 \times \frac{24.4}{2} - 12.9 \times (9.3)^2/2$$

$$= 906.139 \text{ t.m}$$

5.3.5 Surcharge De Trottoir

On applique sur le trottoir un charge uniforme de 150 Kg/m²

Largeur du trottoir est 1,25 m

Pour 1 trottoir charge

$$p = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/m}$$

$$p = 0,1875 \text{ t/m}$$

Pour 2 trottoirs chargés

$$p = 2 \times 0,1875 = 0,375 \text{ t}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DU TABLIER A PONT EN BETON PRECONTRAINTE

1. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

6.1.1 PRESENTATION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

La méthode de **GUYON-MASSONNET** reste l'une des plus et plus utilisées. Elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux méthodes, car la rigidité transversale du béton n'est pas négligeable

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour la différente excentricité de charge

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement θ qui est définie par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} \begin{cases} \text{si } \theta \text{ la méthode de J. Courbon} \\ \text{si } \theta \text{ la méthode de Guyon - Massonnet} \end{cases}$$

6.1.2 Détermination Des Paramètres De Calcul :

La largeur active est $b = 1/2n\lambda = 5,25$; $2b = 10,5$

le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$) espacés de $\lambda = 1,5$ m

✚ Paramètre de répartition

$$\text{Paramètre de torsion : } = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt[2]{\rho p * \rho E}}$$

$$\text{Paramètre d'entretoisement } \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq 1$$

✚ Définitions des coefficients de calcul

b : demi-largeur de la dalle

l : portée de la travée

ρp : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρE : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

$$\rho_p = B_p/b_l = E I_p / b_l \quad \text{et} \quad \rho_E = E I_d / I_l ; \text{ avec :}$$

B_0 : distance entre -axe des poutres

I_0 = unité de largeur

6.1.2.1 Paramètre D'entretoisement θ

✓ Moment d'inertie équivalente

$$I_p = I_0 + 8(I_m - I_0) / 3$$

$$I_0 = 2860327.775 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 38370716.86 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 30145192.98 \text{ cm}^4$$

Avec

I_0 : inertie de la section de médiane de poutre

I_m : inertie de la section de médiane (poutre+ dalle)

✓ Rigidité flexionnelle de la poutre (ml)

$$b_0 = b = 150 \text{ cm}$$

$$\rho_p = (E I_p / b_0) = 0.235 E$$

✓ Rigidité flexionnelle de l'entrecroisé :

$$I_d = (E \times d^3 / 12) = (150 \times 20^3 / 12) = 8333.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = E \times I_d / I_l = E \times \frac{8333.33}{150} = 666.666 E$$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.31 > 0.3 \quad \text{nous avons la méthode de guyon-massonnet}$$

6.1.2.2 Paramètre De Torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α donnée par :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Avec

E : module de Young

γ_p : rigidité torsion de la poutre par unité de largeur.

γ_E : rigidité torsion des entretoises (dalle) par unité de largeur .

6.1.3 Moment d'inertie de torsion

Théorie de l'analogie de la membrane

Soit un rectangle de dimension $b \times a$

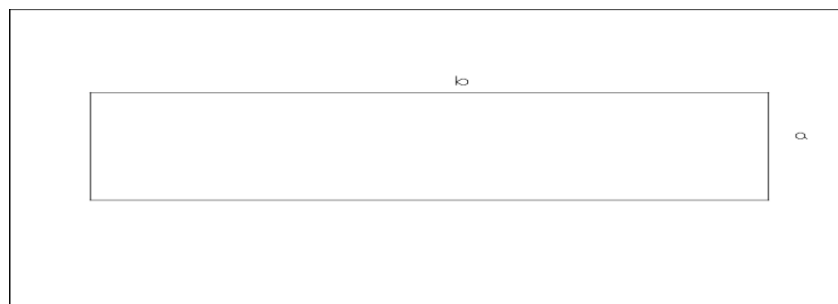


Figure 6.1: dimension de rectangle

Le moment d'inertie de torsion est par la relation suivante :

$$\Gamma = k \left(\frac{b}{a}\right) \times b \times a$$

K = une fonction du rapport b/a

Tableau 6.1 : de coefficient de K

b/a	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	5	10
k	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.293	0.312

Ainsi avions

$$\Gamma = k \times \left(\frac{0.7}{0.3}\right) \times 0.7 \times 0.3^2$$

Or, $\frac{b}{a} = \frac{0.7}{0.3} = 2.33$ cette valeur est comprise entre 2.25 et 2.5 dans le tableau ci-dessus.

En effectuant une interpolation linéaire entre ces deux valeurs, nous obtenons

$$K = \frac{0.08 \times 0.007}{0.25} + 0.240 = 0.243$$

$$\Gamma = 0.243 \times \frac{0.7}{0.3} \times 0.7 \times 0.3^2 = 0.0107$$

$$Kp = \Gamma = 0.0107$$

$$Yp = Kp \times \frac{E}{b_1} = 0.0107 \times \frac{E}{2 \times 3.25} = 1,65 \cdot 10^{-3}$$

$$YE = \rho E = E \times \frac{hd^3}{12} = E \times \frac{0.20^3}{12} = 0,67 \cdot 10^{-4} E$$

$$\alpha = \frac{Yp + YE}{2\sqrt{\rho p \cdot \rho E}} = \frac{0.018 + 6,67 \cdot 10^{-4}}{2\sqrt{0.235 \times 6,67 \cdot 10^{-4}}} = 0.92$$

6.1.4 Calcule Du Coefficient De Répartition Transversal

Ligne d'influence d'interpolation sur α

$0.1 < \theta = 0.31 < 1$ donc nous avons la relation suivant :

$$K\alpha = k_0 + (K1 - K0) \times \alpha \times (1 - e^{\theta_0})$$

$$\text{Avec } \theta = \frac{0,065 - \theta}{0.663} = -0.37$$

$$K\alpha = K_0 + (K1 - K_0) \times 0.92 \times (1 - e^{-0,37})$$

$$K\alpha = K_0 + (K1 - K_0) \times 0.28$$

$$K\alpha = 0.72 \times K_0 + 0.28 \times K1$$

Tableau 6.2 : valeur de coefficient k pour $\theta = 0.03$

0.03										
E		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
k_o	$K3/b$	-1.2094	-0.6698	-0.1284	0.4183	0.9742	1.5419	2.1209	2.7062	3.2901
	Kb	-1.9123	-1.2095	-0.5038	0.2109	0.9423	1.6974	2.4805	3.2901	4.1177
	$K0.81b$	-1.3781	-0.7995	-0.2185	0.3685	0.9665	1.5792	2.2072	2.8463	3.4887
K_I	$K3/b$	0.7345	0.7876	0.8453	0.9104	0.9840	1.0652	1.1508	1.2351	1.3126
	Kb	0.6733	0.7345	0.8012	0.8776	0.9664	1.0689	1.1849	1.3126	1.4474
	$K0.81b$	0.7198	0.7749	0.8347	0.9025	0.9798	1.0661	1.1590	1.2537	1.3450
k_α	$K0=$ 0.3	-0.07907	-0.3586	0.0764	0.5180	0.9702	1.4355	1.9137	2.4004	2.885

Tableau 6.3 : valeur de coefficient de K pour $\theta=0,35$

0.35										
E		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ko	K3/4	-1.1765	-0.6554	-0.1311	0.4027	0.9532	1.5251	2.1176	2.7215	3.2112
	Kb	-1.8411	-1.1765	-0.5067	-0.1793	0.8954	1.7545	2.5632	3.3311	4.2142
	K0.81b	-1.3360	-0.7805	-0.2212	0.2630	0.9393	1.4431	2.2001	2.8694	3.5367
K1	K3b/4	0.6624	0.7255	0.7954	0.8791	0.9741	1.0707	1.2369	1.3115	1.4123
	Kb	0.5926	0.6624	0.7507	0.8340	0.9544	1.0820	1.2001	1.4123	1.5001
	K0.81b	0.6456	0.7104	0.7736	0.8775	0.9758	1.082	1.3241	1.2246	1.4572
ka	K01	-0.7811	-0.3740	0.0598	0.4323	0.9461	1.4233	1.9227	2.3263	2.7323

- **Après interpolation sur θ nous obtenons les valeurs de $K = k(e)$**

Tableau 6.4: valeur de k en fonction de (e)

$\theta= 0.3$										
E		-5	-3.5	-2	-1.5	0	1.5	2	3.5	5
k		-0.76	0.36	0.07	0.50	0.97	1.43	1.92	2.41	2.90

A partie du tableau ci- dessus, la courbe de $K(e)$ peut être trace en reportant sur l'axe des ordonnés la valeur du coefficient K et sur l'axe des abscisses l'excentricité e de charge

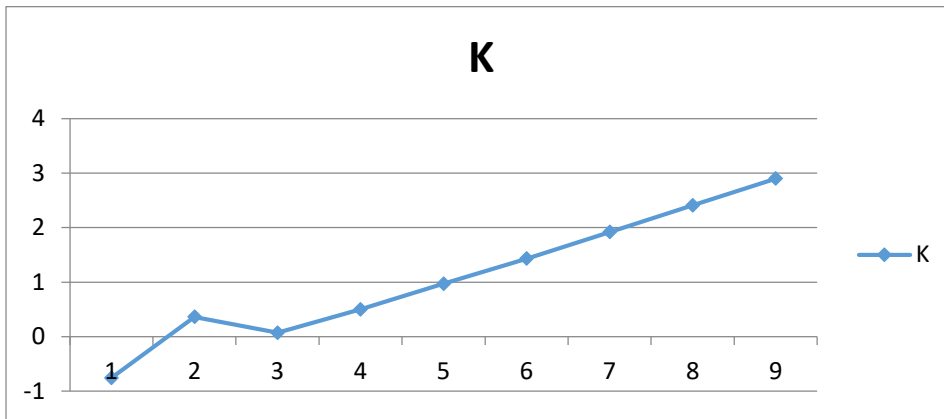


Fig. 6.2: courbe de coefficient k

2. EVALUATION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

6.2.1 Calcul Des Eléments De Réduction Dus Aux Charges

6.2.1.1 Poutre Seule :

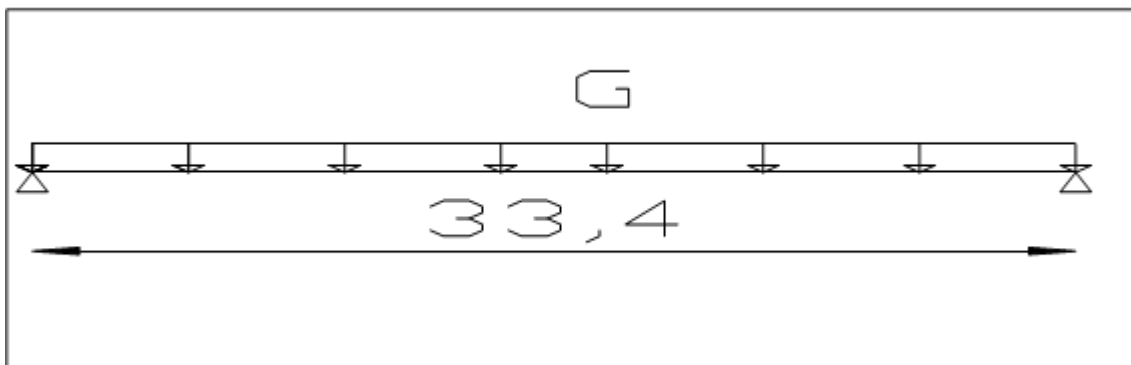


Fig. 6.3 de la poutre

$$G = 1.29 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 15.74 \text{ t}$$

$$M_o(x) = R_a x - G x^2 / 2$$

$$= 15.57x - 1.29x^2/2$$

$$T(x) = R_a - Gx = 15.74 - 1.29x$$

Tableau 6.5: les éléments de réductions M, T, R de la poutre

Section	M	T	R
0.00L	0	15.74	15.74
0.25L	72.01	7.87	
0.50 L	96.15	0.01	

6.2.1.2 Dalle :

$$0.25 \times 1.5 \times 2.5 = 0.93 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 11.35 \text{ t}$$

$$M_o(x) = R_a x - Gx^2/2 = 11.35 - 0.93x^2/2$$

$$T(x) = R_a x - Gx = 11.35 - 0.93x$$

Tableau 6.6: les éléments de réduction dus à la dalle

Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	11.35	11.35
0.25L	51.93	5.68	
0.50 L	69.26	0.00	

6.2.1.3 Superstructure

$CCP = \text{poids de revêtement} \times +2 \times (\text{poids de trottoir} + \text{glissière de sécurité} + \text{gard-corps})$

$$CCP = 1.54 + 2 \times (1.25 + 0.12 + 0.2)$$

$$CCP = 4.68/7 = 0.67 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 8.17 \text{ t}$$

$$M_o(x) = R_a x - Gx^2$$

$$T(x) = R_a - Gx$$

Tableau 6.7: les éléments de réductions dus à la superstructure

Section	M(m.t)	T(t)	R(t)
0.00L	0	8.17	8.17
0.25L	37.37	4.08	
0.50 L	49.81	0.00	

Tableau 6.8: superstructure

Section	M (t.m)	T (t .m)	R (t)
0,00L	0,00	35,26	35,26
0,25 L	161,31	17,64	
0,50 L	215,22	0,00	

3. CALCULER DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGER

6.3.1 Moment Fléchissant

6.3.2 Moment Fléchissant A $X = 0.5L$

6.3.2.1 Surcharge A(L)

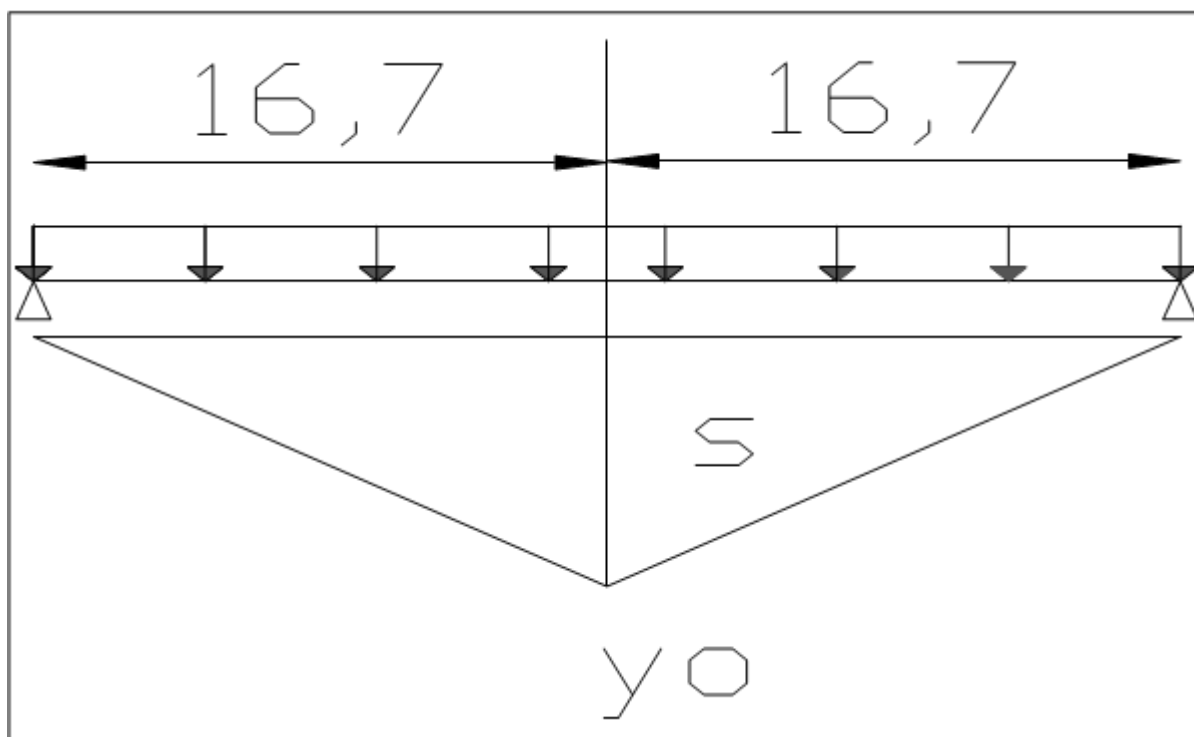


Fig 6.4: surcharge A(l)

Surcharge A(L) à $x = 0,5L$

- Pour une voie chargée

$$A(L) = 3.577 \text{ t/ml} \quad ; \quad L = 33.4\text{m}$$

$$M_{max} = \frac{A(L) \times L^2}{8}$$

$$= \frac{3.577 \times 33.4^2}{8}$$

$$M_{max} = 498.794 \text{ t.m}$$

$$M_o = 83.132$$

- Pour deux voies chargées

$$A(L) = 9.898 \text{ t/ml} \quad L = 33.4 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{A(L) \times L^2}{8}$$

$$= \frac{7.154 \times 33.4^2}{8}$$

$$= 997.589 \text{ t.m}$$

6.3.2.2 Surcharge Des Trottoirs

- Une chargée trottoir

$$St = 0.1875 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{st \times L^2}{8} = \frac{0.1875 \times (33.4)^2}{8} = 26,14 \text{ t}$$

- Deux chargés trottoirs

$$St = 0,375 \text{ t/ml} \quad , L = 33,4$$

$$M_{max} = \frac{st \times L^2}{8} = \frac{0,375 \times (33,4)^2}{8} = 52,28 \text{ t}$$

6.3.2.3 Système B

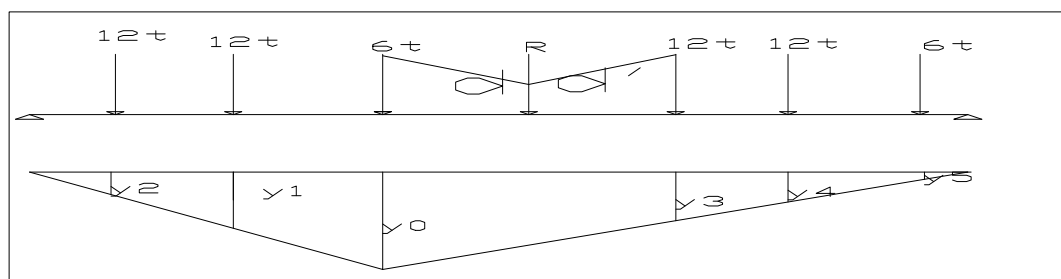


Fig6.5 : système B

Systèmes Bc à $x = 0,5L$

Théorème de barré

Le moment est maximum à la droite de l'essieu le plus chargé lorsque ce dernier et la résultante du convoi sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre

Systèmes BC

La résultante se trouve à gauche à l'axe de la poutre la résultante du convoi $R = 60 t$

Une voie chargée

$$Xr/A = [(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)]/60$$

$$Xa/A = 7.05 \text{ m}$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m}$$

$$d'/2 = 1.725 \text{ m}$$

$$d \ 4.5 - 3.45 = 1.05 \text{ m}$$

$$M \max ((L+d')/2) = R/L (L + d')/2^2 - \sum Fig.dg$$

Fig. =force gauche

dg=distance gauche

$$\sum Fig.dg = (12 \times 10.5 + 12 \times 9 + 6 \times 4.5) = 261t.m$$

$$M \max = 397.313 - 261 = 136.31 \text{ t.m}$$

$$M \max = Mmax \times Bc \times \delta$$

$$= 136.31 \times 1.2 \times 1.08$$

$$M \max = 176.65 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées

$$M \max = Mmax \times Bc \times \delta \times 2 = 136.31 \times 1.1 \times 1.08 \times 2$$

$$M \max = 39,21tm$$

6.3.2.3.1 Système Bt

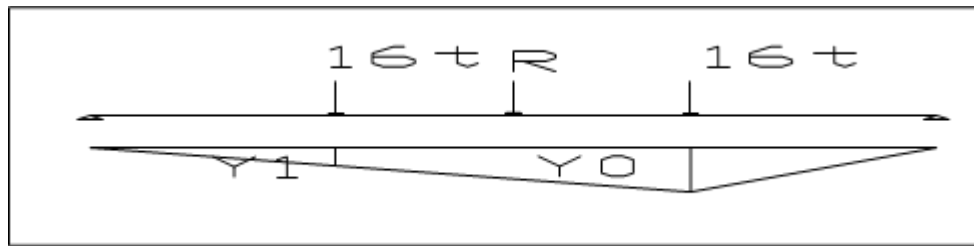


Fig6.6 : systèmes Br.

Système Bt à $x = 0,5L$

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre

Un seul tandem

$$R = 32$$

$$M_{max} = R \times \frac{L}{4} = 32 \times \frac{33,4}{4} = 267,2 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= M_{max} \times Bt \times \delta \\ &= 267,2 \times 1 \times 1,05 \end{aligned}$$

$$M_{max} = 280,56 \text{ t.m}$$

Deux tandems

$$M_{max} = M_{max} \times Bc \times \delta \times 2 = 267,2 \times 1 \times 1,06 \times 2$$

$$M_{max} = 566,464 \text{ t.m}$$

6.3.2.3.2 Système Br

$$P = 10t \quad L = 22,4 \text{ m}$$

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{10 \times 33,4}{4} = 83,5 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M \times \delta$$

$$83,5 \times 1,06 = 88,51 \text{ t.m}$$

6.3.2.4 Systèmes Mc120

$$R = 64$$

$$M_{max} = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2$$

$$= 64 \times \frac{33.4}{2} - 20.80(3.05)^2/2$$

$$= 972,054 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = Max \times \delta$$

$$M_{max} 972,054 \times 1,08 = 1049,818 \text{ t.m}$$

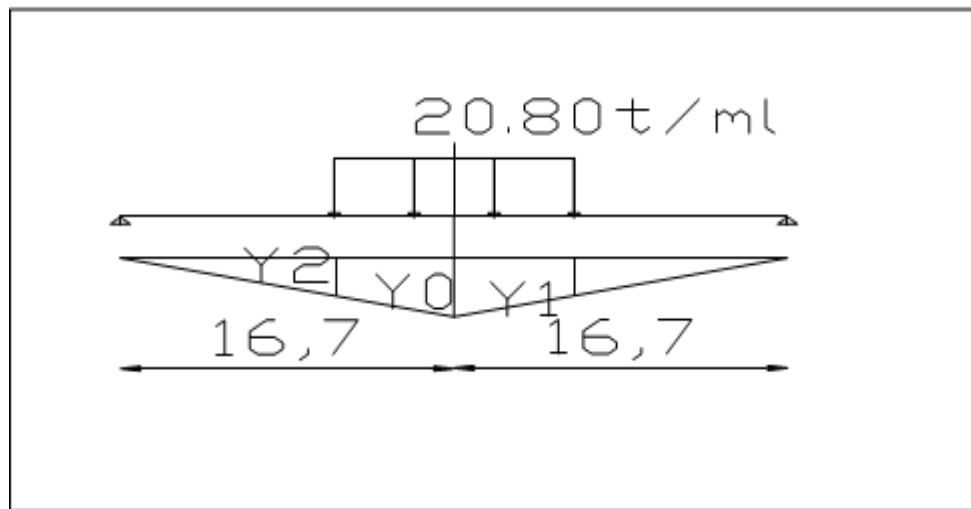


Fig6.7Système MC120

6.3.2.5 Charge Exceptionnelle D240

$$M_{max} = R \times \frac{L}{2} - q \times \frac{9.3^2}{2}$$

$$= 120 \times 16.7 - 12.9 \times (43.245)$$

$$M_{max} = 1446,139 \text{ t.m}$$

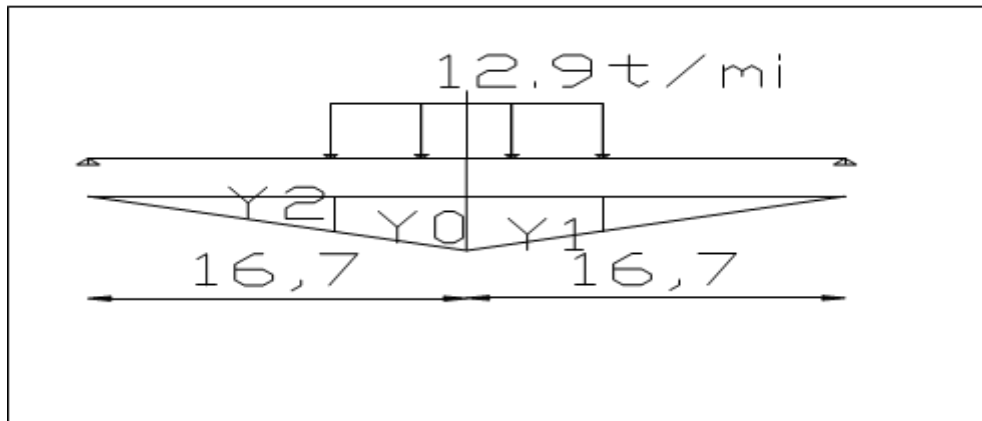


Fig6.7 :SystèmeD240

6.3.3 Moment fléchissant à $x= 0.25L$

6.3.3.1 Surcharge A(L)

Une voie chargée :

$$A(L) = 3,577 \text{ t/ml} \quad ; \quad L = 33.3 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = \frac{3}{4} \times A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$= \frac{3}{4} \times 3,577 \times \frac{24.4^2}{8}$$

$$= 374,096 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées

$$A(L) = 7,154 \text{ t/ml} \quad L = 33,4 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = \frac{3}{4} \times A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$= \frac{3}{4} \times 7,154 \times \frac{33.4^2}{8}$$

$$= 748,192 \text{ t.m}$$

6.3.3.2 Surcharge Des Trottoirs

Une chargée trottoir

$$St = 0.1875 \text{ t/ml}, \quad L = 33.4 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = \frac{3}{4} \times \frac{st \times L^2}{8}$$

$$= \frac{3}{4} \times \frac{0,1875 \times 33,4^2}{8} = 19,61 \text{ tm}$$

Deux chargées trottoirs

$$St = 0,375 \text{ t/m} \quad L = 33,4$$

$$M \text{ max} = \frac{3}{4} \times \frac{st \times L^2}{8}$$

$$= \frac{3}{4} \times \frac{0,375 \times 33,4^2}{8} = 39,21 \text{ tm}$$

6.3.3.3 Systèmes BC

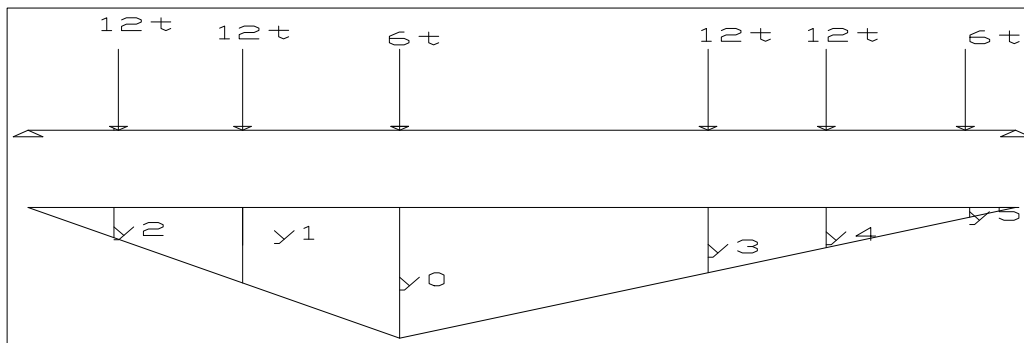


Fig. 6.8 : système BC

Système BC à $x = 0,25L$

La résultant du convoie $R = 60$

UNE voie chargée

$$Rb = 38,80 \text{ t}$$

$$M \text{ max} = Rb \times 8,35 - 12 \times 1,5 - 6 \times 6 = 269,82 \text{ t.m}$$

$$M \text{ max} = M \text{ max} \times Bc \times \delta = 269,82 \times 1,2 \times 1,07$$

$$M \text{ max} = 346,448 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées

$$M \text{ max} = M \text{ max} \times Bc \times \delta = 269,82 \times 1,1 \times 1,08 \times 2$$

$$M_{max} = 641,092 \text{ t.m}$$

6.3.3.3.1 Systèmes Bt

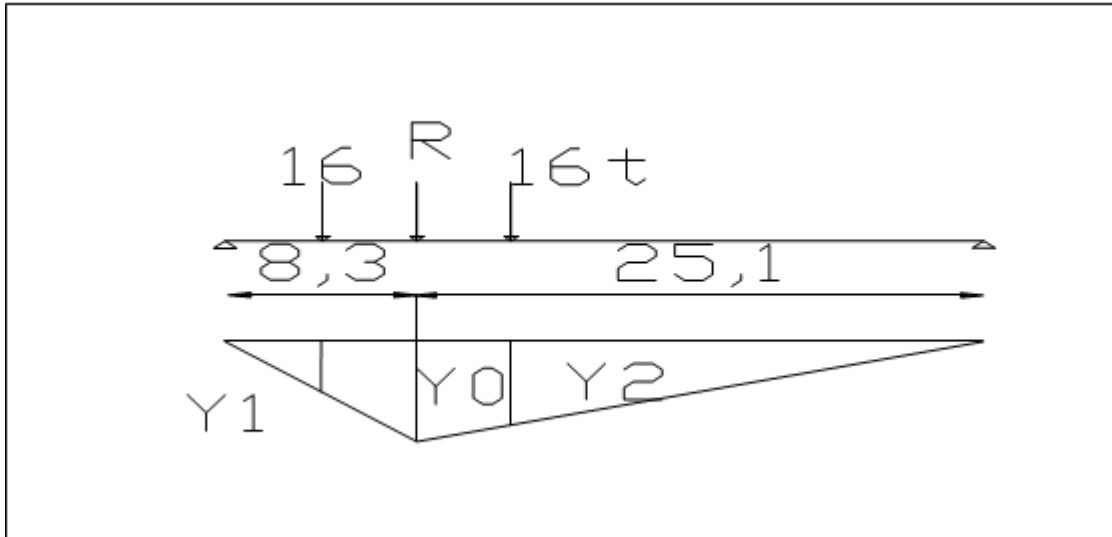


Fig6.9 : système Bt

Système Bt à $x = 0,25L$

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre

Un seul tandem

$$R_a = 24 \text{ t}$$

$$M_{max} = R \times L/4 = 24 \times 8.35 = 200.4$$

$$M_{max} = M_{max} \times Bt \times \delta$$

$$M_{max} = 200,4 \times 1 \times 1.05 = 210,424 \text{ t}$$

Deux tandems

$$M_{max} = M_{max} \times Bc \times \delta \times 2 = 200,4 \times 1 \times 1.06 \times 2$$

$$M_{max} = 424,848 \text{ t}$$

6.3.3.3.2 Systèmes Br

$$R = 7.5 \text{ t}$$

$$M = \frac{RL}{4} = \frac{7.5 \times 33.4}{4} = 62,625 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M \times \delta$$

$$62,625 \times 1,05 = 65,756 \text{ t.m}$$

6.3.3.4 Systèmes MC 120

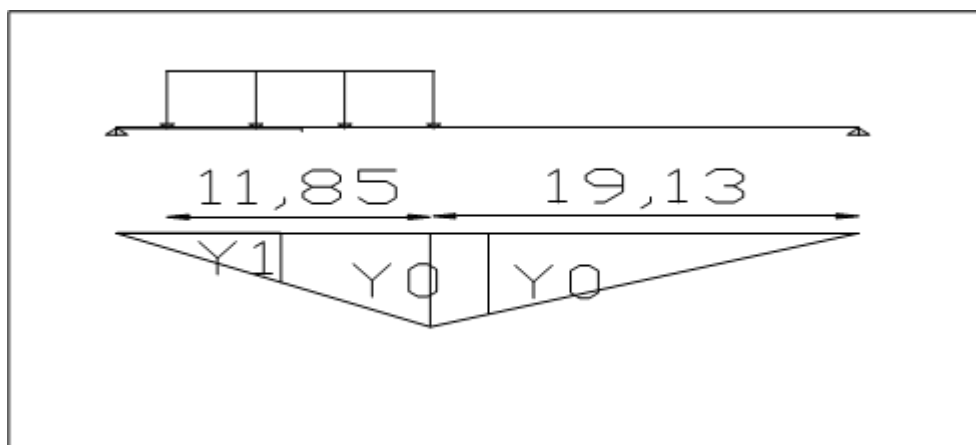


Fig6.10 Système MC120

$$R = 110,9t$$

$$M_{max} = RA \times \frac{L}{4} - q \times \frac{3,05^2}{2}$$

$$= 110,97 \times 8,35 - 20,80 \times 4,651$$

$$M_{max} = 829,858 \text{ t.m}$$

6.3.3.5 Charge Exceptionnelle D240

$$R_a = 173,13t$$

$$M_{max} = R_a \times \frac{L}{4} - q \times \frac{L^2}{2} = 173,13 \times 8,35 - 12,9 \times \frac{33,4^2}{2} = 995,925 \text{ t.m}$$

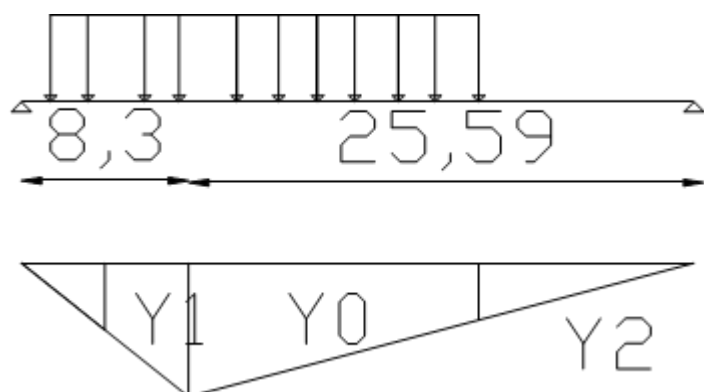


Fig6.11 : D240

Tableau 6.9 : récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0,25L$		Pour $x = 0,50L$	
		M_{max}	M_0	M_{max}	M_0
Surcharge A(L)	1 voie	374,096 t. m	62,349	= 498.794	83,13
	2 voies	748,192t.m	124.698	997.589	166,264
Trottoirs	1 voie	19,61 tm	3,268	26,14t	4,356
	2voie	39,21	6,535	52,28t	8,713
Surcharge BC	1 voie	176.65	29,441	176.65	29,441
	2 voies	641,092	106,84	323,872	53,978
Surcharge Bc	1 voie	210,424	35,070	= 280,56	46,76
	2voies	424,848 t	70,808	566,464	94,410
Surcharge Br		65,756	10,959	88,51	14,75
Convoie MC120		829,858	138,309	1049,818 t. m	174,969
Convoie D240		995,925	165,987	1446,139	24,023

Le moment Maximin le plus défavorable sous combinaison suivants :

A l'ELU: 1, 35 (G+ D240)

= 1,35 × (215,22 + 165,987)

$M_{max} = 514,629t.m4$

A l' ELS: G+ D240

$$= 215,22 + 165,987$$

$$M_{max} = 381,207 \text{ t. m}$$

4. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS AUX SURCHARGES

6.4.1 Calcul Des Efforts Tranchant Dus Aux Surcharges Pour X
 $= 0,5L$

6.4.2 Surcharge A(L)

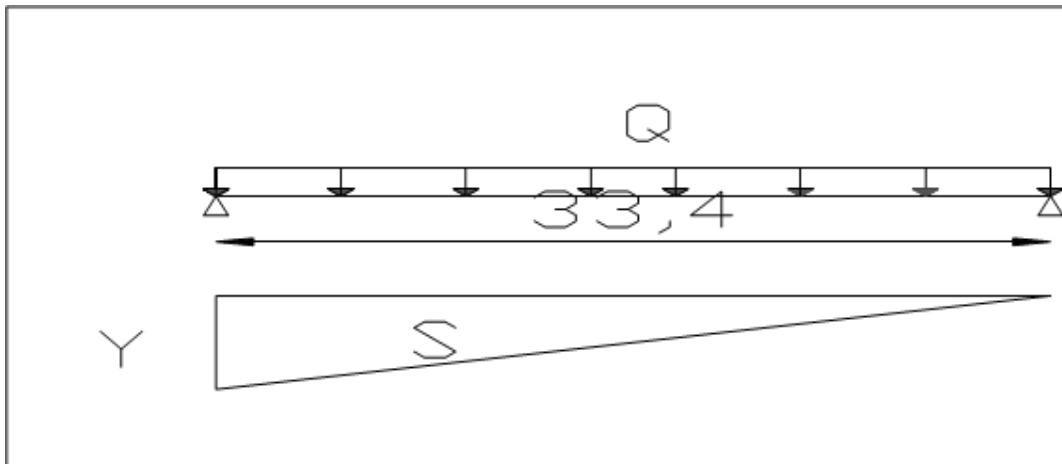


Fig6.12 : surcharge A (l)

Surchargé A(L) à $x = 0,5L$

$$T_{max} = R_a = R_b = A(L) \times \frac{L}{2}$$

Une voie chargée : $A(L) = 3,577 \text{ t/ml}$ $L = 33,4 \text{ m}$

$$T_{max} = 59,74 \text{ t}$$

$$T_o = 59,74 \text{ t} / 6 = 9,96 \text{ t}$$

Deux voie chargées $A(L_2) = 9,898 \text{ t/ml}$

$$T_{max} = 165,297 \text{ t/ml}$$

$$T_o = 165,297 / 6 = 27,54 \text{ t/ml}$$

6.4.3 Surchargé sur trottoir

Un trottoir chargé : $P = 0,1875 \text{ t/ml}$

$$T_{max} = 3,13 \text{ t/ml}$$

$$T_o = 3,13/6 = 0,52t/ml$$

Deux trottoirs chargés : $p = 0,375t/ml$

$$T_{max} = 6,262t/ml$$

$$T_o = 6,262/6 = 1,043t/ml$$

6.4.4 Systèmes BC

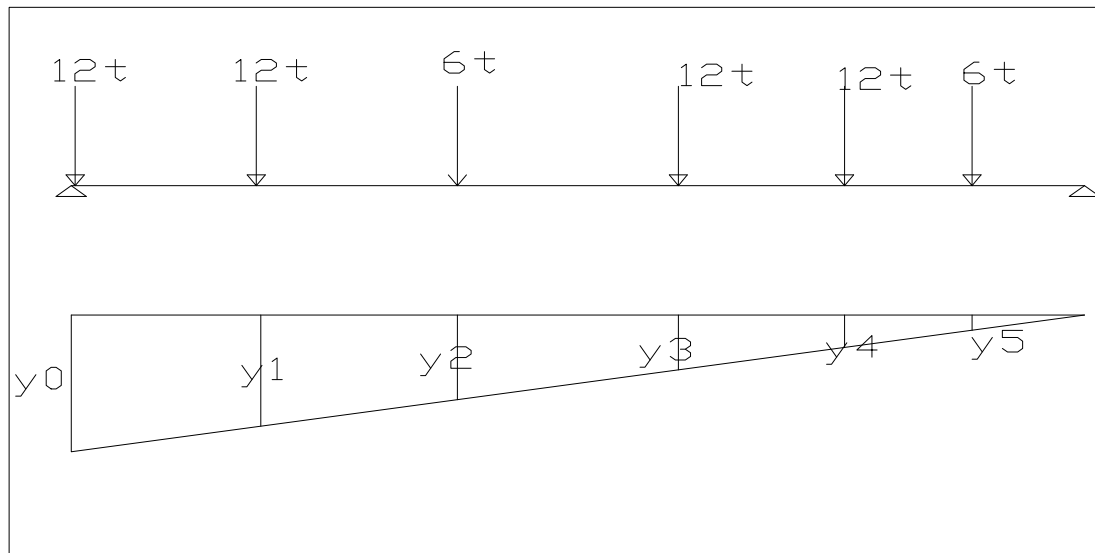


Fig 6.13 Système BC

$$Y_o = 1m$$

En appliquant le théorème de Thalès nous obtenus les valeurs suivant

$$y_1 = \frac{y_o \times 31,9}{33,4} = 0,95$$

$$y_2 = 0,82$$

$$y_3 = 0,68$$

$$y_4 = 0,64$$

$$y_5 = 0,50$$

$$T = (12 \times 1 + 12 \times 0,95 + 6 \times 0,82 + 12 \times 0,68 + 12 \times 0,64 + 6 \times 0,50) = 47,16$$

Pour un fil chargé

$$T_{max} = T \times bc \times \delta = 47,16 \times 1,2 \times 1,08 = 61,11$$

$$T_{max} = 61,119t/ml$$

$$T_0 = 61,119/6 = 10,18 t/ml$$

Pour deux fils chargés

$$T_{max} = T \times bc \times \delta \times 2 = 47,16 \times 1,2 \times 1,08 \times 2 = 122,238$$

$$T_{max} = 122,238t/ml$$

$$T_0 = 122,238/6 = 20,37t/ml$$

6.4.4.1 Systèmes Bt

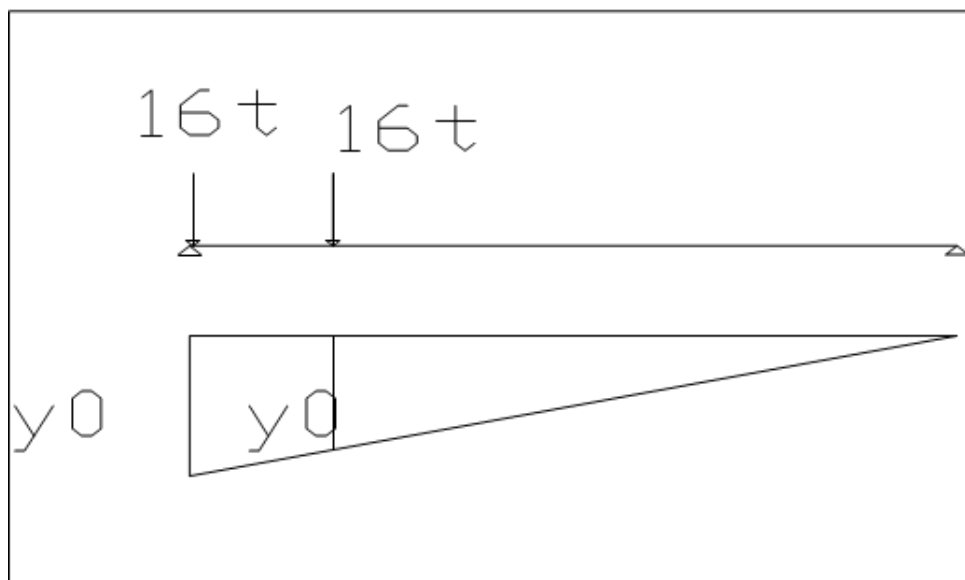


Fig. 6.14: V.4.4.1Système Bt

$$Y = 1m$$

$$Y = \frac{1 \times 32,05}{33,4} = 0,959$$

$$\Sigma y = 1 + 0,959 = 1,959 m$$

$$T = \frac{1}{33,4} [16 \times 32,05 + 16 \times 33,4] = 31,35t$$

Un tandem

$$T_{max} = 31,35 \times 1 \times 1,959 = 33,37t$$

$$T_0 = 33,37/6 = 5,56t$$

Deux tandems

$$T_{max} = [2 \times 31,35 \times 1 \times 1,959] = 122,82t$$

$$T_o = 122,82/6 = 20,47t$$

6.4.4.2 Surcharge du type Br :

$$T_{max} = 10 \times 1,05 = 10,5t$$

$$T_o = 10,5/6 = 1,75t$$

6.4.5 Surcharge Des Types MC 120

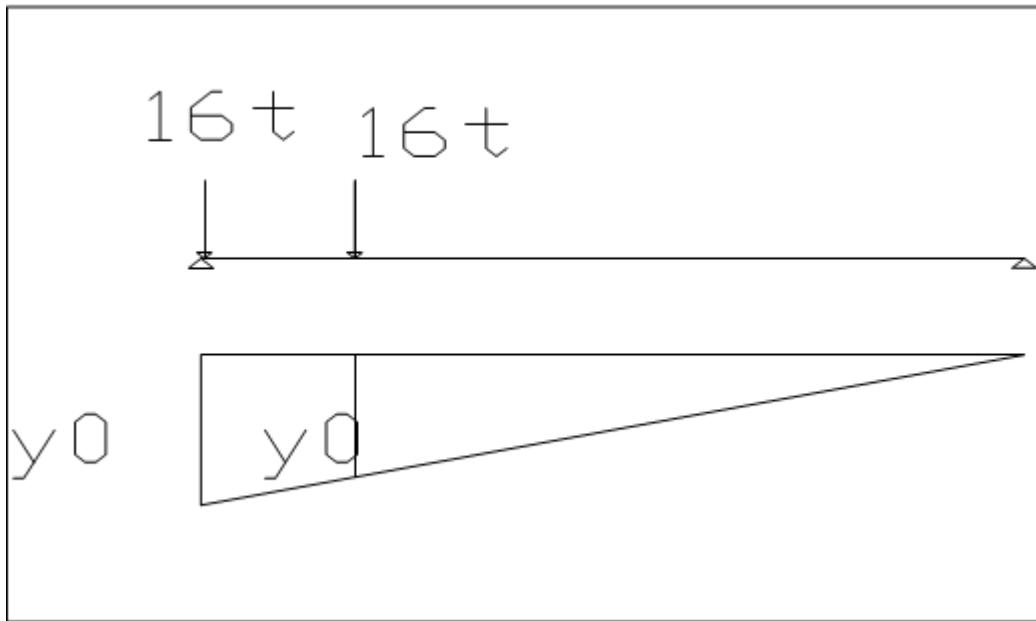


Fig6.15 Système MC120

$$T = \left[\frac{110 \times (33,4 - 3,05)}{33,4} \right] = 99,95 t$$

$$T_{max} = 99,95 \times 1,08 = 107,946t$$

$$T_o = 107,946/6 = 17,991t$$

6.4.6 Convoie Exceptionnel D240

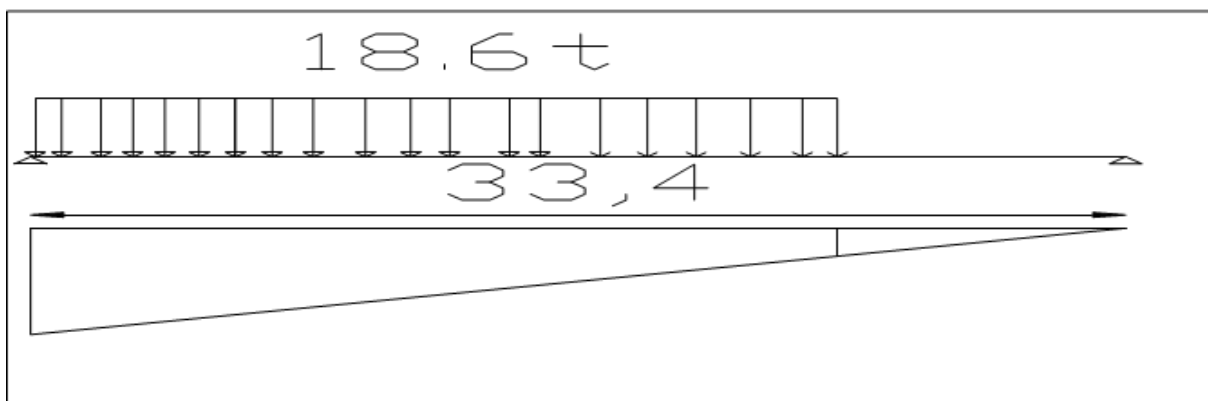


Fig6.16 : V.4.6 Système D240

$$T_{max} = \frac{[240 \times (33,4 - 9,30)]}{33,4}$$

$$T_{max} = 172,317$$

$$T_o = 172,317/6 = 28,85 \text{ t}$$

6.4.7 Efforts tranchants dus aux surcharge pour $x = 0.25 L$

6.4.7.1 Surcharge A(L)

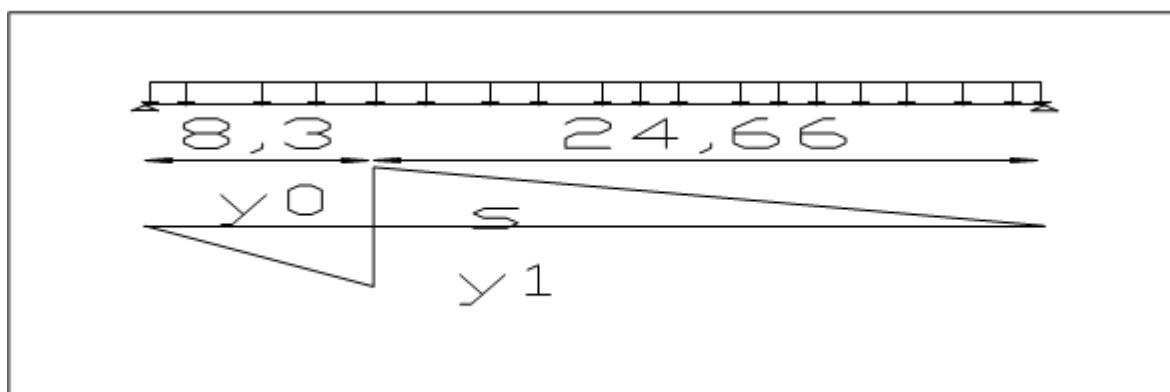


Fig 6.17 Système A(L)

$$T_{max} = R_a = R_b = L \times q/4$$

$$\text{Une voie charge A(L1)} = 3,577$$

$$T_{max} = 29,86$$

$$T_o = 29,86/6 = 4,977$$

$$\text{Deux voie charges A(L)} = 9,898$$

$$T_{max} = 83,483$$

$$T_o = 83,483/6 = 13,91$$

6.4.7.2 Surchargé Sur Trottoir

$$\text{Un trottoir chargé : } P = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$T_{max} = 1,565 \text{ t/ml}$$

$$T_o = 1,565/6 = 0,26 \text{ t/ml}$$

$$\text{Deux trottoirs chargés : } p = 0,375 \text{ t/ml} \quad T_o = 3,131/6 = 1,565 \text{ t/ml}$$

6.4.7.3 Systèmes BC

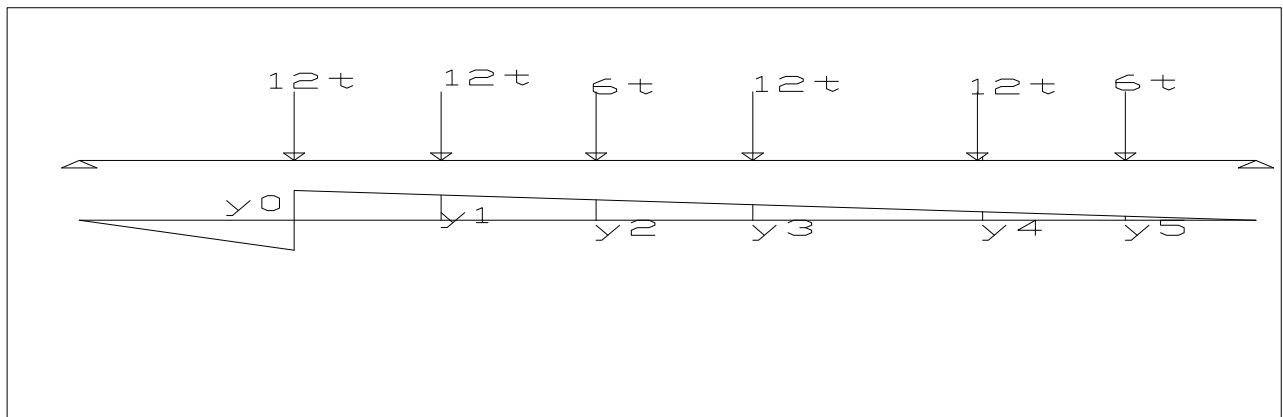


Fig 6.18 Système BC

$$y_0 = \frac{L-X}{L} = \frac{33,4-8,35}{33,4} = 0,75m$$

$$y_1 = 0,69$$

$$y_2 = 0,51$$

$$y_3 = 0,33$$

$$y_4 = 0,27$$

$$y_5 = 0,10$$

$$T = (12 \times 0,75 + 12 \times 0,69 + 6 \times 0,51 + 12 \times 0,33 + 12 \times 0,27 + 6 \times 0,10) = 28,14$$

Pour un fil chargé

$$T_{max} = T \times bc \times \delta = 28,14 \times 1,2 \times 1,08 = 36,46$$

$$T_{max} = 36,46t/ml$$

$$T_0 = 36,46/6 = 6,078 t/ml$$

Pour deux fils chargés

$$T_{max} = T \times bc \times \delta \times 2 = 28,14 \times 1,2 \times 1,08 \times 2 = 72,938$$

$$T_{max} = 72,938t/ml$$

$$T_0 = 72,938/6 = 12,156t/ml$$

6.4.7.3.1 Systèmes Bt

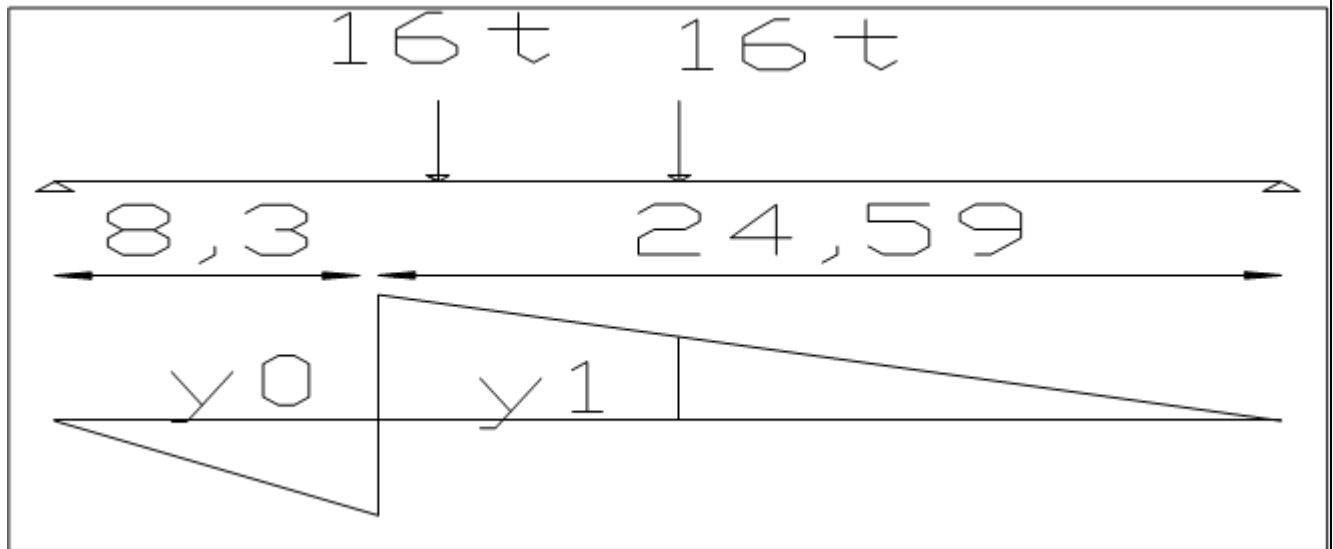


Fig6.19Système Bt

$$Y = \frac{L-X}{L} = \frac{33,4-8,35}{33,4} = 0,75 \text{ m}$$

$$Y = 0,69 \text{ m}$$

$$\Sigma y = 0,75 + 0,69 = 1,44 \text{ m}$$

$$T = \frac{1}{33,4} [16 \times 32,05 + 16 \times 33,4] = 31,35 \text{ t}$$

Un tandem

$$T \text{ max} = 31,35 \times 1 \times 1,44 = 45,144 \text{ t}$$

$$T_o = 45,144/6 = 7,524 \text{ t}$$

Deux tandems

$$T \text{ max} = [2 \times 31,35 \times 1 \times 1,44] = 90,288 \text{ t}$$

$$T_o = 90,288/6 = 15,048 \text{ t}$$

6.4.7.3.2 Surcharge du type Br :

$$T = \frac{1}{33,4} [10 \times 25,05] = 7,5$$

$$T \text{ max} = 7,5 \times 1,05 = 7,875 \text{ t}$$

$$T \text{ max} = 7,875 \text{ t}$$

$$T_o = 7,875/6 = 1,312$$

6.4.7.4 Systems Mc120 :

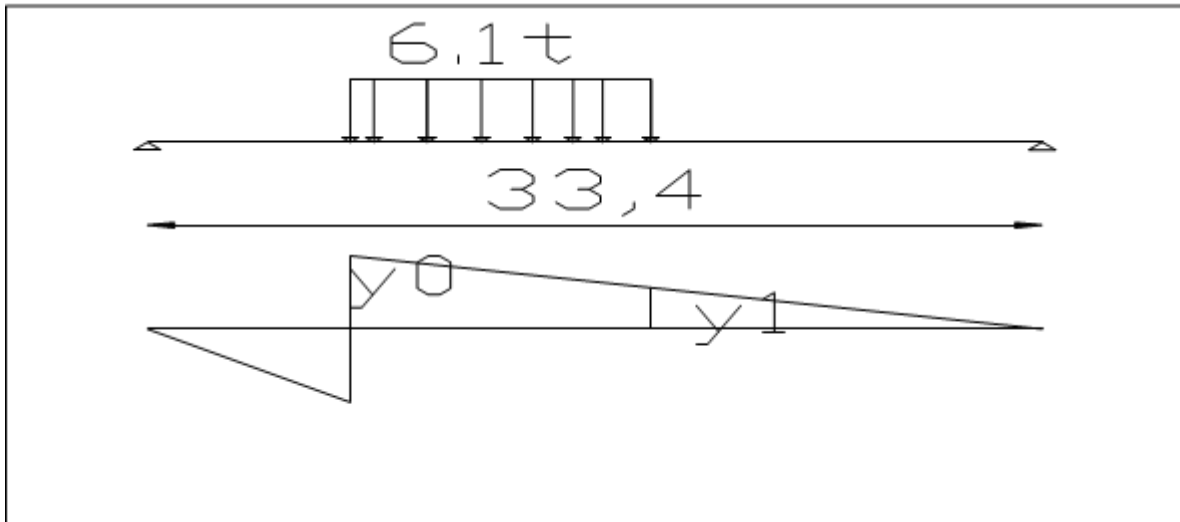


Fig6.20: Système MC120

$$T = \left[\frac{110 \times 22}{33,4} \right] = 72,25$$

$$T_{max} = 72,25 \times 1,08 = 78,03t$$

$$T_o = 78,03/6 = 13,005$$

6.4.7.5 Convoi Exceptionnel D240 :

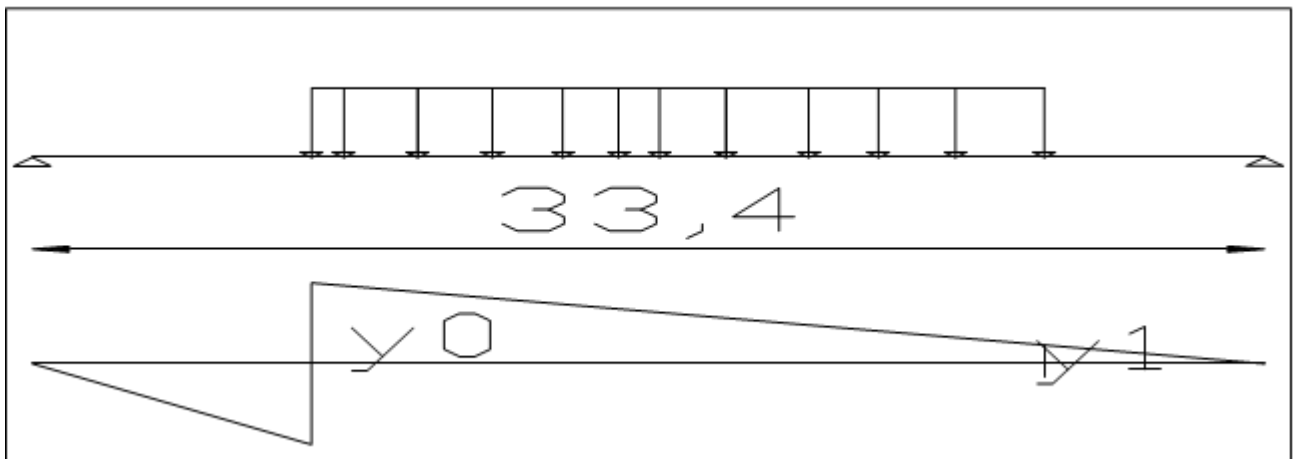


Fig6.21: système D240

$$T_{max} = \frac{240 \times 15,75}{33,4} = 113,173$$

$$T_o = 113,173/6 = 18,86 t$$

Tableau 6.10 : récapitulatif des efforts tranchant due aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0,50L$		Pour $x = 0,25L$	
		T_{max}	T_0	T_{max}	T_0
A(L)	1 VOIE	59,74t	9,95	29,86	4,97
	2 VOIES	165,297	27,549	= 83,483	13,91
trottoir	1 VOIE	= 3,13t/ml	0,52	1,565t/ml	0,26
	2 VOIE	6,262	1,043	3,131t/ml	0,52
BC	1 VOIE	= 61,119t	10,186	36,46t/ml	6,07
	2 VOIES	= 122,238t	20,373	72,938t/ml	12,156
Bt	1 VOIE	33,37	5,56	45,144	7,524
	2 VOIE	122,82	20,47	90,288	15,048
Br.		10,5	1,75	= 7,875	1,312
MC120		17,991t	2,998	78,03	13,005
D240		172,317	28,719	113,173	18,862

Le moment Maximin le plus défavorable sous combinaison suivants :

$$A \text{ l'E.L.U} = 1,35 \times (G + D140)$$

$$= 1,35 \times (215,22 + 28,719)$$

$329,317t, m$

$A l'E.L.S = G+ D240$

$= 215,22+ 28,719$

$Mmax = 243,939t.m$

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1. INTRODUCTION

Jusqu'à ces dernières années, le dimensionnement et la sécurité des ouvrages étaient basés sur les méthodes de calcul dites « aux contraintes admissibles ».

Au cours des dernières années, des recherches approfondies ont abouti à la mise au point d'une nouvelle méthode de calcul prenant en compte le comportement des matériaux au delà de leur limite élastique et jusqu'à leurs déformations et contraintes ultimes avant rupture.

2. DEFINITIONS DES PRECONTRAINTS

Précontraint une construction c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles provenant des charges données en tous points, des résultats inférieurs aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération

Autrement dit, en béton précontraint on applique en général ce principe de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées alors admissibles.

Dans les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

En résumé :

La précontrainte transforme le béton en un matériau homogène et élastique

La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par les charges appliquées

La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par les charges appliquées

On applique ces trois principes à bon terme, les matériaux seront utilisés d'une manière efficace et il en résulte un ouvrage économique

3. PROCÉDES DES PRECONTRAINTS

Utilisation des câbles d'acier à très haute résistance que l'on place sous gaine dans le coffrage avant bétonnage

Lorsque le béton a suffisamment durci, on exerce sur ces câbles restés libres à l'intérieur de leur gaine une très forte traction sur chaque extrémité à l'aide de vérins spéciaux prenant appui sur le béton.

Quand leur mise en tension est ainsi réalisée, des dispositifs d'ancrage placés aux extrémités permettent de bloquer ces câbles et de les maintenir ainsi en tension ou par réaction toute la zone de béton comprise entre les ancrages se trouve ainsi comprimée

7.3.1 Précontrainte Par Pré-Tension

C'est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre ces aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier

7.3.2 Précontrainte Par Post-Tension

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton, avant la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité

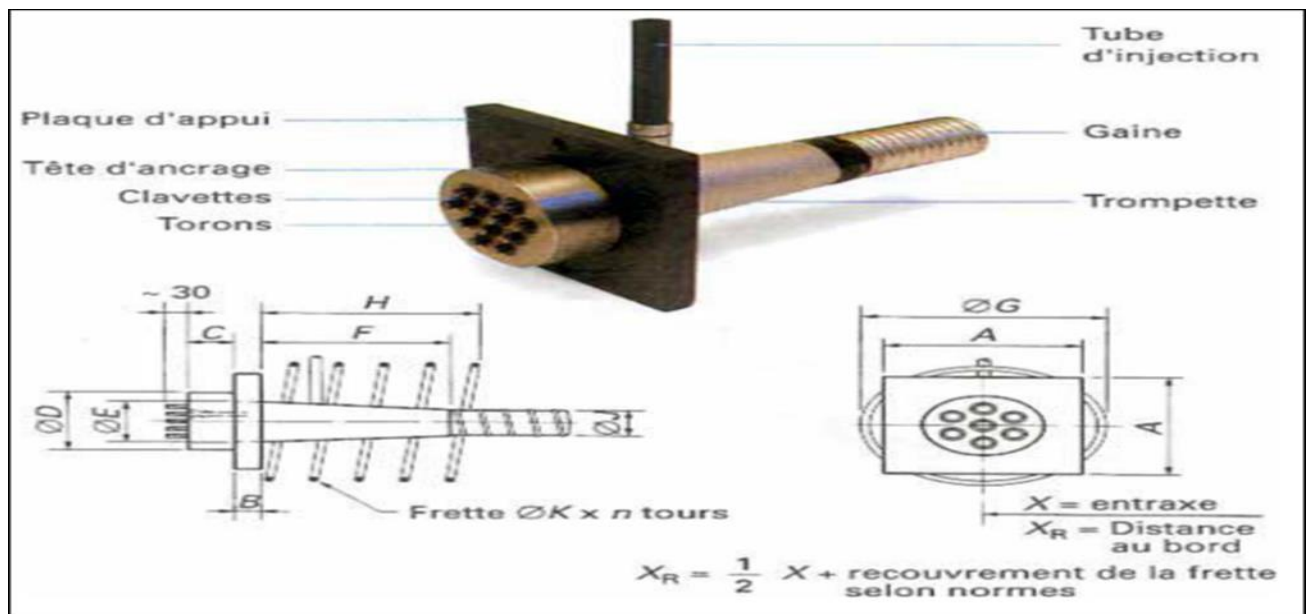


Fig7.1 ; ancrage de précontraint

Phase d'exécution

Nous ne décrivons ici que le cas le plus courant de post-tension par câble et gaines avec câbles réalisés sur chantier

Mise en place du coffrage

Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines)

Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton

Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux

Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages

Coulage du béton

Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension

Durcissement du béton, enfilage des câbles

Fil par fil ou toron par toron pour les câbles réalisés sur le chantier, on procède alors par poussage à l'intérieur de la gaine. Un accrochage avec la gaine, n'a pas une grande importance car le béton extérieur servira à défaut de la gaine, de coffrage ou coulis d'injection.

Le câble en entier, par traction au moyen d'un fil pré enfilé dans la gaine est attaché à une chaussette en tête de câble pour faufiler le glissement

Mise en place des plaques d'ancrages et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.

Mise en place d'un seul côté pour les câbles courts (ancrage actif à une seule extrémité et ancrage mort à l'autre) ou des deux côtés pour les câbles longs. (Un ancrage actif à chaque côté) on mesure la longueur de câble sortant derrière le vérin et chaque étape de la mise en tension du câble tout au long de son tracé est correcte pour s'assurer d'un bon début de mise en tension des câbles.

On ne mesure pas l'allongement obtenu de 0 à 10 MPA car il correspond à une remise en ordre des torons ou fils et à une régularisation de tensions pour chaque fil par rapport à la moyenne. On corrigera cet oubli en comptant deux fois l'allongement de 10 à 20 MPA.

Lorsque l'allongement du câble est supérieur à la course du vérin on est obligé de bloquer les clavettes de la plaque d'appui, de bloquer les clavettes du vérin en position fermée, remettre les clavettes du vérin, remettre en tension le vérin pour une deuxième course.

A la fin de l'opération, on procède de même pour bloquer les clavettes, remettre le vérin en position fermée et enlever le vérin pour procéder à la mise en tension d'un nouveau câble.

7.3.3 Qualité Et Défaut Du Béton Précontraint

Comme principaux avantages du béton précontraint, on peut citer

Une meilleure utilisation du matériau puisque contrairement au béton armé, il n'ya pas de béton tendu inutile (tout au moins en classe I et II).

Le béton situé autour des armatures précontraintes est toujours comprimé, il limite sérieusement les risques de corrosion des aciers.

Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à forces égales que les aciers de béton armé

L'effet de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite déformées. On obtient ainsi une diminution des charges flèches de poutres et donc une diminution de leur hauteur.

Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage, ni bétonnage de deuxième phase.

La possibilité de franchir de plus grandes portées, qu'avec des ouvrages en béton armé.

Comme inconvénients, on retiendra

La nécessité de fabriquer du béton plus résistant, principalement avant 28 jours

La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer ;

Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé

7.3.4 Comparaison Avec Béton Armée

Du point de vue économie, il est évident qu'une pièce précontrainte exige moins de béton et d'acier qu'une pièce en béton armé pour résister aux mêmes charges, puisque toute la section de la pièce précontrainte est efficace pour résister aux charges appliquées et que les

matériaux sont de meilleure qualité. Les pièces sont donc plus petites, et plus élancées et par conséquent plus légères, cette légèreté est favorable à la préfabrication.

L'économie de matériaux par rapport au béton armé augmente avec la longueur des portées

4. CALCULER PRECONTRAINTE

Le béton précontraint est défini par deux forces de précontrainte $P1$ et $P2$ selon que la section est sous critique (cas au fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ainsi la valeur prise est la maximum « Psous » et « Psur »

7.4.1 Section sous critique

$$P_{sous} = \frac{\Delta M}{P \cdot h} + \frac{S}{h} \times (\sigma'_{ti} + \sigma'_{ts} \cdot v')$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = (MG + MQ) - MG = MQ$$

M_{max} = moment du de la charge permanent plus la surcharge

M_{min} = MG = moment du à la charge permanent

MQ = moment du à la surcharge

h = hauteur de la poutre

ρ = rendement de géométrie

S = section de poutre

σ_{ti} = contrainte admissible en traction sur à fibre inférieure

σ_{ts} = contrainte admissible en traction sur à fibre supérieur

- **Contrainte admissible**

$$\sigma'_{ci} \times 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ mpa}$$

$$\sigma'_{ci} \times 0.5 \times f_{c28} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{ti} = -f_{t28} = (0.06 \times f_{c28}) = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{ts} = -4.05 \text{ MPa}$$

avec :

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$)

$$M_{max} = 381,21t.m \quad ; \quad M_{min} = 215,22t.m$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$= 381,21 - 215,22 = 165,99t.m$$

$$P_{sous} = \frac{1,659}{0,51 \times 1,5} + \frac{0,59}{1,5} \times (-2,7 \times (0,727) + (-4,05) \times (0,777))$$

$$P = 1,15MN$$

7.4.2 Section sur critique

$$p = \frac{M_{max} + \rho \times S \times V \times \sigma'_{ti}}{\rho \times V + (V' - d)}$$

$$p = \frac{3,8121 + 0,51 \times 0,59 \times 0,727 \times (-2,7)}{0,51 \times 0,727 + (0,777 - 0,15)}$$

$$p = 3,233 MN$$

$$P = \max(P_{sur}, P_{sur})$$

$$P = \max(1,15 MN ; 3,23 MN)$$

$$P = 3,23 \text{ (sur critique)}$$

L'excentricité « e »

$$e = -(v' - d') = -(0,777 - 0,15)$$

$$e = -0,627$$

7.4.3 Détermination du nombre de câble :

Fixons a priori l'intensité des pertes P à 25% de la tension initiale P_0 . en tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{p}{0,98 - 1,2 \times \frac{\Delta p}{p_0}}$$

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \times (0,25 \times \frac{p_0}{p_0})}$$

$$P_0 = \frac{3,23}{0,98 - 1,2 \times (0,25)}$$

$$P_0 = 4,75MN$$

- **Nombre de câble :**

$$n = \frac{p_0}{p}$$

p = précontraint développe pour un câble

$$p = \sigma_{p0} \times A_p$$

Avec

σ_{p0} = contraint à l'origine

$$\sigma_{p0} = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$$

Avec

f_{prg} = contraint garantie à la ruine

f_{peg} = contraint garantie élastique

Dans notre cas, nous avons choisis le type d'acier suivant 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance II, dont ses caractéristiques sont :

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}; f_{peg} = 1553 \text{ mpa}$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \min(1488, 1397,7) = 1397,7 \text{ mpa}$$

$$p = 1397,7 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$p = 2,33$$

$$n = \frac{4,75}{2,33} = 2,03$$

On prendre 3 câble

- La valeur de la précontrainte réelle

$$P_0 = n \times p = 3 \times 2,33 = 6,99$$

$$P_0 = 7 \text{ MN}$$

Récapitulation des résultats de précontraint

Tableau 7.1 : récapitulation des résultats de précontraint

Précontrainte		Nombre des câbles	Précontrainte initial p_0 (MN)
$P_{max} = p$ sur (MN)	Excentricité		
3,23	-0,627	3 câbles 12T15	7

5. VERIFICATION a L'E.L.S

7.5.1 La Mise En Tension

On calcul les contraint caractéristique

$$\begin{cases} p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8\Delta p \\ p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2\Delta p \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = 1,02 \times 7 - 0,80 \times (0,25 \times 7) \\ p = 0,98 \times 7 - 1,2 \times (0,25 \times 7) \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_1 = 5,75 \\ p_2 = 4,76 \end{cases}$$

Donc il faut vérifie que :

$$\begin{cases} \text{fibre supérieur : } \sigma_s \geq \sigma_{t28} = -1,5f_{t28} = -4,05\text{MPa} \\ \text{fibre inférieur : } \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{min} \times v}{I} + P_1 \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I} \right) \geq \sigma_m$$

$$\sigma_s = \frac{2,15 \times 0,727}{0,166} + 5,75 \times \left(\frac{1}{0,59} + \frac{-0,627 \times 0,727}{0,166} \right)$$

$$\sigma_s = 3,372 \geq \sigma_{ti} = -4,05$$

$$\sigma_i = \frac{M \times v'}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{ev'}{I} \right) \leq \sigma_{ci}$$

$$\sigma_i = \frac{2,15 \times 0,777}{0,166} + 5,75 \times \left(\frac{1}{0,59} + \frac{-0,627 \times 0,777}{0,166} \right) = 16,87 \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ mpa}$$

7.5.2 En Exploitation A Long Termes :

La vérification est faite à 28 jours, en considérant la section composite

$$\text{On a : } P_2 = 0,98P_0 - 1,2 \times \Delta P_0$$

Donc : $P_2 = 4,76 \text{ MN}$

On a : $M = 3,812 \text{ MN}$

Donc il faut vérifier que

{ fibres supérieures : $\sigma_i \leq \sigma_{cs} = 0,6f_{c28} = 21 \text{ mpa}$
{ fibre inférieure : $\sigma_s \geq \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2,7 \text{ mpa}$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max} \times v'}{I} + P \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times v'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{3,812 \times 0,777}{0,166} + 4,76 \times \frac{1}{0,59} + \frac{-0,627 \times 0,777}{0,166} = 11,916 \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max} \times v}{I} + P \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{3,812 \times 0,727}{0,166} + 4,76 \times \frac{1}{0,59} + \frac{-0,627 \times 0,727}{0,166} = 11,66 \geq \sigma_{ti} = -2,7 \text{ mpa}$$

6. TRACE DES CABLES

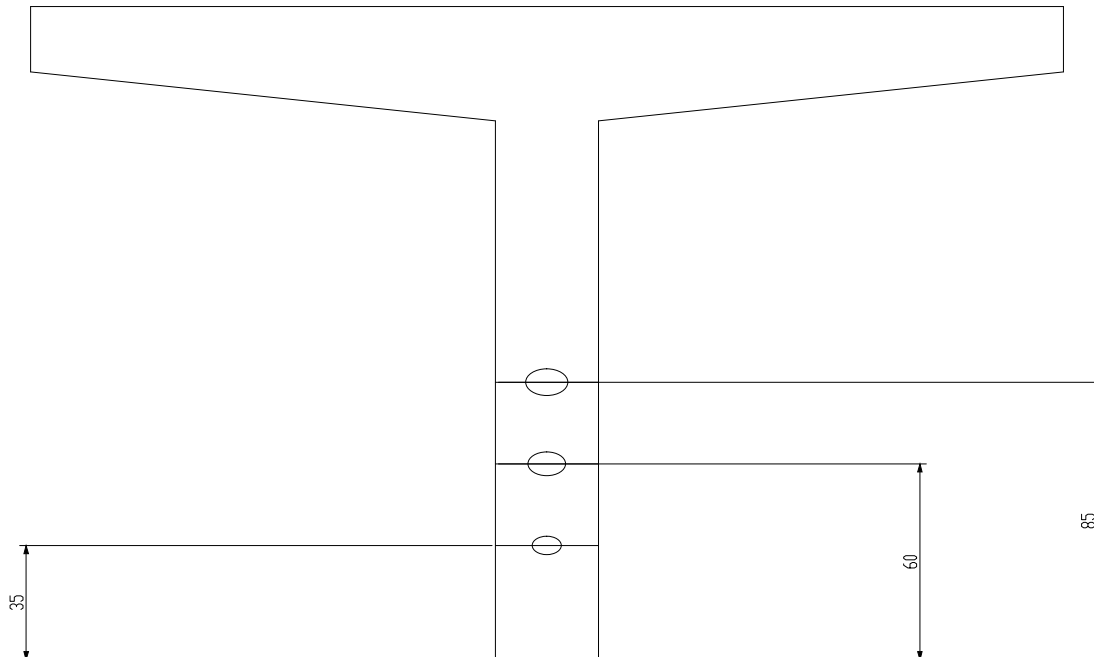


Fig. 7.2 : Câblage à la section d'about

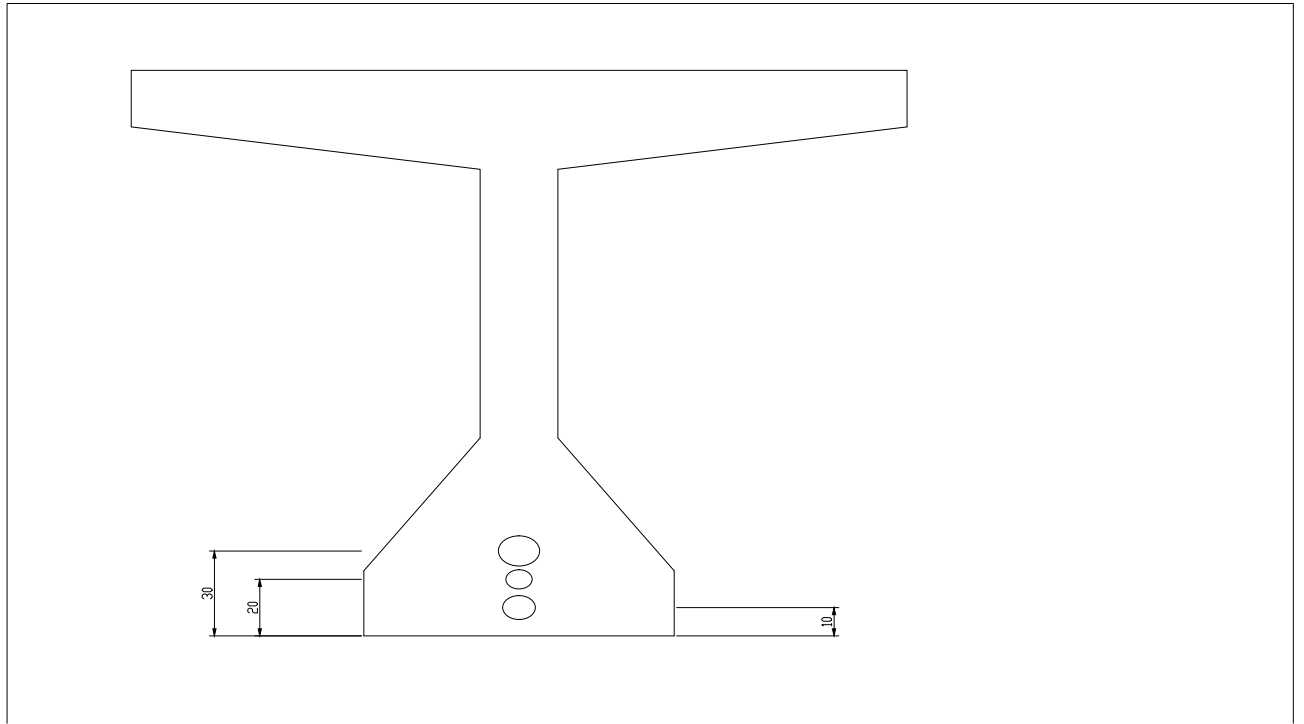


Fig. 7.3 : Câblage à la Section médiane

En utilisant le document *FREYSSINET INTERNATIONAL*, le tracé s'effectue de la manière suivante :

On choisit un repère (x,y) , dont l'axe X passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe Y passant par le milieu de la poutre

L'équation des câbles moyens :

$$Y = Ax^2 + B$$

L'équation des câbles

$$\text{Cable01 : } X = \rightarrow y = b = 0,1$$

$$X = 16,7 \rightarrow y = 0,35$$

$$a = \frac{y-b}{x^2}$$

$$a = 0,0089$$

$$y = 0,0089x^2 + 0,1$$

Câbles 02

$$x = 0 \rightarrow y = b = 0,2$$

$$x = 16,7 \rightarrow y = 0,6$$

$$a = 0,00143$$

$$y = 0,00143x^2 + 0,2$$

Câbles 0 3

$$x = 0 \rightarrow y = b = 0,3$$

$$x = 16,7 \rightarrow y = 0,85$$

$$a = 0,00197$$

$$y = 0,00197x^2 + 0,3$$

Trace des câbles fibres inférieurs

Tableau 7.2 : trace des câbles

X	0	1/8 = 4,175	1/4 = 8,35	3/8 = 12,525	1/2 = 16,7
<i>Câble 1</i>	0,1	0,1155	0,1620	0,2396	0,2484
<i>Câble 2</i>	0,2	0,2249	0,2997	0,4243	0,5988
<i>Câble 3</i>	0,3	0,3343	0,4373	0,6090	0,8494

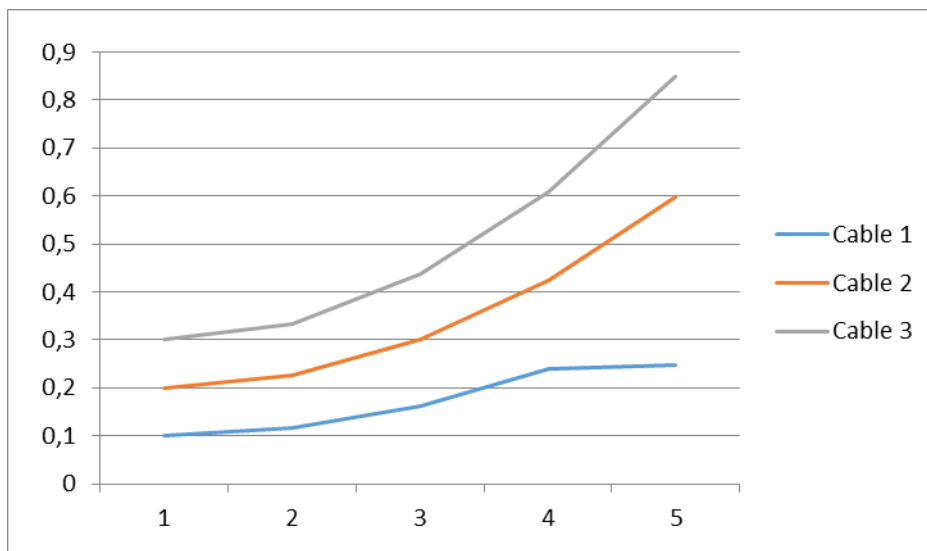


Fig 7.4: position des câbles longitudinaux.

7. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

7.7.1 Perte instantanées :

7.7.1.1 Frottement des câbles $\ll \Delta\sigma_{fr} \geq$

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

$$\Delta\sigma_i = \sigma_{po} - \sigma_p(x)$$

Avec $\sigma_p(x)$ = tension en un point

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} \times e^{-(f\alpha + \rho x)}$$

Avec

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine

ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles

α : angle de déviation du câble

X = le point de calcul de la tension

Remarque

Le calcul de perte se fera pour le câble moyen : câble 2

$$Y = 0,00143x^2 + 0,2$$

$$= y' = 0,00286.x$$

D'après le B.P.E.L, $f = 0,18$; $\rho = 0,002$

Tableau 7.3 : valeur de coefficient f et α

$X(m)$	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$Y(m)$	0,2	0,299	0,598	1,097	1,795
α	0	0,023	0,047	0,071	0,095

Valeurs numérique de coefficient f et α

$$\sigma_p(x) = 1397,7 \cdot e^{-(0,18\alpha + 0,002x)}$$

Tableau 7.4: les pertes dus au frottement

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\sigma p(x)$	1397,7	1368,80	1340,39	1292,52	1265,39
$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{po} - \sigma p(x)$	0	28,9	57,31	105,19	132,31

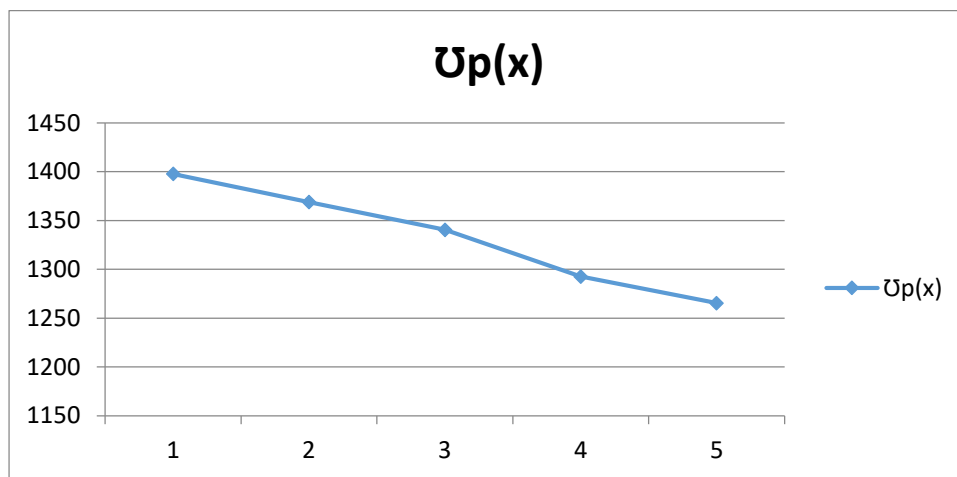


Fig 7.5: tension des câbles après le prêtre du au frottement

7.7.1.2 Pertes Dues Au Recul A L'ancrage

Ces pertes correspondent a un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes

Si $d \leq l/2$ il faut tire le câble par les deux extrémités

Si $d > l/2$ il faut tire le cable par une seule extrémité

La distance de glissement d

$$G \times E_p = 0,006 \times 1,910^5 = \frac{114MN}{m}$$

G = glissement du câble à l'intérieur de la gaine ou le recule d'ancrage ($g = 6 m$)

Pour $x = l/8 = 8,35$

$$\text{Aire } 1 = \frac{1397,7-1368,80}{2} \times 8,35 \times 2 = 241,31 < 1140$$

Pour $x = 16,7m$

$$\text{Aire } 2 = \frac{1397,7-1340,39}{2} \times 16,7 \times 2 = 957,07 < 1140$$

Pour $x = 25,05m$

$$\text{Aire} = (1397,7 - 1312,51) \times 25,05 \times \frac{2}{2} = 2134 > 1140$$

Donc $16,7 < d < 25,05$

$$d = \sqrt{\frac{g \times EP \times LAB}{\sigma p^0 - \sigma p_{AB}}} = 18,30 > \frac{l}{2}$$

Il faut tirer le câble par une seule extrémité

$$\frac{\sigma p^0 - \sigma p(d)}{\sigma p^0 - \sigma p(16,7)} = \frac{d}{16,7}$$

$$\sigma p^0 - \sigma p(d) \times 16,7 = d \times \sigma p^0 - \sigma p(16,7)$$

$$\sigma p(d) = \frac{-(d \sigma p^0 - \sigma p(16,7))}{16,7} + \sigma p^0$$

$$\sigma p(d) = \frac{-(16,7 \times (1397,7 - 1340,39))}{16,7} + 1397,7$$

$$\sigma p(d) = 1340,59 \text{ MPa}$$

Tableau 7.5: prêt due au glissement

$X(m)$	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta \sigma g = \Delta \sigma f r - \sigma g$	136,527	78,727	21,907	0	0

7.7.1.3 Raccourcissement Elastique « $\Delta \sigma el$ »

Ces pertes dures au non simultanéité de mise en tension de câble

$$\Delta \sigma el = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E \times P}{E_{ij}} \times \sigma b(x) \quad \text{avec } N : \text{nombre de câble}$$

$\sigma b(x)$: contrainte normale du béton ; et E_{ij} : Module d'élasticité instantanée du béton

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt{fc28} = 11000^3 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ mpa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{3-1}{2 \times 3} \times \frac{1,9 \times 10^5}{3,598 \cdot 10^4} \times \sigma_b(x) = 1,96 \times \sigma_b$$

$$L = \frac{l}{2} = 16,7$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{fr} = 57,31 \text{ mpa} \\ \Delta\sigma_g = 21,907 \text{ mpa} \end{cases}$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles

$$P = A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g)$$

$$P = 4,1668 \cdot 10^{-6} (1397,7 - 57,31 - 21,907)$$

$$P = 8,795 \text{ mpa}$$

- La détermination de l'excentricité "ep"

Tableau 7.6 : Les caractéristiques géométriques nettes de section

x	B	V	V	I	ep
0	1,0920	0,897	0,750	0,2846	0,1446
l/4 = 8,35	0,5805	0,743	0,756	0,3457	0,4437
l/2 = 16,7	0,5805	0,743	0,756	0,3457	0,4437
3l/4 = 25,05	0,5805	0,743	0,756	0,3457	0,4437
L = 33,4	1,0920	0,897	0,750	0,2846	0,1446

$$M_g = \frac{g \times l}{2}$$

$$M_g = 2,023 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Tableau 7.7: Valeur des moments MG selon la longueur de la poutre

<i>x</i>	0	8,35	16,7	25,05	33,4
<i>Mg</i>	0	2,472	3,829	2,472	0

Tableau 7.8 : Pertes dues au raccourcissement élastique

<i>x</i>	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{el}$	17,22	25,27	25,70	25,70	12,25

Tableau 7.9 : Pertes instantanée

<i>x</i>	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	28,9	57,31	105,19	132,31
$\Delta\sigma_g$	136,52	78,79	21,90	0	0
$\Delta\sigma_{el}$	16,47	32,47	32,98	32,84	16,79
$\Delta\sigma_i$	152,99	140,09	112,19	138,03	149,1

7.7.2 Pertes différées

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L à retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire

7.7.2.1 Pertes Dues Au Retrait Au Béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. La perte totale par retrait s'exprime

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \sum r (1 - r(t_0)) \text{ avec } \begin{cases} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 \times r_m} \\ r_m = \frac{\text{air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} \end{cases}$$

*t*₀ = jour de la mise en tension

$\Sigma r = 2,510^{-4}$ étant le retrait total du béton

$$E_p = 1,9 \times 105 \text{ MPA}$$

r_m : rayon moyen exprime en (cm)

$$\text{on a } r_m = \frac{B}{U} \times m = 8,08 \text{ cm}$$

$$B : \text{l'aire de la section} = 3970 \text{ cm}^2$$

$$U : \text{périmètre de section} = 491,1 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{28+9 \times 8,08} = 0,277$$

$$\Delta \sigma_{ret} = 2,510^{-4} \times 1,910^5 \times (1 - 0,277) = 34,34 \text{ MPA}$$

7.7.2.2 Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\Delta \sigma_{rel} = 6 \times \frac{\rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \sigma_{pi}(x) \quad \text{avec :}$$

ρ_{1000} = coefficient de relaxation à 1000h ($\rho_{1000} = 2,5$)

f_{prg} = contrainte limite garantie à la rupture ($f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$)

u_0 = coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR (très base relaxation)

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

Pour $x = l/2 = 16,7 \text{ m}$

$$\sigma_{pi}(x) = 1397,7 - 112,19 = 1284,8 \text{ MPA}$$

$$\Delta \sigma_{rel} = 6 \times \frac{2,5}{100} \times \frac{1284,8}{1860} - 0,43 \times 1284,8 = 5,18 \text{ MPA}$$

$$M = \frac{\sigma_{pi}}{f_{preg}}$$

Tableau 7.10 : Les pertes dues à la relaxation des aciers

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Sigma \sigma_{pi}$	1244,71	1256,8	1285,51	1259,67	1248,6
M	0,669	0,675	0,691	0,677	0,671
$\Delta \sigma_r$	44,65	46,31	50,35	46,71	45,19

7.7.2.3 Perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection du coulis c- à- d poutre + dalle

Tableau 7.11 : Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

x	B	V	V	I	E_p
0	1,467	0,9732	0,776	0,5006	0,4812
$l/4 = 8,35$	0,9655	1,089	0,660	0,3457	0,7803
$l/2 = 16,7$	0,9655	1,089	0,660	0,3457	0,7803
$3l/4 = 25,05$	0,9655	1,089	0,660	0,3457	0,7803
$L = 33,4$	1,1467	0,9732	0,776	0,5006	0,4812

$$\Delta\sigma_{fi} = 2,5\sigma_b E_p / E_{ij} = 13,201 \Delta\sigma_b$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_p^2}{I} + \frac{Mg \times e_p}{I}$$

$$\text{Pour } x = \frac{L}{2} = 16,7$$

$$P = 8,79 \text{ MN}$$

$$\Delta\sigma_b = 12,18$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 160,77 \text{ MPA}$$

Tableau 7.12 : récapitulative des pertes

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	28,9	57,31	105,19	132,31
$\Delta\sigma_g$	136,527	78,727	21,907	0	0
$\Delta\sigma_{el}$	16,47	32,47	32,98	32,84	16,79
$\Delta\sigma_i$	152,99	140,09	112,19	138,03	149,1
$\Delta\sigma_{rel}$	45,19	46,71	50,35	46,31	44,65
$\Delta\sigma_{fl}$	160,77	376,69	412,64	381,34	176,78
$\Delta\sigma$	316,57	397,64	450,75	366,68	303,46
$\Delta\sigma\%$	22,64	24,45	26,24	25,23	21,71

On Remarque que le pourcentage des pertes est environ 25%. Donc la condition est vérifiée

8. VERIFICATION DE LA FLEXION A MI-TRAVEE

7.8.1 Calcul aux E.L.S

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1.02p_0-0.8 p_i$

Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déférées

- **A la mise en tension :**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \frac{P1}{B} + \frac{P1ev}{I} + \frac{M_{min} v}{I} \geq \sigma_{ts} = -4,05\text{mpa} & \text{fibre supérieur} \\ \frac{P1}{B} + \frac{P1ev}{I} + \frac{M_{min} v'}{I} \leq \sigma_c = 21\text{mpa} & \text{fibre inférieur} \end{cases}$$

Avec $P1 = 0,5(1,02P-0,8\Delta pi)$ a la mise en tension, on considère 50% précontraint

$$P_0 = 7 \text{ MN}$$

$$\Delta Pi = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{P_0}} P_0$$

Tableau 7.13 : Détermination des contraintes

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta \sigma_i(\text{MPa})$	152,99	140,09	112,19	140,09	152,99
$\Delta Pi(\text{MPa})$	0,978	0,89	0,717	0,978	0,901
$P2(\text{MN})$	4,168	4,203	4,27	4,168	4,199
$M_{max}(\text{MN/m})$	0	2,79	3,82	2,79	0
$\sigma_s(\text{MPa})$	2,22	9,26	10,62	9,23	2,24
$\sigma_i(\text{MPa})$	1,93	9,20	10,57	10,57	1,91

Toutes les conditions sont vérifiées

- En service

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

Le B.P.E.P donnée $P_{min} = 0,98P_0 - 1,2\Delta p$ et les pertes instantanée et différées

Il faut vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P1}{B} + \frac{P1ev}{I} + \frac{M_{min} v}{I} \geq \sigma_{cs} = 21 \text{ mpa} \quad \text{fibre supérieur} \\ \frac{P1}{B} + \frac{P1ev}{I} + \frac{M_{min} v'}{I} \leq \sigma_{ti} = -2,7 \text{ mpa} \quad \text{fibre inférieur} \end{array} \right.$$

Avec

$$P2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta p = 9 \text{ MN}$$

$$MPi = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{P_0}} P_0$$

Tableau 7.14 : Détermination de contraint

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_i$ (MPA)	316.57	397.64	450.75	366.68	303.46
Δp_i	2.02	2.54	2.88	2.34	1.94
P2(MN)	6.37	5.74	5.34	5.98	6.47
Mmax(MN/m)	0	3.79	5.65	3.79	0
σ_s (MPA)	2.22	4.62	7.25	4.51	2.24
σ_i (MPA)	2,91	8.13	2.70	8.95	2.93

Conclusion :

Les contraintes admissibles, dont les sollicitations agissant restant dans le domaine de sécurité.

9. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL

Nous choisissons des armatures (HA) constituées d'acier dur de nuance FeE500

$f_e = 500\text{MPA}$

7.9.1 Armature de peau :

Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentielles et de variation de température

Selon le B.P.E.L on doit disposer $3\text{cm}^2/\text{ml}$ d'armature dans les sens longitudinal de 2cm^2 dans le sens transversale

Soit : $0,1 \times 1,092 = 10,92$

Prenons : 3 HA12 ($3,39\text{cm}^2$) sens longitudinal

3 HA10 ($2,36\text{cm}^2$) sens transversale

Ses armatures sont suffisantes pour reprendre les tractions du béton en zone centrale

7.9.2 Armature longitudinal dans la zone tendue

$$A_t = \frac{Bt}{1000} + \frac{NBt \times F_{ij}}{f_e \times \sigma_{Bt}}$$

Avec

N_{Bt} : intensité du résultant des efforts de traction

B_t : air de la partie de béton tendu

f_e : limite élastique des armatures $f_e = 500 \text{MPa}$

σ_{Bt} : contrainte maximal de traction dans le section tendue

f_{tj} : contraint caractéristique de traction du béton à j jour

Donc nos cas :

$$4,65/y = 26,16/(1,5-y)$$

$$Y = 21 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } B_t = \frac{\text{base} \times \text{hauteur}}{2}$$

$$B_t = 4,65 \times 0,21 \times 0,5 = 0,4882$$

$$N_{Bt} = B_t \times \sigma_{bt}$$

$$N_{bt} = 2,27 \text{ MPA}$$

$$A_t = \frac{0,4882}{1000} + \left(\frac{2,27 \times 2,7}{500 \times 4,65} \right)$$

$$A_t = 31,24 \text{ cm}^2$$

On choisit 10T20 de section $31,42 \text{ cm}^2$

10. VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT

7.10.1 Vérification A L'ELS

$$\zeta < \text{MIN} (\zeta_1 \zeta_2)$$

$$\zeta = \frac{V_{red}}{B_n Z}$$

v_{red} : l'effort tranchant réduit

Z = bras de levier

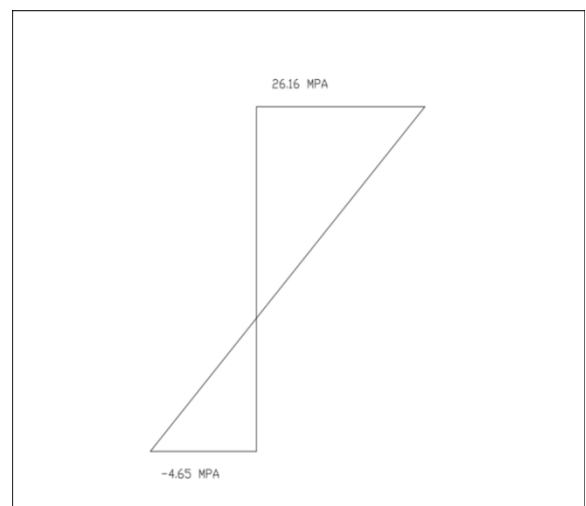
$$Z = 1,23$$

S = moment statique par rapport au centre de gravité

$$S = 0,301 \text{ m}^4$$

$$Z = 0,345 \text{ m}^4$$

$$B_n = b_o - \emptyset = 0,625$$



$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

$$V = 1,147 - 4,68 * 0,06 = 0,8719 \text{ MPA}$$

$$\zeta = 1,134 \text{ mpa}$$

$$\zeta_1 = \sqrt{0,4 f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3\sigma})}$$

$$\zeta_2 = \sqrt{4 \times f_{tj} \frac{f_{tj}}{f_{ij}} (0,6 f_{ij} - \sigma_x)}$$

$$f_{tj} = 2,7 ; f_{cj} = 35$$

$$\sigma_x = Pm/B = 4,31 \text{ mpa}$$

$$\zeta_1 = 2,45 \text{ mpa}$$

$$\zeta_2 = 2,26 \text{ mpa}$$

$$\zeta = 1,134 \text{ MPA} < \min(\zeta_1 \zeta_2) \text{ cv}$$

Vérification à la contrainte de compression

$$\sigma_x < 0,4 f_{ij}$$

$$\sigma_x = 4,31 \text{ MPA} < 0,4 f_{cj} = 14 \text{ mpa} \text{ cv}$$

7.10.2 Vérification à l'E.L.U

$$\zeta_u \frac{V_{red}}{BnZ} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

ζ_u = contrainte de cisaillement

$$v_{red} = V_u - P \sin \alpha$$

$$v_u = 1,4 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 1,4 \text{ MN}$$

$$\zeta_u = 1,48 \text{ MPA} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = 5,83 \text{ mpa}$$

Ferraillage transversal

$$\zeta_u \leq \frac{A_t}{Bn_{st} \gamma_s} \times \frac{f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Armature transversal : comme il ya reprise de bétonnage nous prendrons $\beta_u = 54^\circ$

Dans notre cas on a des armatures passif perpendiculaire $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{At}{st} \geq (\zeta u - f_{ti}) \times \operatorname{tg} \beta_u \times \frac{bn \times \gamma_s}{fe}$$

$$\operatorname{Tg} 2\beta_u = \frac{2 \times \zeta u}{\sigma_x} = \frac{2 \times (1,48)}{4,31}$$

$\beta_u = 18,95^\circ$; selon le BPEL on limité β_u à 30°

$$\frac{At}{st} \geq \zeta u \operatorname{tg} \beta_u \times \frac{bn \times \gamma_s}{fe}$$

$$\frac{At}{st} \geq 1,48 \operatorname{tg} 30 \times \frac{1,15 \times 0,625}{500} \geq 12,98 \text{ cm}^2$$

On prend 6T16

CHAPITRE VIII:

ETUDE DE L' HOURDIS

1. ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE

8.1.1 Moment dans l' hourdis du à la flexion localise

Soit une dalle a une épaisseur de 25cm recouvert d'une couche de revêtement de 8 cm

Les abaques Pigeaud permettent de détermine les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 cotés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle

Le abaque ci-joints visent à détermine les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharge civile et militaires

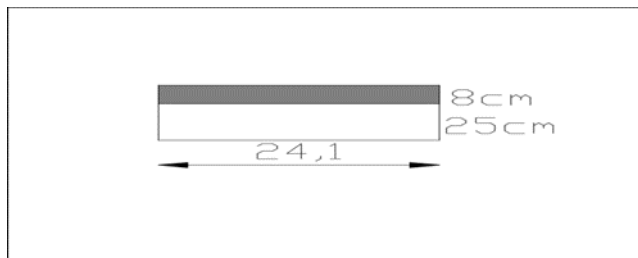


Fig8.1 : moment de hourdis

8.1.1.1 Moment Due A La Charge Permanente

Ces moments sont calcul en utilisant les abaques de Pigeaud pour les charges uniformément répartie, les abaques permettant la détermination des moments fleurissants rapportés à l'unité de longueur au centre d'une dalle simplement appuyée sur 4 coté. et pour les surcharges $A(L)$, B_c , B_t , et $M_c/20$

- Moments M_a et M_b au centre de la dalle

Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de E , a et b ou :

E : l hauteur de répartition

a : la petite portée L_x

b : la grand porte

- Calcul de E

$$E = \frac{3}{4}(0,07) + \frac{1}{2}(0,25) = 17,75\text{cm} = 0,1775\text{m}$$

$$Lx = a - (2 \times 0,1775) = 0,645\text{m}$$

$$Ly = b - l + (2 \times 0,5) = 23,10\text{m}$$

- *Chargement par moment :*

$$\text{Poids propre des hourdis} = 0,25 \times 2,5 = 0,625\text{t/m}^2$$

$$\text{Poids propre de revêtement} : 0,07 \times 2,2 = 0,154\text{t/m}^2$$

$$\text{Poids total} = p \times Lx \times Ly = (0,625 + 0,154) \times 23,1 \times 0,695 = 12,50\text{t}$$

$$\text{Poids totale} = 12,50\text{t}$$

8.1.2 Moment Due Au Poids Propre

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de pignaud donnant les moments $M1$ et $M2$ en fonction de :

$$P = a/b \quad a < b$$

$$P = b/a \quad b < a$$

$M1$ = moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée $Lx = a$

$M2$: moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée $Ly = b$

$$Ma = (M1 + \gamma M2) \times p$$

$$Mb = (M2 + \gamma M1) \times p$$

γ : coefficient de poisson égal à 0,15 pour le béton armé

$$\rho = Lx/Ly = 0,695/23,1 = 0,03 < 0,4$$

Donc le panneau travail dans un seul sens

8.1.3 Moment longitudinal Mb

$$P1 = \frac{0,695}{23,1} = 0,03$$

$$M2 = 0,0025$$

$$P2 = \frac{23,1}{0,695} = 33,23$$

$$M = 0,0025$$

$$Mb = (M2 + 0,15 \times M1) \times p = (0,0025 + 0,15 \times 0,0025) \times 12,50 = 0,0359t.m/ml$$

$$\text{En travée : } 0,8Mb = 0,8 \times 0,0359 = 0,028t.\frac{m}{ml}$$

$$\text{En appui : } -0,5Mb = -0,5 \times 0,0359 = -0,017$$

8.1.4 Moment transversal Ma :

$$Ma = (M1 + 0,15M2) \times p = (0,0025 + 0,15 \times 0,0025) \times 12,50 = 0,035t.\frac{m}{ml}$$

$$\text{En travée : } 0,8Mb = 0,028t.m/ml$$

$$\text{En appui : } -0,5Ma = -0,017$$

8.1.5 Moment due à la surcharge A(L)

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{ly+12} = 230 + \frac{36000}{23,1} = 1,2t/m$$

$$a = 1 \quad , \quad a = 1$$

$$pA(L) = A(L) \times Lx \times Ly \times a1 \times a2 = 1,2 \times 0,645 \times 23,1 \times 1 \times 1$$

$$p(L) = 17,87tm/ml$$

8.1.6 Moment longitudinal Mb

$$Mb = (M2 + 0,15M1) \times p = (0,0025 + 0,15 \times 0,0025) \times 17,87 = \frac{0,051t}{ml}$$

$$\text{En travée : } Mbt = 0,8 \times Mb = 0,041t.\frac{m}{ml}$$

$$\text{En appui : } Mbap = -0,5Mb = -0,021t.m/ml$$

- Moment transversal Ma

$$Ma = (M1 + 0,15M2) = 0,051t.m/ml$$

$$\text{En travée : } 0,041t.m/ml$$

$$\text{En appui : } -0,021 t.m/ml$$

8.1.7 Moment due à la surcharge Bc

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

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

AVEC

$L = \min [\text{entre axes des poutres de rive ; largeur roulable}) ; \text{portée de la travée}]$

$$L = \min [\text{sup} (8 ; 7) ; 33,4] = 8 \text{ m}$$

$G : \text{poids totale d'une section de couverture sur une carré de coté } L = 9 \text{ m}$

$$\text{Poids propre de l'hourdis} = 0,25 \times 8^2 \times 2,5 = 40 \text{ t}$$

$$\text{Poids de revêtement} = 0,07 \times 8 \times 7) \times 2,2 = 8,624 \text{ t.m}$$

$$\text{Poids propre de superstructure} = 8 \times 1,70 = 13,6 \text{ t.m}$$

$$\text{Poids total} = 62,224 \text{ t.m}$$

$$\text{Surcharge maximal } s = 2 \times 30 = 60$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{62,224}{60}}$$

$$\delta = 1,168$$

Moment longitudinal

Les plaques de theonz les moments pour de $a \geq 2$ met nous avons dans notre cas $a = 0,65 \text{ m}$ qui ne figue pas dans les plaque on prend $a = 2 \text{ m}$

$$b = 23,1 \quad a = 2 \text{ m} \quad E = 0,16$$

$$mb = 1363 \text{ kg .m/ml}$$

le moment majoré est : $m'b = mb \times bc \times 1,2 \times 0,7$

$$mb' = 6,410 \times 1,1 \times 1,168 \times 1,2 \times 0,7 = 6,91 \text{ t.} \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

Moment transversal

$$b = 23,1 \quad a = 2 \text{ m} \quad e = 0,16$$

$$ma = 2698 \text{ kg .m/ml}$$

$$m'a = 2,698 \times 1,1 \times 1,168 \times 1,2 \times 0,7 = 2,911 \text{ t.m/ml}$$

8.1.8 Surcharge Bt

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta = 1 + \times 0,7 = 1,319 \text{ t.m/ml}$$

$$mb = 1100 \text{ kg.m/ml}$$

$$mb = 1,100 \times 1 \times 1.319 \times 1,2 \times 0,7 = 1,218 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal

$$ma = 2672 \text{ kg}$$

$$ma = 2,672 \times 1 \times 1,176 \times 1,2 \times 0,7 = 2,639 \text{ t.m/ml}$$

8.1.9 Surcharge Mc120

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

$$\delta = 1,211$$

Moment transversale

$$mb = 2074 \text{ kg}$$

$$m'b = 2,074 \times 1 \times 1,243 \times 0,7 = 1,804 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal

les moment longitudinal est néant

8.1.10 SURCHARGE DUE CONVOI D240

$$U = a + 2E = 0,645 + 2 \times 0,16 = 1 \text{ m}$$

$$V = b + 2 \times e = 23,1 + 2 \times 0,16 = 23,42$$

Moment transversal

$$\beta = U/a = 1/0,645 = 1,55 \quad m1 = 0,0215$$

$$\beta = v/a = 36,31 \quad m2 = 0,003$$

$$P = 240 \times \frac{1}{3,2} = 75 \text{ t}$$

$$Ma = (m1 + 0,15m2) \times p = (0,0215 + 0,15 \times 0,003) = 1,646 \text{ t.m/ml}$$

Moment longitudinal

$$Mb = (m2 + 0,15m1) \times p = 0,622$$

2. Moment de continuité sur poutre M_{cp}

On note pour un pont de 1^{er} classe, les cas de charge les plus défavorable sont les systèmes Bc et Mc120

8.2.1 Système Bc

$$D = 23,1 \quad e = 0,16 \quad a = 25 \text{ cm}$$

$$M_{cp} = 1500 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{cp} = 1,500 \times 1,1 \times 1,2 \times 1,168 = 2,312 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

8.2.2 Système Mc120

$$M_{cp} = 2000 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{cp} = 2 \times 1,211 = 2,422 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

Tableau 8.1: moment des hourdis

designation	Moment transversal		Moment longitudinal	
	En travée	En appui	En travée	En appui
Charge par moment	0,028	0,017	0,028	0,017
Surcharge	1,804		2,639	
Moment de continuités		2,422		2,422
Moment Max	1,832	2,439	2,665	2,3823

3. ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

8.3.1 Poids propre

Charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle

Nous calculons les efforts tranchants en employant la formule approchée par Pigeaud :

$$P = 0,645 \times 23,1 \times (0,25 \times 2,5 + 0,07 \times 2,2) = 11,60 \text{ t}$$

L'effort tranchant par unité de longueur est :

$$\text{Au milieu de la coté } a' : T_a = P/3b = 11,60/(3 \times 23,1) = 0,167 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$\text{Au milieu de la grande coté } b' : T_b = P/(2b+a) = (11,60/(2 \times 23,1 + 0,167)) = 0,250 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

Effort tranchant due aux surcharges

8.3.2 Effort des surcharges A (L)

$$A(L) = 1.2t/m$$

$$P = 0,0012 \times 23,1 \times 0,645 = 17,87t$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit coté est :

$$T_a = 17,87/(3 \times 23,1) = 0,25tm/ml$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit coté est :

$$T_b = 17,87/(2 \times 23,1 + 0,645) = 0,38t.m/ml$$

$$T_u = T_a \times 1 \times 0,7 \times 1,2 = 0,21t$$

$$T_v = T_b \times 1 \times 0,7 \times 1,2 = 0,319t$$

8.3.3 Effort de système Mc120

$$P = 110t$$

$$\text{Impact réel : } U.V = (6.10 \times 1,00) = 6,100m^2$$

$$\text{Impact diffusée } U'V' = (1,32 \times 6,42) = 8,47m^2$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit coté est :

$$T_u = (p(2)/(3 \times V')) = \frac{p}{6+V} = 2,855t/ml$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du grande coté est :

$$T = (p(2)/(2v+v')) = 3,8842t/ml$$

$$T_u = T \times \delta M120 = 3,549t$$

$$T_v = T \times \delta M12 = 3,8842x \times 1,211 = 4,703$$

8.3.4 Effort du convoi D240

$$\text{Impact réel : } V*U = (0.96 \times 23,42 = 22,48m^2$$

$$\text{Impact diffusé : } u'*v' = 18,54m^2$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit coté est

$$T_u = (p \times \frac{U'}{3,2})/(3*V) = 0,898t/ml$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du grande coté est

$$T_v = (P \cdot U' / 3,2) / (3,2)(2 \cdot V' + U') = 1,313 \text{ t/ml}$$

4. FERRAILLAGE DE HOURDIS

- **Contrainte admissible**

$$\sigma = \min [2/3 f_c ; 150 n]$$

8.4.1 Armature dans le sens transversal

8.4.1.1 En travée

- **ELU**

$$M_x = (1,35 \times 0,028 + 1,5 \times 1,804) = 2,743 \text{ t.m/ml}$$

$$\sigma_b = 0,85 (f_c / \gamma_b) = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{m_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,743}{19,83 \times 100 \times 18^2} = 0,0426$$

$$\mu = 0,0426 \leq \mu_l = 0,392 \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \quad \sigma_s = f_c / \gamma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0426}) = 0,0852$$

$$B = 1 - 0,4 \times 0,0852 = 0,96592$$

$$A_s = \frac{M_x}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{27438}{348 \times 0,965 \times 18} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Le choix 4T14 donc $A_s = 6,12 \text{ cm}^2$

- **ELS**

Vérification des contraintes

$$M_s = 0,028 + 1,804 = 1,832 \text{ t.m/ml}$$

$$D = 15 \times A / b = 0,198 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 33,05$$

$$YI = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,55$$

$$I = (b \times y^3 / 3) + (15A(d - y)I) = 19927,692 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1,83210^4}{19927,692} = 0,91$$

$$\sigma_b = K y I = 5,640 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y_1) = 189,92 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b < \sigma_s$$

$\sigma_b < \sigma_s$ les armatures calcul a ELU seront maintenues

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 100 \times 18 ; f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_c 28 = 2,7$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A \text{ calcul } ; A_{min}) = \max (4,97 ; 2,79) = 4,97$$

$$A = 4,97 \text{ cm}^2$$

8.4.2 En appui

- ELU

$$M_\mu = (1,35 \times 0,017 + 1,5 \times 2,422) = 3,655 \text{ t.m/ml}$$

$$\sigma_b = 19,83 ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_b \times b d^2} = \frac{3,65510^4}{348 \times 100 \times 18^2} = 0,0324$$

$$\mu = 0,0324 \leq \mu_l = 0,392 (f_e 400) \text{ a n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4 = 0,967$$

$$\sigma_s = f_e / V_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{m_\mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = 6,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix } 6T12 \text{ donc } A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

- ELS

$$M_s = 2,439 \text{ t.m/ml}$$

✓ *Vérification des contraintes*

$$D = 15/b = 1,017$$

$$E = 2 \times D \times d = 36,61$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,118$$

$$I = (b \times y1^3/3) + (15A(d-y1)) = 16255,74 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{Ms}{I} = 2,19$$

$$\sigma_b = K \times y1 = 12,19$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y1) = 408,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_s$$

$\sigma_b < \sigma_s$ les armatures calculées à ULS seront maintenues

✓ *Condition de non fragilité*

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) \times b \times d = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A \text{ calculée} ; A_{min}) = 6,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix } 6T12 \text{ } A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

8.4.3 Armature dans le sens longitudinal

8.4.3.1 En travée

- **ELU**

$$M_y \mu = (1,35 \times 0,0261 + 1,5 \times 2,636) = 3,9892$$

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,9892}{100 \times 19,83 \times 18^2} = 0,062$$

$$\mu = 0,052 \leq \mu_t = 0,392 \text{ (} f_e E400 \text{) an'existepas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,062}) = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4 = 0,938$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{m\mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39892}{0,938 \times 18 \times 348} = 5,53$$

Le choix : 6T12 donc $A_s = 6,78\text{cm}$

- **ELS**

$$M_{se} = 2,6621\text{t.m/ml}$$

Vérification des contraintes

$$D = 15 \times A/b = 1,017$$

$$E = 2 \times D \times d = 36,61$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,118$$

$$I = (b \times y1^3/3) + (15A(d-y1)/2) = 18555,91\text{cm}^3$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1,18$$

$$\sigma_b = K \times y1 = 10,04$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y1) = 338,01\text{mpa}$$

$$\sigma_b < \sigma_s$$

$\sigma_b < \sigma_s$ les armatures calculées à ELU seront maintenues

- ✓ **Condition de non fragilité**

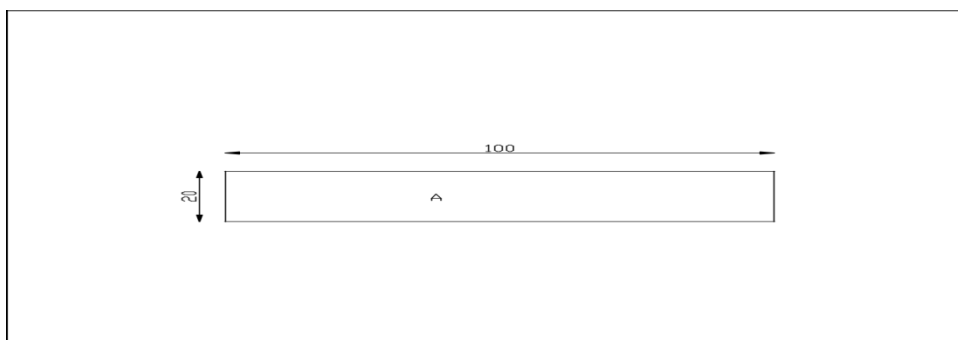


Fig 8.2 : dimension des rectangles

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) \times b \times d = 2,79\text{cm}^2$$

$$A_{min} \geq 2,79\text{cm}^2$$

$$A = \max(A \text{ calcule} ; A_{min}) = 5,53\text{cm}^2$$

Le choix 6T12As = 6,78cm

8.4.3.2 En appui

- **ELU**

$$M \mu = (1,35 \times 0,028 + 1,5 \times 2,422) = 3,670 \text{ t.m/ml}$$

$$\sigma_b = 19,83 \text{ MPA} \quad \sigma_s = 348 \text{ mpa}$$

$$\mu = \frac{M \mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36700}{19,83 \times 100 \times 18^2} = 0,0571$$

$$\mu = 0,0571 \leq \mu_l = 0,392 \text{ a n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0571}) = 0,14275$$

$$\beta = 1 - 0,4 = 0,9429$$

$$\sigma_s = f_e / V_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{m \mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36700}{0,9429 \times 18 \times 348} = 5,87 \text{ cm}$$

Le choix : 6T12 donc As = 6,78cm

- **ELS**

$$M_{se} = 2,450 \text{ t.m/ml}$$

✓ Vérification des contraintes

$$D = 15 * A / b = 1,017$$

$$E = 2 \times D \times d = 36,61$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,118$$

$$I = (b \times y1^3 / 3) + (15A(d - y1)2) = 19346,43 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1,231$$

$$\sigma_b = K * y1 = 6,832 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y1) = 229,889 \text{ mpa}$$

$$\sigma_b < \sigma_s$$

$\sigma_b < \sigma_s$ les armatures calculées à ELU seront maintenues

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) \times b \times d = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A \text{ calculée} ; A_{min}) = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,87 \text{ cm}$$

Le choix 6T12 $A_s = 6,78 \text{ cm}$

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude avait pour l'objectif de faire une étude et conception d'un tablier d'un pont à poutre en béton précontraint

Dans les cadre des cette études, il a été question nous, après examen de fournier des solution devant aider la mise à niveau de la sécurité des usagers et la fiabilité des ouvrages d'art de type pont à poutres sous chaussée à l' intersection de voie express RN11 et l' évitement sud de la ville de Mostaganem par la route RN23 avec la périphérique

Nous avons jugé nécessaire d' approfondir nos connaissance sur les ouvrages d' art en général et les ponts en béton précontraint en particulier et les différent méthode et moyen de calcul en vue de leur exécution afin de bien mener notre mission d'ingénieur dans le domaine voies et ouvrage d'art ,raison pour la quelles nous avons opter pour la conception et l'étude d' un tablier d'un pont poutres en béton précontraint

Ça nous a permis de bien visualise le travail de conception et l'étude les différents éléments de l'ouvrage d'art et l'application de règlement (BPEL et BAEL), et d'acquérir des connaissances sur certain logiciel (auto CAD, robot, Excel ...)

Dans la partie de la conception nous avons essayé de répondre à la problématique de choix de variante la plus satisfaisante pour un tablier en béton précontraint

Dans la partie étude, on a pointé nos efforts sur l' étude des éléments de réduction pour trouver la sollicitation maximal que nous a permis de dimensionner et de d »étudier précontraint nécessaire pour notre structure. Les câbles sont misent en tension suivant les phases de construction réglementées par les lois et règlements de la précontrainte.

Pour finir, le présente projet de fin d'étude fut une première expérience, pour nous de connaitre les difficultés rencontre par les ingénieurs de l'étude d'un projet.

Les recommandations :

Souhaitant des futurs mastirants de s'orienter vers les méthodes mathématiques appliquées, telles que, le développement et calcul des sollicitations et déformations des différents éléments de la structure, en utilisant les séries simples et doubles de Fourier, en basant sur les méthodes ou modèles probabilistes et les procéssuces stochastiques et les chaînes de Markov., car tout ça nous permet d'éviter les méthodes forfaitaires, qui sont de précision moindrée par rapport de ces dernières et sont monotones et en plus de ça ne conviennent pas aux ouvrages d'art de grande envergure et importances.

BIBLIOGRAGHIE

[1] CALGARO JEAN –ARMAND *projet et de construction des ponts : généralités, fondation, appuis, ouvrages courants, presse de l'école nationale des ponts et chaussées ,2000*

[2] BAEL.91 *révisé « cours de béton armé à l'état limite » paris 1991*

[3] N F P 94- 110-7- 1991 *sols = normes français pour l'exécution des essais in-situ et au laboratoire, paris 1991*

[4] *Fascicule 61-Titre II CRC=conception, calcul et épreuve des ouvrage d'art programme de charge et épreuve de pont-route*

[5] *Guide SETRA « guide de projeteur ouvrages d'art-pont courants » paris janvier 1991*

[6] *Guide STRA : service d'étude technique des routes et auto-route : guide de conception générale, paris 1998*

[7] HENRY THONIER « *le béton précontraint aux états-limites* »

Autre documents consultés :

Cahiers des cours :

Cours d'ouvrage d'art 3eme licence ,1^{er} master

Cours de béton précontraint 1^{er} master

Cours de béton armé 3eme licences

Ancien mémoire de fin d'étude