

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

Etude d'un pont routier multi travées à poutres

Indépendantes en béton précontraint.

Nom et Prénom de l'étudiant :
-Bdirina Naoui

Encadreur : Dr: Houhou Mohamed Nabil

Année universitaire : 2019 - 2020

DÉDICACES

Avant tout, je remercie dieu.

Et je dédie ce modeste travail :

A Ma famille et mes amis

A mon encadreur : Houhou Nabil

A tous mes amis de résidence l'habitat

A tous ceux qui m'aiment

Merci

Remerciements

**On remercie au premier « Dieu » qui nous à guidés sur le
bon chemin tout au long du parcours.**

Nous remercions notre encadreur : Houhou Nabil

Qui nous a aidé à réaliser ce travail.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué

A notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin

ont

Participé à la réalisation de ce travail.

Je remercie également les membres du jury qui me fait

L'honneur d'examiner ce travail.

RESUME

Ce projet pour but l'étude et la conception d'un pont dans la wilaya de Msila sur oued lksob,

Nous avons recherché é la conception optimale qui répond aux exigences techniques et économiques afin optimiser au maximum les couts et les difficultés de réalisation, d'après l'analyse le choix c'est un pont à poutre précontrainte par post-tension.

Ensuite, nous avons procédé au calcul les charge et les surcharges manuel pour la détermination les moments fléchissant et efforts tranchant par méthode GUYON MASSONET .puis on va faire la modélisation de l'ouvrage à l'aide du logiciel « SAP 2000 » et comparé les résultats.

Par la suite, au passé calcul et vérification du tablier en phase de construction et d'exploitation ainsi que l'évaluation de la précontrainte des poutres.

Enfin l'étude transversale pour calcul le ferrailage de chaque élément.

Sommaire

INTRODUCTION GENERAL

CHAPITRE I :PRESENTATION DU PROJET

1. DONNEES RELATIVES :.....1
 - PROFIL EN LONG :.....1
 - TRACÉ EN PLAN :2
 - PROFILS EN TRAVERS :.....2
2. DONNEES NATURELLES :3
 - 2.1. LES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES :3
 - 2.2. LES DONNÉES GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE :4
3. ANNEXES DES ESSAIS.....4
4. LES DONNEES SISMIQUES :.....4
5. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE :.....5

CHAPITRE II: CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

1. PRÉSENTATION DES VARIANTES PROPOSÉES :.....20
 - 1.1 PONT À POUTRE PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAIT .20
 - 1.2 PONT MIXTE :25
2. CONCEPTION DES CULÉES :.....28
3. CONCEPTION DE DES APPUIS :.....31
 - 3.1 LES PILES.....31
 - 3.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :31

CHAPITRE III : CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX

1. LE BÉTON :.....33
2. L'ACIER35

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER.....

1. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER :38
2. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE :.....39

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES, SURCHARGES ET EFFORTS

LONGITUDINALE.....

1. CALCUL DES CHARGES :47
 - 1.1 CALCUL DE CHARGES PERMANENTES (CP) :47
 - 1.2 CALCUL DU COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP) :48
2. CALCUL DES SURCHARGES :49
3. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES : 58
 - 3.1) POUTRE SEULE58
 - 3.2) LA DALLE :58
 - 3.3) LA SUPER STRUCTURE :59
4. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGES :60
 - 4.1 MOMENT FLECHISSANT60
 - 4.2 EFFORTS TRANCHANTS :69

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS....

1. LES METHODES UTILISEES :76
2. CHOIX DE LA METHODE :76
3. CALCUL DU PARAMETRE DE TORSION α :81
4. REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT : ..82
5. LES VALEURS REELLES DES MOMENTS FLECHISSANT LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES :86
6. COMBINAISONS DES CHARGES POUR LE B.A.E.L :87

CHAPITRE VII : MODELISATION DU TABLIER.....

1. MODÉLISATION :88

2. COMPARAISON DES RESULTANTS:.....	101
CHAPITRE VIII :_ETUDE LA PRECONTRAINTE.....	
1. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :.....	104
2. PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION :.....	105
3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :	105
.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES (A MI TRAVEE) 110	
5. POSITION DES CABLES :.....	116
6. CALCUL LES PERTES :	118
CHAPITRE IX :_ETUDE DE L'HOUDIS	123
1. ETUDE DE LA FLEXION :.....	123
2. CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS ET EN TRAVEE A L'ELU : .	124
3. CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS ET EN TRAVEE A L'ELU : .	130
4. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :.....	131
5. FERRAILLAGE DE LA DALLE :.....	133
5.1.) CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :.....	133
5.2.) CALCUL DES ARMATURES A L'ELS :.....	134
5.3.) PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE :.....	135
6. VERIFICATION DES CONTRAINTES :.....	136
7. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT SOUS CHARGE LOCALISEE :.....	136
8. CONDITION RELATIVE AU NON EMPLOI D'ARMATURE D'EFFORT TRANCHANT :.....	137
CHAPITRE X :_CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE.....	
1. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :	137
2. CHARGES ET SURCHARGES :.....	138

2.1.) CHARGES PERMANENTES:	138
2.2.) REPARTITION DES SURCHARGES SUR LA PILE (CALCUL LES REACTION MAX) :	138
2.3.) EFFORT HORIZONTALS :.....	140
3. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE :.....	141
4. CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS CHAQUE ELEMENT :	141
4.1.) LA CHEVETRE :.....	141
4.2.) LE FUT :.....	145
4.3.) LA SEMELLE :.....	148
CONCLUSION GENERALE	152
BIBLIOGRAPHIES	

Liste de figures

CHAPITRE I

Fig .I.1) profil en long	1
Fig .I.2) Tracé en plan.....	2
Fig .I.3) Profil en travers.....	3
Fig .I.4) sondage 1.....	5
Fig .I.5) sondage 2.....	6
Fig .I.6) sondage 3.....	7

CHAPITRE II

Fig .II.1) Coupe transversale d'une poutre	20
Fig .II.2)Gousset de la table de compression	23
Fig .II.3) Gousset talon	23
Fig .II.4) Gousset de table.....	24
Fig .II.5) coupe transversale du poutre.....	27
Fig .II.6) Culée enterrée.....	29
Fig .II.7) Culée à mur de front	29

CHAPITRE III

Fig .III.1) Diagramme contrainte-déformation	36
--	----

CHAPITRE IV

Fig .IV.1) Position de l'axe	40
Fig .IV.2) Section d'about	41
Fig .IV.3) Section mi travée.....	43
Fig .IV.4) Section médiane	45

CHAPITRE V

Fig .V.1) Dimensions de poutre.....	47
Fig.V.2) Système Bc.....	52
Fig.V.3) Système Br.....	54
Fig.V.4) Système Bt.....	55
Fig.V.5) Système Mc120.....	56
Fig.V.6) Système des charges exceptionnelles D240.....	57
Fig.V.7) Disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinale).....	61

CHAPITRE VI

Fig.VI.) Poutre équivalent	81
Fig .VI.2) résultats de Excel.....	85

CHAPITRE VIII

Fig .VIII.1) Coupe longitudinal d'une poutre en béton précontrainte par pré-tension.....	103
Fig .VIII.2) Coupe longitudinal d'une poutre en béton précontrainte par post-tension.....	103
Fig .VIII.3) Contrainte totale à 50% de mise en tension	110
Fig .VIII.4) Contrainte totale à 100 % de mise en tension	111
Fig .VIII.5) Contrainte totale sous G et P	112
Fig .VIII.6) Contrainte totale sous D240.....	113
Fig .VIII.7) Contrainte totale sous BC.....	113
Fig .VIII.8) Contrainte totale sous MC120.....	114
Fig .VIII.9) Contrainte totale sous A(l).....	115
Fig .VIII.10) Tracé des câbles.....	116

CHAPITRE IX

Fig .IX.1) Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle, se diffusant sur un rectangle de répartition u x v.....	123
Fig .IX.2) Système 240	125

Fig .IX.3) Système Bc.....	125
Fig .IX.4) système 120.....	128
Fig .IX.5) Ferrailage principale de la dalle coupe longitudinale du tablier.....	135
Fig .IX.6) Ferrailage répartition de la dalle Coupe transversale du tablier.....	135
CHAPITRE X	
Fig .X.1) Schéma de la pile.....	137
Fig .X.2) Abaquede walther.....	146
Fig .X.3) Ferrailage du fut	147
Fig .X.4) Ferrailage du semelle	150
Fig .X.5) Ferrailage de la semelle – nappe inférieure.....	151
Fig .X.6) Ferrailage de la semelle – nappe supérieure	151

Liste des Tableaux

CHAPITRE II

Tab.II.1) Analyse multicritère	28
--------------------------------------	----

CHAPITRE IV

Tab .IV.1) Caractéristique de la section d 'about sans hourdis	40
Tab .IV.2) Suite des caractéristiques de la section d'about sans hourdis	40
Tab .IV.3) Caractéristiques de la section d'about avec hourdis	41
Tab .IV.4) suite Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.....	41
Tab .IV.5) Caractéristique de la section à mi travée sans hourdis	42
Tab .IV.6) Suite Caractéristique de la section à mi travée sans hourdis	42
Tab .IV.7) Suite Caractéristique de la section à mi travée avec hourdis.....	43
Tab .IV.8) Caractéristique de la section médiane sans hourdis.....	44
Tab .IV.9) Suite Caractéristique de la section médiane sans hourdis.....	45
Tab .IV.10) Caractéristique de la section médiane avec hourdis	45
Tab .IV.11) Suite Caractéristique de la section médiane avec hourdis	46

CHAPITRE V

Tab.V.1) Tableau du résultats.....	49
Tab.V.2) classe du pont.....	49
Tab.V.3) Coefficient de dégressivité transversal de la charge.....	50
Tab.V.4) Tableau de V0.....	51
Tab.V.5) Les valeurs de A(L).....	51
Tab.V.6) Tableau donnant le coefficient bc.....	52
Tab.V.7) Les charges par essieu (t) du Bc.....	53
Tab.V.8) Charge Br.....	54

Tab.V.9) Coefficient β_t	55
Tab.V.10) Coefficient δ_c	55
Tab.V.11) Effort de freinage	57
Tab.V.12) Poutre seule	58
Tab.V.13) La dalle	58
Tab.V.14) La super structure	59
Tab.V.15) Tableau récapitulatif des M, T, R :.....	59
Tab.V.16.) Valeurs de Y_i cas 1 de Bc à $X=0.5L$	62
Tab.V.17) Valeurs de Y_i pour cas 2 de Bc à $X=0.5L$	63
Tab.V.18) Valeurs de Y_i de Bc a $x= 0.25L$	66
Tab.V.19) Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	68
Tab.V.20) Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x= 0.5L$	69
Tab.V.21) Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x= 0.25L$	73
Tab.V.22) Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges	75

CHAPITRE VI

Tab.VI.1) Tableau donnant les valeurs de k	81
Tab.VI.2) Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta= 0.75$	83
Tab.VI.3) Valeurs de k_1 pour $\theta= 0.752$	84
Tab.VI.4) Les valeurs de K_α pour $\theta= 0.752$	84
Tab.VI.5) Les valeurs de K_α pour les positions des poutres	85
Tab.VI.6) Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux	86
Tab.VI.7) Les combinaisons à l'ELU.....	87
Tab.VI.8) Les combinaisons à l'ELS.....	87

CHAPITRE VIII

Tab .VIII.1) Caractéristique géométrique de la section à mi travée.....	105
--	-----

Tab .VIII.2)	Caractéristiques géométriques nettes et homogènes (section mi travée)...	108
Tab .VIII.3)	Caractéristiques géométriques nettes et homogènes (section d'about).....	108
Tab .VIII.4)	Tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de x	116
Tab .VIII.5)	Pertes dues au frottement.....	117
Tab .VIII.6)	Pertes dues au recul d'ancrage.....	118
Tab .VIII.7)	Pertes dues au raccourcissement élastique.....	118
Tab .VIII.8)	Tableau recapitulative des pertes instantanées.....	119
Tab .VIII.9)	Pertes dues à la relaxation des aciers.....	120
Tab .VIII.10)	Pertes dues au fluage de béton.....	120
Tab .VIII.11)	Tableau récapitulatif des pertes différées.....	121
Tab .VIII.12)	Tableau récapitulatif des pertes.....	122

CHAPITRE IX

Tab .IX.1)	Interpolation du moment dans rectangle (A .A1.A2.A3).....	126
Tab .IX.2)	Interpolation du moment dans rectangle (B .B1.B2.B3).....	126
Tab .IX.3)	Interpolation du moment dans rectangle (D .D1.D2.D3).....	127
Tab .IX.4)	Interpolation du moment dans rectangle (C .C1.C2.C3).....	127
Tab .IX.5)	Interpolation du moment M_1 M_2 pour (M120).....	128
Tab .IX.6)	Interpolation du moment M_1 M_2 pour (Br).....	129
Tab .IX.7)	Combinaison des charges à l'ELU.....	130
Tab .IX.8)	Combinaison des charges à l'ELS.....	130
Tab .IX.9)	Combinaison des efforts tranchants.....	132

CHAPITRE X

Tab.X.1)	Les charges d'exploitation.....	140
-----------------	---------------------------------	-----

Introduction général.

Le pont est un ouvrage construit in situ dans le but d'assurer un service de passage d'humains et de véhicules.

Le domaine de la construction des ponts a été marqué par des développements rapides et importantes, ces évolutions sont venues selon :

- Les techniques (matériaux, outils) .
- les perceptions (fonction architecturale et esthétique, le site et l'environnement).
- la fonctionnalité.

La conception d'un pont dépend des plusieurs facteurs naturels et fonctionnels liées au site, ce projet permet l'élimination des obstacles :

- Naturels (brèche, cours d'eau)
- Artificiels (route, voie ferrée, canal).

Grâce à ces développements, il existe différents types de ponts comme :

- Les ponts cadre.
- Les ponts à poutres.
- Les ponts en arc.
- Les ponts à câbles (suspendus, haubans)

Les études scientifiques menées de la stabilité des ponts reflètent l'importance de ces structures, à cause des dégâts observés lors des séismes.

Les observations post-sismiques sont mises en évidence un comportement structural des ponts plus complexe que celui qui a été considéré initialement lors de la conception.

Tout ça, pour faire l'analyse de comportement d'un pont et pour la sécurité et le confort des usagers.

CHAPITRE I:
PRESENTATION DU PROJET

Dans ce chapitre, nous présentons l'ensemble des données nécessaires pour faire l'étude de sol d'un ouvrage d'art situé au M'sila et pour l'élaboration de notre projet.

suite à la demande de société d'étude et réalisation d'ouvrage d'art de l'est (SERO-EST) par bon commande sous la référence n°32074 du 16/07/2018 pour l'étude de sol d'un ouvrage d'art sur un terrain situé au oued el ksob au PK 8+900 a l'évitement de m'sila du coté nord est sur 07KM.

1. Données Relatives :

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Elles rassemblent les données d'exploitation, en service et en construction.

Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. C'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long. Il présente cinq travées.

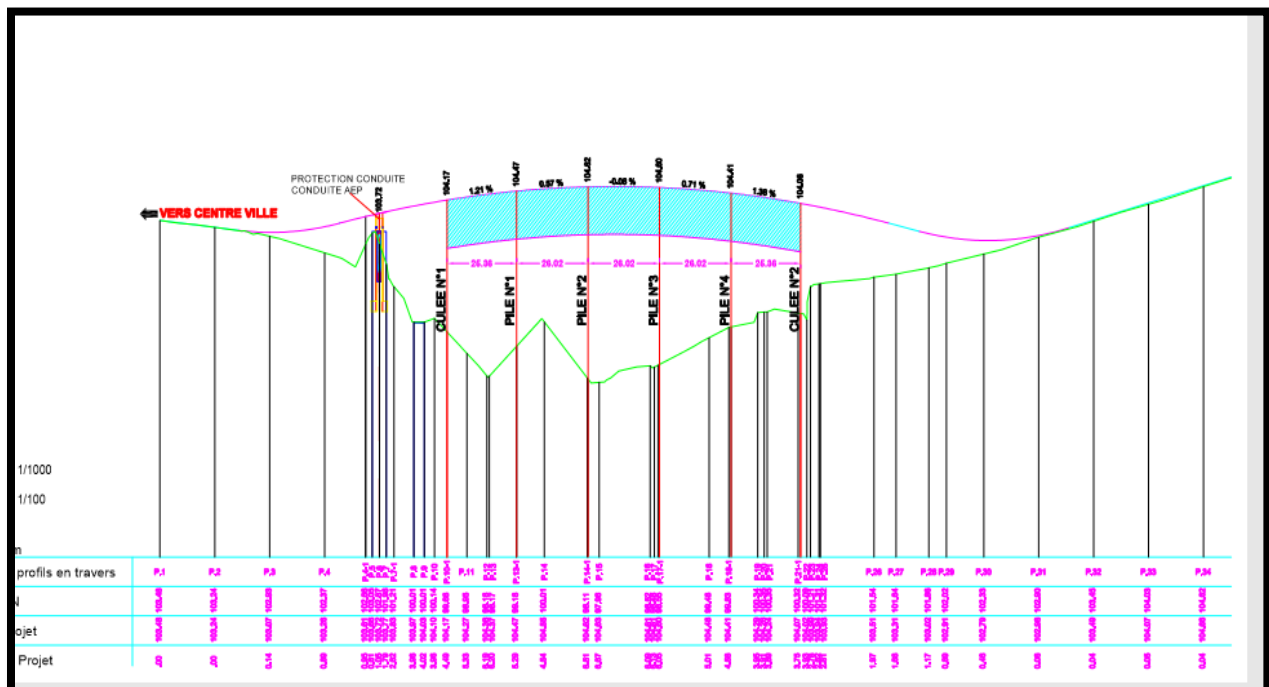


Fig .I.1 profil en long

Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie portée.

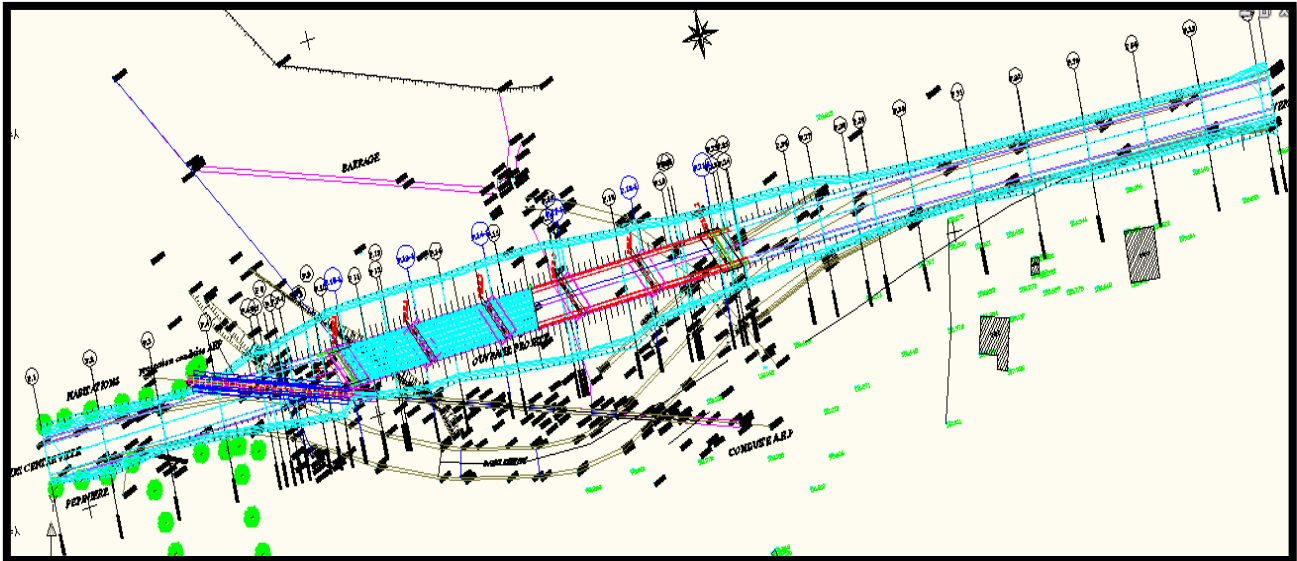


Fig .I.2 Tracé en plan

Profils en travers :

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

Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant projet détaillé.

- Largeur roulable L_r : 8m
- Nombre de voie de circulation (2voies)
- Deux trottoirs de largeur : 1.35m
- La pente : 2.5 %

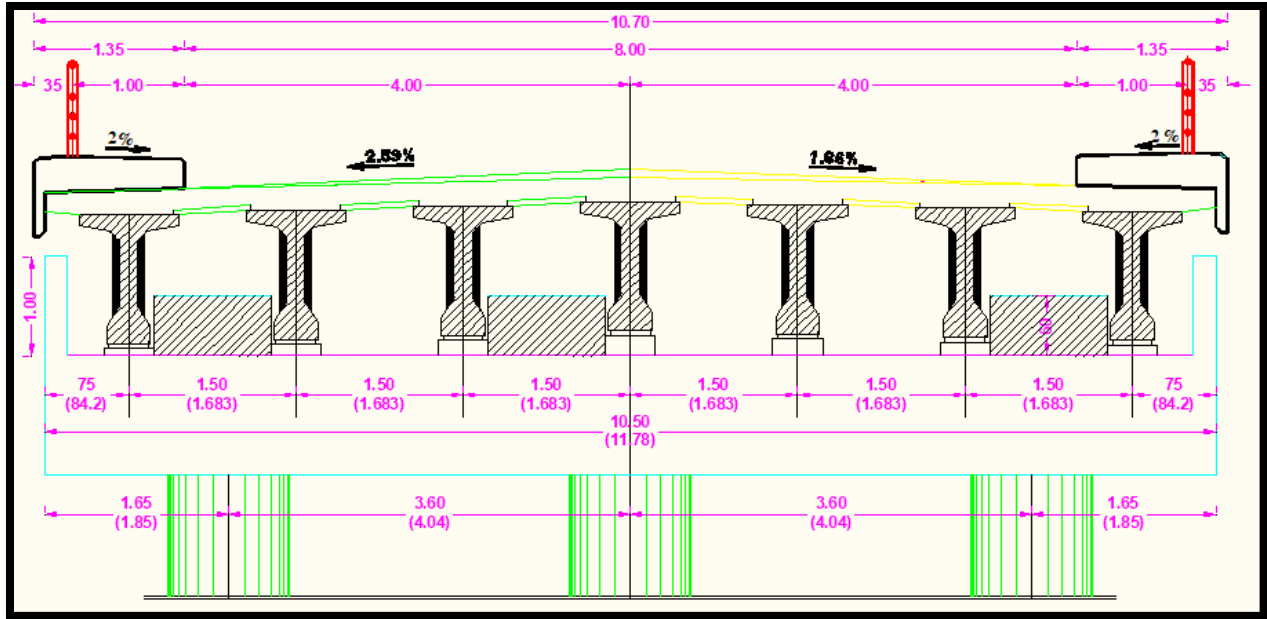


Fig .I.3 Profil en travers

2. Données naturelles :

Les données naturelles sont celles qui Collectent l'ensemble des éléments techniques du terrain influant directement sur la construction.

- La reconnaissance du site : pour mieux connaitre le site il faut avoir des visites aussi bien déterminées le type de l'obstacle (un oued, une route, chemin de fer ..) ,et la zone d'implantation (zone de campagne ou zone urbaine).
- La reconnaissance géotechnique : faite à partir d'une carte géologique, ou des résultats de la reconnaissance géologie générale du tracé routier inclut le projet de pont, avec une collaboration de laboratoire qui donne les résultats.

2.1. Les données topographiques :

Le site investigué fait partie du lit de oued traversant la ville de m'sila ;

Du point de vu topographique, le terrain est plat.

Les coordonnées du centre du site prises par GPS sont :

-Longitude 35°44'27.43''N

-Latitude 4°33'31.30''E

-Altitude 485m

2.2. Les données géologique et géotechnique :

La connaissance des caractéristiques du terrain est importante dans un projet de construction d'un pont car elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et pour les fondations des appuis.

Le programme de reconnaissance :

-Réalisation de trois(03) sondages carottés de 15.00m de profondeur chacun en vue de reconnaître la nature géologique et la disposition des couches composant le sol de fondation

-Réalisation de quatre (04) points de pénétration dynamique.

-Réalisation des essais de laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques géotechniques des couches susceptibles de contenir les fondations à projeter.

-Synthèse des résultats obtenus et rédaction d'un rapport.

Après l'exécution des trois sondages carottés de 15m et après avoir bien analysé les échantillons, (voir annexe) on a obtenu les résultats suivants :

Les résultats de la campagne géotechnique confirment bien la nature alluvionnaire du site.

L'interprétation des résultats obtenus, montre que le terrain est constitué par une matrice de dépôts hétérogènes à savoir galets et sable jusqu'à plus de 15m de profondeur par endroit.

La charge nominale estimée pour un pieu foré de 10 m de longueur et de 1.20m de diamètre est de 383 ,28 tonnes.

Dans ce cas, le mode des fondations sera superficiel, ancré à partir 4m par rapport au niveau du terrain naturel actuel.

La contrainte admissible à retenir pour l'ouvrage sera de 4 bars avec un risque de tassement admissible, non préjudiciable (0.95cm).

3. Les données sismiques :

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

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne IIa et IIb.

Zone 3 : sismicité élevée.

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation selon le règlement parasismique RPA 99 version 2003, doit être classé dans l'un des quatre groupes :

- Groupe 1A** : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B** : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2** : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3** : ouvrage de faible importance.

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches des sols :

- Catégorie S1:(site rocheux)
- Catégorie S2:(site ferme)
- Catégorie S3:(site meuble)
- Catégorie S4:(site très meuble)

Notre ouvrage est situé dans le groupe d'**1A1**, de la zone II a

Le site est classé dans la catégorie S3 (site meuble).

4. Caractéristiques géométriques principales de l'ouvrage :

- La portée de l'ouvrage25.36m
- Longueur de poutre précontrainte25.7m
- Hauteur des poutres.....1.3
- Le nombre de poutre7 poutre
- L'entre axe de poutres.....1.5m
- Largeur de chaussée.....8m
- Largueur des trottoirs1.35m
- Largeur totale du pont.....10.7m
- Epaisseurs du hourdis.....0.2m

Notre pont est constitué de cinq travées, deux travées à l'extrémité de longueur 25.36m et trois travées intermédiaires de longueur 26.02m. Le tablier est composé de (07) poutres principales en béton précontraint d'une longueur de 25.7 m, d'entre axe de 1.5m, la dalle est d'une épaisseur de 20 cm, la pente transversale est de 2.5%.

CHAPITRE II:
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Dans ce chapitre, on va présenter le travail réalisé pour la conception de notre pont. D'après ça on va choisir la solution la plus économique et la plus avantageuse pour notre ouvrage.

Nous avons proposé deux (02) variantes différentes qui sont :

- Pont à poutre préfabriquées en béton précontraint (par pré-tension et par post-tension)
- Pont mixte.

1. Présentation des variantes proposées :

1.1 Pont à poutre préfabriquées en béton précontraint

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial correctement appliqué, de limiter les sollicitations de traction dans le béton, cette précontrainte peut être:

- Une précontrainte partielle: autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

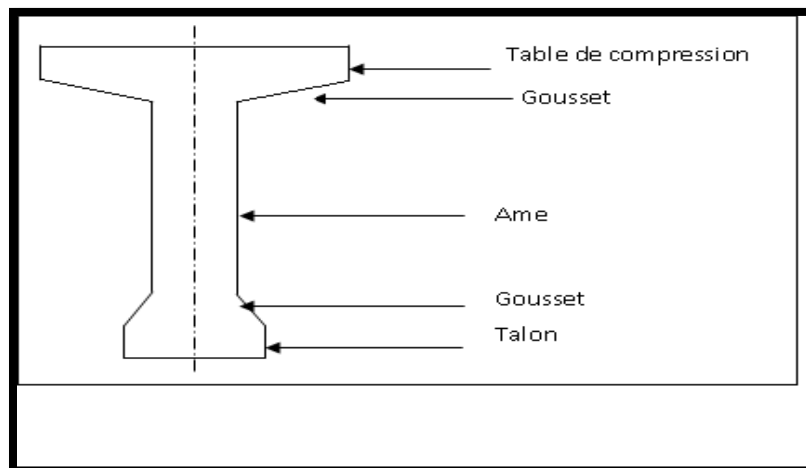


Fig .II.1 Coupe transversale d'une poutre

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

a) Précontrainte par pré-tension :

Pour des portées de longueur jusqu'à 25m, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton.

Pré dimensionnement :

Selon un document de SETRA

- **Entraxe entre deux poutres :**

$$0,9 \leq d \leq 1,0\text{m}$$

On fixe l'entraxe $d=1\text{m}$

- **Le nombre des poutres :**

$$N = l_a/d$$

l_a : l'entraxe entre les deux poutres de l'extrémité

$$l_a = 9\text{m}$$

$$N = 9 / 0,9 = 10 \text{ poutres}$$

- **La hauteur des poutres :**

$$0,8 \leq H_p \leq 1,60\text{m}$$

On fixe la hauteur des poutres $H_p = 1,30\text{m}$

- **L'épaisseur de l'âme :**

$$E \geq 14\text{cm}$$

on prend l'épaisseur $E = 15\text{cm}$

- **La largeur de talon :**

$$0,5 \leq L_t \leq 0,8\text{m}$$

On prend largeur de talon $L_t = 0,6 \text{ m}$

- **L'épaisseur de talon :**

On prend $E_t = 14\text{cm}$

- **L'épaisseur de l'hourdis :**

$E_H \geq 15\text{cm}$ justification ou poinçonnement par charge concentré.

On prend l'épaisseur $E_H = 18\text{cm}$

b) Précontrainte par post-tension :

Le pont à poutres en préfabriquées en béton précontraint par post-tension est généralement économique pour des portées de longueur compris entre 25 et 50 m.

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après le coulage et durcissement du béton, cette technique est utilisée pour les ouvrages importants et généralement mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par poste tension se présente sous deux formes:

- Une précontrainte par poste tension interne.
- Une précontrainte par poste tension externe.

Pré dimensionnement :

Selon un document de SETRA

▪ Elancement des poutres :

$$L/22 \leq H_p \leq L/16$$

On a $L=25.7\text{m}$. Alors $1,16 \leq H_p \leq 1,60$ on prend $H_p=1,50\text{m}$

▪ Nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$N = l_a/d + 1$$

Avec : $l_a =$ m : entraxe entre les deux poutres d'extrémité.

d : entraxe entre deux poutres $1,50 \leq d \leq 2,50$

On prend $d=1,5\text{m}$

Donc : $N = 7$ poutres

▪ Largeur de la table de compression (Lm) :

$$0,6H_p \leq L_m \leq 0,7 H_p$$

$0,9 \leq L_m \leq 1.05\text{m}$ on prend $L_m=1\text{m}$

▪ Epaisseur de table de compression :

$10 \leq e \leq 15$ on prend $e=11\text{cm}$

- **La largeur de talon (L_t):**

$50 \leq L_t \leq 80$ on prend $L_t=44\text{cm}$

- **Epaisseur de talon (e_t) :**

$e_t \geq 14\text{cm}$ on prend $e_t=18\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme en travée(b_0) :**

$18 \leq b_0 \leq 25$ on prend $b_0=18\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme à l'about (b_0) :**

$40 \leq b_0 \leq 50$ on prend $b_0=44\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme à l'intermédiaire (b_0) :**

$25 \leq b_0 \leq 35$ on prend $b_0=32\text{cm}$

- **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs d'acier et les câbles précontrainte. ($45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$)

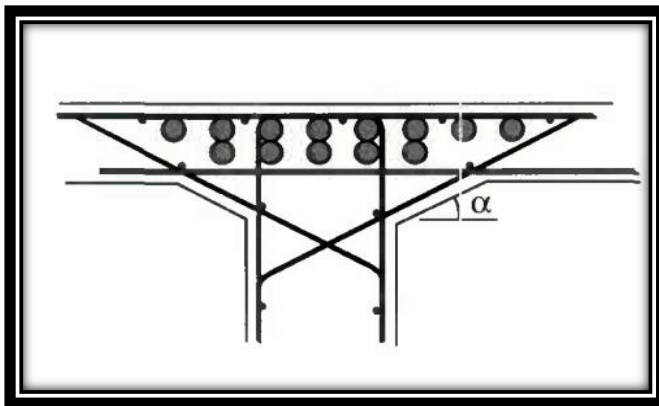


Fig .II.2 Gousset de la table de compression

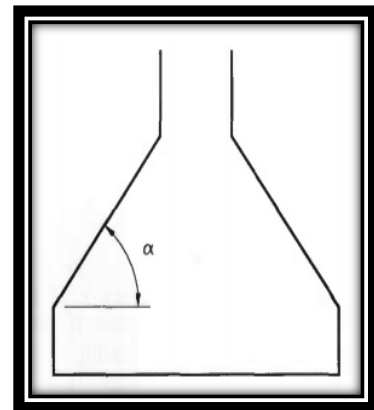


Fig .II.3 Gousset talon

- ❖ **Gousset du talon :**

En travée : $\alpha=56.97^\circ$ $e=20\text{cm}$

A l'intermédiaire : $\alpha=56.3^\circ$ $e=9\text{cm}$

❖ **Gousset de la table de compression :**

En travée : $\alpha=10.95^\circ$ $e=6\text{cm}$

$\alpha=45^\circ$ $e=10\text{cm}$

A l'intermédiaire : $\alpha=10.95^\circ$ $e=6\text{cm}$

$\alpha=45^\circ$ $e=3\text{cm}$

l'appui : $\alpha=12.09^\circ$ $e=6\text{cm}$

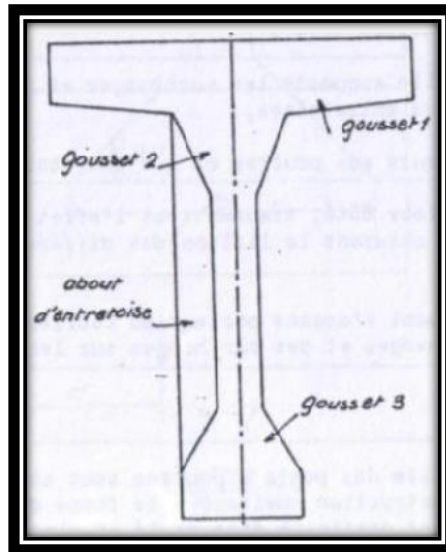


Fig .II.4 Gousset de table

❖ **Hourdis :**

$20 \leq H_h \leq 30$ on prend $H_h=20\text{cm}$.

Avantages des ponts à poutre en béton précontraint :

- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Possibilité de franchir des grandes portées.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.

- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.

Inconvénients des ponts à poutre en béton précontraint :

- Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.

1.2 Pont mixte:

a) Pré dimensionnement :

Selon un document de SETRA

❖ Entraxe entre deux poutres :

$$1,5m \leq d \leq 0,55L_a$$

$L_a = 10.5m$ largeur de tablier

On fixe l'entraxe $d = 4m$

❖ Le nombre des poutres :

$$N = L_a / d = 2.625 \quad \text{on prend } N = 3 \text{ poutres}$$

❖ La hauteur des poutres (h) :

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/25$.

Avec $L = 25.36m$

Donc $h = 1.01m$

❖ Epaisseur de l'âme des poutres (e) :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maitresse doit respecter les quatre conditions :

- Résistance à la corrosion.

- Résistance au cisaillement.
- Flambage verticale de la semelle dans l'âme.
- Fatigue

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui.

- A mi travée $8 \leq T_w \leq 14\text{mm}$
- Sur appui $T_w \leq 20\text{mm}$

On prend

- Une épaisseur de 12mm à mi travée
- Une épaisseur de 15mm sur appui.

❖ **Semelles :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions

- De Résistance.
- D'instabilité.

- **Semelle supérieure en travée**

La largeur de la semelle $200 \leq L_s \leq 500\text{mm}$

L'épaisseur $12 \leq e_s \leq 40\text{mm}$

En prend : -largeur 300mm

-Epaisseur 20mm

- **Semelle supérieur sur appui :**

La largeur de la semelle $400 \leq L_s \leq 900\text{mm}$

L'épaisseur $20 \leq e_s \leq 40\text{mm}$

En prend : -largeur 600mm

- Epaisseur 30mm

- **Semelle inférieur en travée :**

La largeur de la semelle $300 \leq L_s \leq 600\text{mm}$

L'épaisseur $20 \leq e_s \leq 40\text{mm}$

On prend : - largeur 600 mm
- Epaisseur 30 mm

- **Semelle inferieur sur appui :**

La largeur de la semelle $600 \leq L_s \leq 1000 \text{ mm}$

L'épaisseur $30 \leq e_s \leq 60 \text{ mm}$

En prend : - largeur 900 mm
- Epaisseur 40 mm

Dans le cas des ponts mixtes, les conditions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montages que par celles de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisé, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

Pour un ouvrage d'importante, les dimensions des semelles inferieurs d'un pont mixte et d'un pont dalle orthotrope sont très voisines.

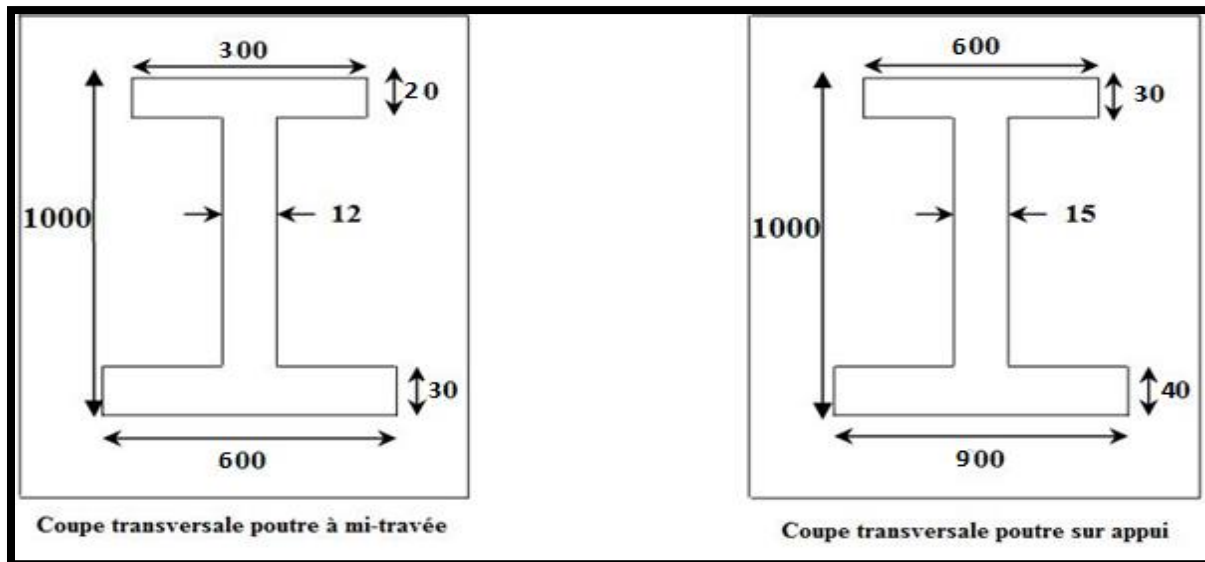


Fig .II.5 coupe transversale de la poutre

b) les avantages :

- Rapidité et simplicité de mise en ouvre.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.
- La possibilité de grandes portées (30 à 100m).

- Simplicité d'usinages des poutres à âmes pleines.

c) Les inconvénients :

- Le cout est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande des mains d'ouvre qualifiées (surtout les soudeurs)
- La stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montages ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

Analyse multicritère :

Tab. II.1 Analyse multicritère

	pont à poutre en béton précontrainte		Pont mixte à poutre métallique
	Pré-tension	Poste-tension	
Economie	-	+	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	+	+

+ : favorable

- : peu favorable

Donc le type d'ouvrage pont à poutre en béton précontraint par poste-tension.

2. Conception des culées:

La culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis,

Il existe deux types de culées :

❖ **Les Culées enterrées :**

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est enterrée dans le remblai d'accès à l'ouvrage et assurent une fonction porteuse parce qu'elles sont sollicitées par des efforts horizontaux de

poussé de terre et n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

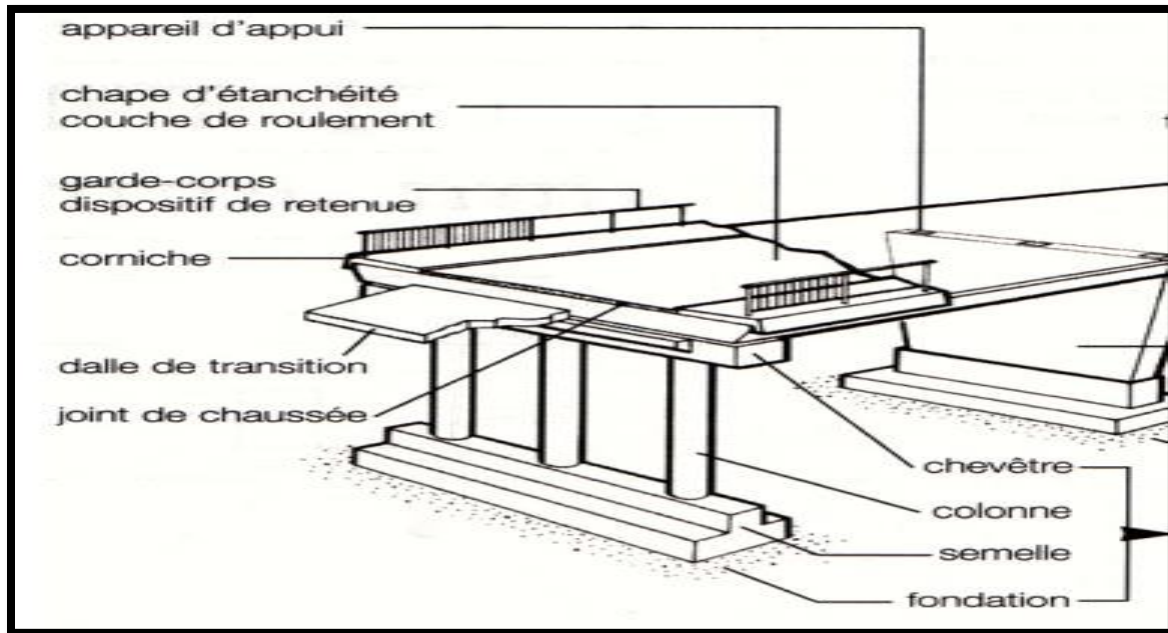


Fig. II.6 Culée enterrée

❖ **Culée à mur de front (remblayées) :**

Elle est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé, elle assure le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage et joue le double rôle de soutènement et de structure porteuse.

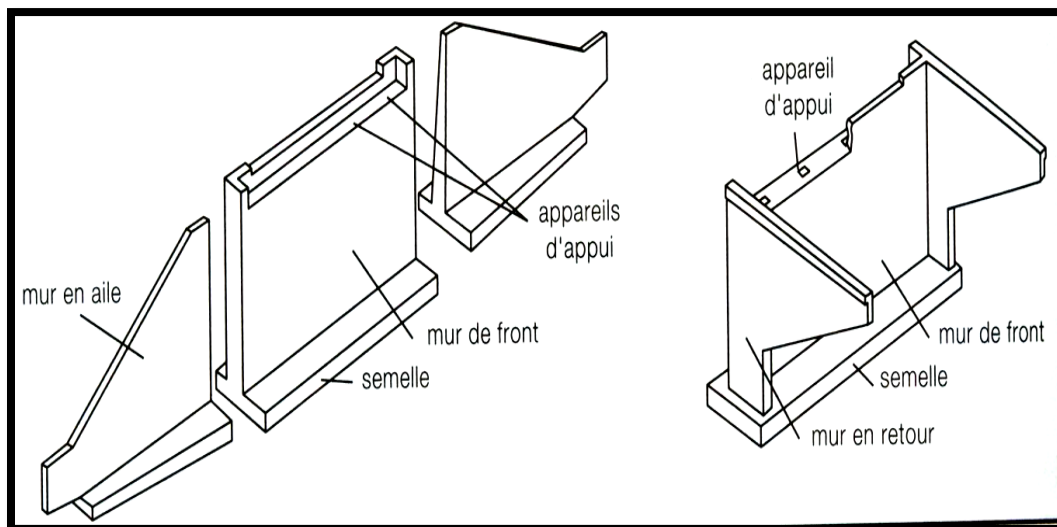


Fig. II.7 Culée à mur de front

Le choix de type de la culée résulte d'analyse de :

- la nature et la mode de construction du tablier.
- les contraintes naturelles du site.
- les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve en terrain situé à l'oued, et on choisit la culée à mur.

Pré dimensionnement de la culée :

➤ **Mur garde grève :**

La hauteur de murs

Hauteur : $H = \text{hauteur de (la poutre + la dalle)} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui + dé d'appui)} =$
 $1.3 + 0.20 + 0.20 = 1.7\text{m}$

Donc $H = 1.7\text{m}$

L'épaisseur (e) :

- pour une hauteur de $H \leq 1\text{m}$: $e = 0.20\text{m}$.
- pour une hauteur de $1\text{m} \leq H \leq 2\text{m}$: $e = 0.20\text{m}$ à 0.30m .
- pour une hauteur de $2\text{m} \leq H \leq 3\text{m}$: $e = 0.30\text{m}$.

On prend $e = 0.30\text{m}$

Longueur c'est largeur de tablier 10.5m

➤ **Mur de front :**

Est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de $0,8\text{m}$ à $1,2\text{m}$ selon la hauteur

On prend $e = 1,20\text{m}$

➤ **La semelle :**

- Epaisseur : $1,5\text{m}$
- Largeur : 6m
- Longueur : $11,5\text{m}$
- Béton de propreté : $0,20\text{m}$

➤ **Mur en retour :**

Sont des voiles d'épaisseur constante ou variable.ils sont encastres à la fois sur le mur garde grève, la longueur de la partie libre ne doit pas dépasser **7 à 8m**, l'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre **30cm et 80cm**.

➤ **Dalle de transition :**

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).la longueur de la dalle se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai .

Donc on trouve une longueur : $L=5m$,l'épaisseur généralement : $e=0.30m$

3. Conception de des appuis:

3.1 La pile : est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. La conception des piles est fonction d'un très grand nombre des critères : mode de construction du tablier, urbain ou rural, hauteur de la brèche franchir, mode d'exécution des fondations, liaison avec le tablier.

Il ya deux types de piles ; les piles de type voile et les piles de type poteau.

Le choix de types des piles fait appel à quatre critères :

- critères géométriques.
- critères mécaniques.
- critères économiques.
- critères esthétiques.

Dans notre ouvrages on a choisit une pile de type poteau (3 futs).

3.2 Pré dimensionnement de la pile :

- **chevêtre :** c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs
 - ❖ **Hauteur :** $1m < H < 1.6m$ on prend $H=1.2m$.
 - ❖ **Largueur** est de $2.05m$
 - ❖ **Longueur :** est égale à la longueur du tablier donc $L_{ch} = 10.5m$
- **Futs :** leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique sont dimensions géométrique
 - De diamètre généralement constant $e=1.2m$.
 - L_2 est l'espace entre les deux axes de futs .donc : $L_2=3.6m$.
 - Hauteur : $H = 5 m$

- **Semelle :**

- ❖ Epaisseur : 1.5m
- ❖ Largeur : 6m
- ❖ Longueur : 10.5m
- ❖ Béton de propreté : 0.20m

1- les fondations :

La base de l'ouvrage, reçoit les charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

Il ya deux types de fondations :

Les fondations superficielles : (dalle, semelles isolées ou filantes radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement les charges au sol.

Les fondations profondes : sont mise en place, ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrages qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur allant de quelque mètres.

D'après le rapport géotechnique du LCTP, il ya lieu adopter des fondations profondes.

CHAPITRE III :
CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX

1. LE BÉTON:

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables : le ciment, le sable, gravier, l'eau et des adjuvants (SIKA), le béton habituellement utilisé pour les poutres est un béton de classe B30/40, dont la résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}) atteint 25 MPa, réalisé à partir d'un ciment de type HTS généralement dosé 400kg/m^3 , et la masse volumique du béton armé $\rho=2.5\text{t/m}^3$.

❖ La résistance caractéristique à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques à 28 jours, après la conservation dans les conditions i dailles.

Les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$F_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa}, 25 \text{ MPa} & \text{Si } j \geq 28 \\ F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} F_{cj} & \text{Si } < 28j \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ mpa} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 25 \text{ mpa} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

❖ La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée de la résistance à la compression et joue un rôle important dans comportement mécanique de béton : c'est cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent la relation :

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa}$$

❖ Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton « E_{ij} » définit par les règles BPEL comme suit :

- module de déformation instantané (courte durée <24heures) :

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

Donc $E_{ij} =$ $\left\{ \begin{array}{l} 36000 \text{ MPa pour les poutres.} \\ 32000 \text{ MPa pour les appuis} \end{array} \right.$

- module de déformation différée (long durée) :

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

$E_{vj} =$ $\left\{ \begin{array}{l} 12000 \text{ MPa pour les poutres.} \\ 11000 \text{ MPa pour les appuis.} \end{array} \right.$

❖ Déformation transversale du béton

Elle donnée par la formule suivante :

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

ν : coefficient de poisson.

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

❖ Contrainte admissible à la compression (ELU)

Les règles BAEL donnent les valeurs des contraintes.

$$f_{bu} = \frac{-0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h, et fixé à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle inférieure à 1h.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ en situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1,15$ en situation accidentelles.

❖ **Contrainte de cisaillement admissible :**

$\tau_b = 2,3$ MPa

❖ **Contrainte admissible à la compression (ELS) :**

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

$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 21$ MPa

2. L'ACIER

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

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

a) Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, et sont tendues que sous des sollicitations extérieures.

✓ **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40**, la limite élastique de ces sont respectivement 400 MPa.

Leur module d'élasticité E_s est égale à 210000 MPa.

✓ **Contrainte limite de traction :**

Dans le calcul à l' ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas durable.

Dans le calcul à l'ELS

En fissuration peu nuisible

Pas de limitation

En fissuration préjudiciable

$\sigma_s \leq \min (2/3f_c ; 110\sqrt{n ftj})$, $n=1$ pour Treillis soudés et ronds lisses,

$n=1,6$ Aciers à haute adhérence

En fissuration très préjudiciable

$\sigma_s \leq \min (f_c/2 ; 90\sqrt{n ftj})$.

- Formule de σ_s -

✓ **Diagramme contrainte-déformation :**

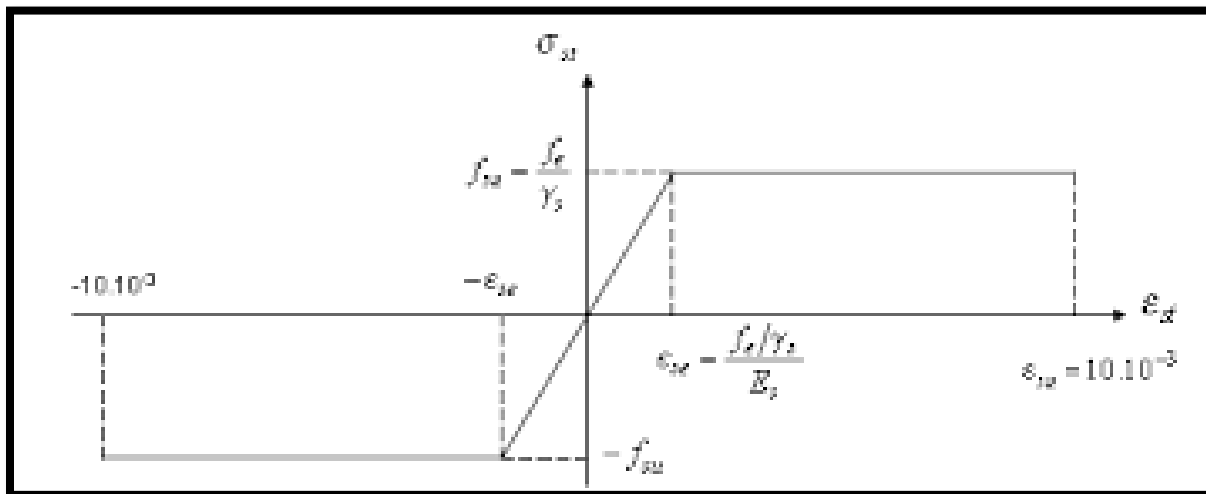


Fig. III.1 Diagramme contrainte-déformation

b) Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension. Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Le calcul de précontrainte initiale selon BPEL est donné par la formule suivante :

$$P_0 = (0,85 f_{prg} \ 0,95 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

✓ **La limite élastique :**

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

✓ **Module de Young:**

Le module d'élasticité longitudinal "E "des aciers de précontrainte est Pris égale :

200 000 MPa pour les barres.

190 000 MPa pour les torons.

✓ **Câble de précontrainte (TORONS)**

Les torons utilisés dans ce projet sont 12T15 super TBR de $\varphi = 15.7$ mm

- Résistance ultime $f_{prg} = 1770$ Mpa
- Limite élastique $f_{peg} = 1573$ Mpa
- Module d'élasticité $E_p = 190000$.
- Section droite d'un toron $A_p = 1800$ mm².
- Diamètre de gaine $\varnothing_g = 82$ mm.

CHAPITRE IV :
CARACTERISTIQUES DU TABLIER

Le tablier est la partie horizontale de la voie portée : il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre. Les poutres en précontrainte sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 25 et 50m en précontrainte par post-tension.

Pour notre ouvrage c'est un pont à poutre en béton précontraint en post-tension.

1. Dimensionnement des éléments du tablier :

- **Hourdis (la dalle) :**

Le rôle du hourdis est multiple, il assure la continuité de surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises). Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

- Longueur de la dalle égale à l'élancement des poutres $L_d=25,7m$.
- Largeur de la dalle égale largeur de chaussée $l_d=10,5m$.
- Epaisseur de la dalle $20 \leq h \leq 30m$ on fixe $h=20m$

- **Trottoir :**

Il sert à protéger les piétons en les isolants de la circulation des véhicules.

On prend comme largeur du trottoir 1,35m

- **Revêtement du tablier :**

Il se compose d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement. L'épaisseur du revêtement est de 8cm.

- **Corniche :**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique d'ouvrage.

On prend 26cm de largeur du corniche et 85cm de hauteur.

- **Garde-corps :**

Ils sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque cote du tablier, qui protège les piétons et aussi on point de vue d'esthétique surtout dans les zone urbaines.

La hauteur des garde-corps standard en Algérie est $h_{GC} = 1,1 m$.

2. Détermination des caractéristiques de la poutre :

NOTATION :

(Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/Δ : Moment d'inertie par rapport (Δ).

$$I_{\Delta} = I_0 + B \cdot Z^2$$

S/Δ : Moment statique par rapport (Δ). bh^3

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S/\Delta}{v'}$$

$v' = \frac{S/\Delta}{B}$ Distance de centre de gravité à la fibre inférieure.

$v = h - v'$ Distance de centre de gravité à la fibre supérieure.

I_0 : Moment d'inertie par rapport le centre de gravité.

-Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

-Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

B : section de la poutre

(B nette) = B (brute) - 5% B .

S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute).

I/Δ (nette) = I/Δ (brute) - 5% I/Δ (brute).

$$\rho = \frac{I_G}{B v v'}$$

$i^2 = I_G / B$: rayon de giration .

Les dimensions de la poutre d'après le plan d'ensemble

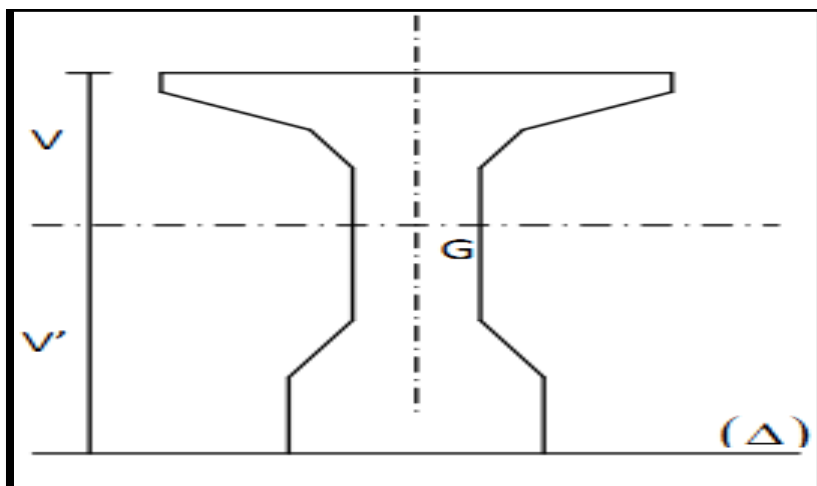


Fig. IV.1 Position de l'axe

- **Caractéristique de la section d'about sans hourdis :**

Tab .IV.1 Caractéristique de la section d 'about sans hourdis

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	s/ Δ =B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ =I ₀ +B.Z ²
A	44	130	5720	65	371800	8055666.66	32222667
B×2	28	11	616	124,5	76692	6211.33	9554365.33
C×2	28	6	168	117	19656	366	2300088
B brute			6504				
B nette			618.8				
S /Δ (brute)					468148		
S /Δ (nette)					444740.6		
I/Δ (brute)							44077120.3
I/ Δ (nette)							39669408.3

Tab. IV.2 Suite des caractéristiques de la section d'about sans hourdis

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	ρ %	i^2 (cm ²)
10379827.26	71.98	58.02	38.21	1596

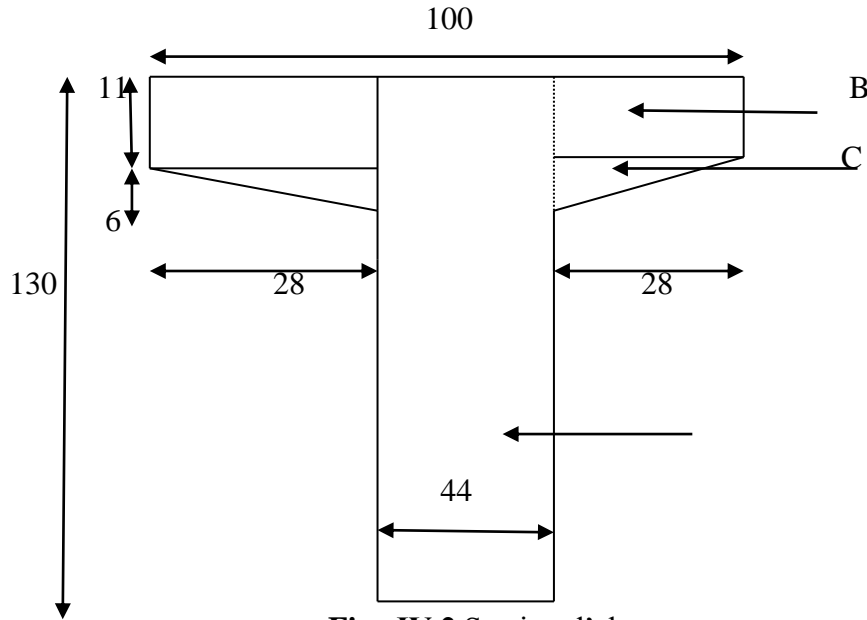


Fig . IV.2 Section d'about

• **Caractéristiques de la section d'about avec hourdis :**

Tab .IV.3 Caractéristiques de la section d'about avec hourdis

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	$s/\Delta = B.Z$	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B.Z^2$
Poutre			6504		468148		44077120.33
hourdis	150	20	3000	140	420000	100000	58900000
B (brute)			9504				
B(nette)			9028.8				
S / Δ (brute)					888148		
S / Δ (nette)					799333.2		
I/ Δ (brute)							102977120.3
I/ Δ (nette)							92679408.3

Tab. IV.4 suite Caractéristiques de la section d'about avec hourdis

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	ρ %	i^2 (cm ²)
19979689.7	93.45	56.55	39.68	2102.24

- **Caractéristique de la section à mi travée sans hourdis :**

Tab .IV.5 Caractéristique de la section à mi travée sans hourdis

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	$s/\Delta = B.Z$	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B.Z^2$
A	18	130	2340	65	152100	3295500	1318200
B×2	41	11	902	124.5	112299	9095.17	13990320.7
C×2	31	6	186	17	21762	372	2546526
D×2	10	6	120	116	13920	360	1615080
E×2	10	10	100	109.67	10967	555.55	1203306.44
F×2	13	20	260	24.66	6411.6	5777.77	163887.826
G×2	13	18	468	9	4212	12636	50544
B brute			4376				
B nette			4157.2				
S /Δ (brute)					321671.6		
S /Δ (nette)					305588		
I/Δ (brute)							
I/ Δ (nette)							

Tab .IV.6 Suite Caractéristique de la section à mi travée sans hourdis

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	$\rho\%$	i^2 (cm ²)
9105585.654	73.51	56.49	50.1	2080.1

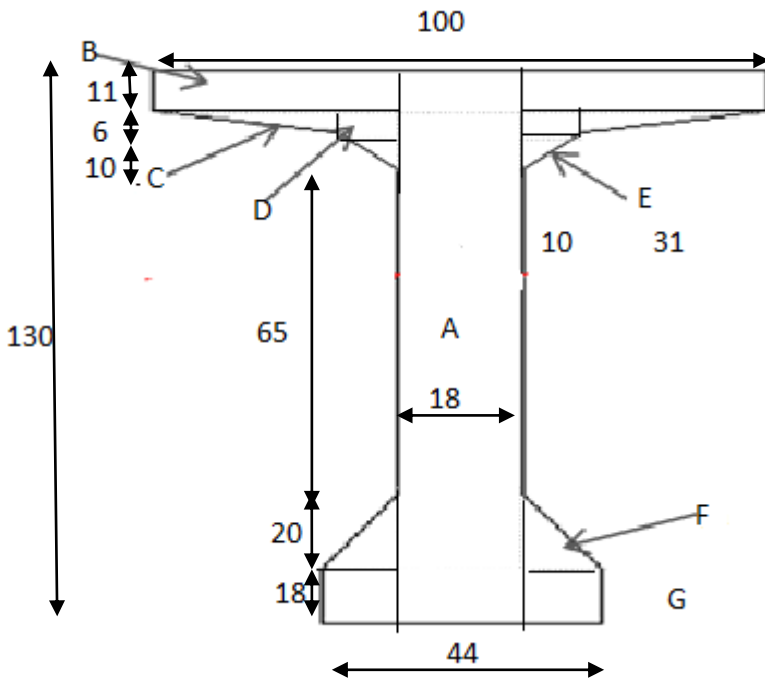


Fig .IV.3 Section mi-travée

• **Caractéristique de la section à mi travée avec hourdis :**

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	$s/\Delta = B.Z$	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta=I_0+B.Z^2$
Poutre			4376		321671.6		32751664.97
hourdis	150	20	3000	140	420000	100000	58900000
B (brute)			7376				
B(nette)			7007.6				

S / Δ (brute)					741671.6		
S / Δ (nette)					704588.2		
I/ Δ (brute)							91651664.97
I/ Δ (nette)							8286498.47

Tab .IV.7 Suite Caractéristique de la section à mi travée avec hourdis

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	ρ %	i^2 (cm ²)
17076585.6	100.55	49.45	46.56	2315.15

- **Caractéristique de la section médiane sans hourdis :**

Tab. IV.8 Caractéristique de la section médiane sans hourdis

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	s/ Δ =B.Z	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta=I_0+B.Z^2$
A	32	130	4160	65	270400	5858666.66	23434666.69
B×2	34	11	748	124.5	93126	75422.34	11601729.3
C×2	31	6	186	117	21762	372	2546526
D×2	3	6	36	116	4176	108	4845254
E×2	3	3	9	112	1008	4.5	112900.5
F×2	6	9	54	21	1134	243	24057
G×2	6	18	216	9	1944	5832	23328

B brute			5409			
B nette			5138.55			
S /Δ (brute)					393550	
S /Δ (nette)					373872.5	
I/Δ (brute)						38227731.5
I/ Δ (nette)						34404958.35

Tab .IV.9 Suite Caractéristique de la section médiane sans hourdis

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	$\rho\%$	i^2 (cm ²)
9593033.5	72.76	57.24	42.58	1773.53

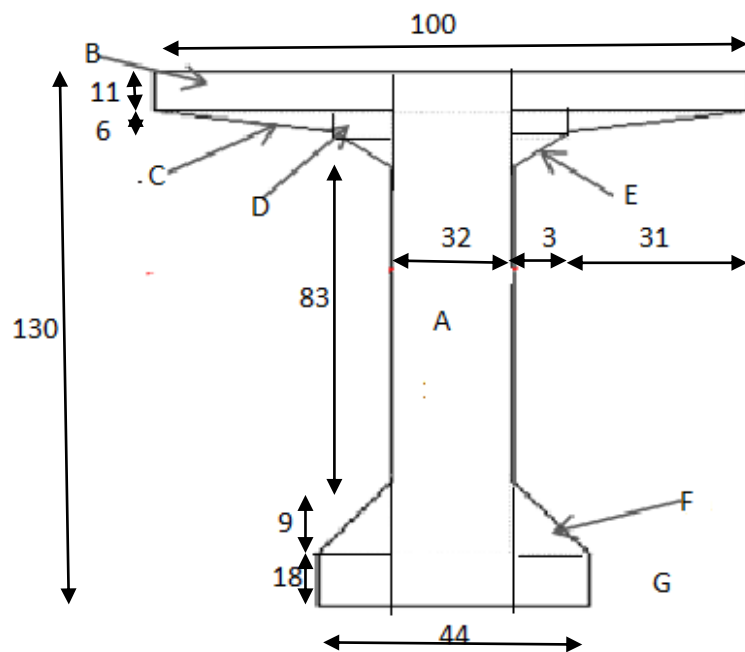


Fig. IV.4 Section médiane

- **Caractéristique de la section médiane avec hourdis :**

Tab. IV.10 Caractéristique de la section médiane avec hourdis

Designation	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ =B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +B.Z ²
Poutre			5409		393550		3822773.15
hourdis	150	20	3000	140	420000	100000	58900000
B (brute)			8409				
B (nette)			7568.1				
S /Δ (brute)					8133550		
S /Δ (nette)					322195		
I/Δ (brute)							97127731.5
I/ Δ (nette)							87324958.4

Tab .IV.11 Suite Caractéristique de la section médiane avec hourdis

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V(cm)	ρ %	i ² (cm ²)
18416769	96.75	43.25	42.33	2190.13

CHAPITRE V :

**CALCUL DES CHARGES, SURCHARGES ET
EFFORTS LONGITUDINAUX**

1. Calcul des charges :

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

- **Les éléments porteurs:** ces charges concernent le tablier seul (CP: charges permanentes).
- **Les éléments non porteurs:** le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (CCP : compléments des charges permanentes) .

1.1 Calcul de charges permanentes (CP) :

a) les poutres :

La longueur de poutre est 25.7. (D'après le plan)

Donc on a divisé la longueur sur deux.

$L=12.85\text{m}$ pour faciliter le calcul.

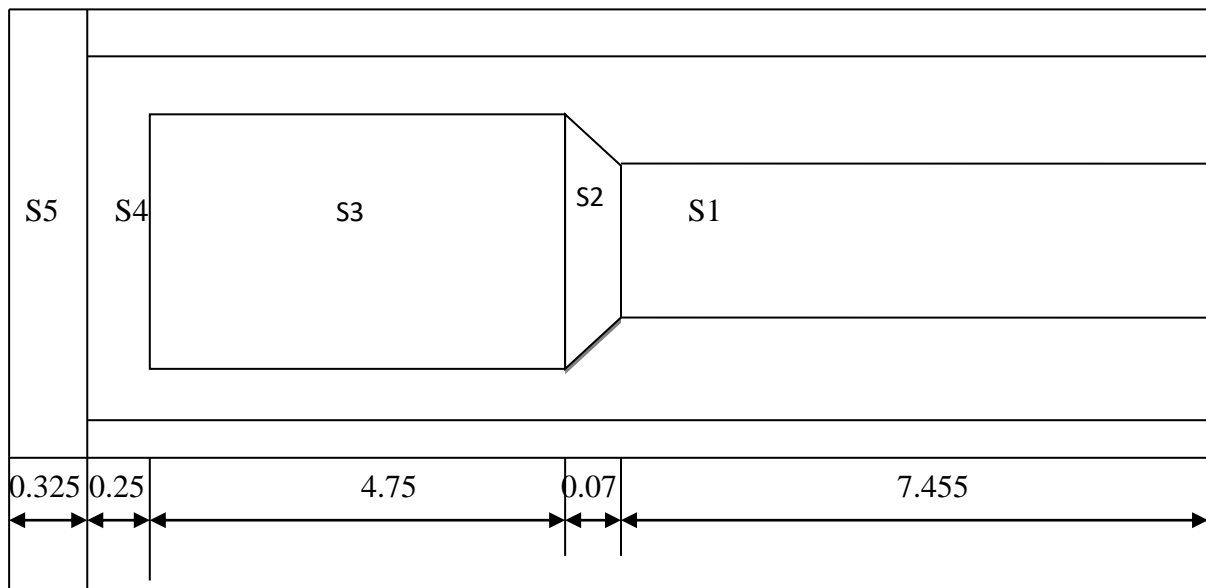


Fig.V.1 Dimensions de poutre (D'après le plan)

$$P = PS_1 + PS_2 + PS_3 + PS_4 + PS_5$$

$$PS_i = L_i \times \text{poids volumique} \times \text{la surface de } S_i$$

L_i : la longueur de section

$$\text{Donc : } PS_1 = 7.455 \times 2.5 \times 0.4376 = 8.16\text{t}$$

$$PS2 = 2.5 \times (0.5409 + 0.4376) \times 0.07/2 = 0.086t$$

$$PS3 = 4.75 \times 2.5 \times 0.5409 = 6.42t$$

$$PS4 = 2.5 \times (0.6504 + 0.5409) \times 0.25/2 = 0.37t$$

$$PS5 = 0.325 \times 0.6504 \times 2.5 = 0.53 t$$

Pour totalité de la poutre :

$$P_p = 2 \times (8.16 + 6.42 + 0.53 + 0.37 + 0.086) = 31.132t.$$

Et en mètre linéaire : $P = 32.132/25.7 = 1.21t/ml$.

Poids totale des poutres est : $1.21 \times 7 = 8.47t/ml$.

b) la dalle :

Epaisseur de la dalle est 20cm

$$P_D = 0.2 \times 10.5 \times 2.5 = 5.25 t/ml$$

Donc on a la charge permanente CP :

$$CP = P_D + P_p = 8.47 + 5.25 = 13.72 t/ml.$$

1.2 Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

a) revêtement et étanchéité :

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité

$$P_r = (0.06m + 0.02m) \times 2.2t/m^3 \times 8m = 1.408 t/ml$$

b) Trottoir et la corniche :

St : la surface du trottoir transversalement.

Sc. : la surface de la corniche transversalement.

$$St = 1.00 \times 0.26 = 0.26 m^2.$$

$$Sc = [(35 + 30) \times 5/2 + (49 \times 10) + (5 + 10) \times 5/2 + 35 \times 26] = 0.16 m^2.$$

$$S_{t+c} = 0.26 + 0.16 = 0.42 m^2.$$

Donc $P_{t+c} = 0.42 \times 2.5 \times 2 = 2.1 t/ml$.

c) Glissière de sécurité :

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

d) garde –corps

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

$$\text{CCP} = 0.2 + 0.12 + 2.1 + 1.408 = 3.838 \text{ t/ml}$$

Les Résultats sont récapitulés dans le tableau V.1

Tab.V.1 Tableau des résultats

Désignation	Elément	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	Poutres	8.47	217.7
	dalle	5.25	134.925
CCP	trottoir	1.3	33.41
	Revêtement	1.408	36.1856
	g-corps	0.2	5.14
	Corniche	0.8	20.56
	Glissière	0.12	3.08
Poids totale de tablier		17.548	450.984

2. Calcul des surcharges :

On va calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées caractéristiques du pont :

- Classe du pont :

Tab.V.2 classe du pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

- La largeur roulable L_r de notre pont est égale à 8 m donc le pont est de 1ère classe car : $L_r > 7m$.
- Nombre de voie : $N = \frac{L_c}{3} = \frac{8}{3} = 2.67$ donc $N = 2$ voies.
- La largeur de voie : $L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{8}{2} = 4m$.

On distingue :

- ❖ La surcharge de type A(L).
- ❖ Système B : (BC, Bt, Br).
- ❖ La surcharge militaire MC 120.
- ❖ Le convoi exceptionnel D240.
- ❖ Les surcharges sur trottoirs.
- ❖ La surcharge dus au vent et au séisme.

✓ **Système de charge A(L) :**

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

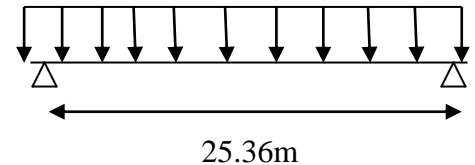
$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

avec:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (kg/m}^2\text{)}, L : \text{ la portée } = 25.36m.$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{25.36+12} = 11963.59 \text{ kg/m}^2.$$

$$A(L) = 1.1936 \text{ t/m}^2.$$



a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tab.V.3 Coefficient de dégressivité transversal de la charge

Classe du Pont	Nombre de voies chargées				
	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5voies
1	1.00	1.00	0.9	0.95	0.7
2	1.00	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Donc $a_1 = 1$.

Ensuite, la charge $A(L)$ est multipliée par le coefficient a_2 qui est donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad v : \text{est la largeur de la voie : } V=4\text{m.}$$

V_0 : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tab.V.4 Tableau de V_0

Classe du pont	V_0
1 ère	3.5m
2 ème	3.0m
3 ème	2.75m

Donc $a_2 = 3.5/4 = 0.875$.

- Pour une voie chargée $n=1$:
 - $A(L) = 1 \times 0.875 \times 1.1936 \times 4 = 4.1776 \text{ t/ml}$.
- Pour deux voies chargées $n=2$:
 - $A(L) = 1 \times 0.875 \times 1.1936 \times 8 = 8.3552 \text{ t/ml}$.

les résultats sont récapitulés dans le tableau **V.5** :

Tab.V.5 Les valeurs de $A(L)$

N de voie	a_1	a_2	$A(L) \text{ t/m}^2$	Largeur de voie	$A(L) \text{ t/ml}$
1 voie	1	0.875	1.1936	4	4.1776
2 voies	1	0.875	1.1936	8	8.3552

✓ **Système de charges B :**

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

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

- **Système Bc :**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation.

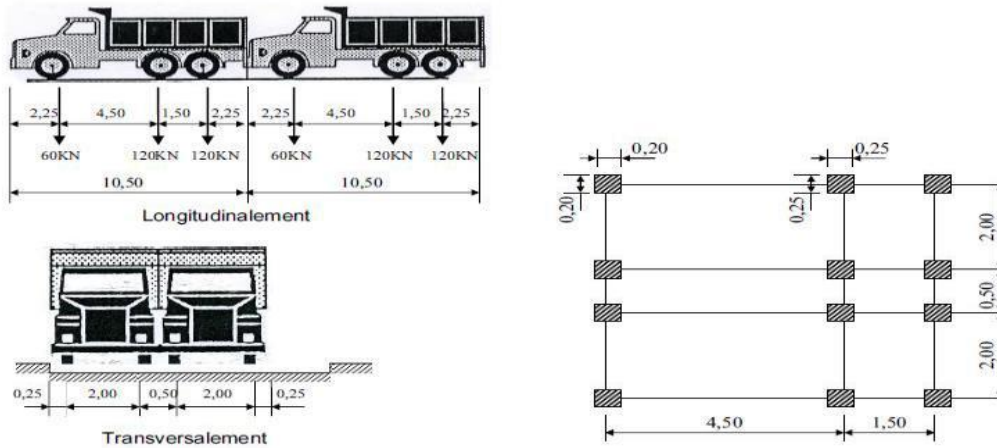


Fig.V.2 Système Bc

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t donc

- Un essieu avant de 6t.
- Deux essieux arrières de 12t chacune.

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

Tab.V.6 Tableau donnant le coefficient b_c

Classe du pont	Nombre de fils considérés				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ère	1.2	1.1	0.95	.8	0.7
2 ème	1	1	-	-	-
3 ème	1	0.8	-	-	-

Et multiplier par un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

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

Avec : L : la portée du pont =25.36m.

G : sa charge permanent G=450.984t.

S : charge B maximal multipliée au préalable par bc. S =2× 30 × nombre de voies × bc.

➤ Pour une voie chargée :

$$bc = 1.2 \longrightarrow S = 60 \times 1.2 = 72t.$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1+4\frac{450.984}{72}} = 1.088$$

➤ Pour deux voies chargées :

$$bc = 1.1 \longrightarrow S = 120 \times 1.1 = 132$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1+4\frac{450.984}{132}} = 1.106$$

Tab.V.7 Les charges par essieu (t) du Bc

N de voies chargées	bc	Charge par essieu (t)	
1	1.2	E.AV	6× 1.2 ×1.088=7.8336
		E.AR	12× 1.2 ×1.088=15.6672
2	1.1	E.AV	6× 1.1 ×2 ×1.106=14.6
		E.AR	12 ×1.1 ×2× 1.106=29.2

- **Systeme Br :**

Le système B_r se compose d'une roue isolée qui porte une charge de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversale mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

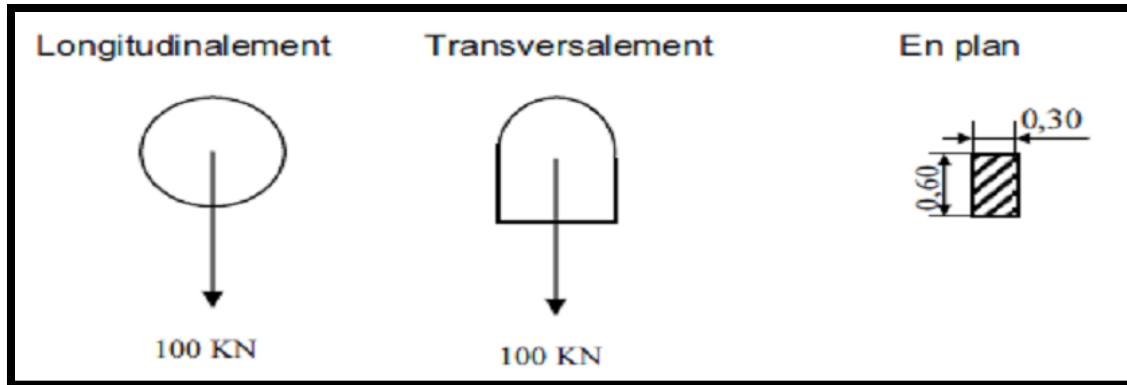


Fig.V.3 Système Br

La valeur du système Br est multipliée par le coefficient de majoration δ_c :

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

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1+4\frac{450.984}{10}} = 1.07$$

Tab.V.8 Charge Br

Désignation	S	δ_c	Roue (10t)
Br	10	1.07	$1.7 \times 10 = 10.7$

- **Système Bt :**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

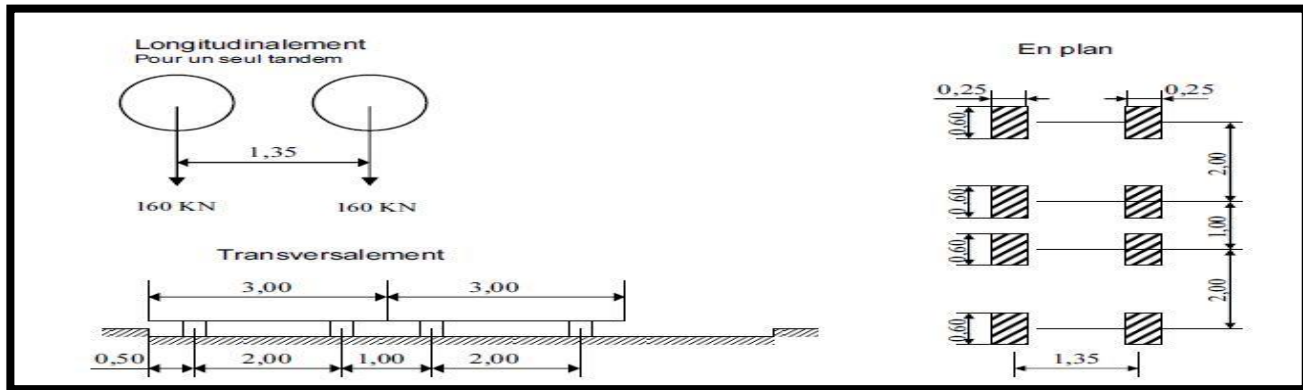


Fig.V.4 Système B_t

Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs du coefficient b_t sont données par le tableau V.9 :

Tab.V.9 Coefficient b_t

Classe du pont	1 ère	2 ème
b_t	1.00	0.90

Et par le coefficient de majoration dynamique δ_c :

➤ Pour une voie chargée :

$$S = s \times b_t = 32 \times 1 = 32t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{450.984}{32}} = 1.076$$

➤ Pour deux voies chargées :

$$S = s \times b_t = 32 \times 2 = 64 t .$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{450.984}{64}} = 1.086$$

Tab.V.10 Coefficient δ_c

Désignation	S	b _t	δ _c	Essieu (16t)
1 tandem	32	1.00	1.076	17.216
2 tandems	64	1.00	1.086	34.752

✓ **Système militaire Mc 120 :**

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des abliert. La charge totale est égale 110t.

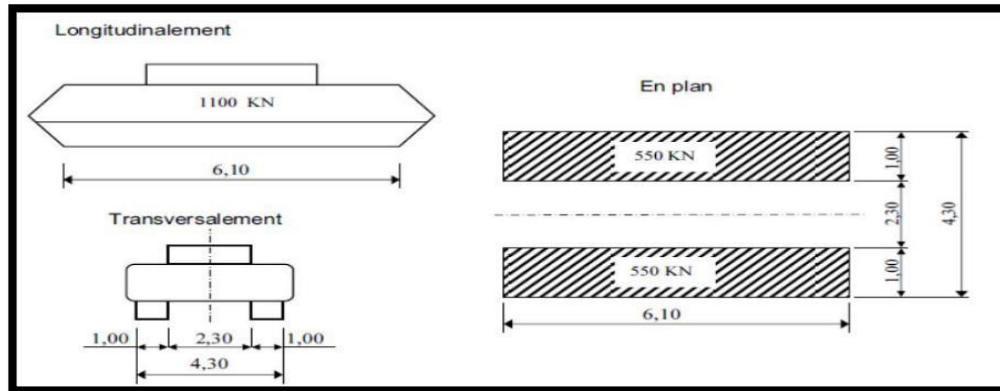


Fig.V.5 Système Mc120

Les charges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique

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

$$L=25.36m. , G=450.984t , S=110t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.36} + \frac{0.6}{1+4\frac{450.984}{110}} = 1.1$$

$$Q = 110 \times 1.1 = 121$$

$$Q/ml = 121/6.1 = 19.83t/ml.$$

✓ **Système de charges exceptionnelles D240 :**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes a deux essieux de 2400 KN de poids total .Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charge de 3,20m de large et de 18,60m de long.

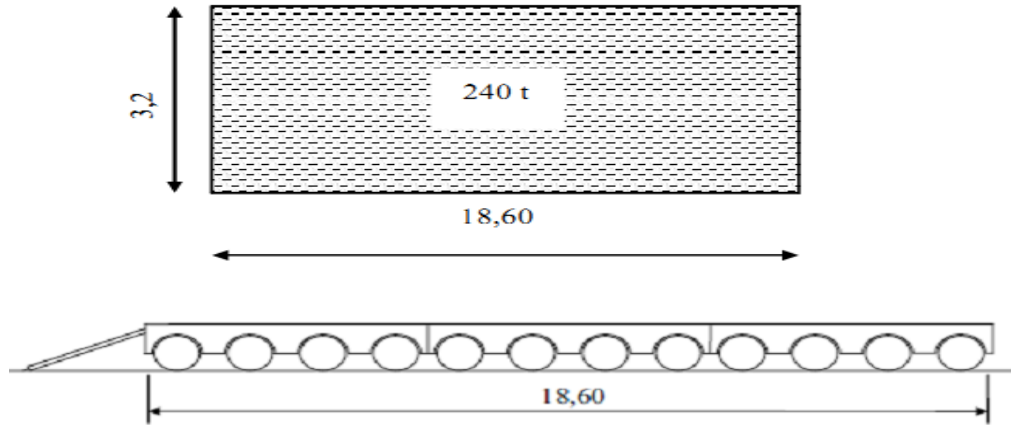


Fig.V.6 Système des charges exceptionnelles D240

$$Q/ml = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

✓ **Surcharges sur le trottoir :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2
 Largeur du trottoir est 1,35 m

Pour un trottoir chargés : $P = 0.15 \times 1.35 = 0.2025 \text{ t/ml.}$

Pour deux trottoirs chargés : $P = 2 \times 0.15 \times 1.35 = 0.405 \text{ t/ml.}$

✓ **l'effort de freinage :**

Les efforts de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est égale à :

$$F_f = F \times A(L), \text{ avec } F = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S} \text{ et } S = L_r \times L \text{ (la surface chargée m}^2\text{).}$$

Tab.V.11 Effort de freinage

	A(L) (t)	S(m ²)	F	F _F (t)
1 voie	$4.1776 \times 25.36 = 105.944$	$4 \times 25.36 = 101.44$	0.049	5.19
2 voies	$8.3552 \times 25.36 = 211.888$	$8 \times 25.36 = 202.88$	0.048	10.17

3. Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

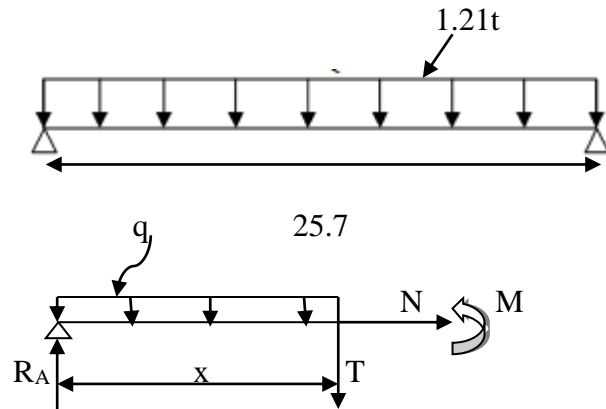
3.1 Poutre seule :

$$q=1.21 \text{ t/m}$$

$$R_A=R_B = \frac{q}{2} l = 15.55t$$

$$M(x)= R_A \cdot x - q \cdot x^2/2$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$



Tab.V.12 Poutre seule

Section (x)	x	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	0	15.55	
0.25L	6.425	74.93	7.8	15.55
0.50L	12.85	100	0	

3.2 la dalle :

Poutre intermédiaire et poutre de rive : $q = 2.5 \times 1.5 \times 0.2 = 0.75t/ml$

Tab.V.13 La dalle

Section (x)	x	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	0	9.64	
0.25L	6.425	46.46	4.6	9.64
0.50L	12.85	61.95	0	

3.3 La super structure :

$G=3.838$ t/ml

- Poutre intermédiaire et poutre de rive : p = poids de la super structure divisé par le nombre des poutres

$$p = 3.838/7 = 0.483 \text{ t/ml}$$

Tab.V.14 La super structure

Section (x)	x	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	0	6.21	
0.25L	6.425	29.93	3.11	6.21
0.50L	12.85	39.92	0	

3.4 Tableau récapitulatif des M, T et R :

Tab.V.15 Tableau récapitulatif des M, T, R

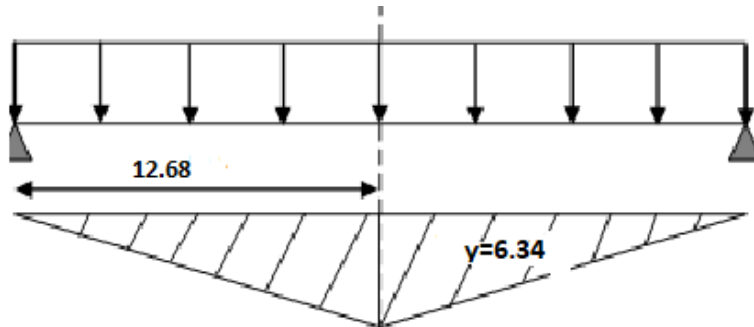
Désignation	Section (x)	x	M (t.m)	T(t)	R(t)
Poutre en général	0.00L	0	0	31.4	
	0.25L	6.425	151.32	15.51	31.4
	0.50L	12.85	201.87	0	

4. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges :

4.1 Moment fléchissant

4.1.2 Moment fléchissant à $x=0.5L$:

➤ Surcharges A(L) et trottoir :



• Surcharges A(L) :

$$Y = 12.68 \left(1 - \frac{12.38}{25.36} \right) = 6.49 \quad \Rightarrow \quad S = \sum S_i = 2 \left(\frac{12.38 \times 6.34}{2} \right) = 78.49 \text{ m}^2$$

$$M = A(L) \times S$$

- pour une voie chargée :

$$M = 4.1874 \times 78.49 = 328.67 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- pour deux voies chargées :

$$M = 8.3744 \times 78.49 = 657.31 \text{ t} \cdot \text{m}$$

• Trottoir :

$$M = q \times S$$

- Un trottoir :

$$M = 0.2025 \times 78.49 = 15.89 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Deux trottoirs :

$$M = 0.405 \times 78.49 = 31.79 \text{ t} \cdot \text{m}$$

➤ **Système B :**

Théorème de barrée : Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu, telle façon que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre de la résultante des forces engagées sur la poutre.

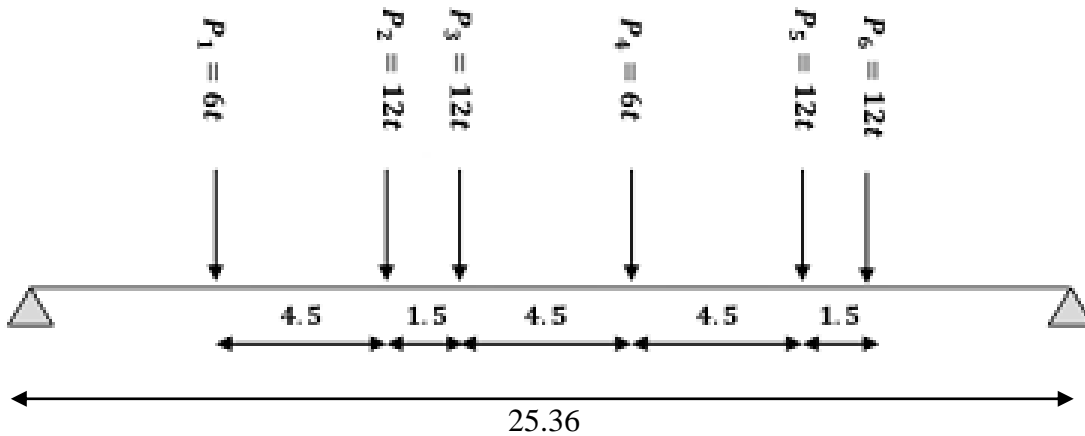
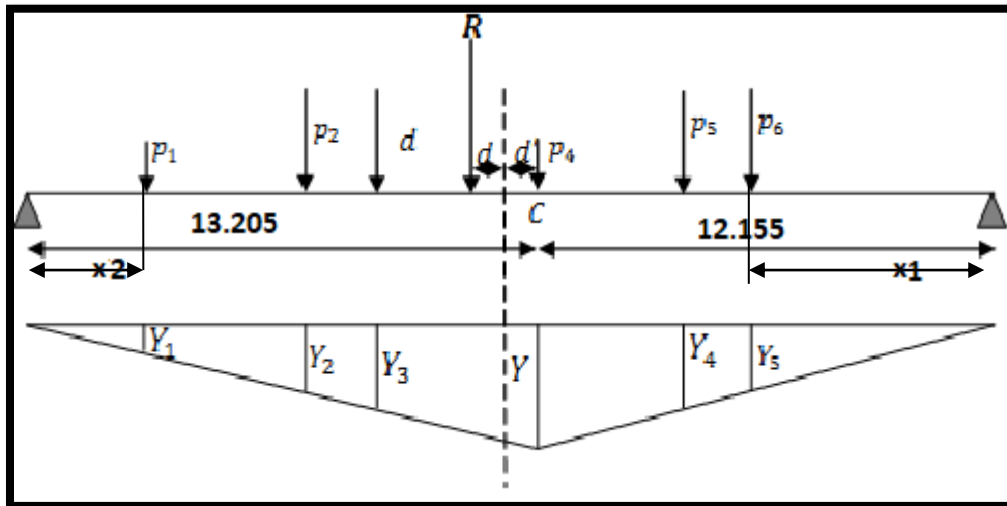


Fig.V.7 Disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinale)

• **Système Bc :**

Cas 1° La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t**.



Position de Resistance R :

$$X1/o = \{(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)\} / 60 = 7.05$$

$$d = X - 6 = 1.05 \quad \Rightarrow \quad d' = d/2 = 0.525 \text{ m}$$

$$x_1 = 12.68 - (4.5 + 1.5 + 0.525) = 6.155 \text{ m}$$

$$x_2 = 25.36 - (16.5 + 6.155) = 2.705 \text{ m}$$

Les coordonnées Y sont calculées par l'équation suivant : $Y = x_0(1 - \frac{x_0}{L})$

$$\text{Avec } x_0 = 12.68 - d' = 12.155 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad Y = 12.155 \left(1 - \frac{12.155}{25.36}\right) = 6.33 \text{ m.}$$

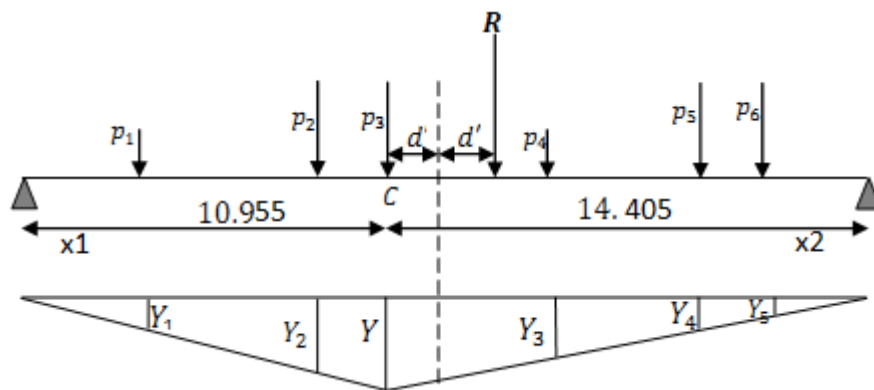
Tab.V.16 Valeurs de Y_i cas 1 de Bc à $X=0.5L$

Y1	Y2	Y3	Y	Y4	Y5
1.29	3.45	4.17	6.33	3.99	3.22

$$M = \sum(p_i \times Y_i) \quad \Rightarrow \quad M = 223.44 \text{ t. m}$$

Cas 2° La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t.**



Position de Resistance R :

$$X_2/o = \{(12 \times 4.5) + (12 \times 6) + (6 \times 10.5) + (12 \times 15) + (12 \times 16.5)\} / 60 = 9.45 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 3.45 \quad \Rightarrow \quad d' = d/2 = 1.725 \text{ m}$$

$$x_1 = 12.68 - (4.5 + 1.5 + 1.725) = 4.955 \text{ m.}$$

$$x_2 = 25.36 - (16.5 + 4.955) = 3.905 \text{ m.}$$

Les coordonnées Y sont calculées par l'équation suivant : $Y = x_0(1 - \frac{x_0}{L})$

Avec $x_0 = 12.68 - d' = 10.955 \text{ m} \implies Y = 10.955 (1 - \frac{10.955}{25.36}) = 6.22$

Tab.V.17 Valeurs de Y_i pour cas 2 de Bc à $X=0.5L$

Y1	Y2	Y	Y3	Y4	Y5
2.81	5.37	6.22	4.28	2.34	1.69

$M = \sum(p_i \times Y_i) \implies M = 229.98 \text{ t.m}$

Alors : le cas le plus défavorable est tel que la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre .

Donc on a : $M = \sum(p_i \times Y_i) \times \delta_c \times b_c$

- Un convoi :

$M = 229.98 \times 1.2 \times 1.088 = 300.26 \text{ t.m.}$

- Deux convois :

$M = 229.98 \times 1.1 \times 1.106 \times 2 = 559.59 \text{ t.m.}$

• **Système Bt :**

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

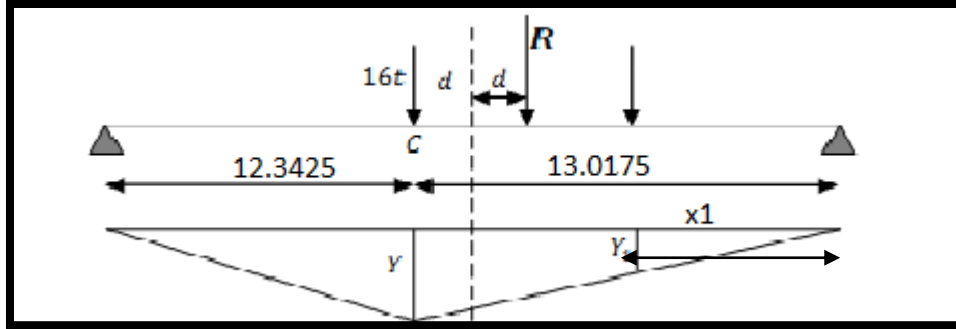
La résultante du convoi $R=32t$

$X/0 = 16 \times \frac{1.35}{32} = 0.675 \text{ m.}$

Avec $d = \frac{x}{2} = 0.3375 \text{ m.}$

$X_0 = 12.68 - d = 12.3425 \text{ m.}$

$Y = 12.3425 (1 - \frac{12.3425}{25.36}) = 6.33.$



$$x1 = 13.0175 - 1.35 = 11.6675 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad Y1 = 5.67 \text{ m.}$$

Donc : $M = 16(Y + Y1) \times \delta_c \times b_t$

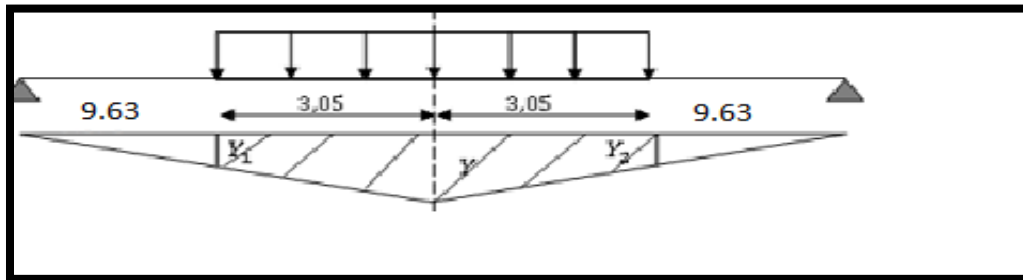
- Un tandem :

$$M = 16(6.33 + 5.67) \times 1 \times 1.076 = 206.6 \text{ t.m.}$$

- Deux tandems :

$$M = 16(6.33 + 5.67) \times 1 \times 1.086 \times 2 = 417.02 \text{ t.m.}$$

• **Système Mc120 :**



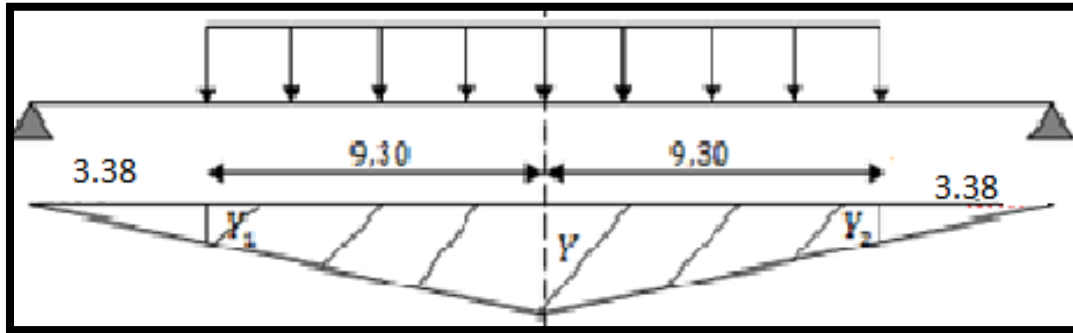
$$X = 12.68 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad Y = 6.34 \text{ m}$$

$$Y1 = Y2 = 4.815$$

$$S = 2 \left\{ \frac{6.34 + 4.815}{2} \right\} \times 3.05 = 34.02 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } M = q \times S \times \delta_c = 18.03 \times 34.02 \times 1.1 = 674.72 \text{ t.m.}$$

- Charge exceptionnelle D240 :



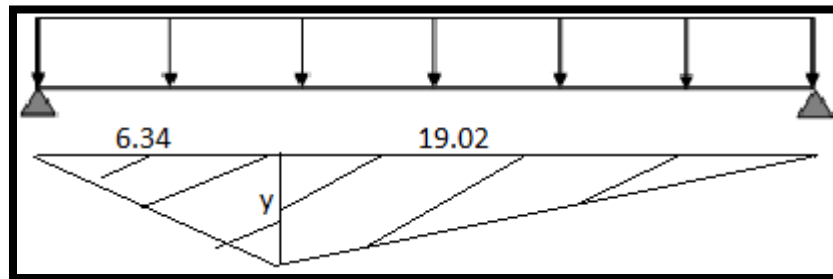
$$X = 12.68\text{m} \quad \Rightarrow \quad Y = 6.34\text{m} \quad \Rightarrow \quad Y_1 = Y_2 = 1.69\text{m}.$$

$$S = 2 \left\{ \frac{6.34 + 1.69}{2} \right\} \times 9.3 = 74.68 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } M = q \times S = 963.59 \text{ t.m.}$$

4.1.1 moment fléchissant à $x=0.25L$:

- surcharge A(L) et trottoir :



$$Y = x (1 - x/L) = 6.34 (1 - 6.34/25.36) = 4.755$$

$$S = \left(6.34 \times \frac{4.755}{2} \right) + \left(19.02 \times \frac{4.755}{2} \right) = 60.3 \text{ m}^2.$$

➤ Surcharge A(L) :

$$M = A(L) \times S$$

- Une voie chargée :

$$M = 4.1776 \times 60.3 = 251.91 \text{ t.m.}$$

- Deux voies chargées :

$$M = 8.3552 \times 60.3 = 503.82 \text{ t.m.}$$

➤ **Trottoir :**

$$M = q \times S$$

- Un trottoir :

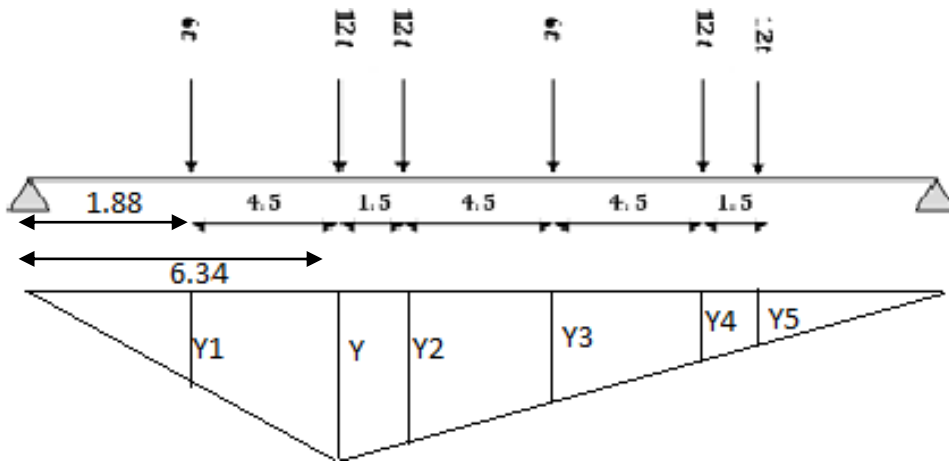
$$M = 0.2025 \times 60.3 = 12.21 \text{ t.m.}$$

- Deux trottoirs :

$$M = 0.405 \times 60.3 = 24.42 \text{ t.m.}$$

• **Système B :**

➤ **Système Bc :**



$$Y = x(1 - x/L) = 6.34 (1 - 6.34/25.36) = 4.755$$

On a :

Tab.V.18 Valeurs de Y_i de Bc a $x=0.25L$

Y1	Y	Y2	Y3	Y4	Y5
1.41	4.755	4.38	3.25	2.12	1.745

$$M = \sum(pi \times Yi) \implies M = 183.96 \text{ t. m}$$

$$\text{Donc on a : } M = \sum(pi \times Yi) \times \delta_c \times b_c$$

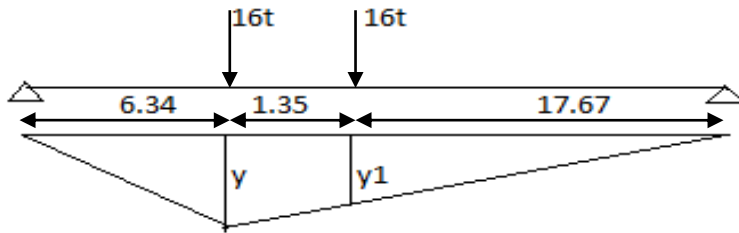
- Un convoi :

$$M = 183.96 \times 1.2 \times 1.088 = 240.178 \text{ t. m.}$$

- Deux convois :

$$M = 183.96 \times 1.1 \times 1.106 \times 2 = 447.61 \text{ t.m.}$$

➤ **Système Bt :**



$$Y = 4.755 \quad \Rightarrow \quad Y1 = 4.42$$

$$\text{Donc : } M = 16(Y + Y1) \times \delta_c \times b_t$$

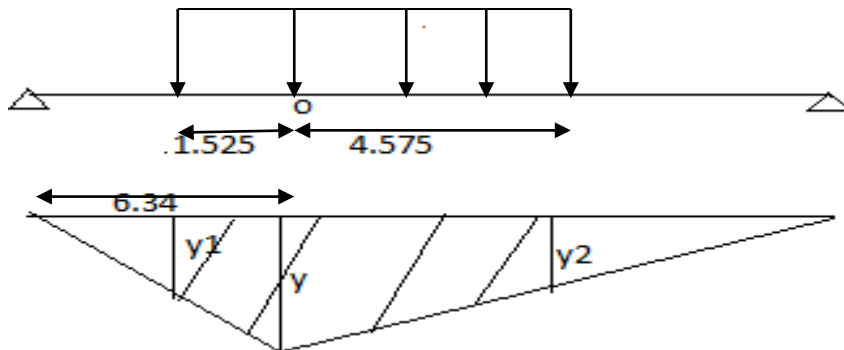
- Un tandem :

$$M = 16(4.755 + 4.42) \times 1 \times 1.076 = 157.96 \text{ m.}$$

- Deux tandems :

$$M = 16(4.755 + 4.42) \times 1 \times 1.086 \times 2 = 318.85 \text{ m.}$$

➤ **Système Mc120**



$$Y = 4.755 \quad \Rightarrow \quad Y1 = Y2 = 3.61$$

$$S = [(3.61 + 4.755) \times 1.525 / 2] + [(3.61 + 4.755) \times 4.575 / 2] = 25.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S \times \delta_c = 18.03 \times 34.02 \times 1.1 = 505.94 \text{ t.m}$$

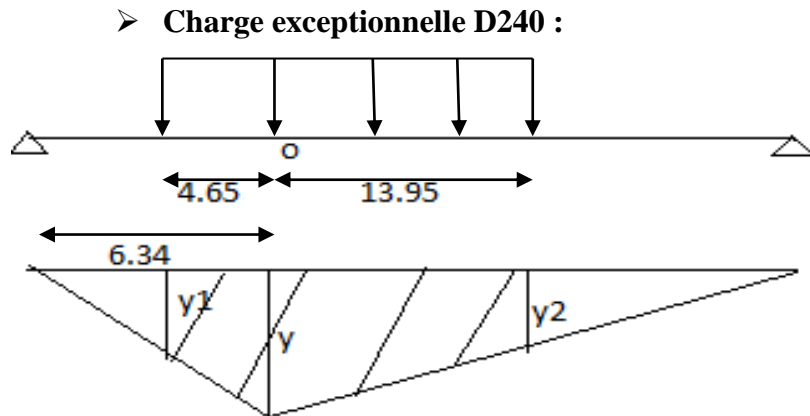


Fig.V.17 Charge D240

$$X = 6.34 \implies Y = 4.755 \implies Y1 = Y2 = 1.27$$

$$S = [(1.27 + 4.755) \times 4.65 / 2] + [(1.27 + 4.755) \times 13.95 / 2] = 56.03 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } M = q \times S = 722.95 \text{ t.m}$$

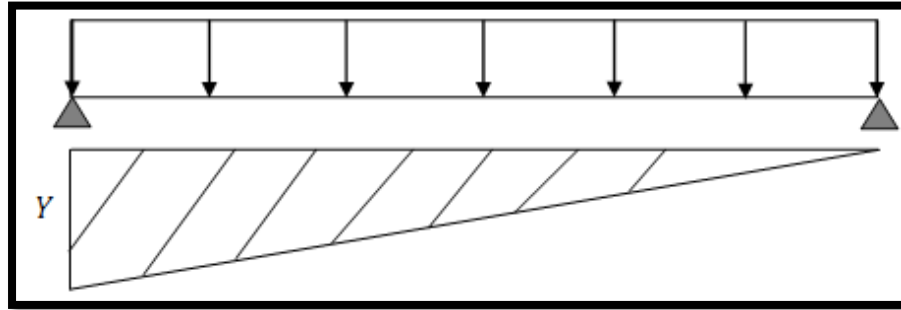
Tab.V.19 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0.25 L$		Pour $x = 0.5 L$	
		Mmax (t.m)	M0=M/7 (t.m)	Mmax (t.m)	M0=M/7 (t.m)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	251.91	35.99	328.67	49.95
	2 voies chargées	503.82	71.97	657.31	93.90
Trottoirs	1 trottoir	12.21	1.74	15.89	2.27
	2 trottoirs	24.42	3.49	31.79	4.54
Système Bc	1 convoi	240.178	34.31	300.26	42.89
	2 convois	447.61	63.94	559.59	79.94
Système Bt	1 tandem	157.96	22.57	206.6	29.51
	2 tandems	318.85	45.55	414.02	59.15
Convoi Mc120		505.94	72.28	674.72	96.39
Convoi D240		722.95	103.28	963.59	137.66

4.2 Efforts tranchants :

4.2.1 Efforts tranchants pour $X = 0L$

- Surcharges A(L) et trottoirs :



$$Y = x/L = 1 \implies S = \sum Si = \left(\frac{1 \times 25.36}{2} \right) = 12.68 \text{ m}^2$$

$$T_{\max} = q \times \sum Si$$

➤ Surcharge A(L) :

- pour une voie chargée :

$$T = 4.1874 \times 12.64 = 52.93 \text{ t}$$

- pour deux voies chargées :

$$T = 8.3744 \times 12.68 = 106.19 \text{ t}$$

➤ Surcharge de Trottoir :

$$T = q \times S$$

- Un trottoir :

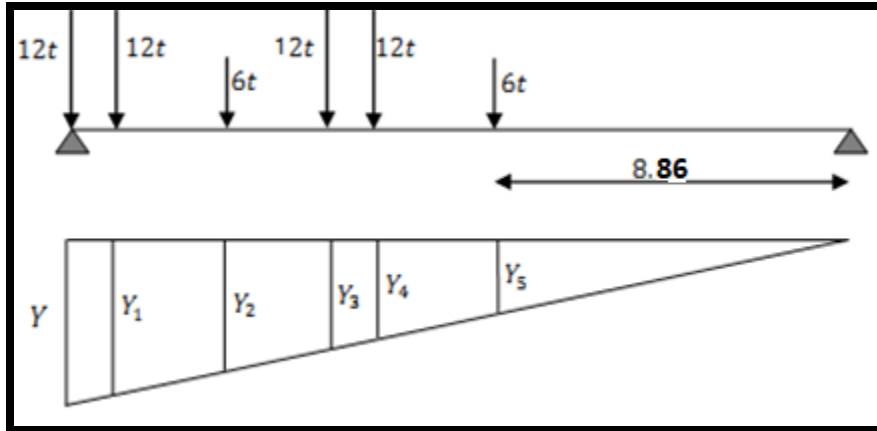
$$T = 0.2025 \times 12.68 = 2.57 \text{ t}$$

- Deux trottoirs :

$$T = 0.405 \times 12.68 = 5.14 \text{ t}$$

- **Système B**

➤ Surcharges du Système Bc



$Y = x/L$ Donc On a :

Tab.V.20 Valeurs de Y_i pour effort tranchant à $x=0.5L$

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1	0.94	0.76	0.58	0.52	0.35

$$T = \sum(\pi_i \times Y_i) = (12 \times 1 + 12 \times 0.94 + 6 \times 0.76 + 12 \times 0.58 + 12 \times 0.52 + 6 \times 0.35)$$

$$T_{\max} = 43.14 \text{ t}$$

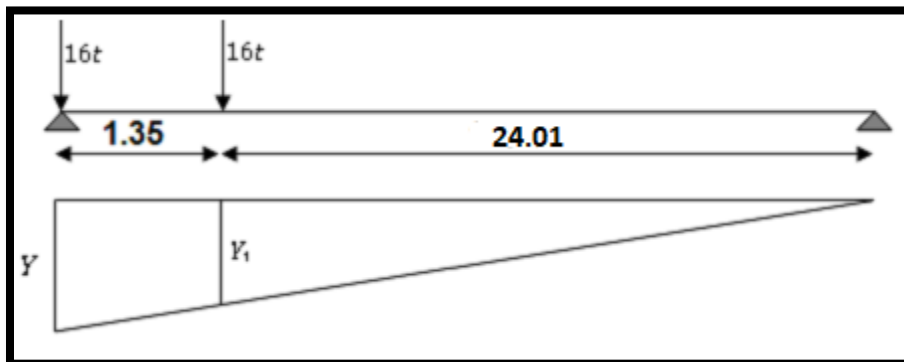
- Un convoi :

$$T = 43.14 \times 1.2 \times 1.088 = 56.32 \text{ t}$$

- Deux convois :

$$T = 43.14 \times 1.1 \times 1.106 \times 2 = 104.97 \text{ t}$$

➤ **Surcharge de type Bt :**



Surcharge de type Bt

$$Y=1 \implies Y_1 = 0.9467$$

$$T_{\max} = (16 \times 1 + 16 \times 0.9467) = 31.15$$

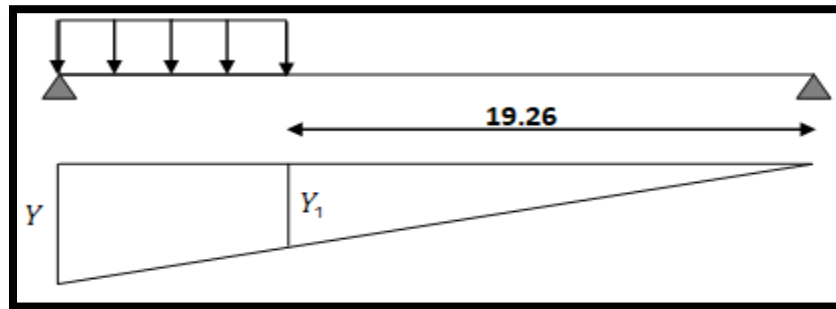
- Un tandem :

$$T = 31.15 \times 1 \times 1.076 = 33.52 \text{ t.}$$

- Deux tandems :

$$T = 31.15 \times 1 \times 1.086 \times 2 = 67.66 \text{ t.}$$

➤ Surcharge du type Mc120 :



Surcharge du type Mc120

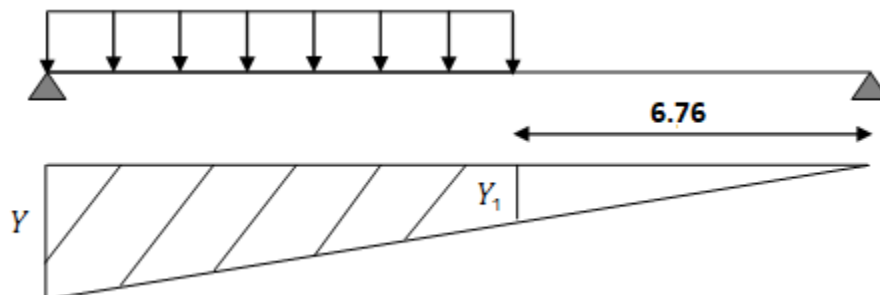
$$Y=1 \implies Y_1 = 0.759$$

$$T_{\max} = \sum(q_i \times s_i) = 18.03 \times [(Y+Y_1)/2] \times 6.1$$

$$T_{\max} = 96.73 \text{ t}$$

➤ Surcharge exceptionnelle D240 :

➤

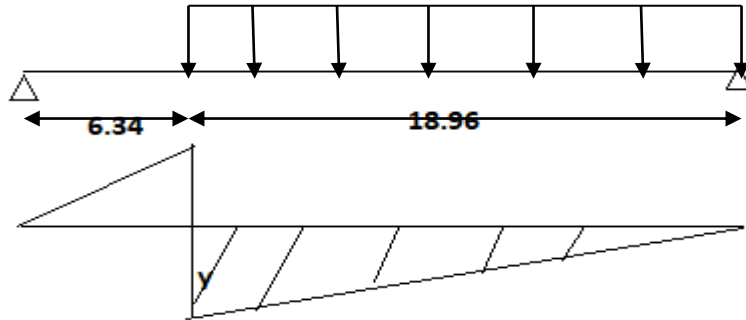


$$Y = 1 \implies Y1 = 0.266$$

$$T_{\max} = \sum(q_i \times s_i) = 12.9 \times [(Y+Y1)/2] \times 18.6 = 151.88t.$$

4.2.2) efforts tranchants pour $X = 0.25 L$

- **Surcharge A(L) et trottoir :**



$$Y = x/L = 18.96/25.36 = 0.75 \implies \sum Y = (0.75 \times 18.96/2) = 7.11m$$

$$T_{\max} = q \times \sum S$$

➤ **Surcharge A(L) :**

- pour une voie chargée :

$$T = 4.1874 \times 7.11 = 29.77 t$$

- pour deux voies chargées :

$$T = 8.3744 \times 7.11 = 59.54 t$$

➤ **Surcharge de trottoir :**

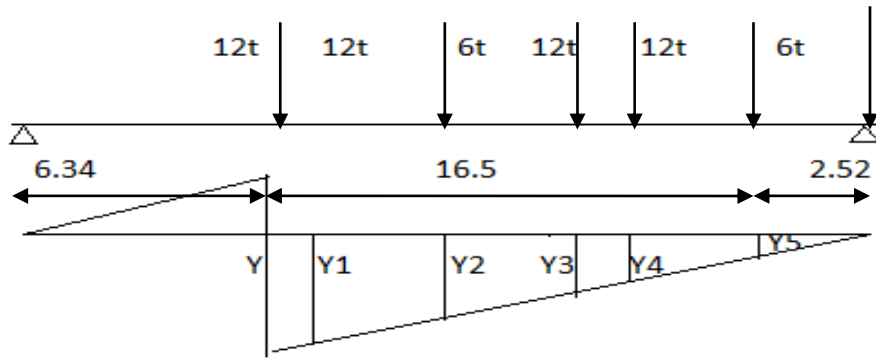
- Un trottoir :

$$T = 0.2025 \times 7.11 = 1.44 t$$

- Deux trottoirs :

$$T = 0.405 \times 7.11 = 2.88 t$$

- **Surcharge du type Bc :**



$Y = x / L$ donc on a :

Tab.V.21 Valeurs de Y_i pour effort tranchant a $x = 0.25L$

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
0.75	0.69	0.51	0.334	0.275	0.1

$$T_{\max} = \sum(p_i \times Y_i) = (12 \times 0.75 + 12 \times 0.69 + 6 \times 0.51 + 12 \times 0.334 + 12 \times 0.275 + 6 \times 0.1)$$

$$T_{\max} = 28.248 \text{ t}$$

- Un convoi :

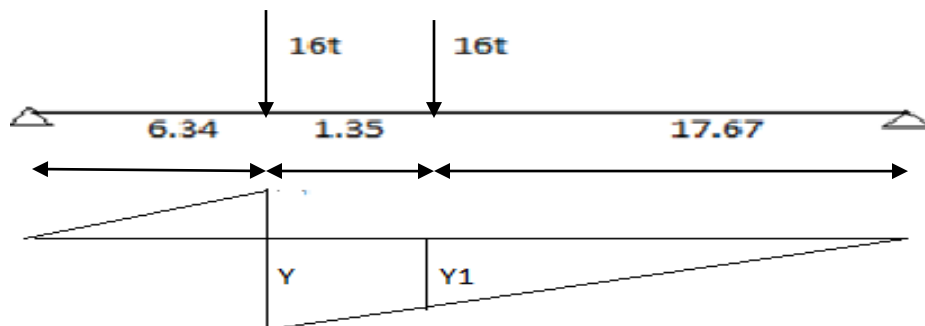
$$T = 28.248 \times 1.2 \times 1.088 = 36.88 \text{ t}$$

-

- Deux convois :

$$T = 28.248 \times 1.1 \times 1.106 \times 2 = 68.73 \text{ t}$$

➤ **Surcharge de type Bt :**



$$Y = 0.75 \implies Y1 = 0.7$$

$$T_{\max} = (16 \times 0.75 + 16 \times 0.7) = 23.2t$$

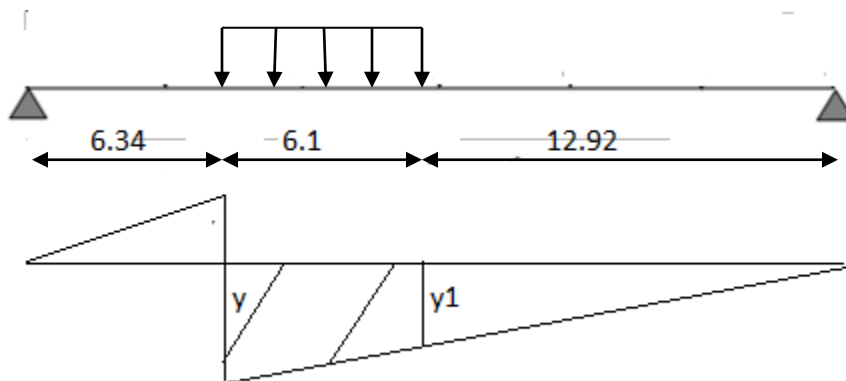
- Un tandem :

$$T_{\max} = 23.2 \times 1 \times 1.076 = 24.96$$

- Deux tandems :

$$T_{\max} = 23.2 \times 1 \times 1.086 \times 2 = 50.39 t.$$

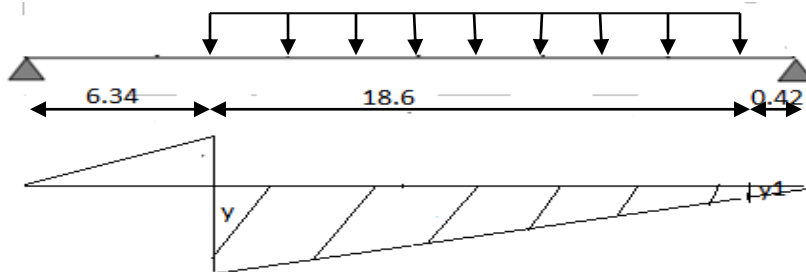
➤ **Surcharge de type Mc120 :**



$$Y = 0.75 \longrightarrow Y1 = 0.51$$

$$T_{\max} = \sum(q_i \times s_i) = 18.03 \times [(Y+Y1)/2] \times 6.1 = 69.3t.$$

➤ **Convoi exceptionnelle D240 :**



$$Y = 0.75 \longrightarrow Y1 = 0.0166$$

$$T_{\max} = \sum(q_i \times s_i) = 12.9 \times [(Y+Y1)/2] \times 18.6 = 91.97 t.$$

4.2.3 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Tab.V.22 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0 L$		Pour $x = 0.25 L$	
		Tmax (t.)	T0=T/7 (t.)	Tmax (t.)	T0=T/7 (t.)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	52.93	7.56	29.77	4.25
	2 voies chargées	106.19	15.17	59.54	8.51
Trottoirs	1 trottoir	2.57	0.37	1.44	0.21
	2 trottoirs	5.14	0.73	2.88	0.41
Système Bc	1 convoi	56.32	8.06	36.88	5.27
	2 convois	104.97	14.99	68.73	9.82
Système Bt	1 tandem	33.52	4.79	24.94	3.56
	2 tandems	67.66	9.67	50.39	7.2
Convoi Mc120		96.73	13.82	69.3	9.9
Convoi D240		151.88	21.70	91.97	13.14

CHAPITRE VI :
REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Par le passé les ponts à poutres en béton armé ou en béton précontraint étaient munis d'un nombre suffisant d'entretoises intermédiaires pour assurer l'indéformabilité de la section transversale. Actuellement, les ponts à poutres en béton armé sont rares. Pour des raisons économiques et de facilité de fabrication, les ponts à poutres ne comportent plus d'entretoise seuls les ponts en ossatures mixte entièrement métalliques sont généralement dotés d'entretoises ou de pièces de pont assurant une certaine indéformabilité de la section transversale. Compte tenue de ce qui vient d'être dit, on peut classer les méthodes d'analyse structurale en deux familles, selon que la section transversale peut être considéré étant déformable ou indéformable.

1. Les méthodes utilisées :

• Etude des tabliers de ponts à section droite indéformable :

- Méthode de calcul dite « entretoise rigide » due à **J_COURBON**.
- Analyse à partir de la théorie de torsion non uniforme.

• Etude des tabliers de ponts à section droite déformable.

- La méthode des ossatures plissées.
- La méthode de **G-MASSONET**.
- La méthode des matrices transferts de flexion transversale.

2. Choix de la méthode :

La méthode de l'entretoisement est défini comme suit :

$$r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{l} \cdot \sqrt{\frac{I_P}{I_E}}$$

Avec : n : nombre des poutres.

a : distance d'entraxe des poutres.

l : portée des poutres.

I_P : Moment d'inertie d'une poutre.

I_E : Moment d'inertie d'une entretoise.

- ✓ Si ($r < 0,30$), la rigidité de l'entretoise est infinie, ce qui fait que la répartition transversale est linéaire, telle est l'hypothèse de **J_COURBON**.
- ✓ Si ($r \geq 0,30$), la rigidité de l'entretoise est finie, ce la dit que la répartition transversale n'est pas linéaire mais à allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de **GMASSONET**.

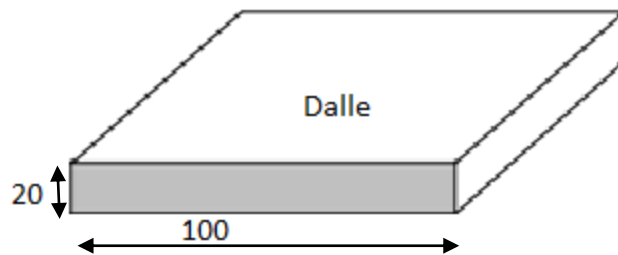
Application à Notre Projet:

$$n = 7, a = 1.5, l = 25.36$$

Remarque :

1- notre projet ne comporte pas d'entretoises, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises.

Moment d'inertie d'une entretoise (I_E)



$$I_E = (d.h^3)/12, \quad I_E = 66666.666cm^4$$

2- la poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie moyenne équivalente :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

Avec :

I_0 : Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis .

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis.

Pour une poutre intermédiaire :

$$I_0 = 19979689.7 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 17076585.59 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 17515458.4 \text{ cm}^4 = 0.1752 \text{ m}^4$$

$$r = \frac{7}{2} \times \frac{1.5}{25.36} \sqrt[4]{\frac{17515458.4}{6666.666}} = 0.83$$

$r > 0.3$, donc on utilise la méthode de **G-MASSONET**.

LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Cette méthode considère que la charge appliquée $p(x)$ est sous forme sinusoïdale telle que :

$$P(x) = P1. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right)$$

p : est la valeur constante du chargement.

L : portée du pont.

Sous l'effet de cette charge d'excentricité « e », qui agit sur une parallèle à l'axe du pont, ce dernier prend une déformée de forme :

$$W(x, y) = W0. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right).$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W0(x, y) = W0. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right).$$

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités des charges :

$$e = \{ \pm b ; \pm \frac{3.b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \} \text{ pour les neufs sections de la largeur de dalle}$$

$$y = \{ \pm b ; \pm \frac{3.b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \} \text{ Il suffit de prendre la symétrie (ex. de : 0 à b).}$$

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($\kappa\alpha$, $\varepsilon\alpha$, $\mu\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

-leur rigidité à la flexion $B_p = E. I_p$

-leur rigidité à la torsion $C_p = G. K_p$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

-leur rigidité à la flexion $B_E = E \cdot I_E$

-leur rigidité à la torsion $C_E = G \cdot K_E$

E : Module de Young

G : Module de torsion. Avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ ν : Coefficient de Poisson

I_P : Moment d'inertie de flexion des poutres.

K_P : Moment d'inertie de torsion des poutres.

I_E : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

K_E : Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion : } \begin{cases} \rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \cdot I_P}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1} \end{cases}$$

$$\text{Rigidité de torsion : } \begin{cases} \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G \cdot K_P}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \cdot K_E}{L_1} \end{cases}$$

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux :

❖ paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$

❖ paramètre d'entretoisement $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$

Dans le cas de pont à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, on tracera les lignes d'influences des différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

➤ **Détermination des paramètres de calcul :**

La largeur active est $(2b)$. Le pont est constitué de 7 poutres ($n=7$) espacées de b_0 1.5 m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera

$2b = n \times b_0 = 7 \times 1.5 = 10.5$ donc $b = 5.25$.

➤ **Position active des poutres :**

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

(-0.857b, -0.571b, -0.286b, 0, 0.286b, 0.571b, 0.857b)

➤ **Calcul les paramètres α et θ :**

1) **Paramètre d'entretoises (caractérise la souplesse de l'entretoisement) :**

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$b = 5.25 \quad \rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_1}$$

$$L = 25.36 \text{m} \quad \rho_E = \frac{E \cdot I_e}{L_1}$$

Calcul de I_p : les poutres de notre projet sont à inertie variable.

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

I_0 : Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis.

$$I_0 = 19979689.7 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 17076585.59 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 17515458.4 \text{ cm}^4 = 0.1752 \text{ m}^4$$

✓ **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_1} = \frac{E \cdot 0.1752}{1.5} = 0.1168E$$

✓ **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$I_E = I_d = (b \times h^3) / 12 = (1 \times 0.2^3) / 12 = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = \frac{E \cdot I_e}{L_1} = \frac{E \cdot 0.00067}{1} = 6.67 \times 10^{-4} E$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\theta = \frac{5.25}{25.36} \times \sqrt[4]{\frac{0.1168E}{6.67 \times 10^{-4} E}} \implies \theta = 0.752$$

3. Calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

$\gamma_p = C_p / bI$ rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L I$ rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Avec :

$$C_p = G \times \left[\sum k_i a_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{6} \right]$$

a : plus grande dimension

h : plus petite dimension

a/b	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	4≤
k	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.333

Tab.VI.1) Tableau donnant les valeurs de k

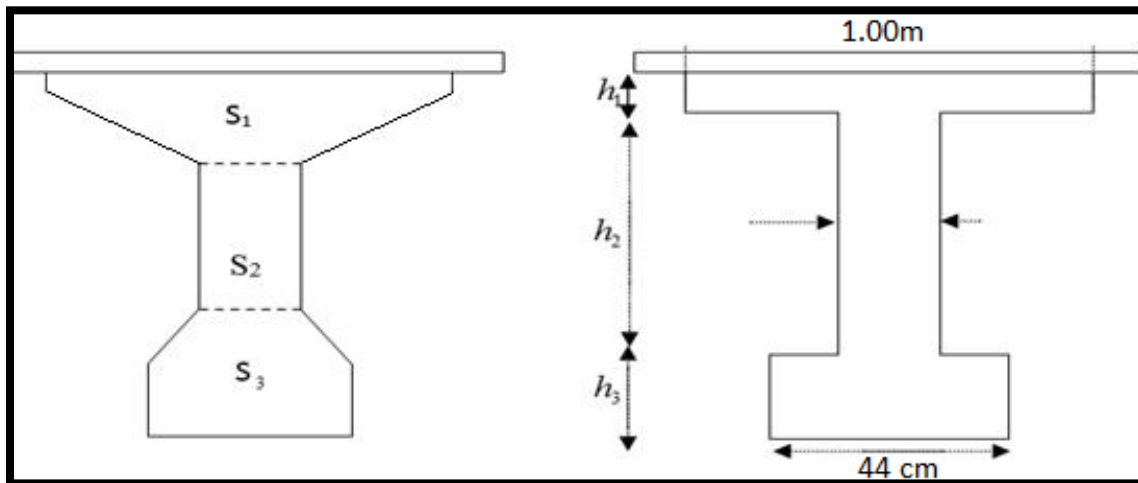


Fig.VI. 1 Poutre équivalent

$$S_1 = 1794 \text{ cm}^2 = 100 \times h_1 \implies h_1 = 17.94 \text{ cm}$$

$$S_3 = 1412 \text{ cm}^2 = 44 \times h_3 \implies h_3 = 32.1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 79.96 \text{ cm}$$

Section 1 :

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{0.1794} = 5.574 \implies k = 0.333$$

Section 3 :

$$\frac{a}{b} = \frac{44}{32.1} = 1.37 \text{ interpolation} \implies k = 0.187$$

Section 2 :

$$\frac{a}{b} = \frac{79.96}{18} = 4.4 \implies k = 0.333$$

$$C_p = \left\{ (0.333 \times 1 \times 0.1794^3 + 0.187 \times 0.44 \times 0.321^3 + 0.333 \times 0.18^3 \times 0.7996 + \frac{1 \times 0.2^3}{6}) \times G \right\}$$

$$C_p = 0.00753G$$

$$C_D = C_E = \frac{1}{6} \times a \times b^3 \times G = 0.166 \times 1 \times 0.2^3 \times G = 0.00133G.$$

$$\gamma_p = C_p / b_1 = 0.00753G / 1.5 = 0.00502G.$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L_1 = 0.00133G / 1 = 0.00133G.$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$\gamma_p = 0.00502 \frac{E}{2.4} = 0.0021 E$$

$$\gamma_E = \gamma_D = 0.00133 \frac{E}{2.4} = 5.54 \times 10^{-4} E.$$

Donc on a :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

$$\alpha = 0.15$$

4. Répartition transversale des moments fléchissant :

Les valeurs de k pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonet Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de k dans le cas où $0 \leq \alpha \leq 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

Si $0 \leq \theta \leq 0.1$ $k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.05}$

Si $0.1 \leq \theta \leq 1$ $k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^\beta$

Si $1 \leq \theta \leq 2$ $k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.5}$

Avec $\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.663}$ est notre cas $\beta = 0.645$

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement les surcharges.

On a pour les surcharges concentrées :

$$K = \left(\sum p_i \times \frac{k_i}{\sum p_i} \right) = \sum k_i / n$$

$k_{moy} =$ (surface de la ligne d'influence surchargée/largeur surchargée)

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes On calcul le moment fléchissant réel avec cette formule : $M = k_{moy} \times M_0$

Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de (G.MASSONNET), les valeurs de K_0 et K_1 doivent subir une interpolation (voire l'annexe).

Si $\theta_0 \leq \theta \leq \theta_1$ $k(\theta) = k(\theta_0) + \left(\frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0} \right) (k(\theta_1) - k(\theta_0))$

Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0.752$

Tab.VI.2 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0.75$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.1313	0.4691	1.0606	1.5762	1.8186	1.5762	1.0606	0.4691	-0.1313
b/4	-0.4347	0.0570	0.5646	1.0926	1.5762	1.8182	1.5968	1.1281	0.6006
b/2	-0.4944	-0.1810	0.1579	0.5646	1.0606	1.5968	1.9943	2.0445	1.9531
3b/2	-0.4469	-0.3280	-0.1810	0.0358	0.4691	1.1061	2.0455	3.0864	4.0328
b	-0.3709	-0.4469	-0.4944	-0.4347	-0.1313	0.6006	1.9531	4.0328	6.6938

Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0.752$

Tab.VI.3 Valeurs de k_1 pour $\theta = 0.752$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6654	0.8023	0.9866	1.2030	1.3710	1.2030	0.9866	0.8023	0.6654
b/4	0.4339	0.5474	0.7098	0.9374	1.2030	1.3847	1.3140	1.1583	1.0223
b/2	0.2890	0.3787	0.5102	0.7098	0.9866	1.3426	1.5741	1.5992	1.5461
3b/2	0.2017	0.2726	0.3787	0.5474	0.8023	1.1583	1.5992	2.0208	2.2664
b	0.1166	0.2017	0.2890	0.4339	0.6654	1.0223	1.5461	2.2664	3.1545

Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 0.752$

Tab.VI.4 Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.752$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1031	0.5671	1.0388	1.4664	1.6869	1.4664	1.0388	0.5671	0.1031
1.3125	-0.1792	0.2013	0.6073	1.0469	1.4664	1.6907	1.5136	1.2449	0.7247
2.625	-0.2610	-0.0163	0.2615	0.6073	1.0388	1.5220	1.8707	1.9135	1.8334
3.9375	-0.2561	-0.1513	-0.0163	0.1863	0.5671	1.1215	0.9142	2.7729	3.5131
5.25	-0.2275	-0.2561	-0.2610	-0.1792	0.1031	0.7247	1.8334	3.5131	5.6525

On a $0.1 \leq \theta = 0.752 \leq 1$

$$k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^\beta$$

$$k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) 0.15^{0.645}$$

$$k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \times 0.2942$$

Les valeurs de K_α pour les positions des poutres :

Tab.VI.5 Les valeurs de K_α pour les positions des poutres

poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 4 (0)	0.1031	0.5671	1.0388	1.4664	1.6869	1.4664	1.0388	0.5671	0.103
Poutre 5 (1.5015)	-	0.1697							
	0.1914	9	0.5573	0.9833	1.4045	1.6663	1.5653	1.2493	0.885
Poutre 6 (2.997)	-								
	0.2617	-0.0546	0.1828	0.4880	0.9051	1.4085	1.8830	2.1571	2.309
Poutre 7 (4.593)	-								
	0.2418	-0.2037	-0.14003	0.0037	0.3353	0.9232	1.8738	3.1427	4.582

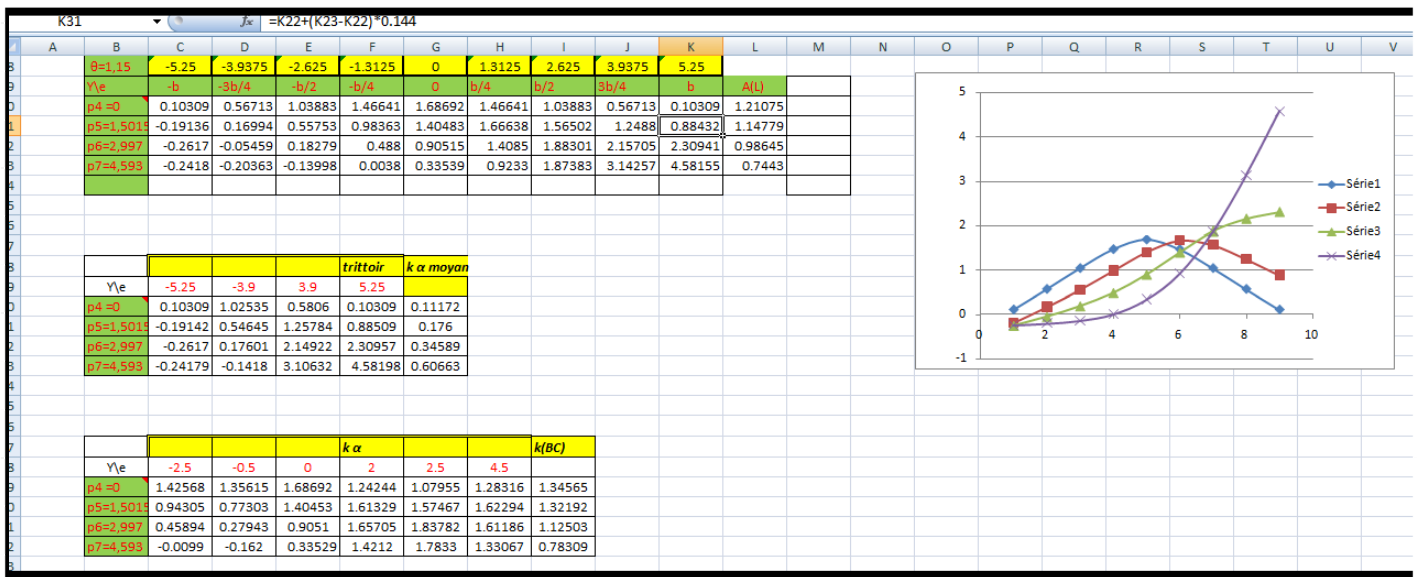


Fig.VI.2 résultats d'Excel

Les formules de calcul $K_{\alpha m}$:

Trottoir
$$K_\alpha = \frac{1}{2 \cdot \frac{3b}{4}} \left[\frac{k\left(-\frac{3b}{4}\right) + k(-b)}{2} \times \frac{b}{4} + \frac{k\left(\frac{3b}{4}\right) + k(b)}{2} \times \frac{b}{4} \right]$$

A(L)
$$K_\alpha = \frac{1}{6} \left[\frac{k\left(-\frac{3b}{4}\right)}{2} + k\left(-\frac{b}{2}\right) + k\left(-\frac{b}{4}\right) + k(0) + k\left(\frac{b}{4}\right) + k\left(\frac{b}{2}\right) + \frac{k\left(\frac{3b}{4}\right)}{2} \right]$$

BC
$$K_\alpha = 1/6 \sum_{i=1/6} K_i = 1/6 (K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6)$$

$$\text{Bt} \quad K_{\alpha} = 1/4 (K1+K2+K3+K4)$$

$$\text{MC120} \quad K_{\alpha} = \frac{1}{2} * [\left(\frac{k1+k2}{2} \times l \right) + \left(\frac{k3+k4}{2} \times l \right)]$$

$$\text{D240} \quad K_{\alpha} = \frac{1}{3.10} \times [\left(\frac{k1+k2}{2} \times l \right) + \left(\frac{k2+k3}{2} \times l \right) + \left(\frac{k3+k4}{2} \times l \right)]$$

5. Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

Tab.VI.6 Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

Moments à X=0.5L		Poutre 4		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		
Cas de charges	M0	K α m	Mréel	K α m	Mréel	K α m	Mréel	K α m	Mréel	
2 trottoirs		4.54	0.115	1.044	0.18	1.64	0.35	3.18	0.61	5.54
A(L)	2 voies	93.90	1.21	113.62	1.15	107.99	0.99	92.96	0.74	69.49
Bc	1file	42.89	1.35	57.9	1.32	56.61	1.13	48.47	0.78	33.45
	2filles	79.94	1.35	107.92	1.32	105.52	1.13	90.33	0.78	62.35
Bt	1tandem	29.51	1.31	38.66	1.35	39.84	1.2	35.41	0.93	27.44
	2tandems	59.15	1.31	77.49	1.35	79.85	1.2	70.98	0.93	55.01
Mc 120		96.39	1.22	117.6	1.39	133.98	1.43	137.84	1.36	131.05
D240		137.66	1.53	210.62	1.46	200.98	1.11	152.8	0.61	83.97

6. Combinaisons des charges pour le B.A.E.L :

a. Combinaisons des moments à L'E.L.U

Tab.VI.7 Les combinaisons à l'ELU

ELU	POUTRE 4	POUTRE 5	POUTRE 6	POUTRE 7
1.35G+1.6 (AL+TRT)	455.5	446.62	423.80	388.14
1.35G+1.6 (BC+TRT)	446.03	442.67	419.6	376.72
1.35G+1.6 (BT+TRT)	397.34	401.6	388.64	330.30
1.35 (G+MC) +1.6TRT	432.12	454.71	461.15	453.93
1.35 (G+D240) +1.6TRT	557.7	545.16	481.35	390.32

b. Combinaisons des moments à L'E.L.S

Tab.VI.8 Les combinaisons à l'ELS

ELU	POUTRE 4	POUTRE 5	POUTRE 6	POUTRE 7
G+1.2 (AL+TRT)	338.84	332.44	315.33	288.58
G+1.2 (BC+TRT)	332.08	329.96	312.17	281.38
G+1.2 (BT+TRT)	295.48	298.67	288.95	271.21
G+MC+1.2TRT	320.1	336.83	341.62	336.28
G+D240+1.2TRT	413.12	403.83	356.58	289.16

La poutre plus sollicité étant la poutre N°4

$$M_{\max} = 1.35 (G+D240)+1.6TRT = 557.7t.m$$

CHAPITRE VII :
MODELISATION DU TABLIER

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

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc.),

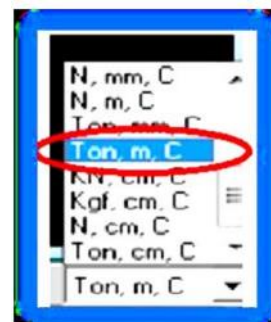
1. Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée. Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyés sur un appui simple de côté et d'autre coté sur un appui double, la dalle comme un élément coque (SHELL).

1.1. Les étapes de Modélisation :

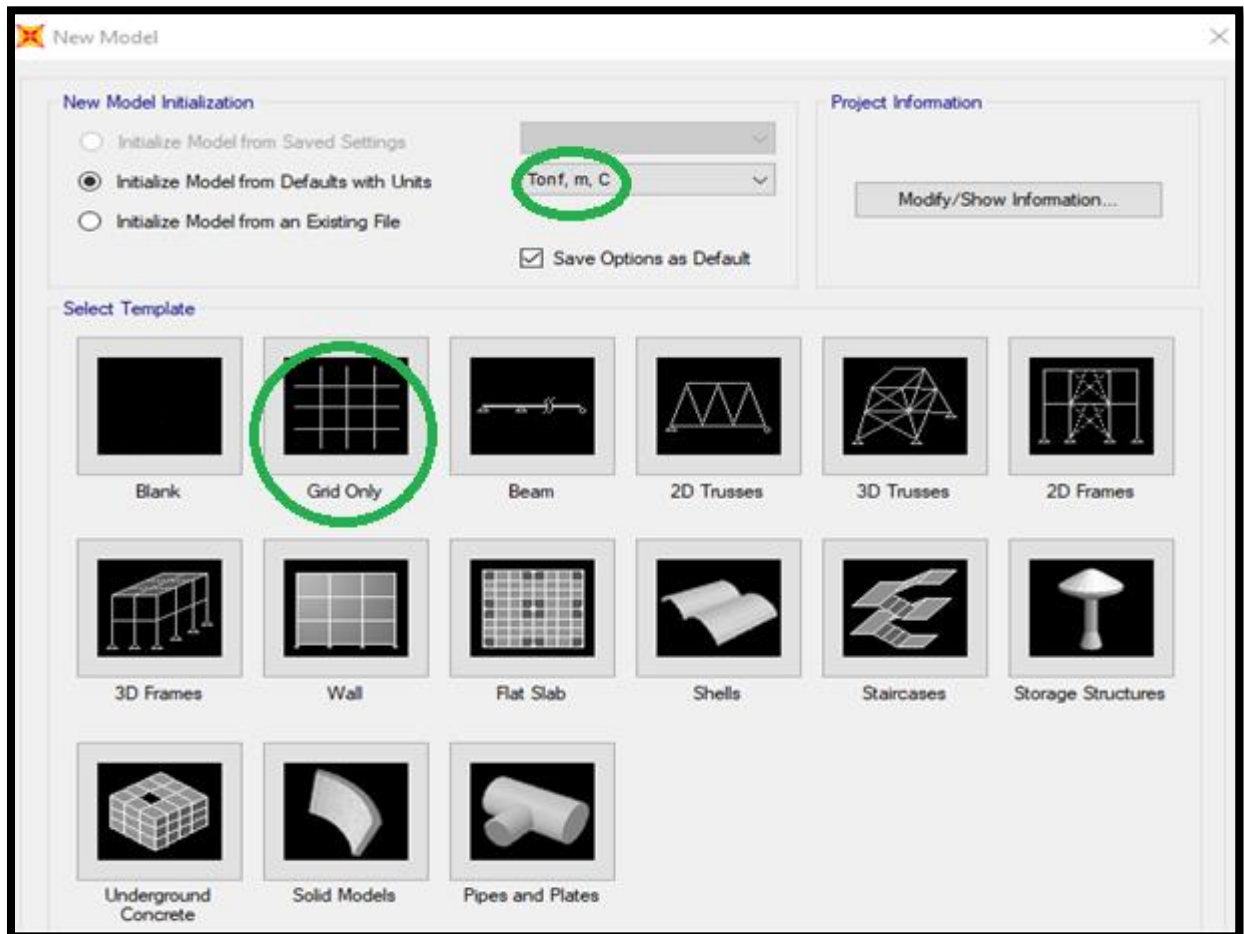
1.1.1. Choix de l'unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptons le **Ton-m-c** (tonne-mètre-Celsius).



1.1.2. Création de la structure :

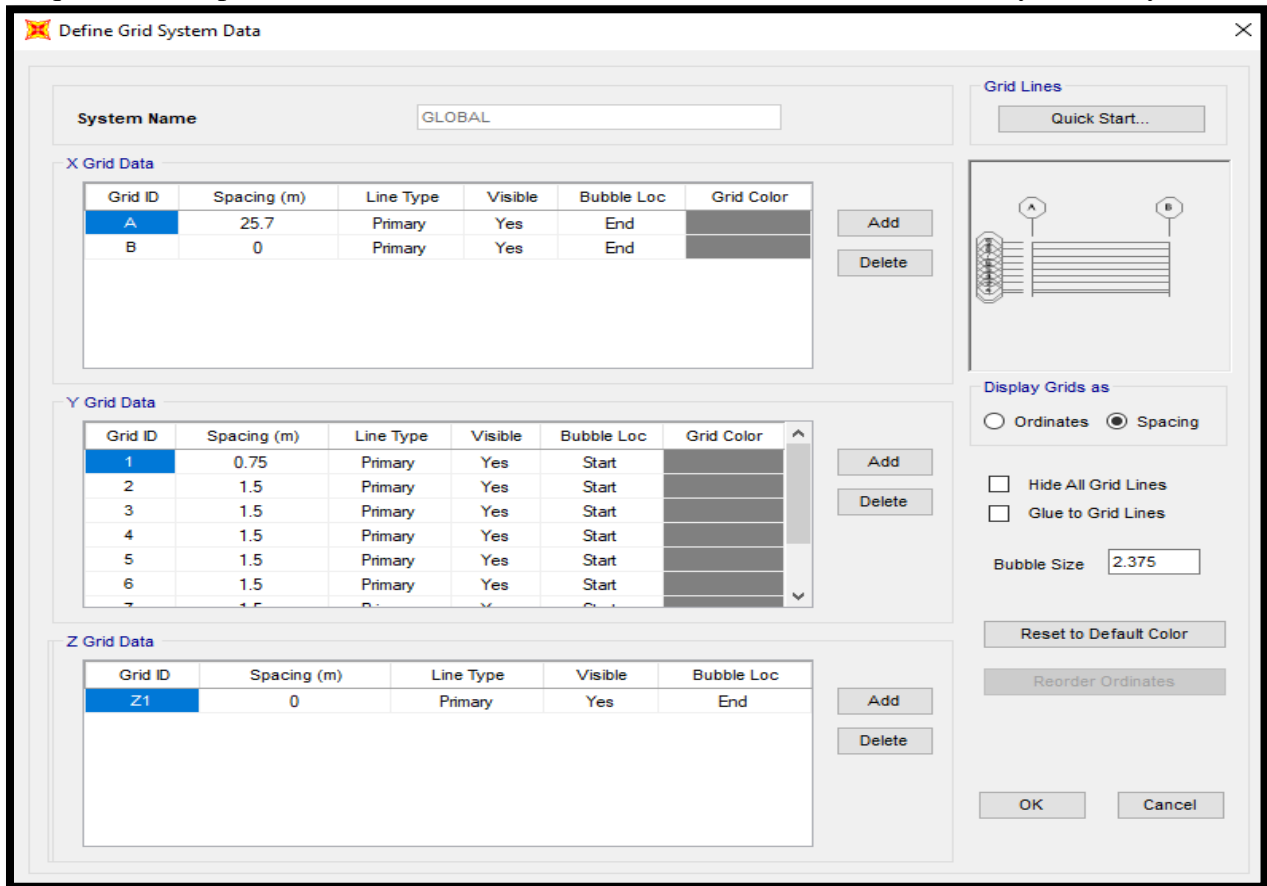
Importation d'un modèle à partir de la bibliothèque de SAP2000, le menu **FILE/NEW MODEL**, la boîte suivante s'affiche :



Choix du type de model selon le type de structure

1.1.3. Introduire les coordonnées de la structure :

Cliquez à droite par la main de souris → Edite Grid Data → Modify / show system



1.1.4. Choix du matériau :

Afficher la boîte de dialogue **Define** → **Materials** Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau des éléments de la structure à modéliser.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: béton

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.5

Mass per Unit Volume: 0.2549

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 320000

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 133333.33

Other Properties For Concrete Materials

Concrete Characteristic Compressive Strength, f_{ck}: 2812.2785

Expected Concrete Compressive Strength: 2812.2785

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

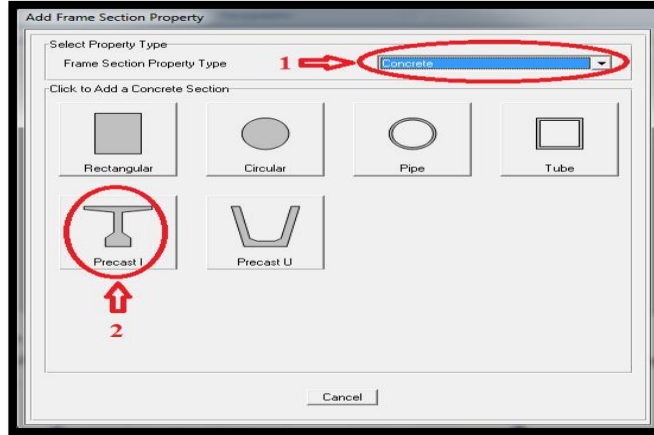
OK Cancel

Choix des matériaux et leur caractéristiques

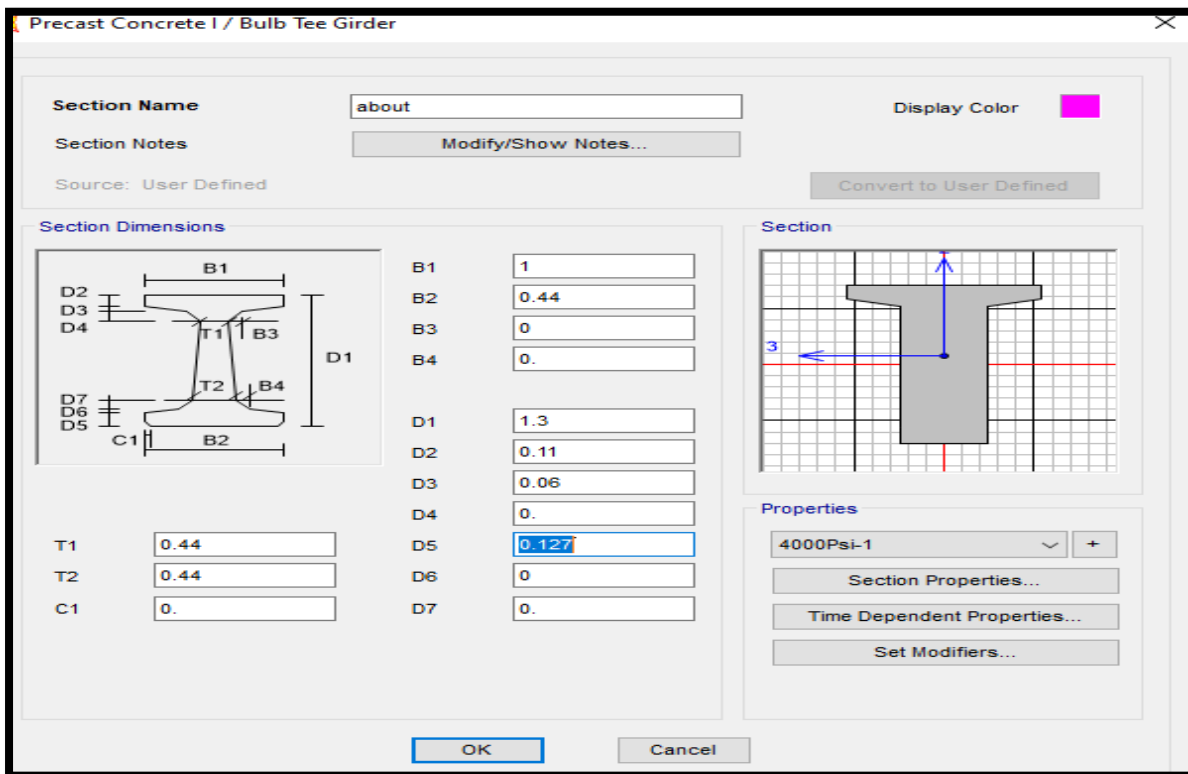
1.1.5 Choix de type d'élément :

❖ Les poutres :

Afficher la boîte de dialogue **Define** \implies **Frame section** \implies **Add New property**



Puis écrit les coordonnées des types de la poutre.



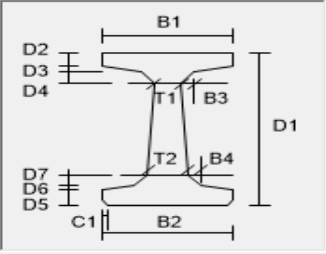
Section d'about

Section Name **Display Color**

Section Notes

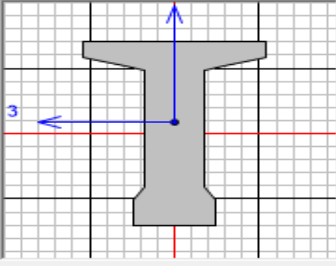
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	<input type="text" value="1"/>
B2	<input type="text" value="0.44"/>
B3	<input type="text" value="0.11"/>
B4	<input type="text" value="0.06"/>
D1	<input type="text" value="1.3"/>
D2	<input type="text" value="0.11"/>
D3	<input type="text" value="0.06"/>
D4	<input type="text" value="0.03"/>
D5	<input type="text" value="0.18"/>
D6	<input type="text" value="0."/>
D7	<input type="text" value="0.09"/>
T1	<input type="text" value="0.32"/>
T2	<input type="text" value="0.32"/>
C1	<input type="text" value="0."/>

Section



Properties

4000Psi

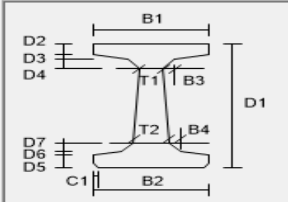
Section médiane

Section Name **Display Color**

Section Notes

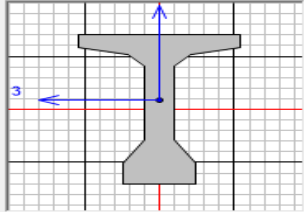
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	<input type="text" value="1."/>
B2	<input type="text" value="0.44"/>
B3	<input type="text" value="0.1"/>
B4	<input type="text" value="0."/>
D1	<input type="text" value="1.3"/>
D2	<input type="text" value="0.11"/>
D3	<input type="text" value="0.06"/>
D4	<input type="text" value="0.1"/>
D5	<input type="text" value="0.18"/>
D6	<input type="text" value="0.2"/>
D7	<input type="text" value="0."/>
T1	<input type="text" value="0.18"/>
T2	<input type="text" value="0.18"/>
C1	<input type="text" value="0."/>

Section



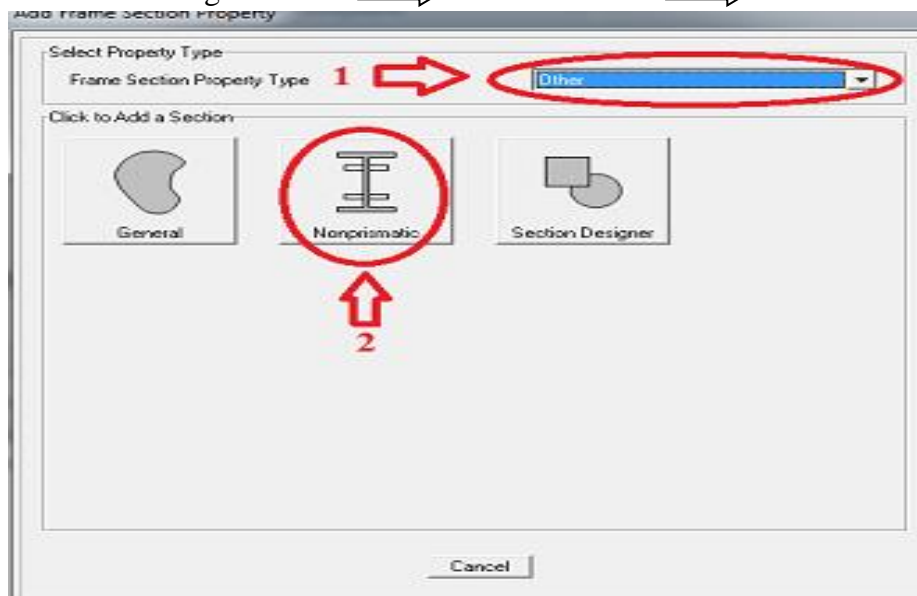
Properties

4000Psi

Section a mi travée

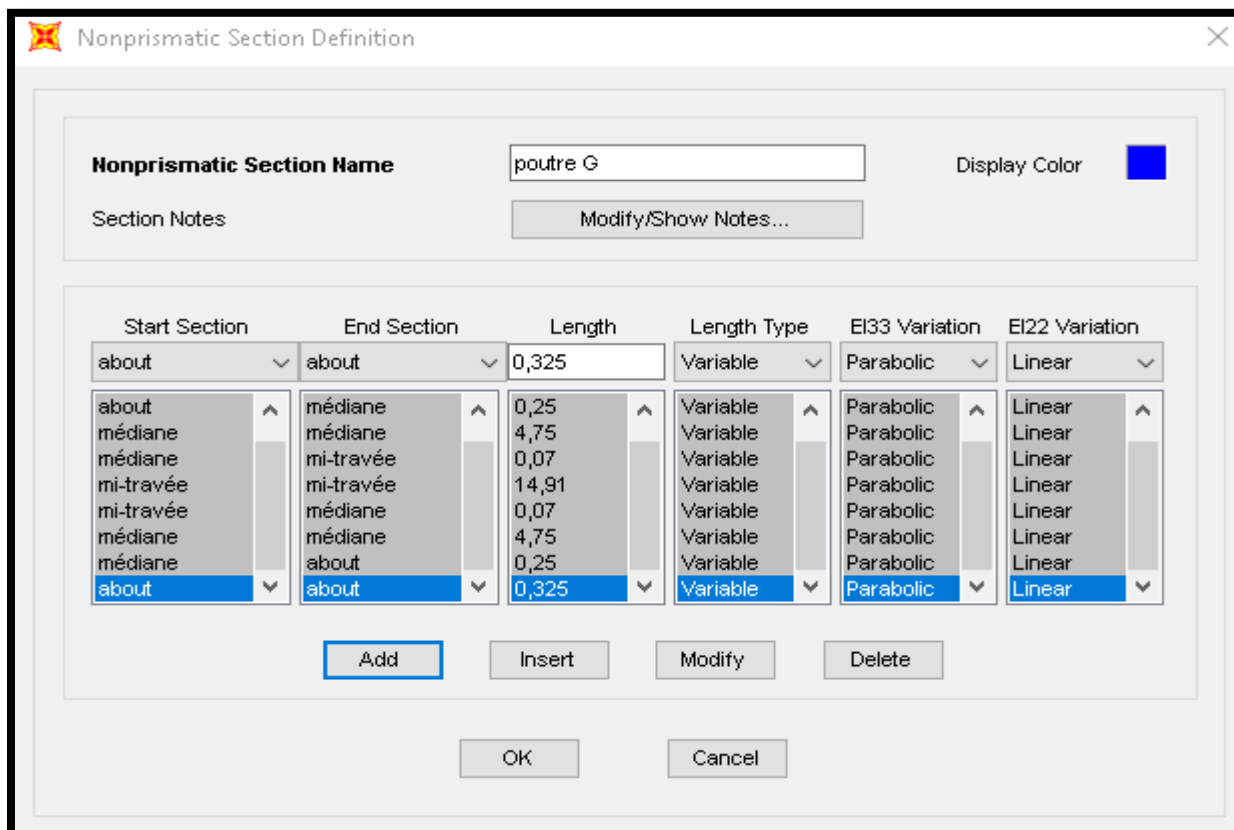
Cette option permet de déclarer le type de section , pour notre cas on utilise 3 section (about ,médiane , mi travée),car la poutre est prismatique et avec une astuce on peut créer la poutre variable.

Afficher la boîte de dialogue **Define** → **Frame section** → **Add New property**



Assemblage la poutre entre l'about et médiane

Puis on introduit la géométrie totale de longueur de la poutre :

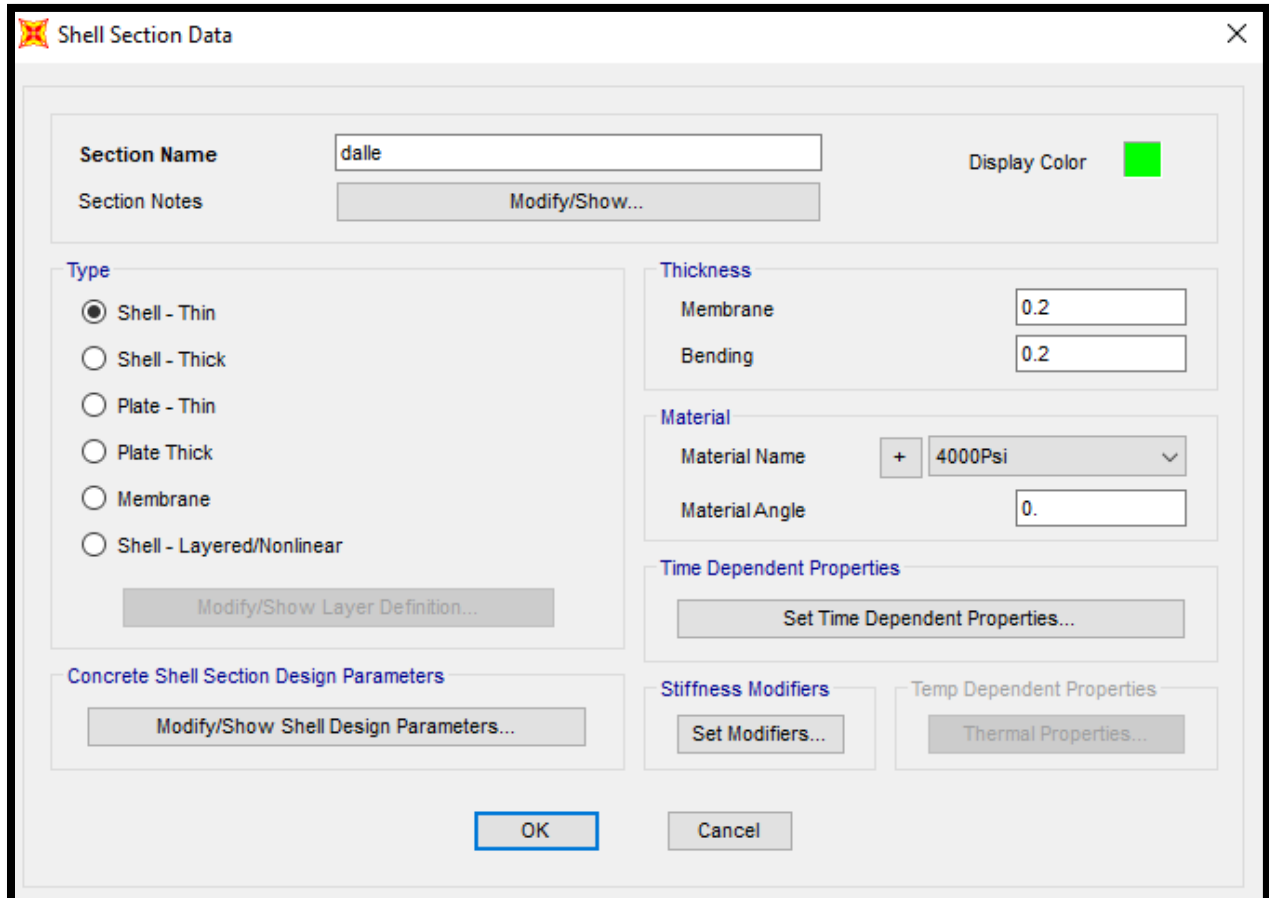


Suite d'assemblage

❖ Modélisation du tablier :

Défine \Rightarrow Area section

Cette option permet de déclarer le type de plaque ,



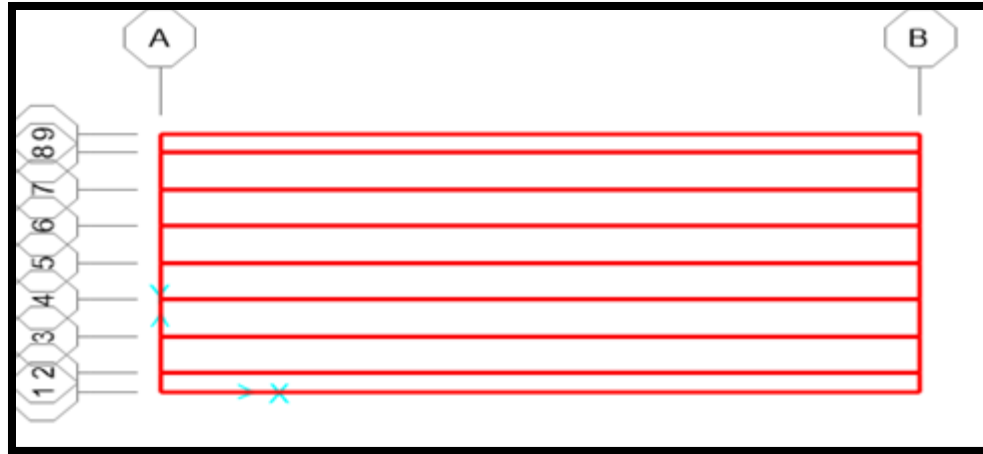
Epaisseur de la dalle

1.1.6 .Tracer les poutres :

Draw \Rightarrow Draw Frame / cable /Tendon .

1.1.7 Tracer la dalle

Draw \Rightarrow Draw rectangular area

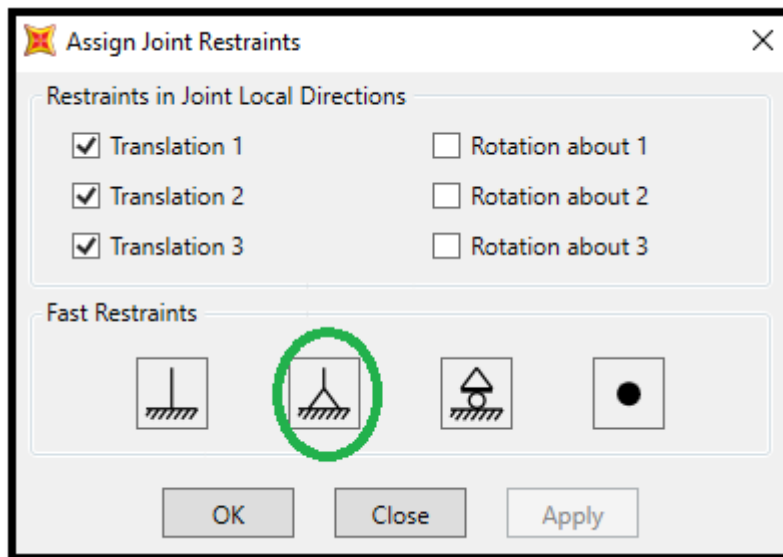


Tracer les poutres et la dalle

1.1.8 Choix type d'appuis :

Sélectionné les points d'extrémités de poutres pour disposer les appuis.

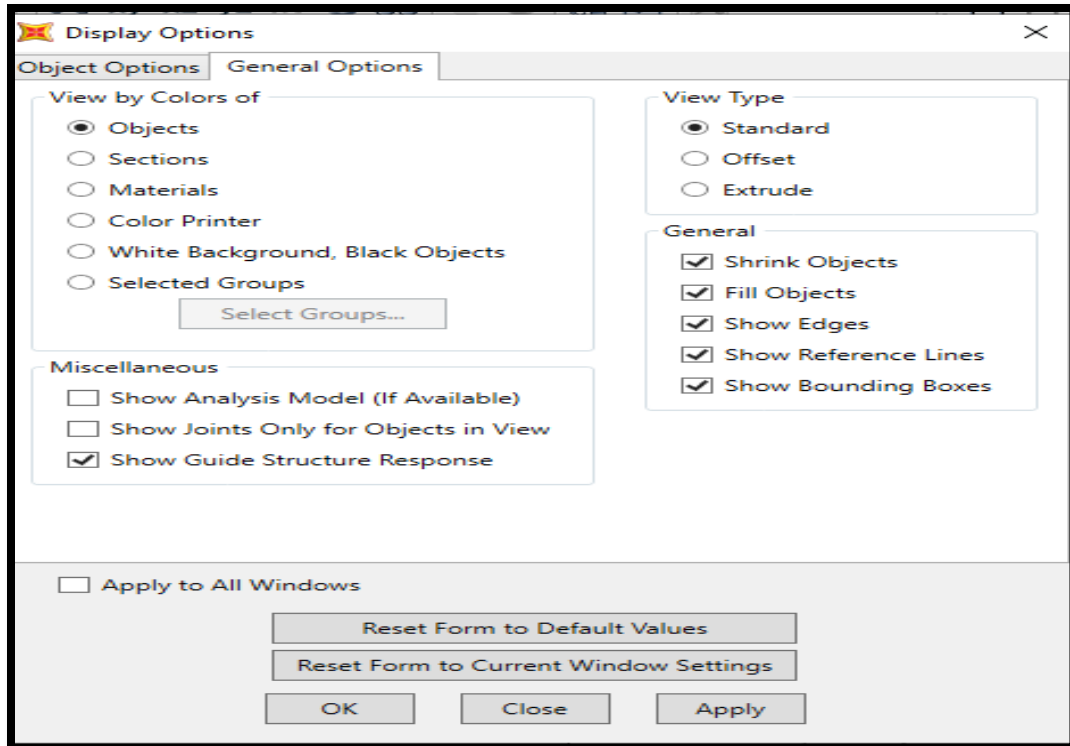
Assign \Rightarrow joint \Rightarrow restraints



Choix type d'appuis

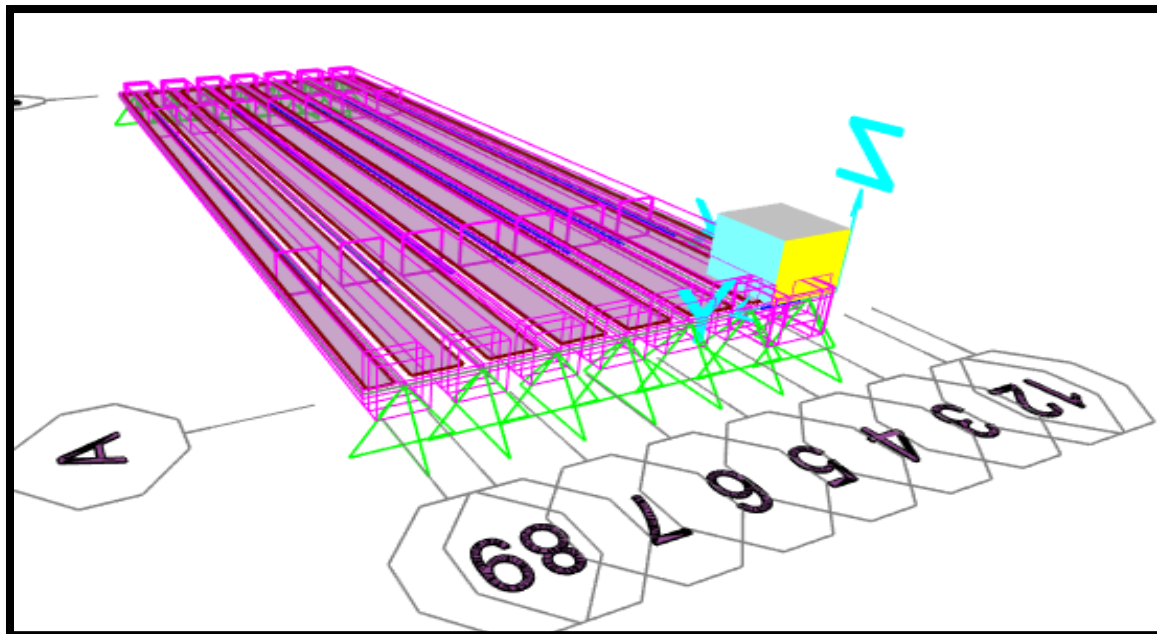
Puis cliquer sur :

View \Rightarrow set display options



Display options

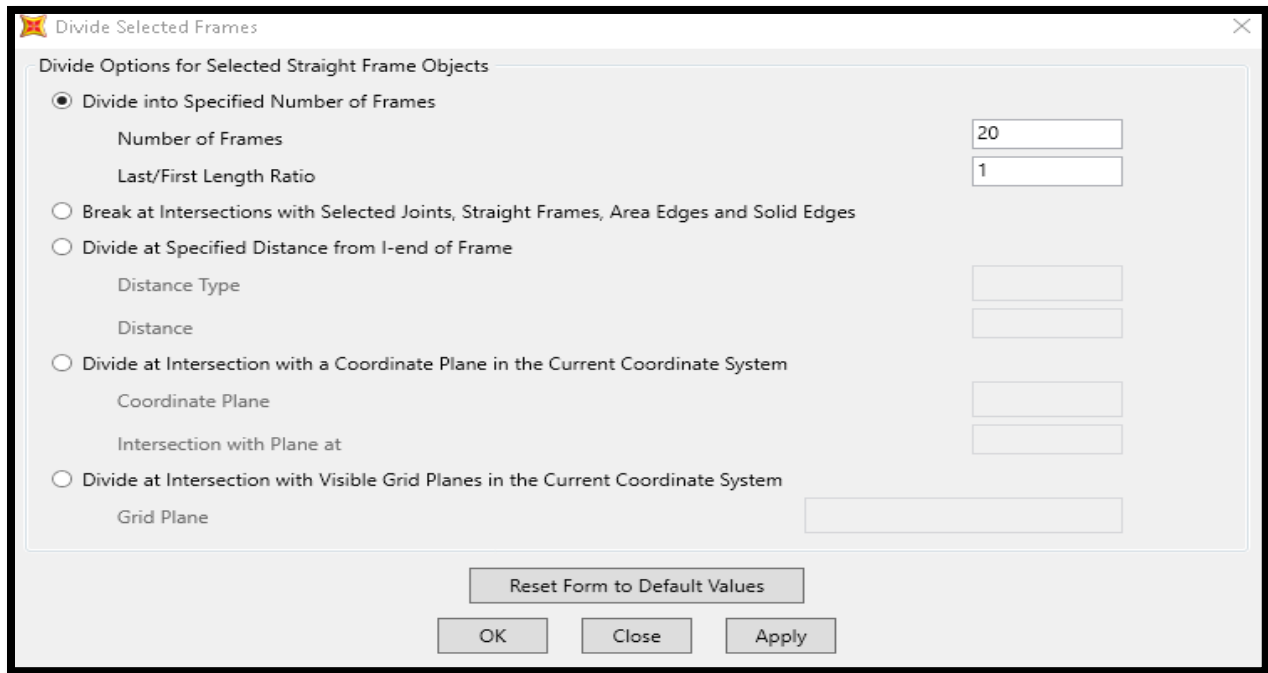
Puis cliquer sur OK



Vue 3D du tablier

Ensuite sélectionner les poutres et :

Edit \Rightarrow Edit lines



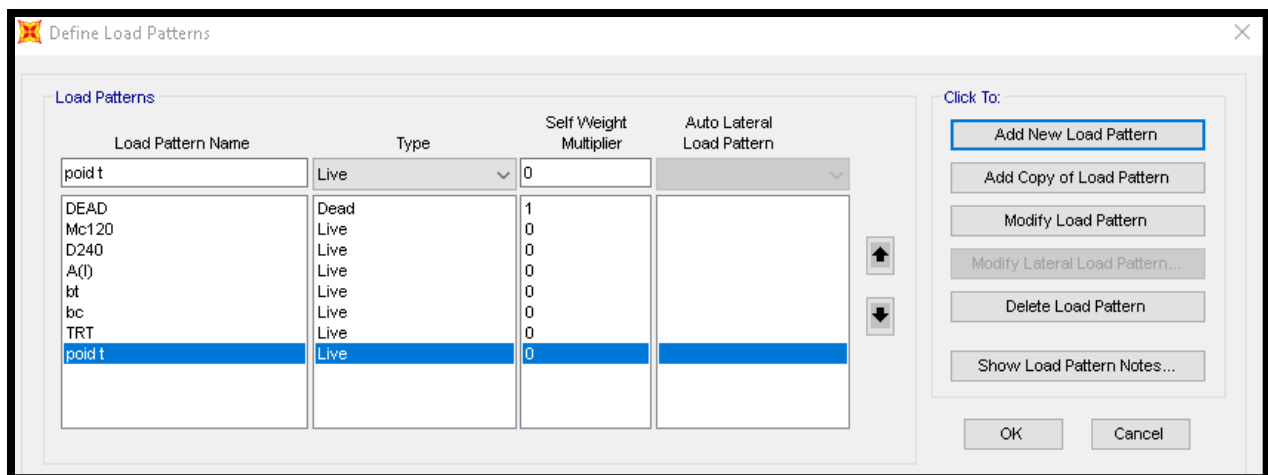
Divide de frame

Sélectionner chaque dalle

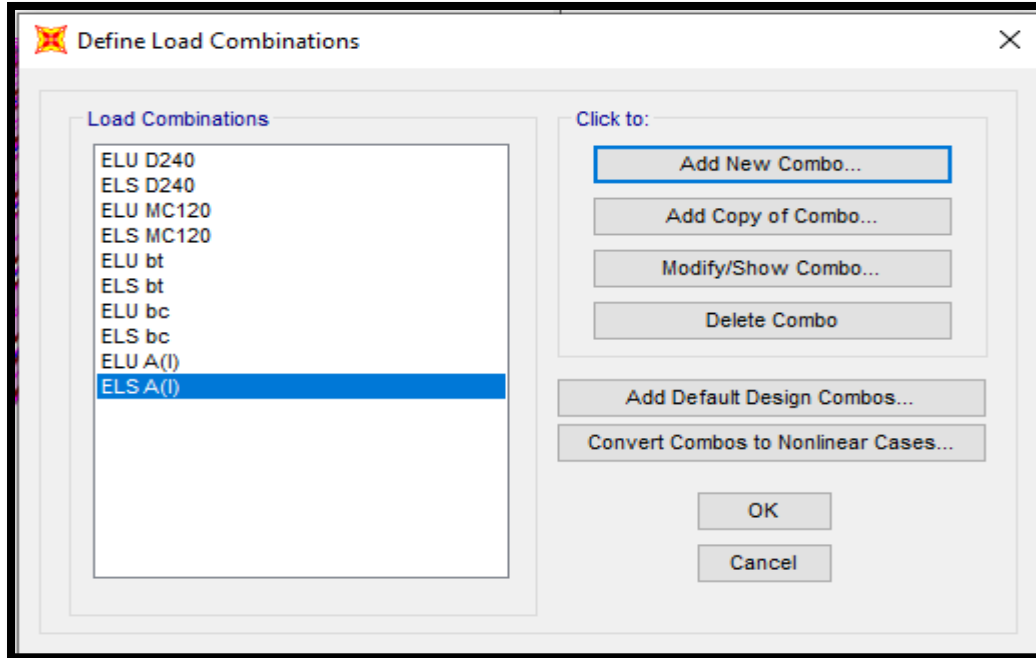
Edit \Rightarrow Edit Area

1.1.9. Déclaration des charges :

Define \Rightarrow Load patterns



Define \Rightarrow Load combinations

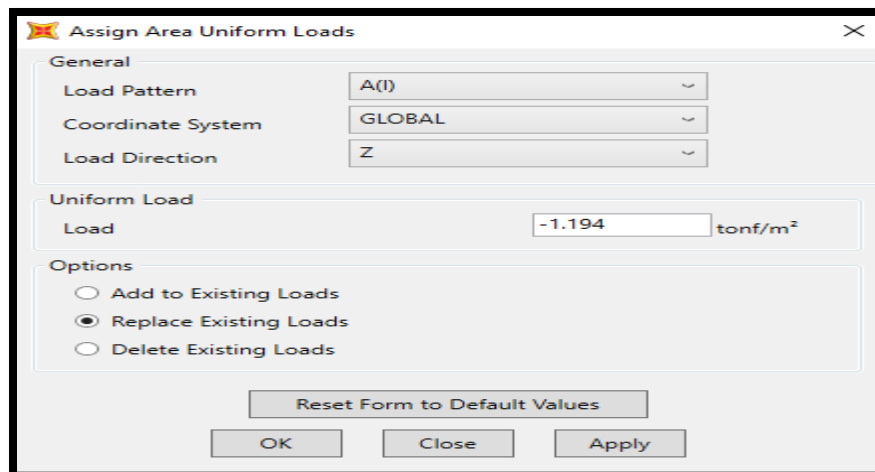


Load Combinations

Et sélectionner chaque élément puis définir les surcharges :

Assign \Rightarrow Area load \Rightarrow uniform (shell)

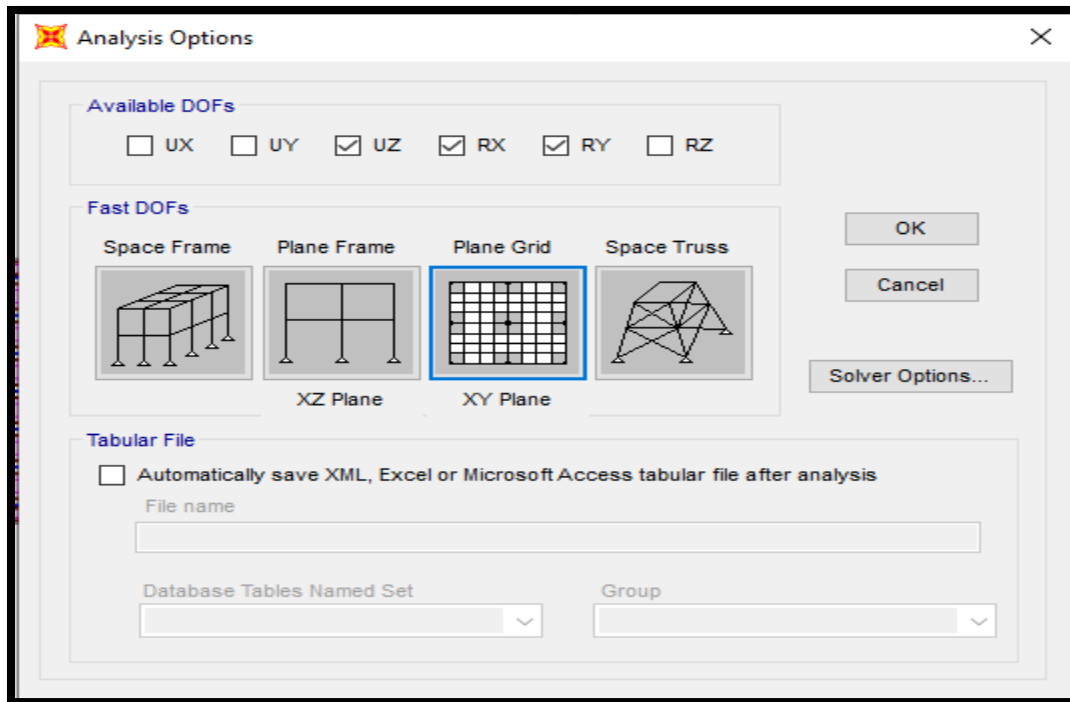
Comme : A(l)



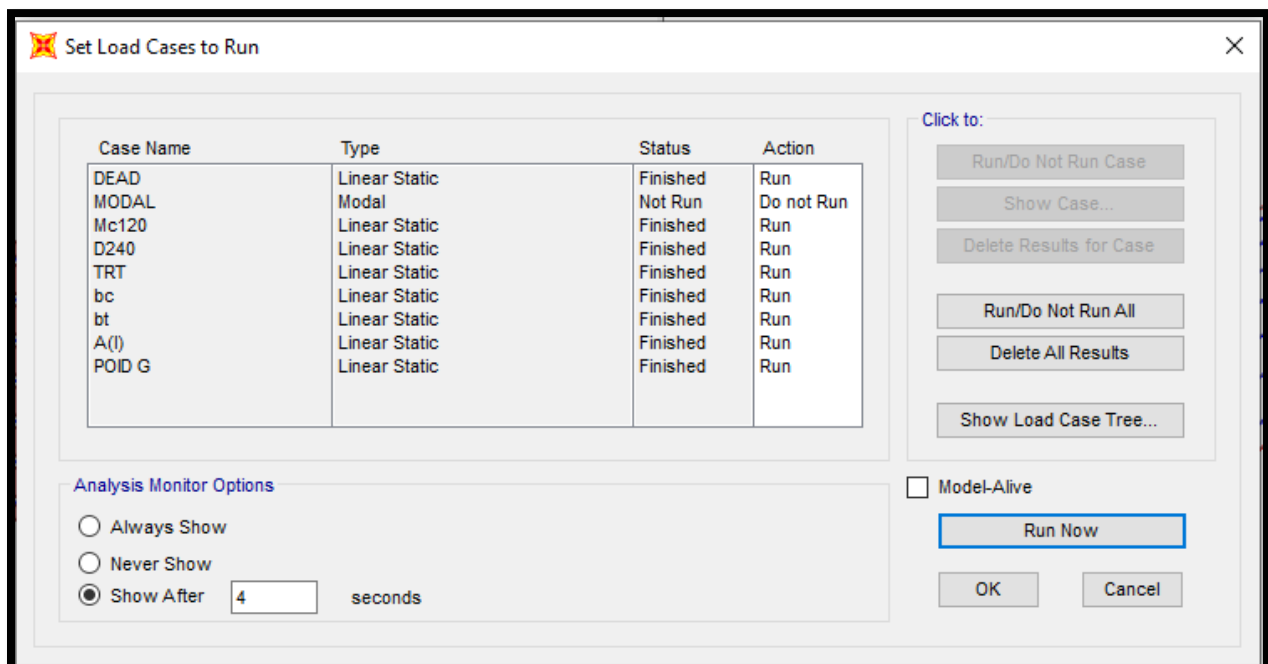
Surcharges A(l)

1.2 Analyse de système :

Analyse \implies set analysis option \implies plan Grid



Analyse \implies set load cases to run



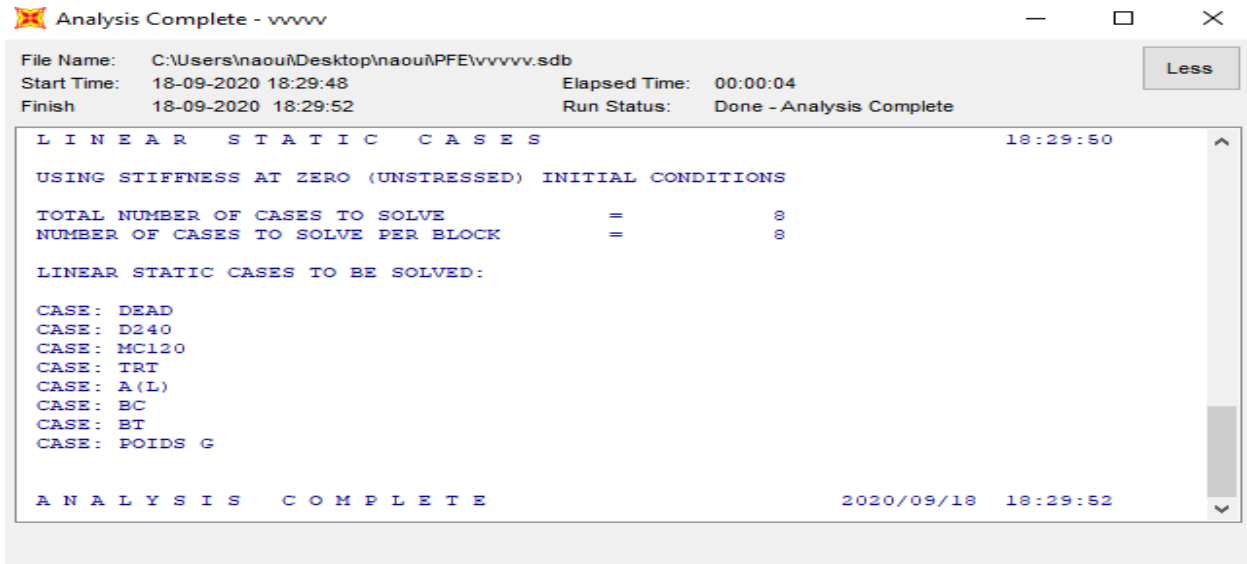


Tableau d'analyse

2. Comparaison des résultats:

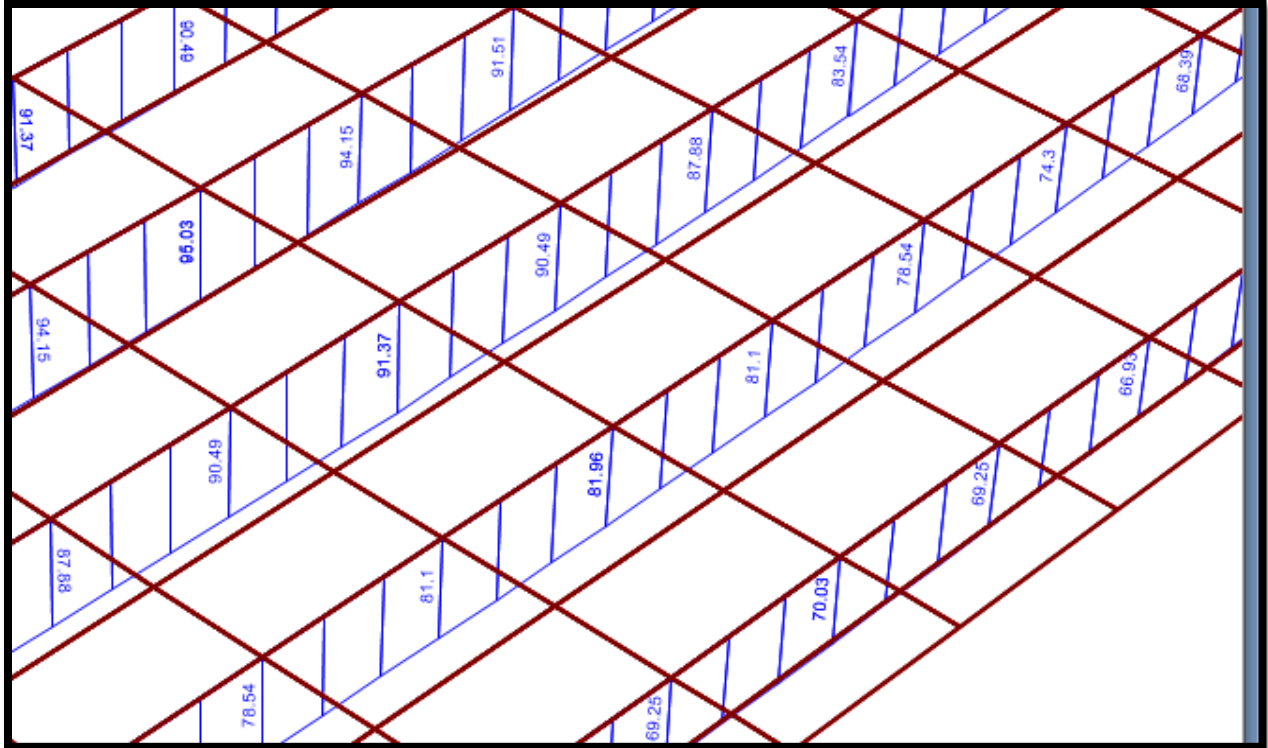
- **A(l) :**

N de poutre	G.MASSONET	SAP2000	ΔM
Poutre 4	113.62	95.03	18.59
Poutre 5	107.99	91.38	16.61
Poutre 6	92.69	81.96	10.73
Poutre7	69.49	70.03	0.54

- **TRT :**

N de poutre	G.MASSONET	SAP2000	ΔM
Poutre 4	1.044	1.1	0.056
Poutre 5	1.64	1.43	0.21
Poutre 6	3.18	2.31	0.87
Poutre7	5.54	3.22	2.32

Puis comparer D240, Mc120 ,Bc, Bt



Résultats du sap2000

La comparaison des résultats par logiciel SAP2000 et ceux obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence, méthode de GUYON MASSONET pour la détermination des moments fléchissant et efforts tranchant indique qu'il ya une petite différence entre les deux méthodes.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1. Principe de la précontrainte :

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, qui consiste à tendre les aciers consistants les armatures du béton , et donc à comprimer au repos ,ce dernier.

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension :

Mise en tension des aciers avant coulage du béton.

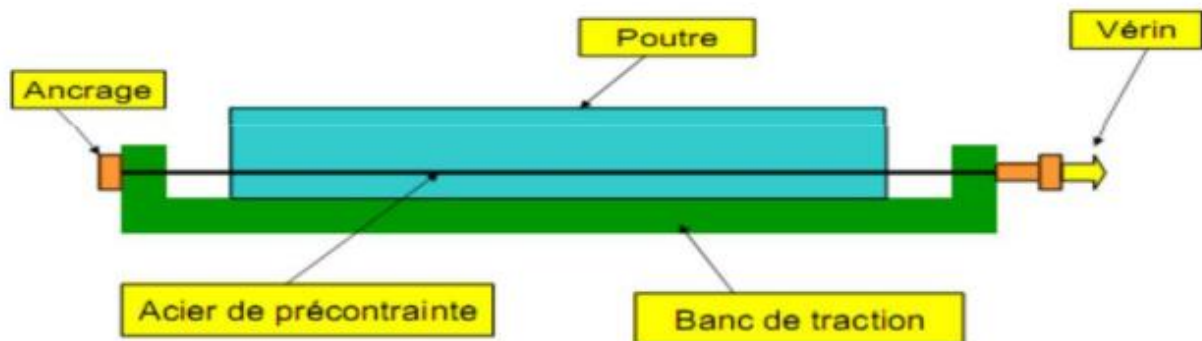


Fig. VIII.1 Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension

- Précontrainte par post tension:

Mise en tension des câbles après durcissement du béton.

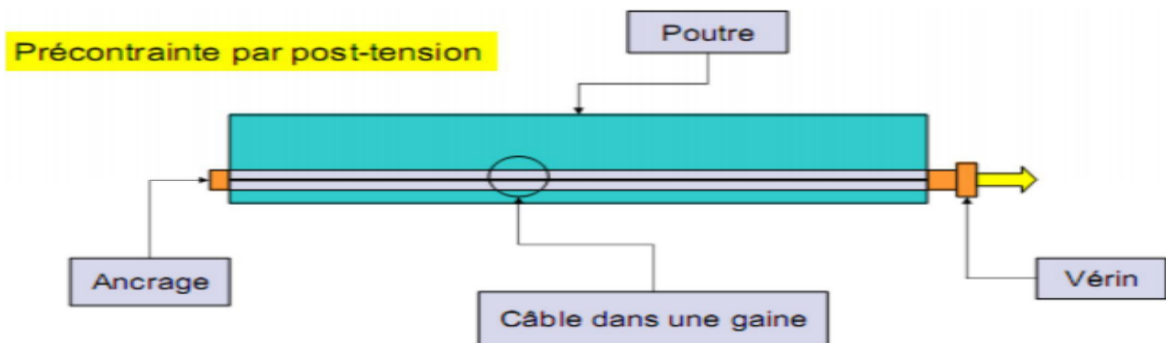


Fig. VIII.2 Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post-tension

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

- **Précontrainte par post tension :**

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

2. Procédé de Précontrainte par post tension :

- 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.
 - Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
 - L'injection d'un coulis de ciment.

3. Etude de la précontrainte :

Le calcul se fait sur la poutre la plus sollicitée

3.1) les données :

- **Le béton :** $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$. $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$
- **L'acier de précontrainte :**

Les torons utilisés dans ce projet sont 12T15 super TBR de $\varphi = 15.7 \text{ mm}$

- Résistance ultime $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$
- Limite élastique $f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité $E_p = 190000$.

- Section droite d'un toron $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de gaine $\varnothing_g = 82 \text{ mm}$.

3.2) calcul du nombre des câbles :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée avec un moment 577.7 t.m

Caractéristique géométrique de la section à mi travée.

Tab .VIII.1 Caractéristique géométrique de la section à mi travée.

	Poutre seule	Poutre + hourdis
S / Δ (nette)	305588.02	704588.02
B nette	4157.2	7007.6
V(cm)	56.49	49.45
V' (cm)	73.51	100.55
I_G (cm ⁴)	9105585.654	17076585.59
i^2 (cm ²)	2080.1	2315.15
ρ %	50.1	46.56

✓ **Tension à l'origine :**

$$\sigma_0 = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \min (0.8 \times 1770 ; 0.9 \times 1573) = \min (1416 ; 1415.7)$$

$$\sigma_0 = 1415.7 = 1416$$

✓ **Effort à l'origine :**

$$P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.548 \text{ MN.}$$

✓ **Calcul de P :**

$$M_{\text{poutre}} = 100 \text{ t.m} = 1 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{min}} = M_{\text{poutre}} + M_{\text{tablier (hourdis + superstructure)}} = 201.87 \text{ t.m} = 2.0187 \text{ MN.m}$$

$$M_{\max} = M_G + D_{240} + 1.2 M_{\text{TRT}} = 413.12 \text{ t.m} = 4.1312 \text{ MN.m} \quad (\text{tab. de combin des moments})$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2.1125 \text{ MN.m}$$

On a :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{\text{nette}}}{h} (v \bar{\sigma}_{ti} + \dot{v} \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho S v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + \dot{v} - d'}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{tj} = -2.7 \text{ MN.}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{tj} = -4.05 \text{ MN.}$$

✓ **D'après béton précontrainte aux états limite ROBERT CHAUSSIN :**

d et d' : distances minimales entre le barycentre des câbles réels et les fibres extrêmes, supérieure et inférieure.

e_0 : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles.

$$d' = 1.5 \Phi = 1.5 \times 8.2 = 12.3 \text{ cm}$$

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{\text{nette}}}{h} (v \bar{\sigma}_{ti} + \dot{v} \bar{\sigma}_{ts}) = \frac{2.1125}{0.4656 \times 1.5} + \frac{0.70076}{1.5} ((0.4945 \times -2.7) + (1.0055 - 4.05)) = -0.28 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho S v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + \dot{v} - d'} = \frac{4.1312 + 0.4656 \times 0.7007 \times 0.4945 \times -2.7}{0.4656 \times 0.4945 + 1.0055 - 0.123} = 3.32 \text{ MN}$$

$P_{II} > P_I$ alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant.

Donc on fait le dimensionnement sur la section sur critique avec un balancement total des charges permanentes.

La précontrainte doit reprendre 100% du charges permanentes.

$$P_{\min} = \max (P_{II} ; P_I) = 3.32 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } e_0 = v' + d = 100.55 - 12.3 = 88.25 \text{ cm}$$

Précontrainte nominale : $P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p ; 0.9 f_{peg} A_p)$

$$P_0 = \min (0.9 \times 1573 \times 1800 ; 0.8 \times 1770 \times 1800) = 2.54 \text{ MN}$$

Nombre des câbles en prenant des pertes précontraintes égale 32%

$$n > \frac{P}{0.68 \times P_0} = \frac{3.32}{2.54 \times 0.68} = 1.92 \quad (100\% - 32\% = 0.68)$$

On prend $n=2$ câble de 12K15

✓ **Vérification de la borne supérieure de précontrainte :**

Vérifier que P_0 n'est excessive, afin d'éviter le surplus des câbles

$$nP_0 \leq B_n \times \bar{\sigma}_{bc} \frac{\Delta M}{\rho \cdot h}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte admissible du béton en service

$$\implies 2 \times 2.54 \leq 0.70076 \times 17.5 - \frac{2.1125}{0.4646 \times 1.5} \implies 5.08 \leq 9.24 \text{ est vérifiée}$$

✓ **Calcul des caractéristiques géométriques nettes et homogènes :**

○ **Section nette :**

$$B_n = B_b - nB_\emptyset$$

$$S_n = S_b - nB_\emptyset \times \left(\frac{0.123 + 0.18}{2} \right)$$

$$I_n = I_b + (v'_b - v'_n)^2 \times B_n - [nI_\emptyset + B_\emptyset \sum_1^2 (v'_n - y_i)^2]$$

Tel que : n : nombre des trous par section = 2

\emptyset : diamètre de la gaine = 8.2cm

$Y_i = 88.25$ cm

$$B_\emptyset = \frac{\pi \emptyset^2}{4}, \quad I_\emptyset = \frac{\pi \emptyset^4}{64}$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{v_n \times v'_n \times B_n}, \quad v'_n = \frac{S_n}{B_n}, \quad v = h - v'_n$$

○ **Section homogène :**

$$B_h = B_n + k \cdot n \cdot A_p$$

$$v'_h = \frac{v'_n \times B_n + k \cdot A_p \cdot \sum y_i}{B_h}$$

$$I_h = I_n + (v'_h - v'_n)^2 \times B_h + k \cdot A_p \sum (y_i - v'_h)^2$$

Tel que : $k=5$: coefficient d'équivalence

n : nombre des câbles = 2

Ap : section d'un câble = 1800 mm².

Tableau récapitulatif : (section mi travée)

Tab .VIII.2 Caractéristiques géométriques nettes et homogènes (section mi travée)

	P (seule)	P +d	
Caractéristiques	Nettes	Nettes	Homogène
B(m²)	0.427	0.727	0.745
V'(m)	0.75	1.02	1.006
V(m)	0.55	0.48	0.494
I(m⁴)	0.0886	0.163	0.176
ρ	0.5	0.456	0.47

Tableau récapitulatif : (section d'about)

Tab .VIII.3 Caractéristiques géométriques nettes et homogènes (section d'about)

	P (seule)	P +d	
Caractéristiques	Nettes	Nettes	Homogène
B(m²)	0.639	0.939	0.957
V'(m)	0.73	0.94	0.925
V(m)	0.57	0.56	0.575
I(m⁴)	0.1005	0.193	0.20399
ρ	0.38	0.39	0.4

✓ **Détermination du nombre de câbles à l'about (sans hourdis)**

On doit vérifier les équations suivantes : $\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05\text{MPa}$

$$\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21\text{MPa}$$

$$e_0 = -v' + d' = -0.7198 + 0.123 = -0.5968\text{m} \quad (v' \text{ de l'about sans hourdis})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times V + P \left(\frac{1}{B_n} + e_0 \cdot \frac{v}{I_n} \right) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V' + P \left(\frac{1}{B_n} + e_0 \cdot \frac{V'}{I_n} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{1}{0.1005} \times 0.5802 + P \left(\frac{1}{0.639} + (-0.5968) \cdot \frac{0.5802}{0.1005} \right) \dots \dots (1) \\ \sigma_{\text{sup}} = \frac{1}{0.1005} \times 0.7198 + P \left(\frac{1}{0.639} + (-0.5968) \cdot \frac{0.7198}{0.1005} \right) \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) on a : $5.77 - 1.88P \geq -4.05$ $np_0(1-0.32) \leq 5.22$ $n \leq 3.44$

De (2) on a : $7.16 - 2.71P \leq 21$ $n \leq 2.98$

On prend 2 câbles à l'about

4. vérification des contraintes normales (à mi travée)

a. En construction (poutre seule)

➤ 50% de mise en tension de deux câbles, pertes estimés à 10%

$F_{cj} = 20 \text{MPa}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 12 \text{MPa}$

$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = \min(0.8 \times 1770 ; 0.9 \times 1573) = 1416 \text{MPa}$

❖ Contraintes dues à la précontrainte :

En réalité .Pest caractérisé par trois valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} P1 = 1.02 p_0 - 0.8\Delta p \\ P2 = 0.98 p_0 - 1.2\Delta p \\ P_m = p_0 - \Delta p \end{array} \right.$$

P1 : présente la précontrainte maximale

P2 : la précontrainte minimale

Δp : Pertes de précontrainte

Sauf dans les sections de vérification particulières, on pourra faire les calculs avec :

$P_m = p_0 - \Delta p$; Donc $p = \sigma_{p0} \times A_p(0.9) \times 0.5 = 1.14 \text{MN}$

$\sigma_p = \frac{2p}{B_n} = 2 \times \frac{1.14}{0.427} = 5.34 \text{MPa}$

❖ **Contraintes dues au moment de précontrainte :**

$$M_p = p \sum(-v'_n + y_i) = 1.14 \times (-1.137) = -1.296 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V = \frac{-1.296 \times 0.55}{0.088} = -8.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V' = \frac{-1.296 \times 0.75}{0.088} = 11.04 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V = \frac{1 \times 0.55}{0.088} = 6.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V' = -\frac{1 \times 0.75}{0.088} = -8.52 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contrainte totales :**

$$\sigma_{\text{sup}} = 5.34 - 8.1 + 6.25 = 3.49 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 5.34 + 11.46 - 8.52 = 8.28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

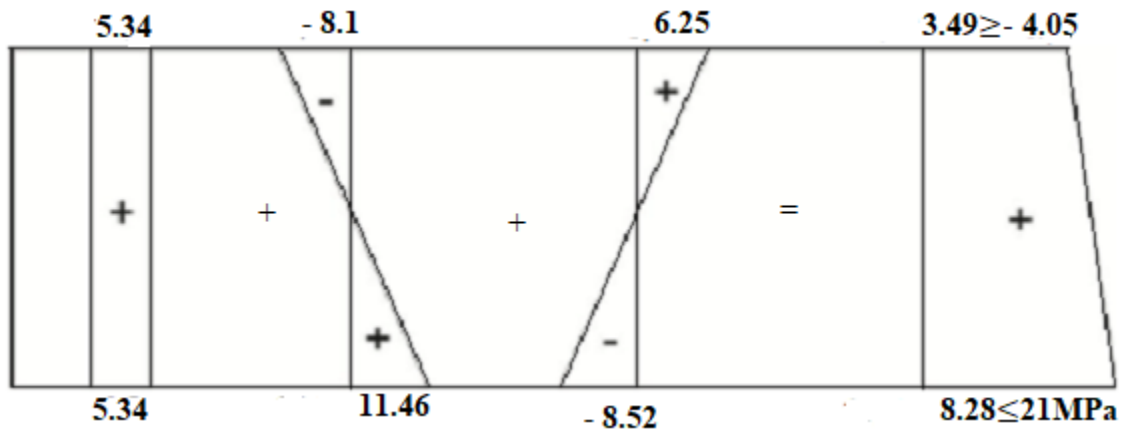


Fig. VIII.3 Contrainte totale à 50% de mise en tension

➤ 100% de mise en tension des câbles 1 et 2 ,les pertes estimés à 20%

$$F_{cj} = 35 \text{ MPa} ; \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$p = \sigma_{p0} \times A_p(0.8) \times 0.5 = 2.04 \text{ MN}$$

$$\sigma_p = \frac{2p}{B_n} = 2 \times \frac{2.04}{0.427} = 9.55 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes dues au moment de précontrainte :**

$$M_p = p \sum(-v'_n + y_i) = 2.04 \times (-1.137) = -2.32 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V = \frac{-2.32 \times 0.55}{0.088} = -14.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times V' = \frac{-2.32 \times 0.75}{0.088} = 19.77 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = 6.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -8.52 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contrainte totales :**

$$\sigma_{\text{sup}} = 9.55 - 14.5 + 6.25 = 1.3 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 9.55 + 19.77 - 8.52 = 20.8 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

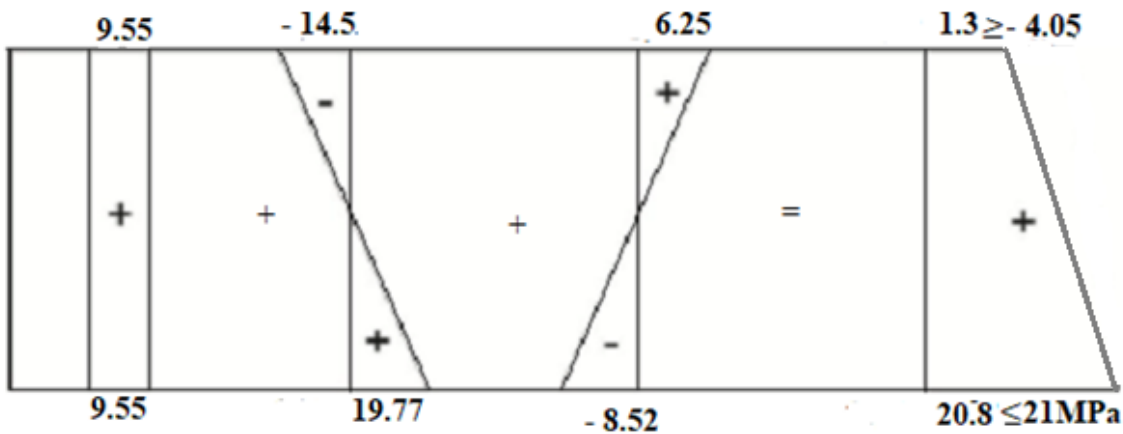


Fig. VIII.4 Contrainte totale à 100 % de mise en tension

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de 350 bars on tire les câbles 1 et 2 à 100% de leur mise en tension.

b. Vérification des contraintes en service :

- mise en tension des câbles 1 et 2 à 100%
- pertes estimés à 32%

- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.5f_{cj} = 17.5 \text{ MPa}$

- caractéristiques homogène (p+d)

❖ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$p = \sigma_{p0} \times A_p(0.68) \times 1 = 1.73 \text{ MN}$$

$$\sigma_p = \frac{2p}{B_h} = 2 \times \frac{1.73}{0.745} = 4.64 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes dues au moment de précontrainte :**

$$M_p = p \sum(-v'_n + y_i) = 1.73 \times (-1.71) = -2.95 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p}{I_h} \times V = \frac{-2.95 \times 0.494}{0.176} = -8.28 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_p}{I_h} \times V' = \frac{-2.95 \times 1.006}{0.176} = 16.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes dues au poids permanent ($M_{\text{min}} = M_G$):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}}}{I_h} \times V = \frac{2.01 \times 0.494}{0.176} = 5.86 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_{\text{min}}}{I_h} \times V' = -\frac{2.09 \times 1.006}{0.176} = -11.94 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 5.86 = 2.23 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 11.94 = 9.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 17.5 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

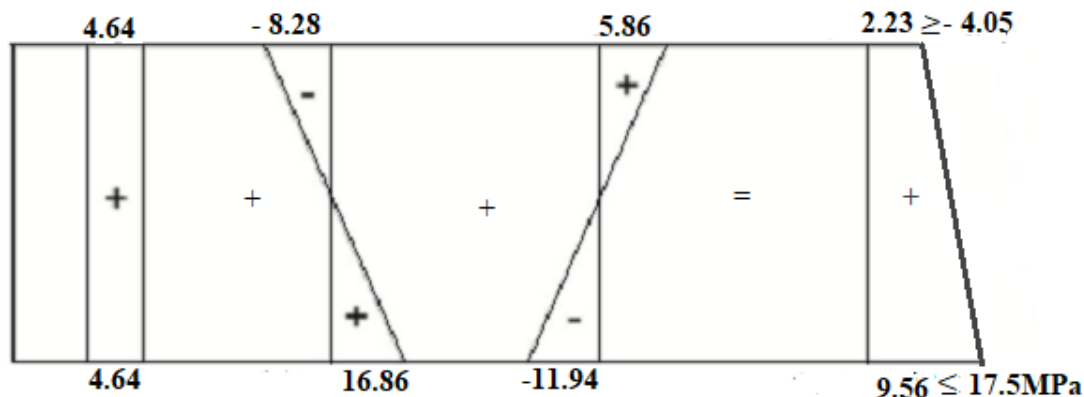


Fig. VIII.5 Contraintes totales sous G et P

- **Sous 240**

$$M=(G+D240+1.2TROR) = 4.1312MN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M}{I_h} \times V = \frac{4.1312 \times 0.494}{0.176} = 11.6 \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_p}{I_h} \times V' = -\frac{4.1312 \times 1.006}{0.176} = -23.61 \text{MPa} \end{array} \right.$$

- ❖ **Contraintes totales :**

$$\sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 11.6 = 7.96 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 23.61 = -2.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 17.5 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

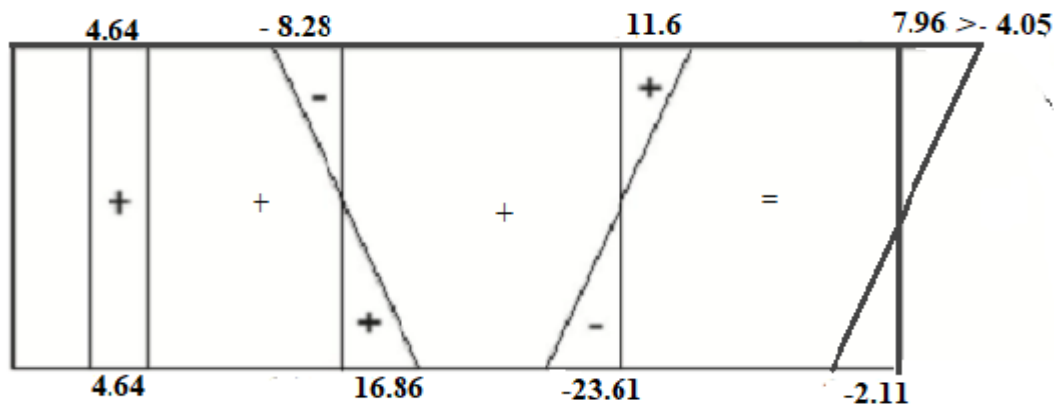


Fig. VIII.6 Contraintes totales sous D240

- **Sous Bc**

$$M=(G+1.2BC+1.2TROT) = 3.32MN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{3.32 \times 0.494}{0.176} = 9.31 \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{3.32 \times 1.006}{0.176} = -18.98 \text{MPa} \end{array} \right.$$

- ❖ **Contraintes totales :**

$$\sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 9.31 = 5.67 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 18.98 = 2.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 17.5 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

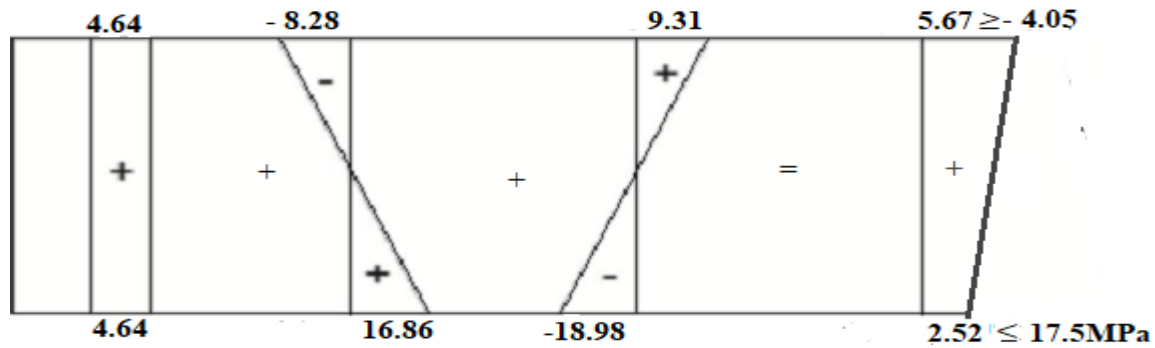


Fig. VIII.7 Contraintes totales sous BC

- **Sous MC120**

$$M=(G+MC120+1.2TROR) = 3.2MN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{3.2 \times 0.494}{0.176} = 8.98MPa \\ \sigma_{inf} = -\frac{3.2 \times 1.006}{0.176} = -18.29 MPa \end{array} \right.$$

- ❖ **Contrainte totales :**

$$\sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 8.98 = 5.34MPa \geq \overline{\sigma_{st}} = -4.05MPa \quad (CV)$$

$$\sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 18.29 = 3.21MPa \leq \overline{\sigma_{cs}} = 17.5MPa \quad (CV)$$

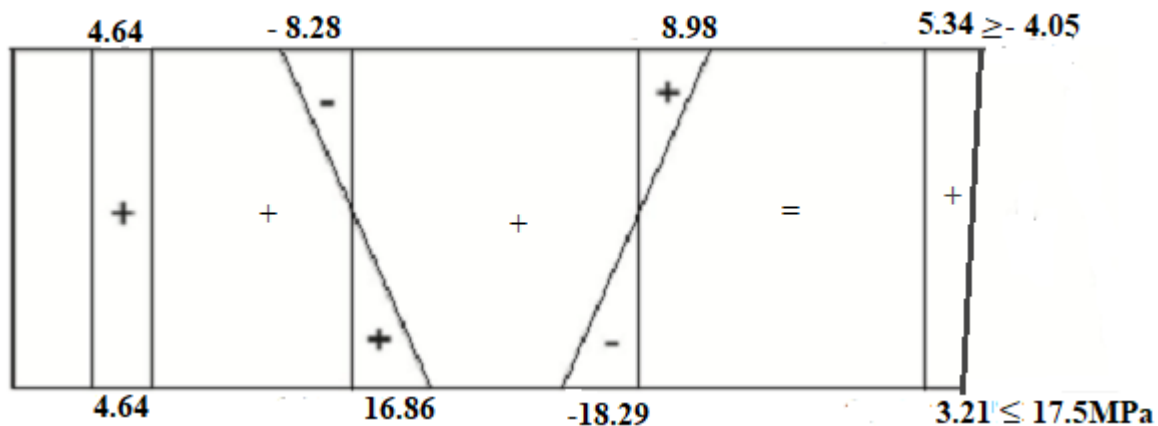


Fig. VIII.8 Contraintes totale sous MC120

- **Sous A(l)**

$$M=(G+1.2A(l)+1.2TROR) = 3.39MN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{3.39 \times 0.494}{0.176} = 9.52 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{3.39 \times 1.006}{0.176} = -19.38 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.64 - 8.28 + 9.52 = 5.88 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = -4.05 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4.64 + 16.86 - 19.38 = 2.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

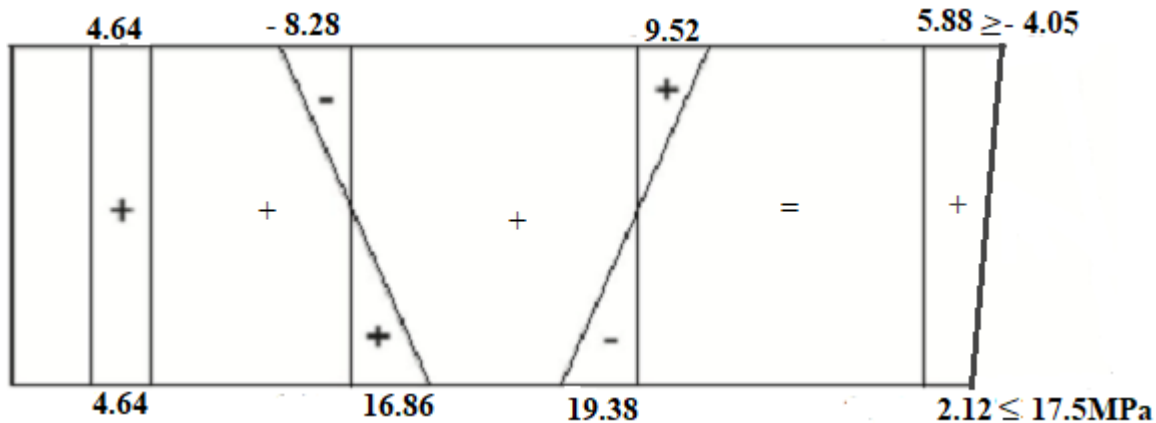


Fig. VIII.9 Contraintes totales sous A(l)

5. Position des câbles :

Les 2 câbles seront disposés à l'about de telle façon que :

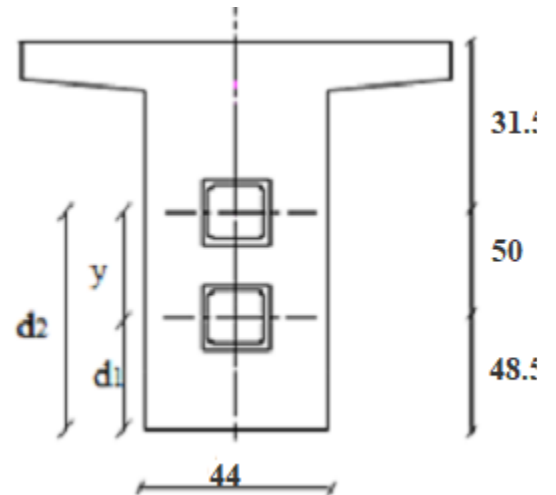
- Leur répartition doit être à peu près uniforme
- Leur centre de gravité coïncide avec celui de la section.
- Respect des distances par rapport aux fibres supérieures et inférieures et des entraxes de câbles

On choisit un repère (x,y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe au milieu de la poutre :

On fixe $y = 0.5$

$$\sum M / fib inf = 0 \implies 2PV' = P_1d_1 + P_2(d_1 + y)$$

$$d_1 = \frac{2V' - y}{2} = \frac{2 \times 0.7356 - 0.50}{2} = 48.56 \text{ cm}$$



$$d_2 = d_1 + y = 0.4856 + 0.5 = 98.56 \text{ cm}$$

Cette parabole a une équation de deuxième degré : $y = ax^2 + b$

Pour câble 1 :

On a : pour $x=0$ $y_1 = b_1 = 0.4856 \text{ m}$

Pour $x=L/2$ $y_1 = 0.123 = a(12.85)^2 + 0.4856$

$$a_1 = -0.00219$$

D'où : $y = -0.00219x^2 + 0.4856$

Pour câble 2 :

$Y = a_2x^2 + b_2$ de même façon on trouve : $Y = -0.00487x^2 + 0.9856$



Fig. VIII.10 Tracé des câbles

Si on prend la déviation de cette équation par rapport x on trouve :

$$\frac{dy}{dx} = 2ax = \text{tg} \alpha, \quad l = 25.7 \text{ m}$$

Tab. VIII.4 Tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de x

cable	Position	0	1/8	1/4	3/8	1/2
1	$y_i(\text{m})$	0.4856	0.46	0.39	0.28	0.123
	$\alpha_i(\text{rd})$	0	0.014	0.028	0.042	0.056
2	$y_i(\text{m})$	0.9856	0.935	0.784	0.53	0.18
	$\alpha_i(\text{rd})$	0	0.031	0.062	0.92	0.125

6. Calcul des pertes :

6.1) Pertes instantanées :

a) Pertes dues au frottement :

Elles sont dues au frottement des câbles de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

Sa formule est donnée par : $\sigma_{pfrot} = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \varphi L)}$ et $\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \varphi L)})$

Avec :

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine .

L : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

f : coefficient de frottement du câble dans les courbes f=0.18.

φ : perte relative de tension par mètre $\varphi=0.002$.

α : l'angle relevage du câble en radians.

On calcul les pertes par frottements à 0.5L et 0.25L

On utiliser le tracé de câble 1 :

Tab .VIII.5 Pertes dues au frottement

X (m)	0	1/4	1/2
σ_{pfrot}	1416	1390.89	1366.23
$\Delta\sigma_{pfrot}$	0	25.11	49.77

b) Pertes dues au recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta \sigma_{AB}}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm (D'après ALGA)

E_p : module l'élasticité de l'acier = 1.9×10^5 MPa

L : longueur du câble.

$$g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa}$$

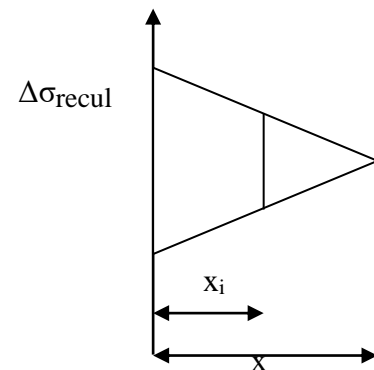
$$\text{Donc } d = \sqrt{\frac{6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 \times 6.425}{25.11}} = 17.07 \text{ m}$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de « Thales »

Appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta \sigma_{\text{recul}} = 2 \sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \times d$$

$$\Delta \sigma_{\text{reel}} = \Delta \sigma_{\text{recul}} \left(1 - \frac{x_i}{d} \right)$$



Tab .VIII.6 Pertes dues au recul d'ancrage

X(m)	0	1/4	1/2	d
$\Delta \sigma_{\text{reel}}$ (MPa)	115.51	71.98	28.45	0

c) Pertes dues au raccourcissement élastique de béton :

$$\Delta \sigma_{\text{élastique}} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b = \frac{2-1}{2 \times 2} \times \frac{1.9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}} \cdot \sigma_b = 1.32 \sigma_b$$

σ_b : Contrainte du béton au niveau de câble à la mise en tension

$$\sigma_b : \frac{P}{B_n} + \frac{p.e_p^2}{I_n} + \frac{M_{poutre}.e_p}{I_n} \quad , p = Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frot})$$

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée ; n : nombre des câblés

Tab .VIII.7 Pertes dues au raccourcissement élastique

X(m)	0	1/4	1/2
P(MN)	2.54	2.5	2.45
e_p	-0.264	-0.36	-0.627
M_{poutre} (MN.m)	0	0.7493	1
I (m ⁴)	0.1006	0.0886	0.0886
B (m ⁴)	0.639	0.427	0.427
σ_b (MPa)	5.73	6.336	9.52
$\Delta\sigma_{élastique}$	7.56	8.36	12.56

Tab .VIII.8 Tableau récapitulatif des pertes instantanées

X(m)	0	1/4	1/2
$\Delta\sigma_{pfrot}$	0	25.11	49.77
$\Delta\sigma_{reel}$	115.51	71.98	28.45
$\Delta\sigma_{élastique}$	7.56	8.36	12.56
$\Delta\sigma_{pi}$	123.07	105.45	90.78
$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{p0}}$ %	8.69	7.44	6.41

6.2) Pertes différées :

a- Pertes par retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement.

L'expression de cette perte est prise égale à : $\Delta\sigma_r = E_a \cdot \varepsilon_r$

$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$; et $E_a = 1.9 \times 10^5$ MPa

A l'about :

A 7 jours : on a une dissipation de 15% du retrait.

A l'infini : on a une dissipation de 100% du retrait.

Donc : $\Delta\sigma_r = (1 - 0.15) \times 57 = 48.45$ MPa

b- Pertes par relaxation des aciers :

On utilise TBR par ce que pas de différence des couts entre TBR et RN

(TBR : très base relaxation ; RN : relaxation normale)

Pour TBR ,on a $\rho_{1000} = 2.5\%$

$$\Delta\sigma_r(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (U - U_0) \times \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Avec : σ_{pi} : la tension initiale (après pertes instantanées)

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} ; U = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} ; U_0 = 0.43 \text{ pour TBR}$$

Tab .VIII.9 Pertes dues à la relaxation des aciers

X(m)	0	L/4	L/2
σ_{pi}	1292.93	1310.55	1325.22
U	0.73	0.74	0.75
$\Delta\sigma_r$	58.18	60.94	63.61

C- Pertes du fluage du béton :

Le fluage de béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une charge fixe appliquée indéfiniment, elle entraîne une perte de tension dans les câbles de précontrainte donnée par la formule suivante : (D'après BPEL)

$$\Delta\sigma_{fluage} = [\sigma_b^M + \sigma_b^f] \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec : σ_b^M : la contrainte maximale du béton au niveau du C.dg des câbles

σ_b^f : la contrainte finale du béton

$$\sigma_b^M = \frac{P^M}{B_h} + \frac{p^M \cdot e_p^2}{I_h} + \frac{M_G \cdot e_p}{I_h}; P^M = Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i)$$

$$\sigma_b^f = \frac{P^F}{B_h} + \frac{p^F \cdot e_p^2}{I_h} + \frac{M_G \cdot e_p}{I_h}; P^F = Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{iretr} - \Delta\sigma_{relax})$$

Tab .VIII.10 Pertes dues au fluage de béton

X(m)	0	L/4	L/2
pertes			
P^M	2.33	2.36	2.38
σ_b^M	5.26	6.05	9.03
P^F	2.13	2.16	2.8
σ_b^f	4.8	5.28	7.66
$\Delta\sigma_{fluage}$	53.11	59.82	88.12

Tab .VIII.11 Tableau récapitulatif des pertes différées

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_r$	48.45	48.45	48.45
$\Delta\sigma_r$	58.18	60.94	63.61
$\Delta\sigma_{fluage}$	53.11	59.82	88.12
$\Delta\sigma_{diffr}$	159.74	169.21	200.18

Tab .VIII.12 Tableau récapitulatif des pertes totales

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{pi}$	123.07	105.45	90.78
$\Delta\sigma_{diffr}$	159.74	169.21	200.18
$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{diffr}$	282.81	274.66	290.96
$\Delta\sigma_{diffr}$	19.97	19.36	20.55

CHAPITRE IX :
ETUDE DE L'HOURLDIS

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

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En supposant que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

1. Etude de la flexion :

a. Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

Dans ce cas on calcule le rapport l_x/l_y qui est désigné par la lettre grec ρ selon cette valeur, la dalle va calculer comme elle porte dans deux sens si le rapport supérieur à 0.4 sinon elle porte dans un seul sens, seul de la petite cotée.

La dalle que je calculerai est divisée sur des panneaux dont ses dimensions sont selon la petite cotée $l_x = 1.5\text{m}$ et $l_y = 25.36\text{m}$ selon sa grande cotée, donc $\rho = l_x/l_y = 0.059$

$$\Rightarrow M_{0x} = g \times \frac{l^2 x}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

b. Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle :

Dans ce cas, la dalle travaille dans les deux directions quel que soit le rapport ρ . La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition de dimension $u \times v$

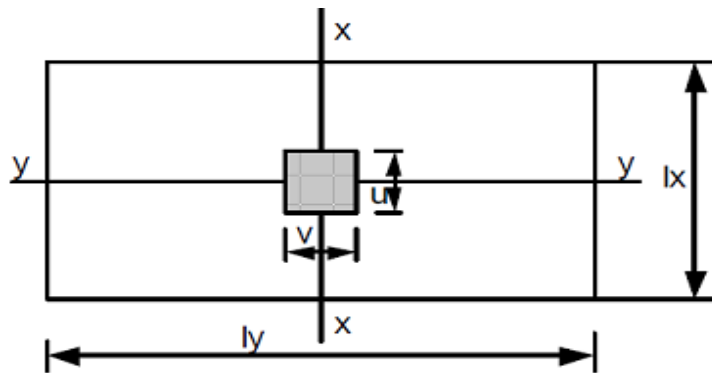


Fig. IX.1 Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle, se diffusant sur un rectangle de répartition $u \times v$

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle se calculent par les expressions suivantes :

$$M_{0x} = (M1 + \nu M2).P$$

$$M_{0y} = (M2 + \nu M1).P$$

ν : Coefficient de Poisson= **0 a l'ELU et 0.2 a l'ELS.**

$M1$ et $M2$ sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud, en 1921, et

mises sous forme d'abaques en fonction des rapports Plus récemment, en 1985, les abaques de Pigeaud ont été rétablis avec des meilleures précisions par J.P. Mougin.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = u + 2 E \\ V = \nu + 2 E \end{array} \right.$$

2. Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU :

2.1) Sous charges permanentes :

$$g = g_{\text{dalle}} + g_{\text{revêt}} = (2.5 \times 0.2) + (2.2 \times 0.08) = 0.676 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l^2 x}{8} = 0.19 \text{ t.m/ml}$$

$$D'où : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tx}} = 0.85 M_{0x} = 0.162 \text{ t.m/ml} \\ M_{\text{ax}} = -0.5 M_{0x} = -0.095 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$$

2.2) Sous surcharges :

- **A(L) :**

$$A(L) = 1.1936 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l^2 x}{8} = 0.336$$

$$D'où : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{tx}} = 0.85 M_{0x} = 0.286 \text{ t.m/ml} \\ M_{\text{ax}} = -0.5 M_{0x} = -0.168 \text{ t.m /ml} \end{array} \right.$$

- **D240 :**

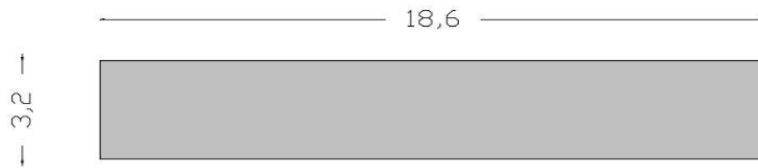


Fig. IX.2) Système D240

$$U = 3.2 + 2 \times E$$

$$V = 18.6 + 2 \times E$$

$E = 3/4(\text{épaisseur de la chaussée}) + 1/2(\text{épaisseur de la dalle})$

$$E = 3/4(8) + 0.5 \times 20 = 16 \text{ cm}$$

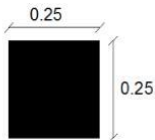
$$U = 18.6 + 3.2 = 18.92 \text{ m}, V = 3.2 + 0.32 = 3.52 \text{ m}$$

$$q_{D240} = \frac{240}{3.52 \times 18.92} = 3.6 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow M_{OX} = 1.01 \text{ t.m/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{TX} = 0.86 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.505 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$$

- **BC**



$$U_1 = 0.25 + 0.32 = 0.57, V_1 = 0.25 + 0.32 = 0.57$$

$$q_{BC} = \frac{6}{0.57 \times 0.57} = 18.5 \text{ t/m}^2$$

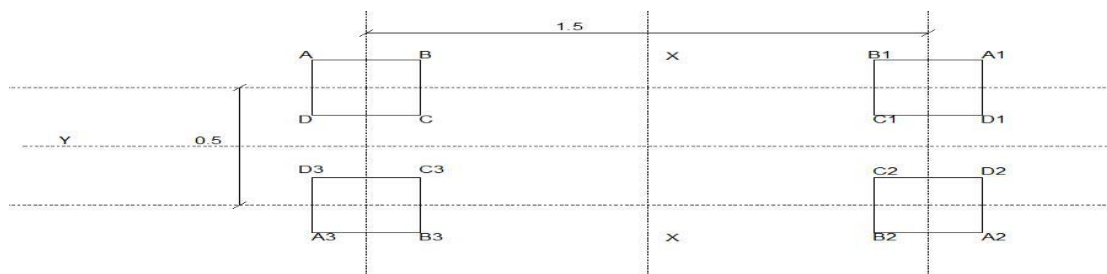


Fig. IX.3 Système Bc

$$M = M_A - M_B - M_D + M_C$$

❖ Rectangle (A .A1 .A2. A3) :

$$U = 0.5 + U_1 = 1.07\text{m}$$

$$V = 1.5 + V_1 = 2.07\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.71 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.082 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (A)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 2.07 = 40.9 \text{ t}$$

D'après [Abaques de Mougins](#) (voir Annexe) on a :

Tab. IX.1 Interpolation du moment dans rectangle (A .A1.A2.A3)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.075	0.08	0.105
M2	0.016	0.02	0.036

❖ Rectangle (B.B1 .B2. B3) :

$$U = 1.07\text{m}$$

$$V = 1.5 - V_1 = 0.93\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.71 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.037 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (B)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 0.93 = 18.41 \text{ t}$$

Tab. IX.2 Interpolation du moment dans rectangle (B .B1.B2.B3)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.102	0.104	0.115
M2	0.04	0.045	0.07

❖ Rectangle (D .D1 .D2. D3) :

$$U = 1.07 - U_1 = 0.5\text{m}$$

$$V = 1.5 + V_1 = 2.07\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.33 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.082 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (D)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 0.5 \times 2.07 = 19.15 \text{ t}$$

Tab. IX.3 Interpolation du moment dans rectangle (D .D1.D2.D3)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.11	0.1154	0.14
M2	0.009	0.0146	0.04

❖ Rectangle (C .C1 .C2. C3) :

$$U = 1.07 - U_1 = 0.5\text{m}$$

$$V = 1.5 - V_1 = 0.93\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.33 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.037 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (C)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 2.07 = 40.9 \text{ t}$$

Tab. IX.4 Interpolation du moment dans rectangle (C .C1.C2.C3)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.17	0.1736	0.19
M2	0.05	0.059	0.1

Moment final :

$$M_{Ox} = 0.08 \times 40.9 - 0.104 \times 18.41 - 0.1154 \times 19.15 + 0.1736 \times 8.6 = 0.64\text{t.m}$$

$$M_{OY} = 0.02 \times 40.9 - 0.045 \times 18.41 - 0.0146 \times 19.15 + 0.059 \times 8.6 = 0.22 \text{ t.m}$$

Calcul du coefficient δ'_b (pour le calcul des éléments du tablier)

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

$$l' = \min (l, \max (l_r, l_0))$$

Avec : l : portée de travée = 25.36m

l_r : largeur roulable = 8m

l_0 : entre axe des poutres de rive = 9m

Donc $l' = 9\text{m}$

$$G' = (G_T - G_P) \frac{l'}{l} = (450.984 - 201.87) \times \frac{9}{25.36} = 88.4 \text{ t}$$

$$S' = \max (b_c \times B_c ; b_t \times B_t ; B_r) = 2 \times 1.1 \times 30 = 66\text{t}$$

Donc : $\delta'_b = 1.24$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = +0.85 M_{OX} = 0.544 \times b_c \times \delta'_b = 0.74 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0.5 M_{OX} = -0.32 \times b_c \times \delta'_b = -0.436 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = +0.85 M_{Oy} = 0.187 \times b_c \times \delta'_b = 0.255 \text{ t.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_{OX} = -0.11 \times b_c \times \delta'_b = -0.15 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **MC120**

$$Q_{MC120} = 55\text{t}$$

$$U = 1 + 0.32 = 1.32\text{m}$$

$$V = 6.1 + 0.32 = 6.42\text{m}$$

$$\alpha = \frac{U}{L_x} = 0.88 \quad \beta = \frac{V}{L_y} = 0.25$$

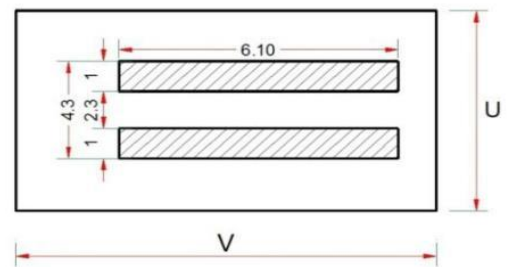


Fig. IX.4 système 120

Tab. IX.5 Interpolation du moment M1 M2 pour (M120)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.048	0.051	0.065
M2	0.005	0.00536	0.007

$$M_{OX} = 0.051 \times 55 = 2.805 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$M_{OY} = 0.00536 \times 55 = 0.295 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$MC120 \longrightarrow S' = 110t \implies \delta'_{Mc120} = 1.28$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 3.06t.m \\ M_{ax} = -1.79t.m \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.25t.m \\ M_{ay} = -0.15t.m \end{cases}$$

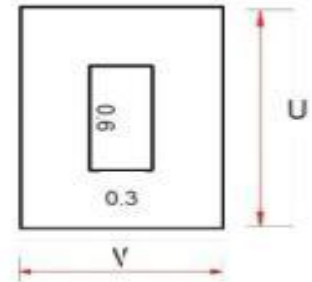
• **Br :**

$$Q_{Br} = 10t$$

$$U = 0.6 + 0.2 \times 0.16 = 0.92m$$

$$V = 0.3 + 0.2 \times 0.6 = 0.62m$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.61 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.024 \end{cases}$$



$$M_{OX} = M1 \times Q_{Br}$$

$$M_{OY} = M2 \times Q_{Br}$$

Tab. IX.6 Interpolation du moment M1 M2 pour (Br)

Lx /Ly	0.05	0.059	0.1
M1	0.105	0.1077	0.12
M2	0.07	0.0736	0.09

$$M_{OX} = 0.1077 \times 10 = 1.077 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{OY} = 0.0736 \times 10 = 0.736 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 0.915 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0.54 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.626 \text{ t.m} \\ M_{ay} = -0.368 \text{ t.m} \end{cases}$$

Tab. IX.7 Combinaison des charges à l'ELU

M Comb	M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}
1.35G+1.6A(L)	- 0.397	0.676		
1.35 (G+D240)	- 0.81	1.38		
1.35G+1.6Bc	-0.83	1.41	-0.24	0.41
1.35 (G+Mc120)	-2.54	4.35	-0.2	0.34
1.35G+1.6Br	-0.99	1.68	-0.588	1.002

3. Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU :

Dans ce cas on prend ν (coefficient de poisson) =0.15 dans les équations des moments isostatiques pour les charges concentrées :

$$M_{OX} = (M_1 + \nu M_2) .P$$

$$M_{OY} = (M_2 + \nu M_1) .P$$

Tab. IX.8 Combinaison des charges à l'ELS

Comb \ M	M _{ax}	M _{tx}	M _{ay}	M _{ty}
G+1.2A(L)	-0.3	0.505		
G+D240	-0.6	1.02		
G+Mc120	-1.89	3.222	-0.15	0.25
G+1.2Bc	-0.62	1.05	-0.18	0.31
G+1.2Br	0.74	1.26	-0.44	0.75

4. Calcul des efforts tranchants :

4.1.) Sous une charge répartie :

on a : $\rho = lx/ly = \rho = 0.059 < 4$ donc $T_a = T_{ax}$ ($T_{ay} = 0$)

➤ Sous poids permanente :

$$T_{ax} = q \cdot lx/2 = 0.676 \times 1.5/2 = 0.507 \text{ t/ml}$$

➤ Sous A(L) :

$$T_{ax} = q \cdot lx/2 = 1.1936 \times 1.5/2 = 0.895 \text{ t/ml}$$

➤ Sous D240 :

$$T_{ax} = 2.7 \text{ t/ml}$$

4.2.) Sous une charge localisé :

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueur sont égales à :

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : } U > V \implies T_a : \begin{cases} T_{ax} = \frac{Q}{3U} \\ T_{ay} = \frac{Q}{2U+V} \end{cases}$$

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : } U < V \implies T_a : \begin{cases} T_{aX} = \frac{Q}{2U+V} \\ T_{aY} = \frac{Q}{3U} \end{cases}$$

➤ **Sous Br :**

$$Q_{Br} = 10t$$

$$U = 0.92m \text{ et } V = 0.62m$$

$$U > V \implies \begin{cases} T_{aX} = 3.62t/ml \\ T_{aY} = 4.06t/ml \end{cases}$$

➤ **Sous BC :**

$$U = 0.57m \text{ et } V = 0.57m$$

$$U = V \implies \begin{cases} T_{aX} = 3.5t/ml \\ T_{aY} = 3.5 t/ml \end{cases}$$

➤ **Sous MC120 :**

$$U = 1.32m \text{ et } V = 6.42m$$

$$U < V \implies \begin{cases} T_{aX} = 3.88t/ml \\ T_{aY} = 2.85 t/ml \end{cases}$$

Tab. IX.9 Combinaison des efforts tranchants

Comb \ Efforts	T_{aX}	T_{aY}
1.35G+1.6A(l)	2.11	
1.35(G+D240)	4.32	
1.35G+1.6Br	6.48	6.49
1.35G+1.6Bc	6.28	5.6
1.35(G+MC120)	5.92	3.85

5. Ferrailage de la dalle :

5.1.) calcul des armatures a L'ELU :

a- Selon XX :

✓ En travée :

$M_{u,max} = 4.35 \text{ t.m/ml}$ on calcule le moment réduit qui :

$$\mu_U = \frac{M_{u,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.35 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armature comprimée.}$$

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.12 \implies \beta = 1 - 4\alpha_u = 0.95$$

Alors, la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{u,max}}{\beta \cdot d \cdot f_{SU}} = \frac{4.35 \times 10^4}{0.95 \times 18^2 \times 348} = 7.31 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \text{ et } F_{SU} = \frac{f_e}{1.15}$$

✓ Sur appui :

$$M_{u,max} = 2.54 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.055 \implies \alpha_u = 0.071 \implies \beta = 0.97$$

Donc : $A_{SU} = 4.18 \text{ cm}^2$

b- Selon YY :

✓ En travée :

$$M_{u,max} = 1.002 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.022 \implies \alpha_u = 0.027 \implies \beta = 0.98$$

$A_{SU} = 1.68 \text{ cm}^2$

✓ Sur appui :

$$M_{u,max} = 0.588 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.013 \implies \alpha_u = 0.016 \implies \beta = 0.99$$

$A_{SU} = 0.945 \text{ cm}^2$

Espacement max:

$$e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(60; 33) = 33\text{cm}$$

$$e = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad (\text{C.V})$$

5.2.) Calcul des armatures a L'ELS :

a- Selon XX :

✓ En travée :

$M_{s,max} = 3.222 \text{ t.m/ml}$ on calcule le moment réduit qui :

$$\mu_s = \frac{M_{Smax}}{b.d^2 \sigma_{st}}$$

Les fissurations préjudiciables donc on a :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa} \implies \mu_s = 0.005 \implies \beta = 0.997$$

$$A_{ser} = \frac{M_{Smax}}{z_1 \cdot \sigma_{st}}$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.997 = 0.178$$

$$A_{ser} = 8.98 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appui :

$$M_{s,max} = 1.89 \text{ t.m/ml} \implies \mu_s = 0.0029 \implies \beta = 0.998$$

$$A_{ser} = 5.26 \text{ cm}^2$$

b- Selon YY :

✓ En travée :

$$M_{s,max} = 0.75 \text{ t.m/ml} \implies \mu_s = 0.011 \implies \beta = 0.989$$

$$A_{ser} = 2.08 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appui :

$$M_{s,max} = 0.44 \text{ t.m/ml} \implies \mu_s = 0.00063 \implies \beta = 0.99$$

$$A_{ser} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Espacement max:

$$e \leq \min (3hd; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$e_1 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{C.V}) \quad , \quad e_2 = 25 \text{ cm}$$

$$A = \max (A_{su} ; A_{ser}) = A_{ser}$$

$$A_x : \begin{cases} A_{tx} = 8.98 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 \\ A_{ax} = 5.26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}12 \end{cases}$$

$$A_y : \begin{cases} A_{tx} = 2.08 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}10 \\ A_{ax} = 1.22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}8 \end{cases}$$

5.3.) plan de Ferrailage de la dalle :

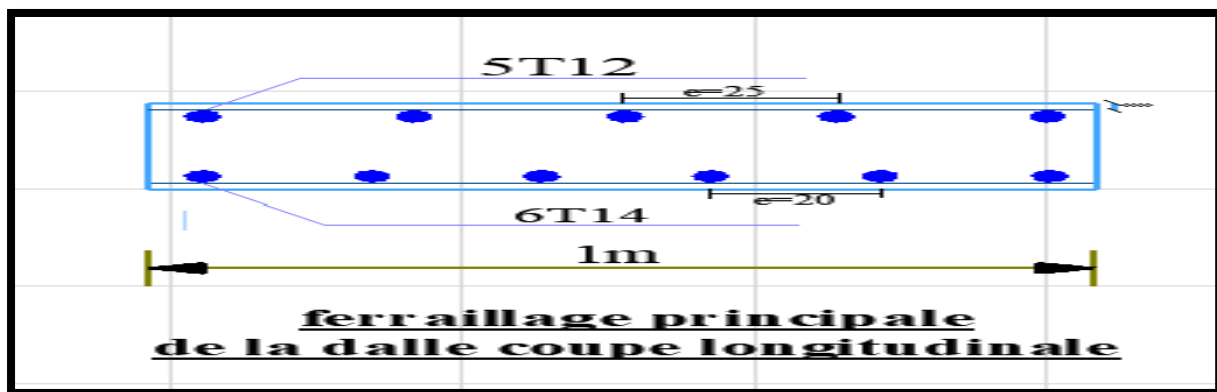


Fig. IX.5 Ferrailage principale de la dalle coupe longitudinale du tablier

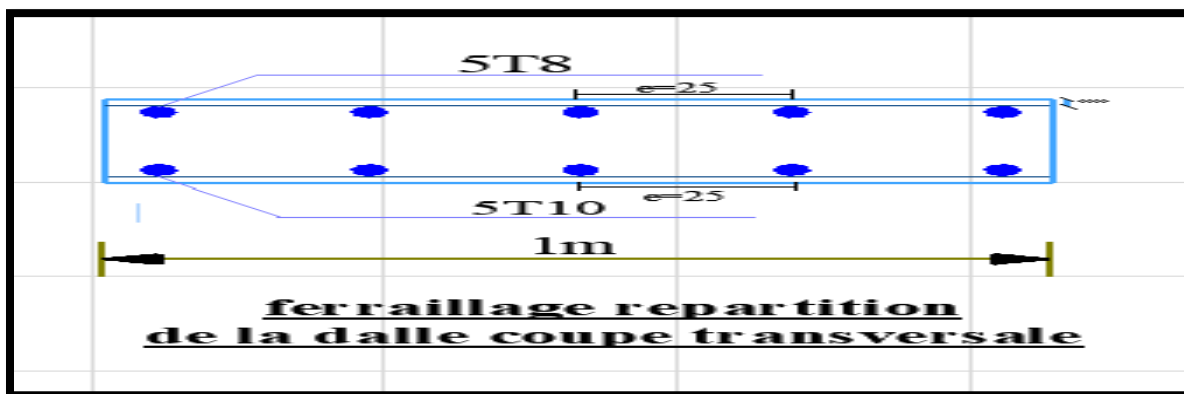


Fig. IX.6 Ferrailage répartition de la dalle Coupe transversale du tablier

6. Vérification des contraintes :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$
- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1, \quad \sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y_1) \text{ et } z_1 = d - \frac{y_1}{3}$$

Sera faire sous l'effet du moment maximum :

$$\sigma_{bc} = \frac{3.222 \times 10^4}{\frac{1 \times 0.2^3}{12}} \times 0.06 = 2.9\text{MPa} \leq 15 \quad (\text{CV}).$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{3.222 \times 10^4}{\frac{1 \times 0.2^3}{12}} \times (0.18 - 0.06) = 87\text{MPa} \leq 201.63\text{MPa} \quad (\text{CV}).$$

7. Vérification de non poinçonnement sous charge localisée :

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants (armatures transversales), l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition :

$$h_d \geq \frac{Q_U}{0.045 \cdot U_C \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}, \quad Q_U : \text{Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU}$$

$$Q_U = \gamma_{Q1} \cdot \delta_B \cdot Q \quad ; \text{ avec } Q = (10\text{t pour Br ; } 8\text{t pour Bt ; } 6\text{t pour Bc)}$$

$\gamma_{Q1} = 1.6$ l'ELU pour le système B

$\delta = \delta_B$: Coefficient de majoration dynamique pour le système B.

U_C : Périmètre du rectangle de répartition

$U_C = 2(u+v)$ u et v : dimension du rectangle de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1.5 en général et = 1.15 pour les situations accidentelles. Ici, on prend 1.5

- Sous Br

$$Q_U = 1.6 \times 1.106 \times 10 = 17.69\text{t} \implies 2(0.62 + 0.92) = 3.08\text{m}$$

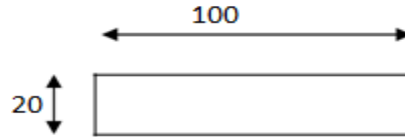
$$\implies \frac{17.69 \times 10^{-2}}{0.045 \times 3.08 \times \frac{25}{1.5}} = 0.076\text{m} \text{ Alors, la condition ci-dessus est vérifiée.}$$

En effet : $h_d = 0.2 > 0.076$ (CV) pas des armatures transversale.

8. Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_d \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.2m d'hauteur}$$



(l'épaisseur de la dalle)

T_{max} : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable : $1.35G+1.6Br = 6.49t$

$$\tau_u = \frac{6.49 \times 10^4}{1 \times 10^3 \times 20} = 0.324 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa (C.V.)}$$

Donc pas d'armature d'effort tranchant.

CHAPITRE X :

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA
PILE**

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier...)

1. Pré dimensionnement de la pile :

- **chevêtre** : c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs
- ❖ **Hauteur** : $1\text{m} < H < 1.6\text{m}$ on prend $H=1.2\text{m}$.
- ❖ **Largueur** est de 2.05m
- ❖ **Longueur** : est égale à la longueur du tablier donc $L_{ch} = 10.5\text{m}$
- **Futs** : leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique sont dimensions géométrique
De diamètre généralement constant $e=1.2\text{m}$.
 L_2 est l'espace entre les deux axes de futs .donc : $L_2=3.6\text{m}$.
Hauteur : $H = 5\text{ m}$
- **Semelle** :
 - ❖ Epaisseur : 1.5m
 - ❖ Largeur : 6m
 - ❖ Longueur : 10.5m
 - ❖ Béton de propreté : 0.20m

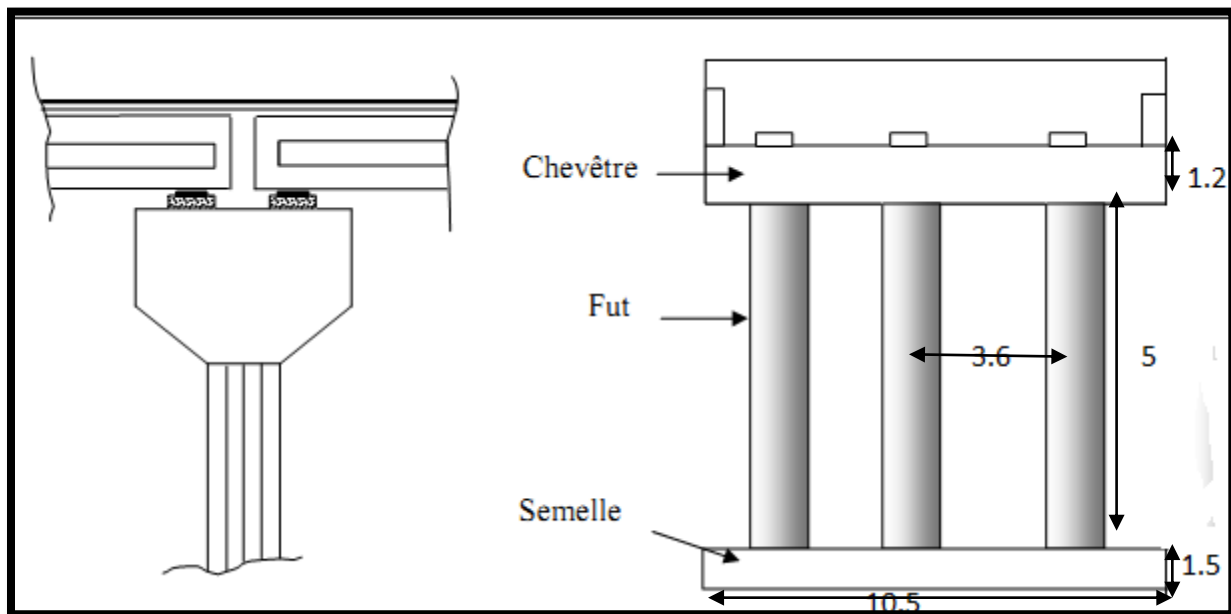


Fig. X.1 Schéma de la pile

2. Charges et surcharges:

2.1.) Charges permanentes:

Poutres $g_1=8.47\text{t/ml}$

Dalle $g_2= 5.25\text{t/ml}$

Revêtement $g_3=1.408\text{t/ml}$

Trot+corniche+g.cor+gl $g_4=2.42\text{t/ml}$

$$\sum g = 17.548\text{t/ml}$$

$$R= 17.548 \times 25.36 \times 0.5= 222.5\text{t}$$

$$G= 445\text{t}$$

$$\text{Chevêtre : } P_c = (2.05 \times 1.2) \times 10.5 \times 2.5 = 64.58\text{t}$$

$$\text{Le fut : } P_f = 3 \times 5.65 \times 2.5= 42.39\text{t}$$

$$\text{Semelle : } P_s = 6 \times 1.5 \times 10.5 \times 2.5 = 236.25\text{t}$$

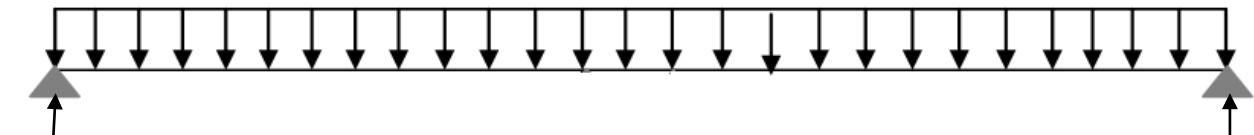
$$\text{Poids des terres sur semelle} = 2 \times 0.6 \times ((10.5 \times 6) - (3 \times \frac{\pi}{4} \times 1.2^2)) = 69.24\text{t}$$

$$\text{Poids propre des plots +dés appuis} = 4.6\text{t}$$

$$\text{Totale} = 868.06\text{t}$$

2.2.) Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

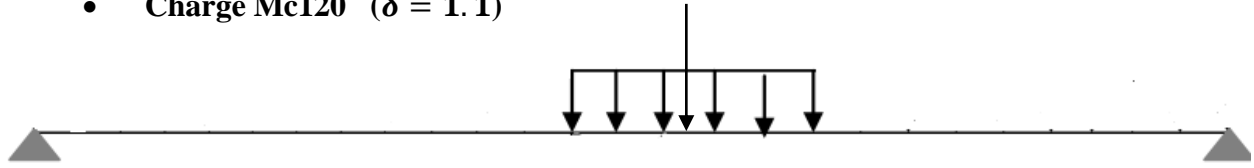
- **Surcharge A(I) :** La portée de pont est 25.36m



$$q= 8.36\text{t/ml}$$

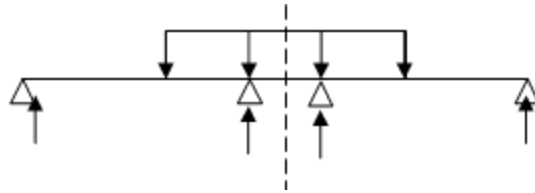
$$R_d=R_g= q.l/2 = 106.05\text{t} \quad R= R_d+R_g= 212.1\text{t}$$

- **Charge Mc120 ($\delta = 1.1$)**



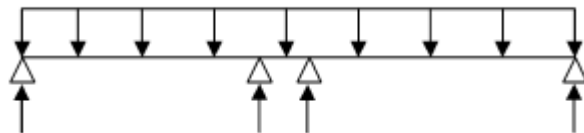
$$R_t = \left(\frac{3.05}{2} + (25.36 - 3.05)\right) \times 110 / 25.36 \times 1.1 = 113.72t$$

- **Surcharges D240**



$$R = \left(\frac{9.3}{2} + (25.36 - 9.3)\right) \times 240 / 25.36 = 196t.$$

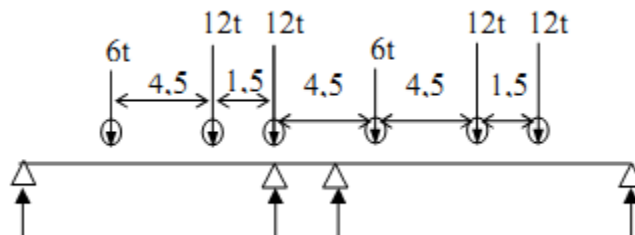
- **Surcharges sur trottoir :**



$$q = 0.15 \times 1.35 \times 2 = 0.405t/ml$$

$$R = 0.405 \times 25.36 = 10.27t$$

- **Surcharges Bc :**



$$R = (24 \times 24.76 + 24 \times 23.26 + 12 \times 18.76 + 24 \times 14.26 + 24 \times 12.76 + 12 \times 8.26) / 24.76$$

$$R = 85.84t$$

2.3.) Effort horizontaux :

- Freinage système A(l) :

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20+0.0035s} \times A \times s$$

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20+0.0035(8 \times 25.36)} \times 1.1936 \times (8 \times 25.36) = 11.69t$$

$$M = 11.96.(0.2+2.05+1.2+10.5) = 163.08t.m$$

- Freinage du Bc :

$$H_{bc} = P/2 = 30/2 = 15t$$

$$M = 13.95 \times 15 = 209.25t.m$$

Tab. X.1 Les charges d'exploitation

Désignation	Al	Bc	D240	Mc120	Trottoir
N(t)	212.1	85.84	196	113.72	10.27
H(t)	11.69	15	/	/	/
h(m)	10.5	10.5	/	/	/
M(t.m)	163.08	209.25	/	/	/

Réaction totale :

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} R1 = R_{cp} + 1.2(RA(l) + RST) = 711.84t \\ R2 = R_{cp} + RD240 + 1.2RST = 653.32 \end{array} \right.$$

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} R1 = 1.35R_{cp} + 1.6(RA(l) + RST) = 956.54t \\ R2 = 1.35R_{cp} + 1.35RD240 + 1.6RST = 881.78t \end{array} \right.$$

$$R_{max} = 956.54t$$

3. Vérification de la stabilité de la pile :

❖ Au glissement :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan\varphi}{1.5}$$

φ : Angle de frottement interne = 20°

$$H = 15t$$

V = poids de tablier + pile = 445 + 417.06 = 862.06t

Donc on a $\frac{H}{V} = \frac{15}{862.06} = 0.017 \leq \frac{\tan\varphi}{1.5} = 0.24$ c'est vérifiée

❖ Les contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N + (1 + \frac{6.e}{b})}{S} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{862.06}{6 \times 10.5} + \frac{163.08 \times 6}{10.5 \times 6^2} = 16.27t/m^2 \leq 30t/m^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

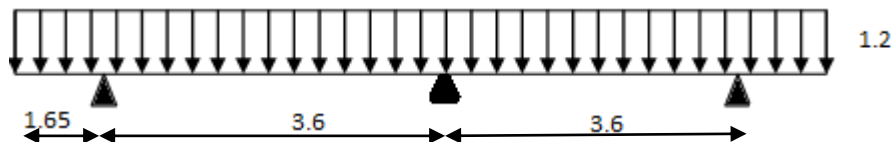
$$\sigma_{min} = \frac{862.06}{6 \times 10.5} - \frac{163.08 \times 6}{10.5 \times 6^2} = 11.09t/m^2 > 0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

4. Calcul des sollicitations dans chaque élément :

4.1.) La chevêtre :

Le rôle de chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également m'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue sur trois appuis qui sont les futs.



$$P_1 = 956.54/10.5 = 91.1 \text{ t/ml} \quad (\text{poids propre du tablier + surcharges})$$

$$P_2 = 64.58/10.5 = 6.15t/ml \quad (\text{poids propre de chevêtre})$$

$$P_t = 91.1 + 6.15 = 97.25t/ml$$

$$P_U = 1.35(91.1+6.15) = 131.28\text{t/ml}$$

$$P_S = 91.1+6.15=97.25\text{t/ml}$$

4.1.1.) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU :

a- Moments fléchissant :

➤ Moment sur appui :

$$M_0 = -131.28 \times \frac{1.65^2}{2} = -178.70\text{t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{3.6 \times 3.6} \times \left(-131.28 \times \frac{3.6^3}{3.6} \times 2 + 2 \times 3.6 \times 178.70 \right) = -163.28\text{t.m}$$

$$M_3 = M_0 = -178.70\text{t.m}$$

➤ Moment en travée :

$$M(x) = P.L.\frac{x}{2} - P.\frac{x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - \frac{M_1 x}{L}$$

$$M'(x) = P.\frac{L}{2} - P.x + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_0}{P.L} - \frac{M_1}{P.L}$$

On prend la valeur absolue de M_0 et M_1

$$x = \frac{4}{2} + \left(\frac{178.7 - 163.28}{131.28 \times 3.6} \right) = 1.83\text{m}$$

$$M_{\text{trav}} = \left[131.28 \times 3.6 \frac{1.83}{2} - 131.28 \times \frac{1.83^2}{2} - 178.7 \left(1 - \frac{1.83}{3.6} \right) - \frac{163.28 \times 1.83}{3.6} \right] = 41.76 \text{ t.m}$$

b- Effort tranchant :

$$T_{OG} = 131.28 \times 1.65 = 216.61 \text{ t}$$

$$T_{OD} = 131.28 \times \frac{3.6}{2} + \left(\frac{178.7 - 163.28}{3.6} \right) = 240.59\text{t}$$

$$T_{iG} = 131.28 \times \frac{3.6}{2} - \left(\frac{178.7 - 163.28}{3.6} \right) = 232.02\text{t}$$

4.1.2.) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS :

a- Moments fléchissant :

➤ Moment sur appui :

on doit calculer M_1, M_2, M_3 et d'après la méthode des trois moments :

$$M_0 = -97.25 \times \frac{1.65^2}{2} = -132.38$$

$$M_1 = \frac{1}{3.6 \times 3.6} \times \left(-97.25 \times \frac{3.6^3}{3.6} \times 2 + 2 \times 3.6 \times 132.38 \right) = -120.95 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_0 = -132.38 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M(x) = P.L.\frac{x}{2} - P.\frac{x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - \frac{M_1.x}{L}$$

$$M'(x) = P.\frac{L}{2} - P.x + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_0}{P.L} - \frac{M_1}{P.L}$$

On prend la valeur absolue de M_0 et M_1

$$x = \frac{3.6}{2} + \left(\frac{132.38 - 120.95}{97.25 \times 3.6} \right) = 1.83 \text{ m}$$

$$M_{\text{trav}} = \left[97.25 \times 3.6 \frac{1.83}{2} - 97.25 \times \frac{1.83^2}{2} - 132.38 \left(1 - \frac{1.83}{3.6} \right) - \frac{120.95 \times 1.83}{3.6} \right] = 30.94 \text{ t.m}$$

b- Effort tranchant :

$$T_{OG} = 97.25 \times 1.65 = 160.46 \text{ t}$$

$$T_{OD} = 97.25 \times \frac{3.6}{2} + \left(\frac{132.38 - 120.95}{3.6} \right) = 178.23 \text{ t}$$

$$T_{iG} = 97.25 \times \frac{3.6}{2} - \left(\frac{132.38 - 120.95}{3.6} \right) = 171.88 \text{ t}$$

4.1.3) Ferrailage du chevre :

Résultats :

L'ELU : $M_{\text{max}} = 41.76 \text{ t.m}$; $M_{\text{min}} = -178.70 \text{ t}$; $T_{\text{max}} = 240.59 \text{ t}$

L'ELS : $M_{\text{max}} = 30.94 \text{ t.m}$; $M_{\text{min}} = -132.38 \text{ t}$; $T_{\text{max}} = 178.23 \text{ t}$

➤ **Armatures longitudinale :**

Le ferrailage se fait à L'ELU selon les règles BAEL91:

- Contrainte du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Limite élastique de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Section rectangulaire
- Largeur de la section $b = 2.05 \text{ m}$
- Hauteur total $h = 1.2 \text{ m}$

- Enrobage 0.05m

Sur appui :

$$M_u = 178.7 \text{ t.m} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1.35, \quad d = 1.2 - 0.05 = 1.15 \text{ m} = 115 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.046 \leq 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armatures comprimées}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.066 \implies \beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.97$$

Alors la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{178.7 \times 10^4}{0.97 \times 115 \times 348} = 46.03 \text{ cm}^2 \quad A_{SU} = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA25}$$

$$\text{avec } f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Sur travée :

$$M_u = 41.76 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.011 \leq 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armatures comprimées}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.027 \implies \beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.98$$

Alors la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{41.76 \times 10^4}{0.98 \times 115 \times 348} = 10.64 \text{ cm}^2, \quad A_{SU} = 10.78 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{7HA14}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } b_0 = 2050 \text{ mm}, \quad d = 1150 \text{ mm}$$

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

v_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{240.59 \times 10^4}{2050 \times 1150} = 1.02 < 2.5 \text{ MPa (CV).}$$

Les armatures droites sont suffisantes .on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à **20 cm** d'après « S.E.T.R.A »

$$A_t = \frac{S_t(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9f_e} \gamma_s b_0 , \gamma_s = 1.15 ,$$

Avec $k=1$ pas reprise de bétonnage

$$F_e=400\text{MPa} . f_{ij}=2.1\text{MPa}$$

$$A_t = 5.1\text{cm}^2$$

Donc $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$. **Soit 5HA12**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right]$$

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{5.1 \times 400}{205 \times 15} = 0.66\text{Mpa}$$

$$\max\left[\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right] = 0.51\text{MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.51\text{MPa} \dots \text{C.vérifiée.}$$

4.2.) le fut :

4.2.1) Vérification de flambement du fut :

$$L_c = 0.707 \times 5 = 3.54$$

$$\gamma = \frac{L_c}{i} \quad \text{avec } i = D/4 = 1.2/4 = 0.3$$

$$\gamma = 3.5/0.3 = 11.8 < 50 \quad \text{pas de risque de flambement}$$

4.2.2) Charges horizontales :

Effort freinage revenant à la pile = $30/2 = 15\text{t}$ (un seul camion sur le tablier freiné)

Soit par fut = $15/3 = 5\text{t}$

4.2.3) Evaluation des charges et surcharges :

$$V = T_{OG} + T_{OD} = 338.69\text{t} , H = 5\text{t}$$

$$M = [5 \times (0.2 + 1.2 + 5)] = 32\text{t.m} \quad \text{pour chaque fut.}$$

ELU : $V = 1.35 \times 338.69 = 457.23t$, $M = 1.35 \times 32 = 43.2t.m$

ELS : $V = 338.69t$, $M = 32t.m$

4.2.4) Ferrailage du fut :

Le fut est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .on fait seulement le ferrailage du fut le plus sollicité :

$N = 457.23t$, $M = 43.2t.m$

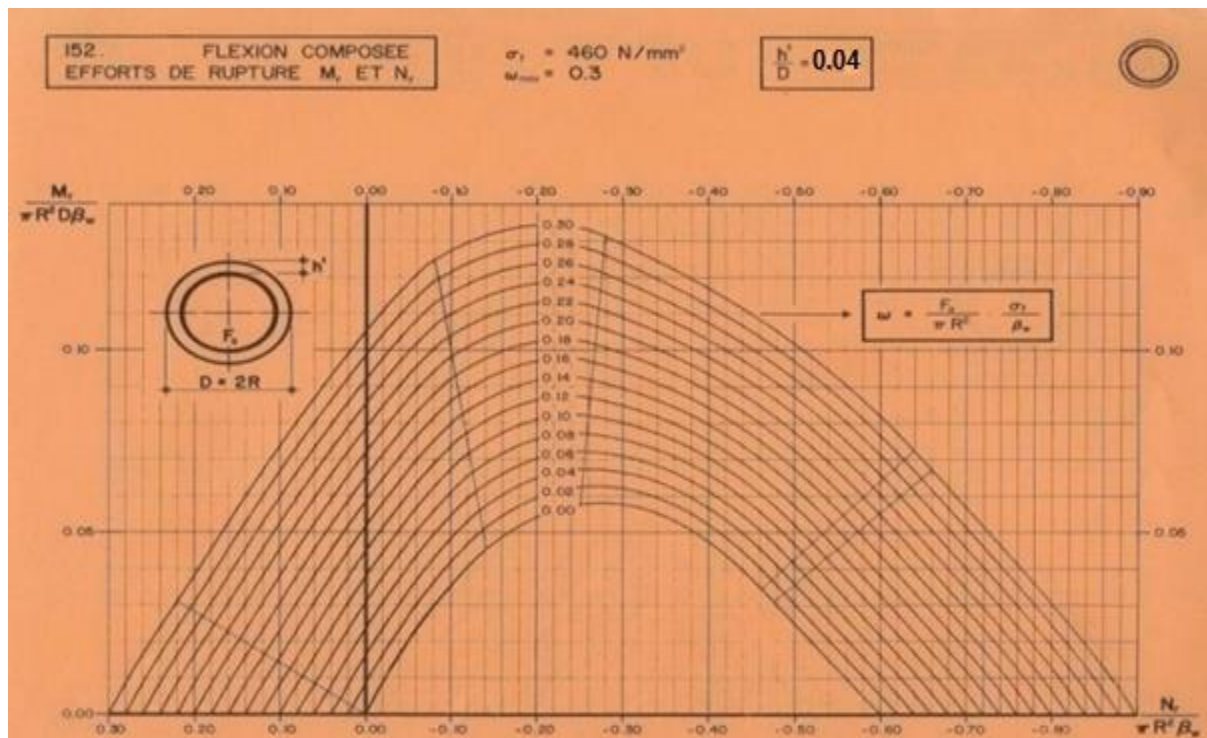


Fig. X.2 Abaque de walther

Selon l'abaque de Walther on a $\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$

h : l'enrobage et D : diamètre du fut

$$\frac{N}{\pi \times R^2 \times \beta} = 0.16, \quad \frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times \beta} = 0.013$$

$\beta = 25MPa$ on tire de l'abaque la valeur $\omega = 0.2$

$$\omega = \frac{F_a}{\pi \times R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta} \quad \text{Avec} \quad \omega : \text{degré mécanique d'armature}$$

F_a = aire totale de l'armature passive

$$Fa = \frac{\pi \times R^2 \times \beta \times \omega}{\sigma_f} = 123.14 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{16HA32} \quad Fa=128.7\text{cm}^2$$

Le pourcentage géométrique doit être compris dans les limites de :

$$0.5\% \leq \rho G \leq 3\% \text{ selon (RPOA2006)}$$

$$\rho G = As/B = 0.01287/1.13 = 1.14\%$$

As : section d'acier ,B = section du béton

❖ **Condition non fragilité :**

$$As/\pi D^2 \geq 0.23 F_{tj}/f_e$$

$$As \geq 54.62 \quad \text{vérifiée}$$

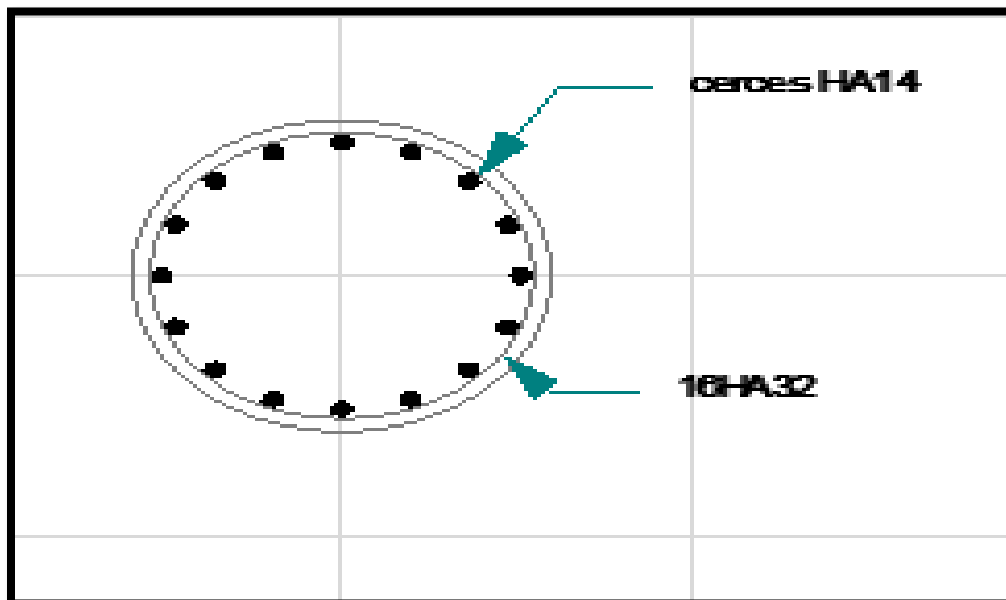
❖ **Armatures transversales : (selon RPOA2006)**

L'espace maximale = Min (12Φl, B, 20cm) = Min (38.4, 150, 20) = 20cm

$$\Phi_t = \Phi_l/3 = 38.4/3 = 12.8\text{mm}$$

On prend $\Phi_t = 14\text{mm}$ avec un espacement de 15cm (zone de jonction)

20cm (zone courante).



Fi g. X.3 Ferrailage du fut

4.3) La Semelle :

Longueur $L = 10.5\text{m}$

Largeur $B = 6\text{m}$

Epaisseur $E = 1.5\text{m}$

➤ Ferrailage de la semelle :

- Ferrailage dans le sens transversal :

D'après l'étude de la stabilité de la pile, la réaction maximale $N = 212.1\text{t}$

Donc :

$M = 209.25\text{t.m}$

$R_{\text{max}} = 956.54\text{ t}$

La condition de la méthode des bielles est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ d \geq \frac{B}{4} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

$B = 6\text{ m}$ (largeur de semelle) , $b = 1.2\text{m}$ (diamètre du fut)

La section d'armatures est déterminée par l'application de la méthode des bielles, cette Méthode reste valable quand :

$$\text{tg} \alpha = \frac{\frac{d}{4}}{\frac{B-b}{4}} = 1.2 \implies \alpha = 50^\circ \geq 45^\circ \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$$\frac{B-b}{4} = 1.2 < 1.5 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$\theta \geq 45$ on Peut appliquée la méthode des bielle

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{209.25}{956.54} = 0.2187 \leq \frac{b}{4} = 0.3$$

$d = h - 0.05 = 1.45\text{m}$, $p = 212.1\text{t (ELS)}$, $p = 212.1 \times 1.35 = 286.335\text{t}$

$$A_i = \frac{1.1 \times p \times (b' - \frac{b}{4})}{2 \times d \times \sigma_s}$$

• ELU :

$$A_i = \frac{1.1 \times 286.335 \times (6 - \frac{1.2}{2})}{2 \times 1.45 \times 348} \times 10^2 = 145.13\text{cm}^2$$

- **ELS**

$$A_i = \frac{1.1 \times 212.1 \times (6 - \frac{1.2}{2})}{2 \times 1.45 \times 240} \times 10^2 = 155.87 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = \min (155.87; 145.13) \text{ cm}^2$$

On adopte : **19HA32** \implies 152.8 cm²

- **Les armatures transversales :**

$$T_u = H = 1.35 \times 132.38 + 1.6 \times 15 = 202.713 \text{ t}$$

$$\tau_u < \tau_{u0} = \min (0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{202.713 \times 10^4}{1000 \times 1450} = 1.39 \text{ MPa} < 2.7 \text{ Mpa}$$

On calcule les armatures perpendiculaires aux armatures principales.

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{(\tau - 0.5K)b_0}{0.8.f(\sin\alpha + \cos\alpha)} = 2.07 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$S_t < \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_t > 4.14 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage transversal supérieur :**

$$A_u = \frac{145.13}{10} = 14.51 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA14

- **Ferraillage dans le sens longitudinal :**

$$A_{ij} = \frac{A_i}{3} = 48.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA25

- **Ferraillage longitudinal supérieur :**

$$A_{ij} = \frac{A_u}{3} = \frac{14.51}{3} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA10

➤ **Cadre de construction :**

Horizontalement :

$$A_{th} \geq 0.002 \times S_{th} \times h$$

On pose ;

$$S_{th} = 20 \text{ cm} \quad A_{th} = 6 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA12** → $A_{th} = 6,79 \text{ cm}^2$

Verticalement :

$$A_{th} \geq 0,002 \times S_v \times h$$

On fixe $S_v = 20 \text{ cm}$ donc : On prend: **6HA12** → $A_{th} = 6,79 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes :**

L'inclinaison des bielles est : $\theta = 55$

- **Contraintes de comprissions dans les bielles :**

$$\sigma/b = \frac{p}{a \times b \times \sin \theta} = 2.11 \text{ MPa} \leq 0.9 \times f_{c28} = 22.52 \text{ Mpa}$$

- **Contraintes de cisaillement dans les bielles :**

$$\tau_u = \frac{p}{a \times b \times d} = 0.143 \text{ Mpa} \leq 0.1 \times f_{c28} = 2.5 \text{ Mpa}$$

tout les condition sont vérifiées

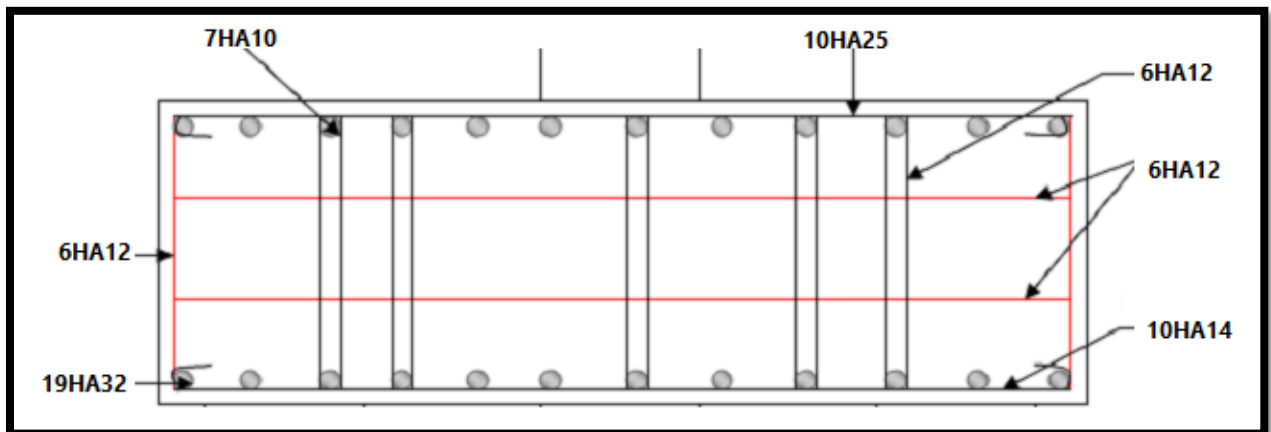


Fig. X.4 Ferrailage de la semelle

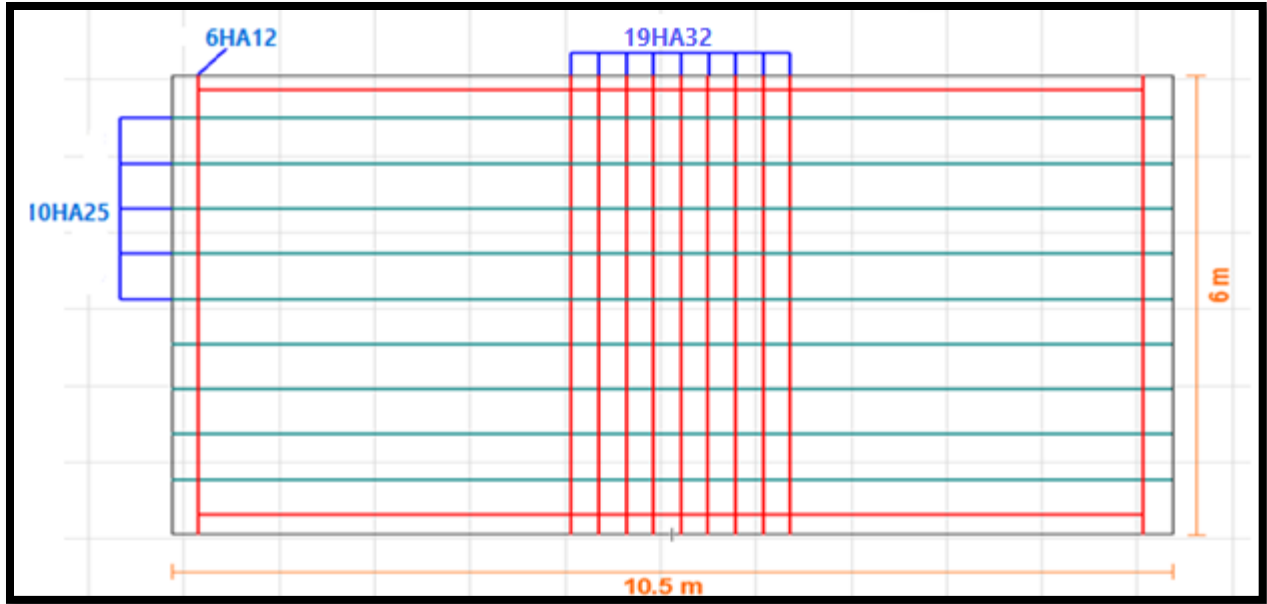


Fig. X.5 Ferrailage de la semelle – nappe inférieure

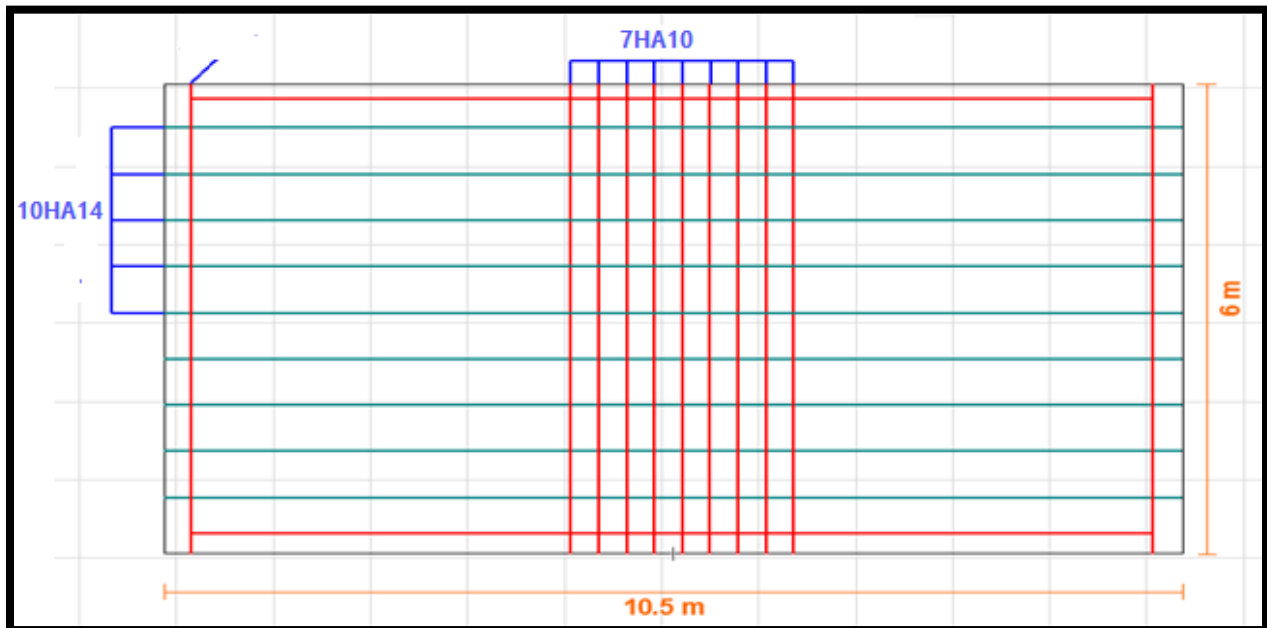


Fig. X.6 Ferrailage de la semelle – nappe supérieure

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a aidé à améliorer et développer nos connaissances en évidence la maîtrise de plusieurs domaine des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par logiciel qui donne des résultats fiables des moments et efforts.

On a également pu, dans ce projet, déterminer le ferrailage des éléments du pont.

BIBLIOGRAPHIES

LES OUVRAGES:

- L'ETUDE GEOTECHNIQUE ET LE PLAN D'ENSEMBLE « SERO-EST BATNA »
- "SETRA" (VIPP, PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION : GUIDE DE CONCEPTION)
- CONCEPTION DES PONTS « BERNARD –GELY ET CALGARO »2006
- GUIDE SETRA (SERVICE D'ETUDE TECHNIQUE DES ROUTES ET AUTOROUTES)
- RPA99 : REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIA 2003

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

- « ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION » étudié par : Touat Sarah et encadrés par : Ouguemat Ali
- « ETUDE D'UN PONT A POUTRES INDEPENDANTES EN BETON PRECONTRAINTES SUR OUEDESSAM WILAYA DE NAAMA » étudié par : Oussadat dalila+Hadj slimane ilyes et encadrés par : Cherif Benmoussa
- « ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTES PASSAGE SUPERIEUR AUTOROUTE SETIF BARIKA AU PK 73+379 »
Étudié par : Aboluhom Akram , encadrés par : Pr .Belounar Lamine

LES COURS

- COURS D'OUVRAGES D'ART « MONGI BEN OUZEDOU »
- COURS DU PONT MASTER 2 « BOURAOUI ZAKARIA »
- COURS DES PONTS MASTER 2 « PR. BELOUNAR LAMINE. »

LES LOGICIELS

- SAP 2000.V21
- AUTOCAD (2009)
- MICRO SOFT ZORD (2007)
- EXCEL 2007
- SOCOTEC (FERRALLAIGE)

ANNEXE



Projet : E-G OA avittement de M'alla

Dossier N° : 42-18-048

Endroit :

Client : SERO-EST

Date debut :

Coordonnées GPS :

Bois de forage :

Etat des échantillons :

Date fin :
Profondeur forée (m) : 10
Niveau d'eau (m) : néant

X :
Y :
Z :

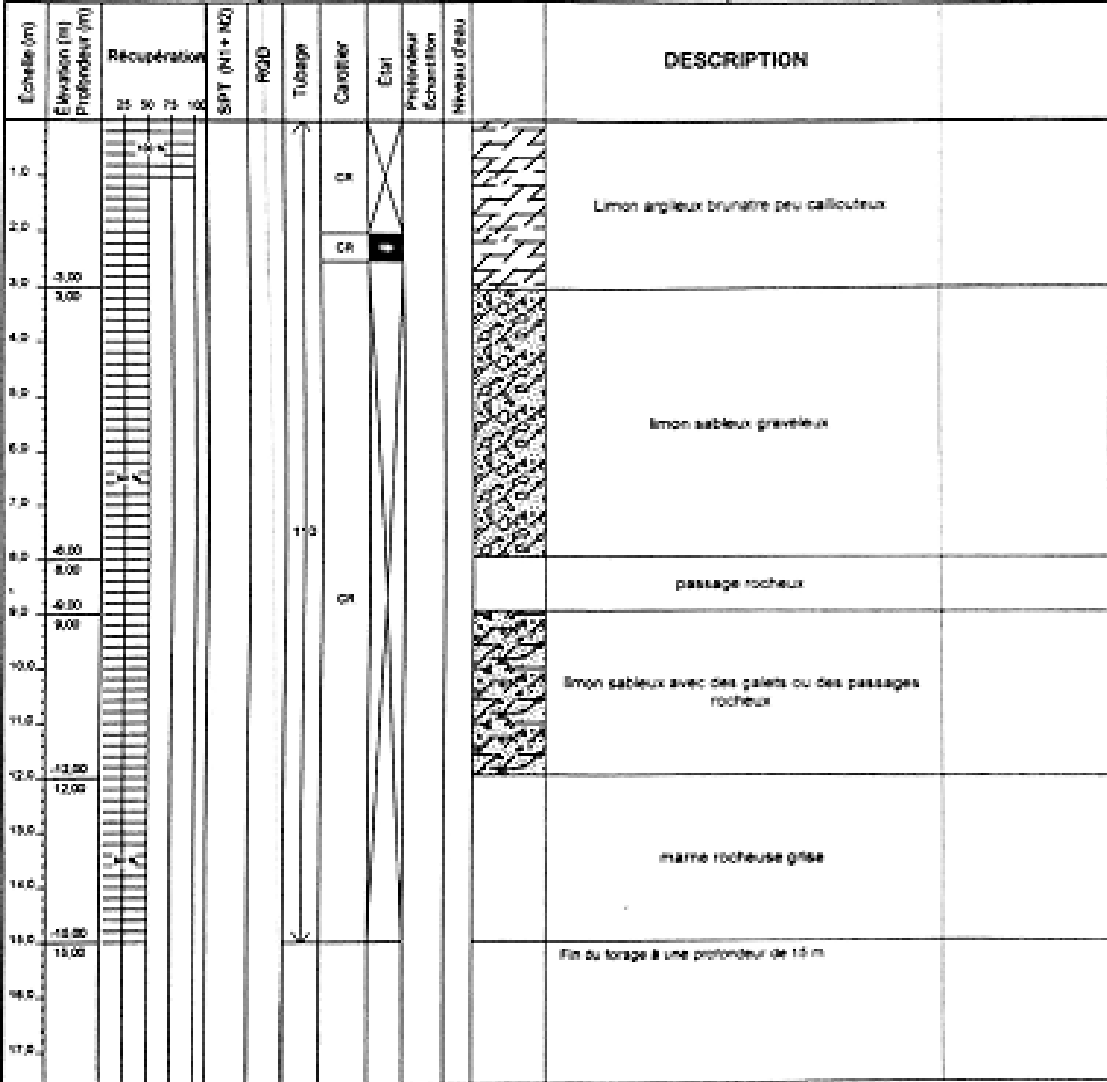
Type forage :
Formule :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



© SoftTools 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottes fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABBREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
B : bathythermomètre
L : Lignes d'Alévation/PLUP
m : mètre en m
Pc : Probe vibratoire/Cd. Cd
A1 : Analyse chimique
C18 : Carottier rotatif
T18 : Carottier tournant
R1 : Résistance à la compression
S18 : Essai oedométrique
S1 : Carottier fixe
R : Barre à torsion fixe

Préparé par : SALEM

Vérifié par :

12/05/2018

Page : 1 de 1



Projet : E-G OA évitement de N'sila

Dossier N° : 42-18-548

Endroit :

Client : SEDR-EST

Date début :

Coordonnées GPS

Boue de forage :

Etat des échantillons :

Date fin :

X :

Type forage :

Intact

Remanié

Pyritisé

Roche

Profondeur forée (m) : 18
Niveau d'eau (m) : Néant

Y :

Foréuse :



Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+NG)	RDD	Tubage	Carotier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.0													Sable anguleux hétérogène brunâtre avec des cailloux
2.0	2.00												petit à gros galet avec une matrice sablo-anguleux
3.0													
4.0													
5.0													
6.0													
7.0													
8.0	4.00 5.00												
9.0													
10.0													
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0	15.00 15.00												Fin du forage à une profondeur de 18 m.
16.0													
17.0													

REMARQUES :

TYPE CAROTIER :

ABBREVIATIONS :

CF : Carotier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à paroi fine
CR : Tube carotier
TP : Tube tendu

A2 : Avaloir géotechnique
B : Bâtonnet/MN
C : Unité d'Alatari/CMU
F : Forage en cas
F1 : Forage rétroscopé (R1, R2)
M : Casque d'homme
C6 : Casquette forage
F3 : Casquette forage
R : Résistance à la compression
OED : Essai Oedométrique
G : Casquette forage
R : Casque à reconnaissance

Préparé par : SALEM

Vérifié par :

12/09/2018

Page : 1 de 1



Projet : E-G OA évitement de M'sila

Dossier N° : 42-18-048

Endroit :

Client : SERO-EST

Date début :

Coordonnées GPS

Boue de forage :

Etat des échantillons :

Date fin :

X

Type forage :

Mélé

Remanié

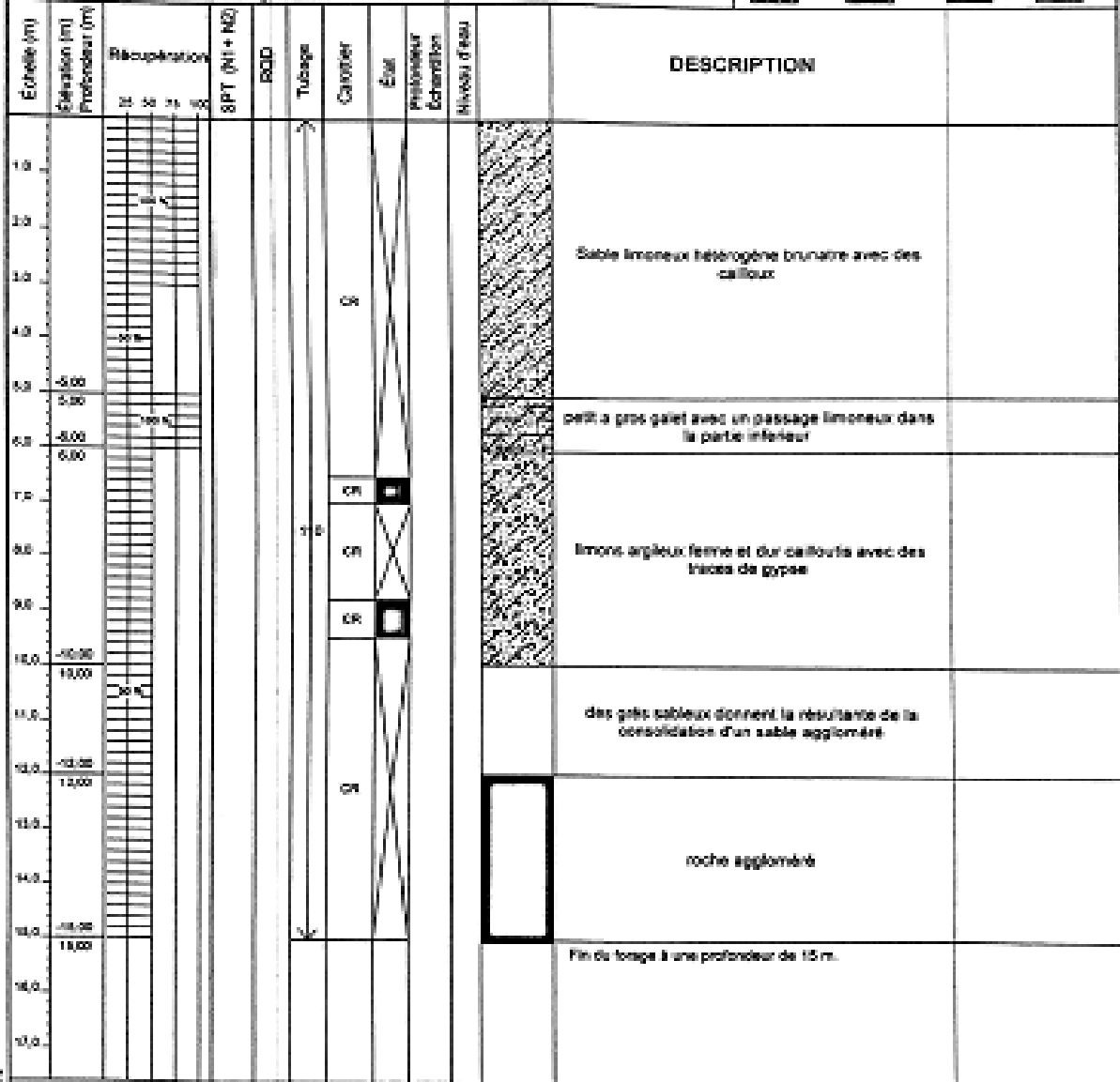
Parafiné

Roche

Profondeur forée (m) : 15
Niveau d'eau (m) : Néon

Y
Z

Foréuse :



© SoftTeam 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

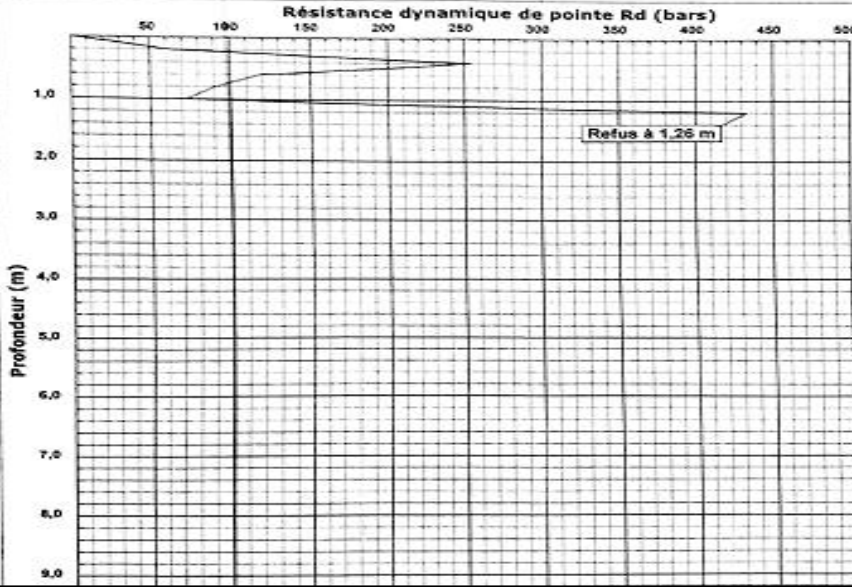
- CF : Carotte fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PG : Tube à paroi épaisse
- CR : Tube carottier

ABBREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédiments
- L : Lames d'Atterberg/PLUP
- W : Teneur en eau
- CE : Coefficient de consolidation
- CR : Coefficient de réaction
- FR : Coefficient de frottement
- SC : Résistance à la compression
- CEC : Essai œdométrique
- SW : Coefficient de succion

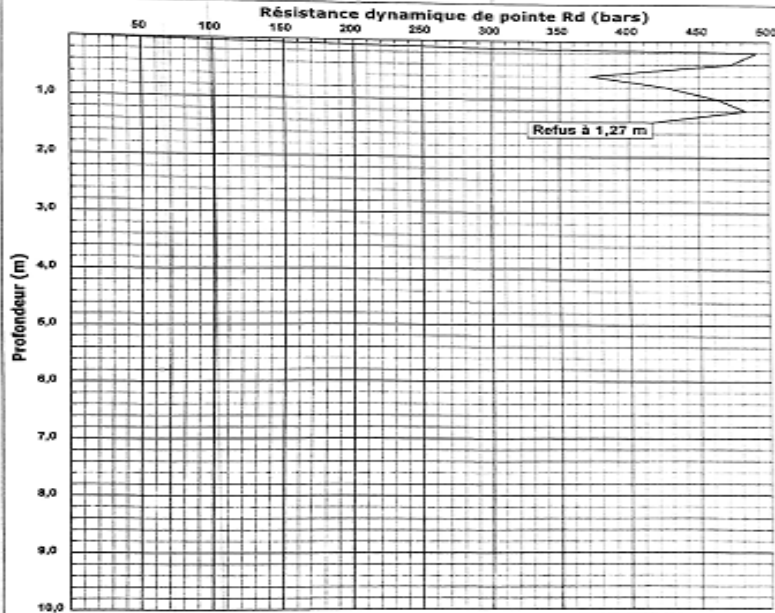
INTITULE : E-G OA évitement de M'sila
 N°DOSSIER : 42-18-048
 LIEU : M'sila
 CLIENT : SERO-EST
 DATE ESSAIS : 19/06/2018

Référence essai : 02
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



INTITULE : E-G OA évitement de M'sila
 N°DOSSIER : 42-18-048
 LIEU : M'sila
 CLIENT : SERO-EST
 DATE ESSAIS : 19/06/2018

Référence essai : 03
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Houton (m) : 0 kg
 Masse du Houton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

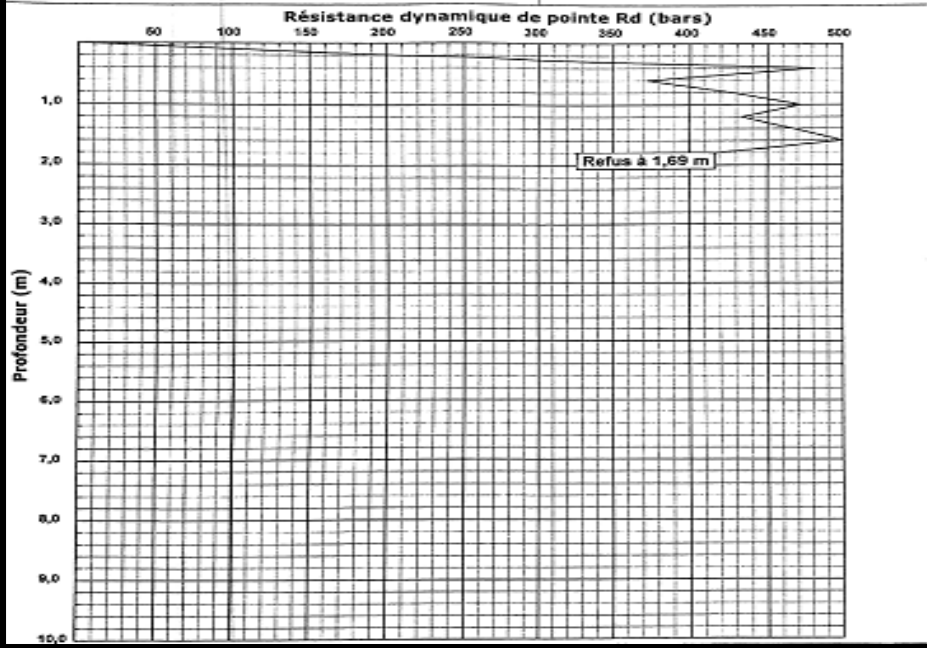
Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m) : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de SLODOK

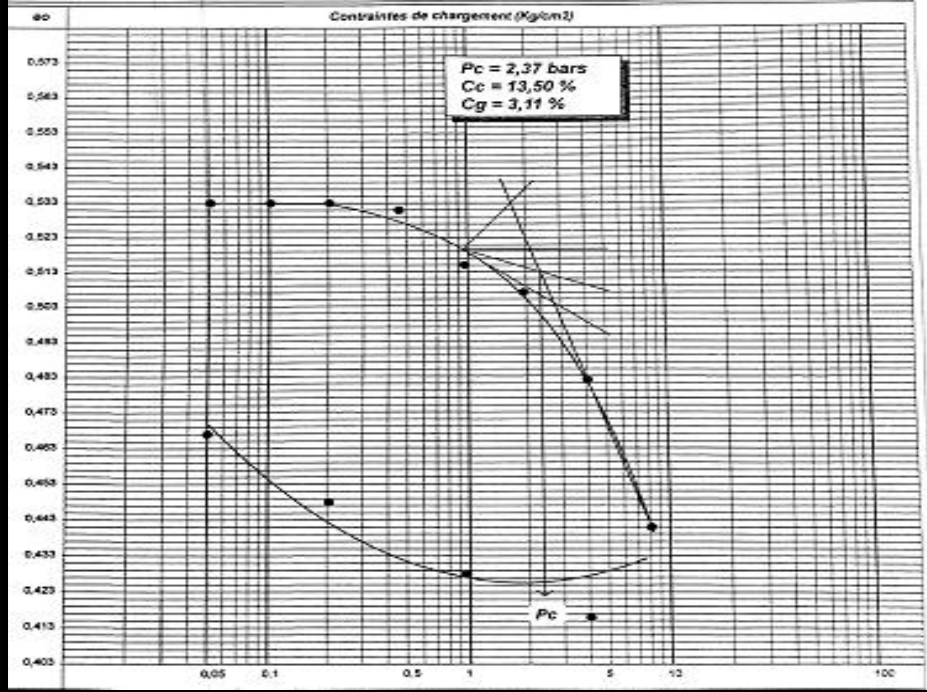
$$Rd = \frac{m^2 \cdot u \cdot H}{A_s \cdot \sum_{i=1}^n (m + \sum_{j=1}^i m_j)}$$

INTITULE : E-G OA évitement de M'sila
 N°DOSSIER : 42-18-045
 LIEU : M'sila
 CLIENT : SERO-EST
 DATE ESSAIS : 18/06/2018

Référence essai : 04
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Sondage n° : 03
 Profondeur : 5,30-5,60
 Nature : argile
 Date essais : 18/06/2018



المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS



L.C.T.P.

EPE/SPA AU CAPITAL DE 886.000.000 D.A
 1, Rue Kaddour Rahim BP-135-Hussein-Dey-ALGER
 Tél : 021 23.12.24 / 23.21.44/45 Fax : n° 021. 23.21.85
 Adresse électronique : lctp@lctp-dz.com



SGS

DIRECTION LABORATOIRES
 LABORATOIRE MATERIAUX (Atelier : Chimie)

N° DOSSIER : 42.18.0048
 CLIENT : ANTENNE DE M'SILA
 PROJET : E/G BA EVITEMENT DE M' SILA
 PROVENANCE : M'SILA
 DATE DE L'ESSAI : 23.09.2018

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE SUR MATERIAUX
MÔDE OPÉRATEUR LCTP

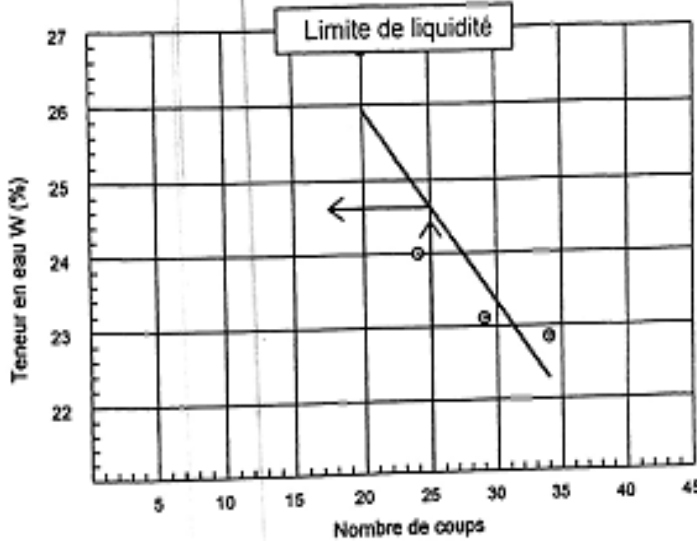
COMPOSANTS	POURCENTAGE %
	ECH : 1 PF : 2.00-1.00m
Sulfates (CaSO ₄ · 2H ₂ O)	TRACES
Chlorures (NaCl)	0.58 %
Carbonates (CaCO ₃)	37.06%
Anhydride Carbonique (CO ₂)	16.31%

Sondage n° : 02
 Profondeur : 0.00-8.00
 Nature : Argile

Date essais : 13/09/2018

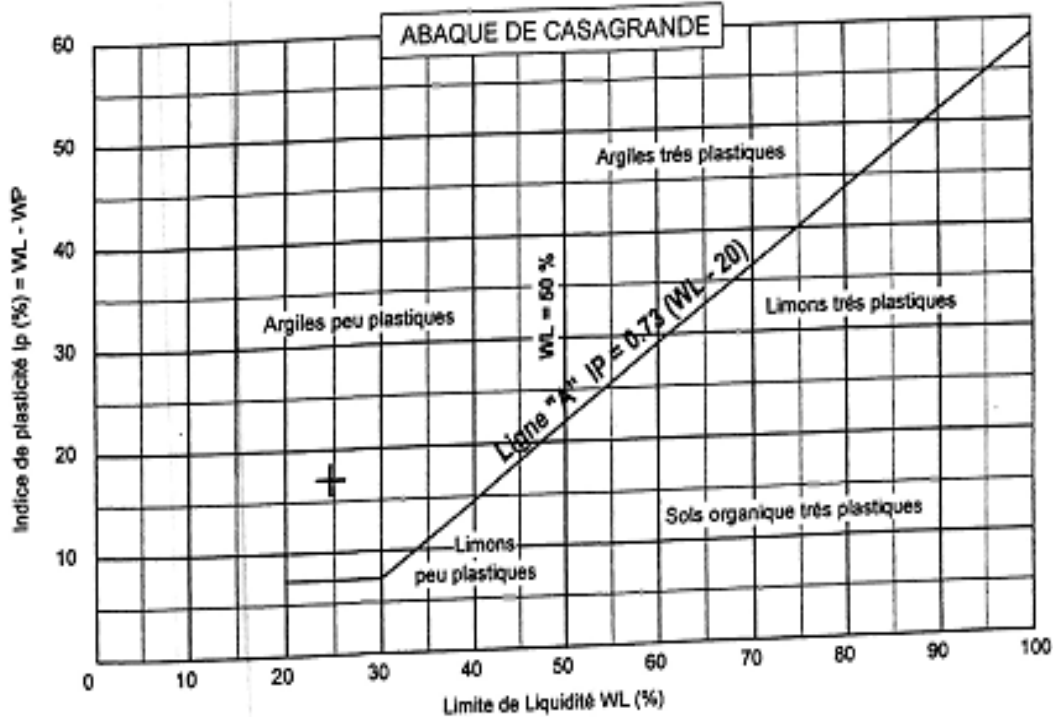
Limite de Liquidité (%) : WL = 24,83
 Limite de Plasticité (%) : WP = 7,54
 Indice de Plasticité (%) : IP = 17,09

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



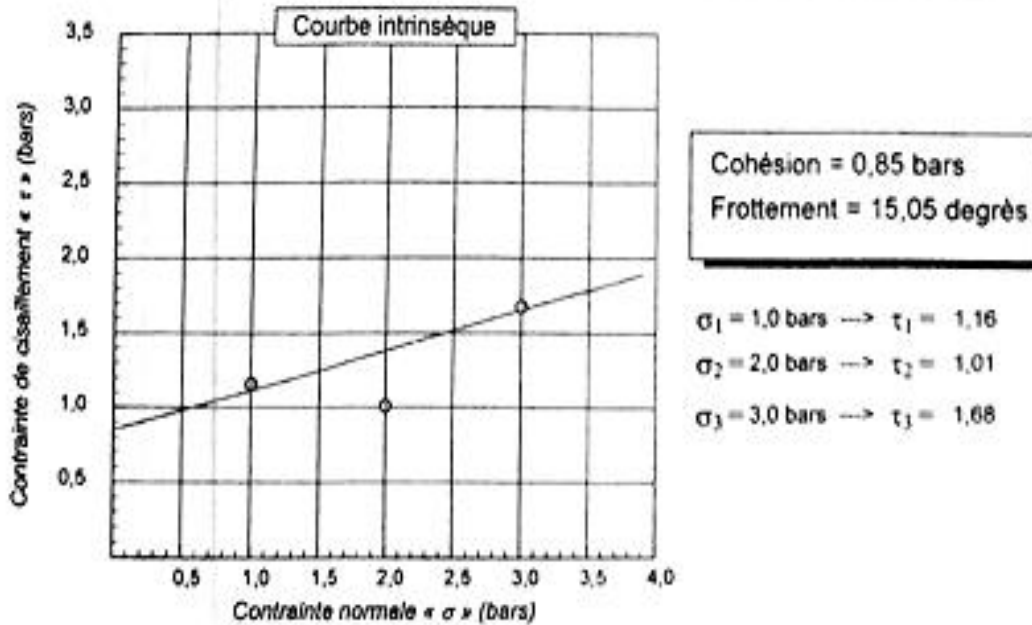
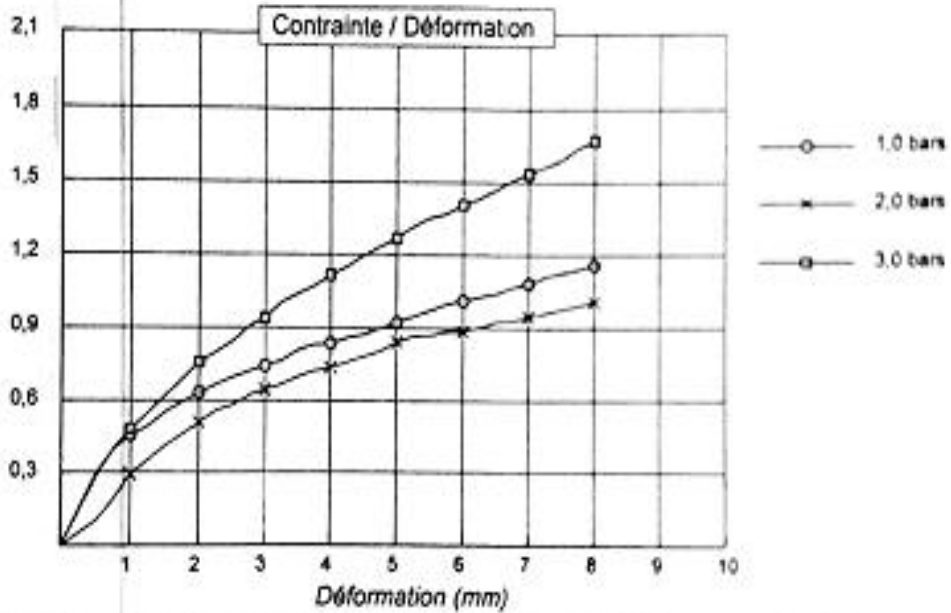
Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	8,57
2	7,64
3	7,09
4	6,84



Sondage n° : 03
 Profondeur : 8.30-8.80
 Nature : argil
 Date essais : 16-09-2018

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Sondage n° 01

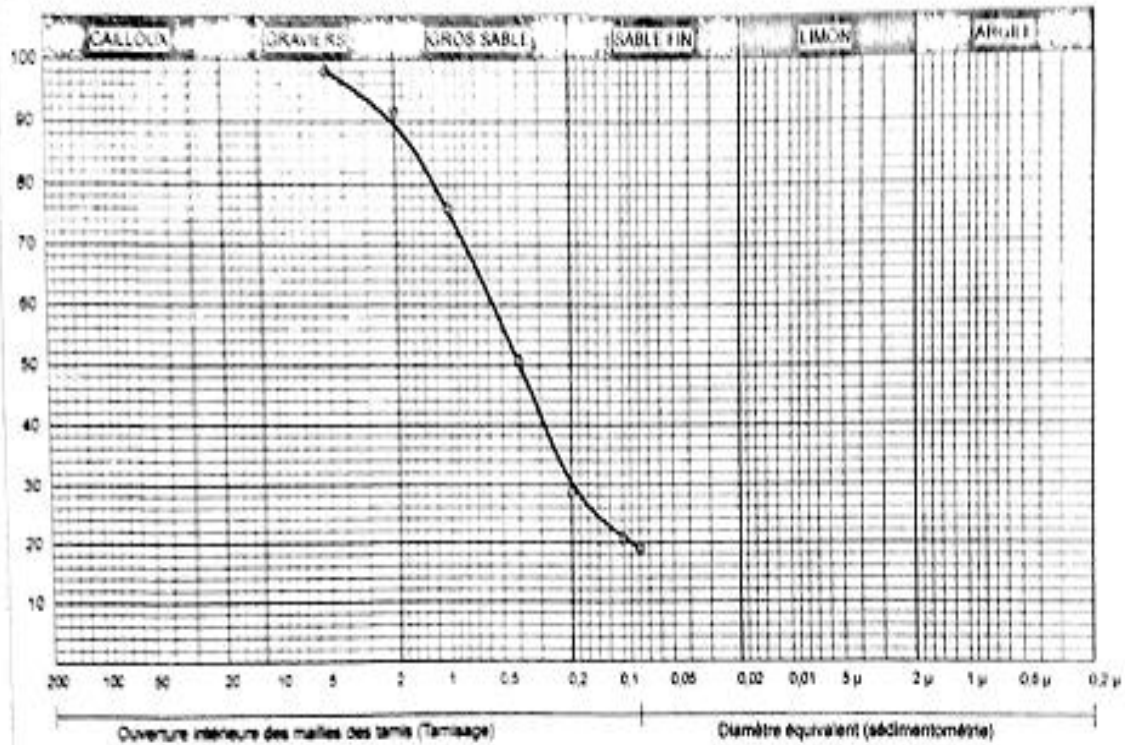
◊ Sondage 01 3.00 - 12.00

Profondeur 3.00 - 12.00

Matériau argil sableux

Provenance

Date essais 09/09/2018



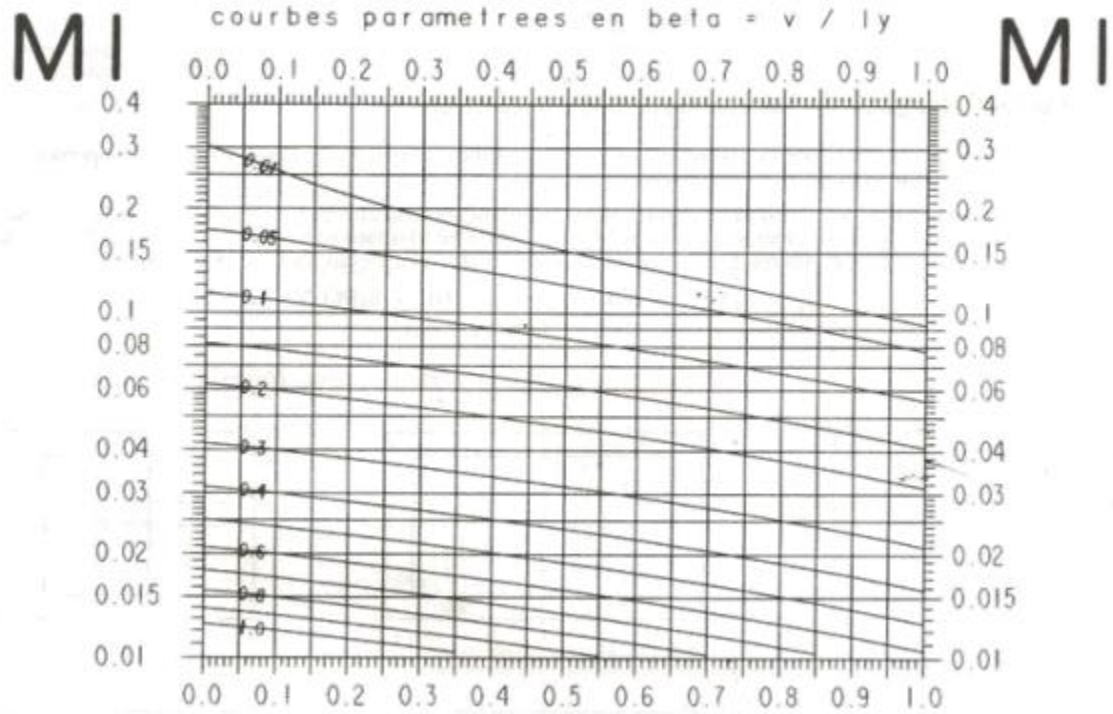
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
Tamis (mm)	Tamiser (%)	Diamètre équivalent	Tamiser (%)			WL (%)	WP (%)	IP (%)	
5.00	98.20			◊	19.10 %	%	%	0 %	SA
2.00	91.50								
1.00	78.00								
0.40	50.80								
0.20	28.50								
0.10	20.80								
0.08	19.10								

Tableau du Guyon Massonnet pour le calcul de CTR

$\theta=0,75$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1260	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,1260
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,0920	1,5732	1,8140	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,1260	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762
$\theta=0,75$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6670	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,6670
b/4	0,4351	0,5490	0,7110	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,7110	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,2030	0,2741	0,3804	0,5490	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,2030	0,2906	0,4351	0,6670	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

$\theta=0,80$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,4010	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,4010	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,3530	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,4010	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,3530	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154
$\theta=0,80$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,4720	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

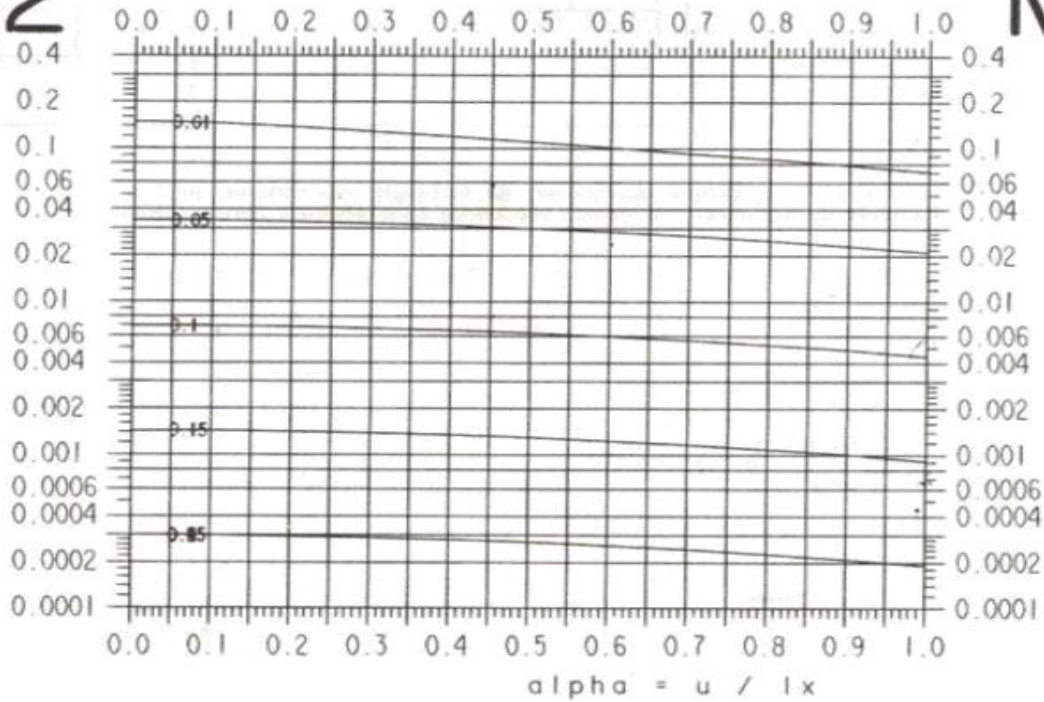
$$\rho = I_x / I_y = 0.05$$



M2

$$\alpha = u / l_x$$

M2



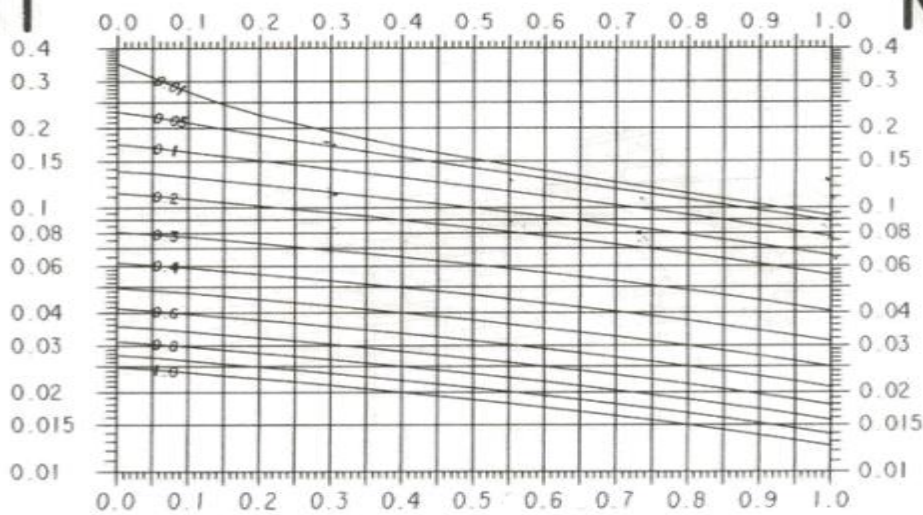
courbes parametrees en beta = v / l_y

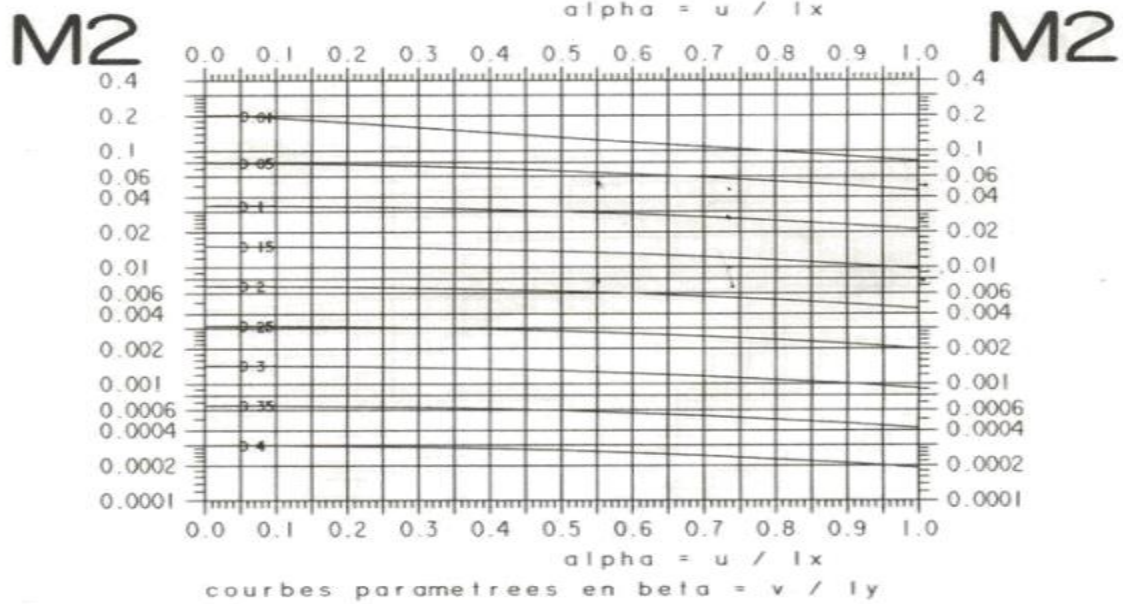
$$\rho = l_x / l_y = 0.1$$

M1

courbes parametrees en beta = v / l_y

M1





Abaque de walther

