

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

Conception et étude d'un Ouvrage d'Art sur
Oued Mellah, Wilaya de Djelfa (RN1).

Proposé par :

SEBAH OMAR.

SAPTA

Présenté par :

KADI MAHREZ

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.



Remerciements



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

Je cite nommément :

- *A mon encadreur Mr SEBAH OMAR, pour avoir accepté de me prendre en charge.*
- *A tout le personnel de l'ENSTP, qui m'ont aidé et enrichi mes connaissances.*
- *je tiens également à remercier l'ensemble des étudiants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à mon travail. Durant les cinq ans de ma formation.*
- *Aux personnels de la bibliothèque et centre de calcul.*
- *Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.*

Enfin, Mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé, encourager et m'ont soutenu.



KADI MAHREZ





Dédicace



Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste travail :

- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère, mon père, sans eux, je n'aurais pas abouti à
Ce stade d'étude.*
- *A mes deux frères et ma sœur.*
- *A ma famille et mes proches.*
- *A tous mes amis sans particulier.*
- *A tous mes enseignants.*

KADI MAHREZ



SOMMAIRE:

Chapitre I : GENERALITE	1
1. Introduction	1
2. Justification du projet	1
3. Présentation de l'ouvrage	1
4. Données fonctionnelles	2
5. Données naturelles	3
6. Caractéristiques des matériaux	4
Chapitre II : CONCEPTION GENERALE	7
1. Choix du type d'ouvrage	7
2. Critères de choix du type d'ouvrage	7
3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage.....	7
4. Conception du tablier	7
◆ Variante N°1 pont en béton précontraint par post-tension	7
◆ Variante N°2 pont mixte	11
◆ Variante N°3 pont a caisson fermé.....	16
5. Définition des charges permanentes et compléments des charges permanentes.....	19
6. Analyse multicritères	20
7. Conception des appuis	24
8. Fondations	25
Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT	26
1. Introduction	26
2. Pré-dimensionnement de la poutre	26
3. Entraxe et Nombre des Poutres	27
4. Epaisseur de la dalle	28
5. les équipements du pont	28
Chapitre IV : CHARGES ET SURCHARGES	30
1. Evaluation des charges et surcharges	30
◆ Evaluation des charges	30
◆ Evaluation des surcharges	31
Chapitre V : CALCUL DES EFFORTS	40
1. Introduction	40
2. Calcul des efforts.....	40
3. Répartition transversale des efforts	58
4. Combinaison des charges	62
Chapitre VI : CALCUL DE LA SECTION MIXTE	63
1. Définitions	63
2. Hypothèse de calcul.....	63
3. Calcul de la section de mixte.....	64
4. Le retrait du béton	72
5. Vérification des contraintes de cisaillement	78
6. Dénivellation des appuis	79
7. Vérification à l'état limite de service	82
8. Vérification de l'âme au voilement	85
9. Vérification de la poutre au déversement	90
10. Calcul des déformations	92
11. Etude des entretoises	96
12. Etude d'assemblage par soudage.....	101

13. Etude des connecteurs	108
14. Méthodologie d'exécution.....	115
15. Etude de la corrosion	117
Chapitre VII : CALCUL DE LA DALLE	119
1. Introduction	119
2. Dalle centrale.....	118
3. Moments de continuité.....	124
4. Dalle en encorbellement	126
5. Bilan des moments	127
6. Ferrailage de l'hourdis	127
◆ Longitudinalement	127
◆ Transversalement	129
Chapitre VIII : LES EQUIPEMENT	132
1. Les appareils d'appuis.....	132
2. Dés d'appui	137
3. Joint de chaussée	138
4. Les gargouilles	141
Chapitre IX: CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE	142
1. Introduction	142
2. Pré dimensionnement	142
3. Vérification de la stabilisation.....	145
4. Ferrailage de la culée	148
Chapitre X : CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE	162
1. Introduction	162
2. Pré dimensionnement	162
3. Ferrailage de la pile.....	163
Chapitre X : CONCLUSION GENERALE	174
Bibliographie	

LISTE DE TABLEUX

Chapitre I

Tableau. I.1. Caractéristique physiques de sol	04
--	----

Chapitre II

Tab.II.1: Les charges des éléments non porteurs.....	20
--	----

Tab.II.2: Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.....	23
---	----

Chapitre IV

Tableau IV.1 Classe des ponts	31
-------------------------------------	----

Tableau IV.2 : V0.....	31
------------------------	----

Tableau IV.3 Coefficient de dégressivité transversale de charge	32
---	----

Tableau IV.4 Système de charge A(L) pour une travée chargée	32
---	----

Tableau IV.5 Système de charge A(L) pour deux travées chargées	32
--	----

Tableau IV.6 Système de charge A(L) pour trois travées chargées.....	33
--	----

Tableau IV.7 Coefficient bc	34
-----------------------------------	----

Tableau IV.8 Cas d'une voie chargée (Effort de freinage A(L)).....	38
--	----

Tableau IV.9 Cas de deux voies chargées	38
---	----

Tableau IV.10 Cas d'une voie chargée	39
--	----

Chapitre V

Tableau V.1 efforts dus au poids propre(cp+ccp)	42
---	----

Tableau V.2 résultats de calcul des efforts dus au (cp)	42
---	----

Tableau.V.3 résultats de calcul des efforts dus au (ccp).....	43
---	----

Tableau.V.4 résultats de calcul des efforts dus a 1 trottoir.....	43
---	----

Tableau.V.5 résultats de calcul des efforts dus a 2 trottoirs	44
---	----

Tableau.V.6 Efforts dus à Bc « cas d'une file chargée »	54
---	----

Tableau.V.7 Efforts dus à Bc « cas de deux files chargées »	55
---	----

Tableau.V.8 Efforts dus a Bc «de trois files chargées »	55
---	----

Tableau.V.9 :Efforts dus a Bt 1 tandem	56
--	----

Tableau.V.10 Efforts dus a Bt 2 tandems.....	56
--	----

Tableau.V.11 Tab V.11 : Efforts dus à MC120	57
---	----

Tableau.V.12 Coefficients de répartition pour chaque cas de charge.	61
--	----

Tableau.V.13 les coefficients de combinaison.	62
--	----

Tableau.V.14 les combinaisons des charges	62
---	----

Chapitre VI

Tableaux VI.1 Coefficient d'équivalence.....	63
--	----

Tableau VI.2 Tableau récapitulative de la section mixte a mi-travée	70
---	----

Tableau VI.3 Récapitulative de la section mixte sur la pile	70
---	----

Tableau VI.4 récapitulative de la section mixte sur la pile avec armatures.....	71
---	----

Tableau VI.5 Vérification des contraintes sur la section mi travée	83
--	----

Tableau VI.6 Vérification des contraintes sur la section de pille	84
---	----

Tableau VI.7 Vérification de voilement a mi travée	88
--	----

Tableau VI.8 Vérification de voilement a la pile	89
--	----

Chapitre VII

Tableau.VII.1. Moments transversaux et longitudinaux de chaque cas de charge	123
--	-----

Tableau.VII.2. Moments de continuité de chaque cas de charge	124
--	-----

Tableau.VII.3. Récapitulatif des moments	126
--	-----

Chapitre IX

Tableau IX.1. Les coefficients de poussée K	143
---	-----

Tableau IX.2 Calcul des sollicitations.....	144
---	-----

Tableau IX.3 Calcul des poussées dues aux terres	145
--	-----

Tableau IX.4. Calcul des poussées dues aux surcharges	146
---	-----

Tableau IX.5. récapitulatif des efforts (poids propre + poussée) qui sollicite la culée.....	145
Tableau IX.6. Récapitulatif des efforts des surcharges	145
Tableau IX.7. combinaisons de charges	146
Tableau IX.8 Évaluation des efforts sur dalle transition.	150
Tableau IX.9. Évaluation des efforts à la base du mur frontale	152
Tableau.IX.10.les coefficients $x_{\theta M}$; $x_{\theta P}$	158
Tableau.IX.11.Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z.....	158

Chapitre X

Tableau .X.1 les coefficients $x_{\theta M}$; $x_{\theta P}$	170
Tableau .X.2. Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z	170

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I :

Fig. I.1 Présentation générale d'ouvrage	1
Fig. I-2 Vue en élévation	2
Fig. I.3 Profil en travers	2
Fig. I.4 Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355	6

Chapitre II :

Fig II.1: Schéma statique. (VIPP).....	8
Fig II.2 Dimensionnement des poutres en béton précontraint	8
Fig II.3: Section de poutre à mi travé	10
Fig II.4: Section de poutre sur appui.....	10
Fig II.5 : Variation de la section le long d'une poutre.	11
Fig II-6 dimension des poutres en acier.	12
Fig II.7 : Schéma statique (Pont mixte isostatique)	13
Fig II.8 : Section de poutre sur appui.....	14
Fig II.9 : Section de poutre à mi travée.....	14
Fig II.10 : Schéma statique (Pont mixte hyperstatique).....	14
Fig II.11 : Section de poutre à mi travée.....	15
Fig II.12 : Section de poutre sur appui.....	15
Fig II.13 : Schéma statique (pont à caisson fermé).....	17
Fig II.14 : Principales caractéristiques des sections.	17
Fig II.15 : Coupe transversale de voussoirs courants.	18
Fig II.16 : Coupe transversale de voussoir sur pile.....	19

Chapitre III :

Fig. III.1 Types de pont mixte	25
Fig. III-2. Diagramme du moment.....	26
Fig. III.3 Les dimensions de La poutre sur la pile.....	26
Fig. III.4 Les dimensions de La poutre à mi-travée.....	26
Fig. III.5 Les dimensions de la corniche en cm.....	28

Chapitre IV :

Fig. IV.1 Système Bc	33
Fig. IV.2 Convoi militaires Mc120.....	36
Fig. IV.3 Convoi D240	37

Chapitre V :

Fig V.1 système de charges réparties sur quatre travées	40
Fig V.2 moments aux appuis (Première travée chargée).....	45
Fig V.3 moments aux appuis (Deuxième travée chargée)	46
Fig V.4 moments aux appuis (troisième travée chargée).....	48
Fig V.5 moments aux appuis (Quatrième travée chargée)	50
Fig V.6 ligne d'influence du moment fléchissant à la section ($x=16.25m$).....	53
Fig. V.7 ligne d'influence de l'effort tranchant à la section ($x=16.25m$).....	53
Fig V.8 : L.i soumise à des charges concentrées	54
Fig V.9 : L.i soumise à une charges répartie	54
Fig V.10 : Cas de charge permanente	59
Fig V.11 : System A(l) 1voie chargée	59
Fig. V.12 : System Bc 1,2 et 3files chargées	60
Fig. V.13 : System Bt 1 et 2 tandems chargées	60
Fig. V.14 : System Mc120	60
Fig. V.15 : System D240.	60
Fig. V.16 : Cas d'un et deux trottoir chargés.....	61

Chapitre VI :

Fig. VI.1 La section d'acier a mi-travée	64
Fig. VI.2 La section d'acier sur la pile.....	64

Fig.VI.3 Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée	65
Fig VI.4 Largeur participante d'une poutre	65
Fig.VI.5 La section de la dalle	66
Fig.VI.6 Centre de gravité de la section mixte	67
Fig.VI.7 Distribution des contraintes.....	69
Fig VI.8 : Section sur pile	71
Fig.VI.9 Effet de retrait.....	76
Fig.VI.10 Voilement d'une plaque mince.....	85
Fig.VI.11 Le développement du voilement d'une plaque mince.....	85
Fig.VI.12 Détermination du coefficient K_σ	87
Fig.VI.13 Déversement d'une poutre en I	90
Fig.VI.14 Réalisation de contre flèche des poutres en usine	93
Fig.VI.15 Etat des poutres sous les charges permanentes	93
Fig.VI.16 Entretoise sur culée	96
Fig.VI.17 Dimensions de l'entretoise sur culée.....	97
Fig.VI.18 Dimensions de l'entretoise sur la pile	98
Fig.VI.19 Entretoise d'about	99
Fig.VI.20 Dimensions du l'entretoise intermédiaire.....	99
Fig.VI.21 Entretoise intermédiaire	100
Fig.VI.22 Effet de vent sur la dalle mixte.....	100
Fig.VI.23 Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical	102
Fig.VI.24 Déformation angulaire et contraintes résiduelles	102
Fig.VI.25 Anomalies des soudages.....	104
Fig.VI.26 Principe de soudure	104
Fig.VI.27 Un chanfreiner en V	104
Fig.VI.28 Un chanfreiné en X des semelles supérieures	105
Fig.VI.29 Un chanfreiné en X des semelles inférieures	105
Fig.VI.30 Exemple des soudures bout a bout complètement pénétrées	105
Fig.VI.31 Assemblage soudé entretoise-âme	106
Fig.VI.32 Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.....	108
Fig.VI.33 Mettre en place les goujons sur la poutre	109
Fig.VI.34 Variation des longueurs L	110
Fig.VI.35 L'enveloppe de l'effort tranchant.....	110
Fig.VI.36 La distance C_b	110
Fig.VI.37 Variation de flux de cisaillement.....	111
Fig.VI.38 Variation des distances L en fonction de moment fléchissant	111
Fig.VI.39 La dalle participante	111
Fig.VI.40 Dimension du goujon à tête ronde.....	111
Fig.VI.41 Répartition des goujons sur la poutre sur L1.....	112
Fig.VI.42 Répartition des goujons sur la poutre sur L2.....	114
Fig.VI.43 Découpage des tôles à chaud avec chalumeau Oxycoupeur (usine Rouïba .sapta).....	115
Fig.VI.44 Soudure automatique des PRS en atelier.....	116
Fig.VI.45 Différentes phases de montage des poutres.....	117
Fig.VI.46 Levage des poutres par grue	117
Fig.VI.47 Peinture anticorrosion des poutres (usine de Rouïba)	118
Chapitre VII :	
FigVII.1 : Vue en plan	119
FigVII.2 : schémas statique de la dalle	119
FigVII.3 : Moment transversale et longitudinale sur la dalle centrale.....	120
FigVII.4 : Moments de continuité « M_{cp} » et « M_{ce} ».....	124
FigVII.5 : La demi-largeur « A ».....	125

FigVII.6 : Poids propre sur la dalle d'encorbellement	126
FigVII.7 : Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement	126
FigVII.8 : Ferrailage longitudinale de la dalle.....	129
FigVII.9 : Ferrailage longitudinale de la dalle.....	131
Chapitre VIII :	
Fig. VIII.1 Déformation des éléments d'appuis.....	132
Fig. VIII.2 Déformation d'appareil d'appuis au cisaillement.....	134
Fig. VIII.3 Déformation d'appareil d'appuis aux efforts tangentiels	135
Fig. VIII.4 Déformation d'appareil d'appuis à la rotation.....	135
Fig. VIII.5 Appareille d'appui	136
Fig. VIII.6 Ferrailage des d'appui	137
Fig. VIII.7 Schéma représentatif de l'emplacement de joint de chaussée.....	138
Fig. VIII.8 Schéma représentatif de rotation d'extrémité.....	138
Fig. VIII.9 Coupe transversale de joint.....	139
Fig. VIII.10 Joint de chaussée type FT150.....	139
Fig. VIII. 11 L'emplacement de gargouille	140
Chapitre IX :	
Fig. IX.1 Les dimensions de la culée.....	142
Fig. IX.2 Les dimensions de corbeau	143
Fig. IX.3 Les dimensions de la fondation.....	143
Fig. IX.4 Caractéristique de pieu	144
Fig. IX.5 La poussée de surcharge.....	149
Fig. IX.6 Le ferrailage de mur garde grève et corbeau.....	151
Fig. IX.7 Schémas statique de la dalle transition.....	151
Fig. IX.8 Le ferrailage de la dalle transition.....	153
Fig. IX.9 Les charges sur le mur frontale	154
Fig. IX.10 Le ferrailage de mur frontal	155
Fig. IX.11 Le ferrailage de mur en retour.....	156
Fig. IX.12 Les dimensions de la semelle	157
Fig. IX.13 Le ferrailage de la semelle	158
Fig. IX.14 Diagramme de moment en fonction profondeur	159
Fig. IX.15.l'abaque Walther	159
Fig. IX.16 Le ferrailage du pieu	161
Chapitre X :	
Fig. X.1 Les dimensions de la pile.....	162
Fig. X.2 Le ferrailage du chevêtre	164
Fig. X.3.l'abaque Walther.....	165
Fig.X. 4 Le ferrailage du fut	166
Fig.X. 5 Ferrailage de plot parasismique.....	167
Fig. X.6 Les dimensions de la semelle	168
Fig. X.7 Le ferrailage de la semelle.....	169
Fig.X. 8 Les efforts sur le pieu	170
Fig. X.9 Diagramme de moment en fonction de profondeur.....	171
Fig.X.10 Le ferrailage du pieu.....	172

CHAPITRE I : GENERALITE

I-1. Introduction :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

On emploie de préférence le terme viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

I-2. Justification du projet :

L'ouvrage fait objet de notre étude consiste à réaliser la conception et l'étude d'un ouvrage d'art sur Oued Mellah (un dédoublement d'un pont existant), qui est située au niveau de la wilaya de Djelfa et qui présente un point noir très gênant pour la fluidité de la circulation. Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencer par la proposition de trois variantes, qui seront pré dimensionnés, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour le dimensionnement le plus profond.

I-3. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art est situé dans la Wilaya de Djelfa et plus précisément à Oued Mellah .

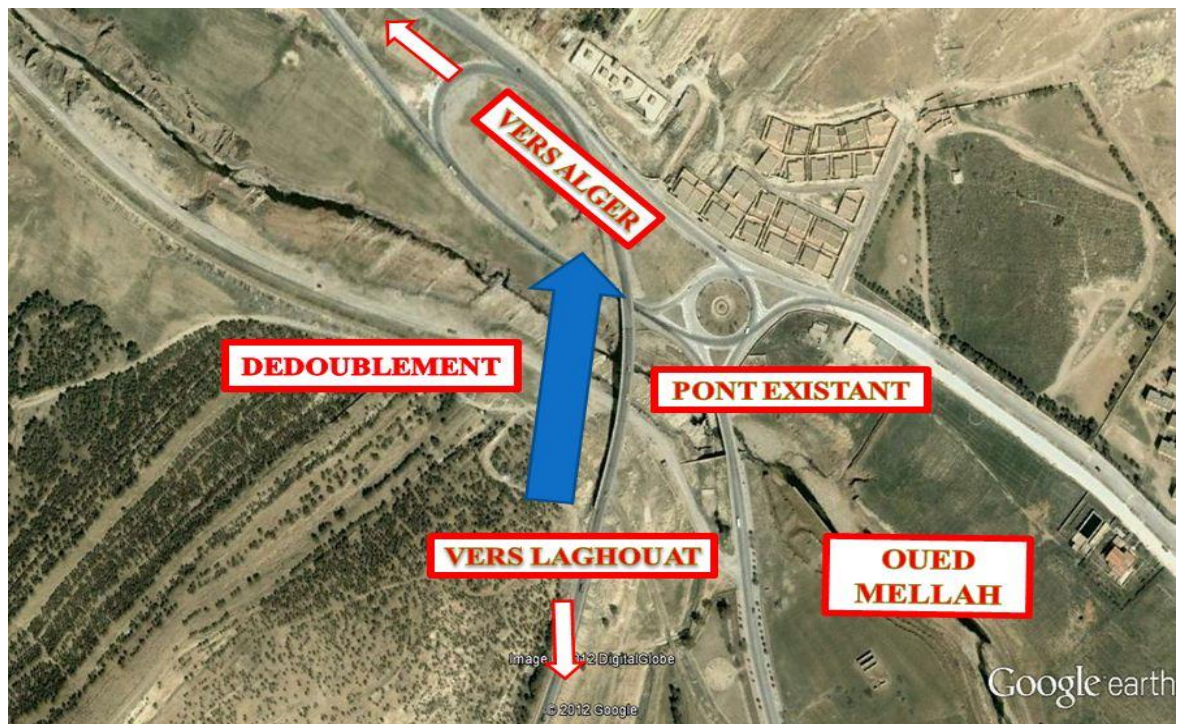


Fig. I.1 Présentation générale d'ouvrage.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

1. Données fonctionnelles :

a. Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristique.

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 150m.

b. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 150 m et une pente de 1.11%.



Fig. I-2 vue en élévation.

c. Profil 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.

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : $L_r = 9$ m
- Largeur utile : $L_u = 12$ m
- Largeur du trottoir : $l = 1.5$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 3$ Voies.
- devers de 2.5%.

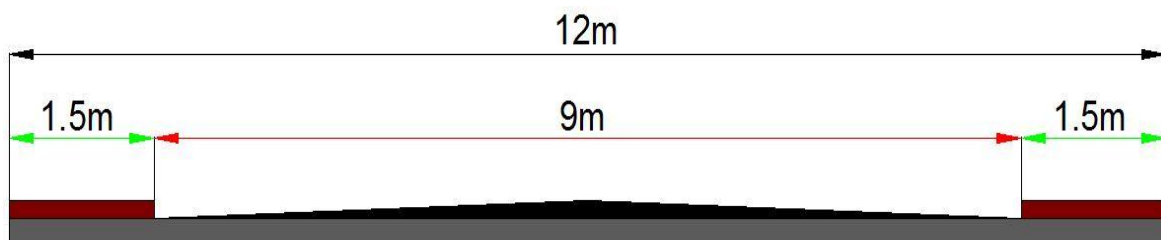


Fig. I.3 profil en travers.

2. Données naturelles:

a. Données hydrauliques:

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau, un certain nombre de renseignements est nécessaire. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux **PHEC** (plus haute eaux connues), et **PBE** (plus basses eaux ou étiage).

Le niveau de **PHEC** permet de caler le profil en long de l'ouvrage. En effet, il est d'usage de dessiner un pont en plaçant les appareils d'appuis au-dessus de cette cote pour éviter la détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes. Dans notre projet l'oued possède les données hydrauliques suivantes :

- PHEC = 5m
- PBE = 1.5m
- Vitesse d'écoulement : $v=4.5$ m.s
- Débit d'écoulement : 2400 m³.s

b. Données géologiques :

Du point de vue géologique, la région est matérialisé par des terrains attribuer stratigraphiquement quaternaire (argile, conglomérat,etc) par des conglomérat chenalisés dits des hauts plateaux d'âge pliocène, l'ensemble repose en discordance sur les faciès détritiques (essentiellement gréseux) du purbeckien.

Le site est caractérisé par la superposition des deux formations géologiques bien distinctes :

On peut distinguer vers la base, des grès grisâtres à grains moyens (un banc centimétriques à décimétriques) et on alternance avec des argiles marron clair à verdâtres, cette alternance qui présente une bonne continuité latérale et surmonté par une formation d'âge quaternaire d'épaisseur irrégulière (géométrie chenalisée) d'origine fluviatile et qui consiste essentiellement a des galets hétérogènes ,arrondis (transport long) granodécroissant et associé a une matrice argileuse ou argilo sableuse .

- ◆ Des terrains métamorphique primaires ; schistes, gneiss, marbres.
- ◆ La couverture sédimentaire tertiaire et quaternaire
- ◆ terrains tertiaires avec comme principales formations les marnes du Plaisancien de la molasse astienne.
- ◆ terrains quaternaires constitués en grande partie par des dépôts détritiques, sable, grès, dunes grésifiées, alluvions et éboulis.

La quaternaire repose en discordance sur les terrains primaires et tertiaires.

La région d'étude est constituée par des sables grésifiés surmontés par des alluvions récentes.

c. Données topographique :

Le site étudié se trouve à Oued Mellah, wilaya de Djelfa ou il est limité par :

- Un terrain nu à l'ouest.
 - L'Oued ; une route et une voie ferrée en dessous.
- Le terrain présente un relief topographique plat.

d. Données géotechnique :

La reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Selon le rapport géotechnique on a:

Des échantillons intacts prélevés dans les argiles de surface ont été soumis à des essais analyse physico-mécaniques au laboratoire :

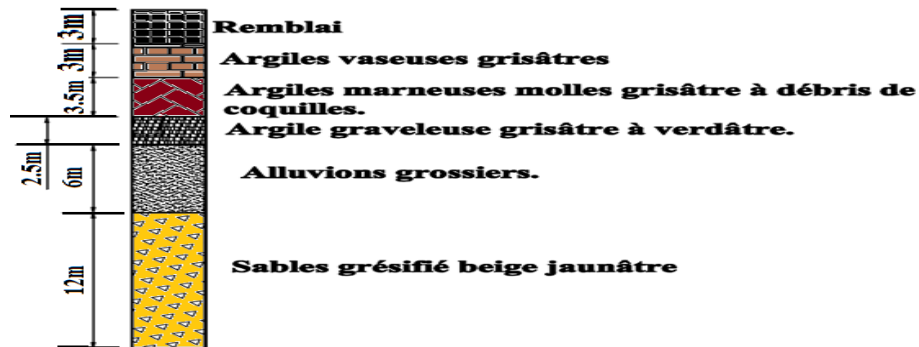


Fig. I-4 résultat de sondage .

A. Caractéristiques physiques :

Les échantillons ont fait l'objet des essais d'identification physique afin de déterminer les valeurs des caractéristiques illustré ci-dessous :

Tableau. I.1. caractéristique physiques de sol.

éléments de $\Phi > 80\mu\text{m}$ (%)	W(%)	Sr(%)	δ_d (%)	W_I (%)	I_p (%)
76-95	32-45	87-100	1.12-1.43	43-48	17-21

Il en ressort donc de ces résultats qu'il s'agit d'un sol fin de très faible densité.

B. Caractéristiques mécaniques :

Il a été réalisé sur deux échantillons prélevés dans le sondage carotté a (15.15-15.55m) et (25.00-25.50m) de profondeur, un essai de cisaillement rectiligne a la boîte de Casagrande du type consolidé, non drainé(CU).

Les caractéristiques obtenues sont :

- Angle de frottement : $\varphi=25^\circ-30^\circ$.
- Cohésion : $C=0.55-0.57$ bar.

Les résultats d'analyses chimique de sol révèlent une agressivité moyenne pour le béton armé hydraulique durci, selon la norme NFP 11-018 du06/92.

Le laboratoire recommande des fondations profondes de type pieux encastré de 20m.

I-4. Caractéristiques des matériaux :

a. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Le béton est de **classe B 30/40**, il est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**, avec un contrôle strict.

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

➤ **La résistance caractéristique à la compression :**

Pour un béton âgé de **J** jours, on a :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ (pour les } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa) ; avec:}$$

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

➤ **la Résistance caractéristique a la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = \begin{cases} 2.7 \text{ MPa.} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 2.22 \text{ MPa.} & \text{pour le béton les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

➤ **la contrainte limite de compression en service :**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 21 \text{ MPa.} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 16.2 \text{ MPa.} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

➤ **La contrainte limite de compression a l'état limite ultime :**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

Le coefficient θ est fixe a 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure a 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 25,86 \text{ MPa} & \text{en situations accidentelles.} \\ 15.30 \text{ MPa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 19.95 \text{ MPa} & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale $\nu = 0,2$

◆ **Module de déformation longitudinale du béton E :**

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

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

2. Module de déformation différée (longue durée) :

Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

b. Aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

On a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$, γ_s : c'est un coefficient de pondération.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas normal.} \\ 1.0 & \text{dans le cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 340 \text{MPa.} & \text{Cas normal.} \\ 400 \text{MPa.} & \text{Cas accidentel.} \end{cases}$$

c. Aciers de précontrainte « actifs » :

Concernant notre étude, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15 super**.

Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET.

- Poids de 1T15S = 1,178 kg/ml.
- Section de T15S = 150 mm².
- Limite d'élasticité : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$.
- Limite de rupture : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

d. Aciers de construction :

L'acier utilisé pour les poutres est l'acier de nuance S355 ayant une limite élastique $f_y = 355 \text{ MPa}$.

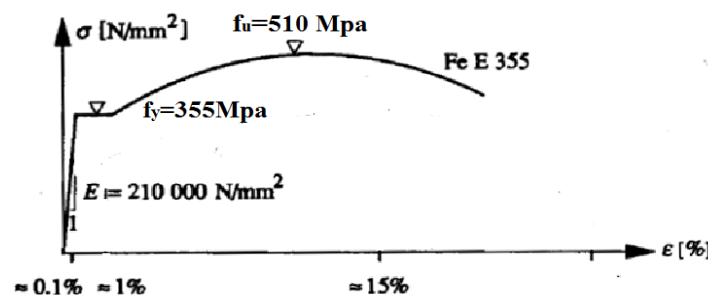


Fig. I-4 Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355.

Le coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

➤ **La contrainte admissible en compression simple est :**

$$\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 237 \text{ MPa}$$

➤ **La contrainte admissible en traction simple est :**

$$\sigma_a = \frac{3}{4} f_e = 266.25 \text{ MPa}$$

➤ **Module d'élasticité : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.**

➤ **Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80700 \text{ N/mm}^2$.**

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE ET PROPOSITION DES VARIANTES

II.1) Choix du type d'ouvrage :

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

II.2) Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

II.3) Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.4) Conception de tablier :

Nous proposons trois variantes suivantes :

- **Variante 1** : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.
- **Variante 2** : Ponts mixtes
 - ✓ Isostatique.
 - ✓ Hyperstatique.
- **Variante 3** : pont à caisson fermé.

II.5) Variante N°1 : Pont à poutres en béton précontraintes par post tension :

Le précontraint est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour la rendre capable de résister aux charges extérieures.

II.5.1) Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- Facilité de l'étude.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

Les inconvénients :

- Poids très important.
- hauteur important des poutres pose un problème d'intégration de l'ouvrage dans le site.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décentrer ou décoffrer.
- La nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

II.5.2) Implantation des piles :

Dans cette variante il y a cinq travées de mêmes longueur **L = 30m** .

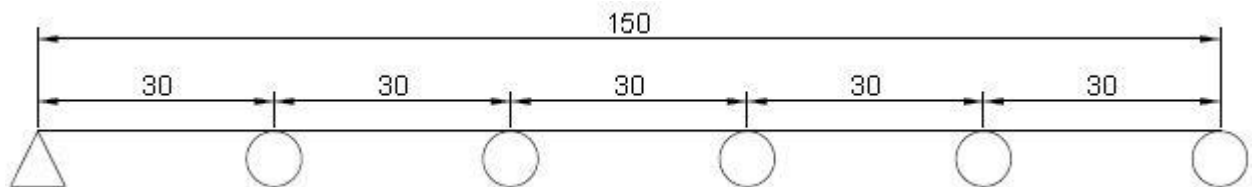


Fig II.1: Schéma statique. (VI PP)

II.5.3) Pré dimensionnement de la poutre en T :

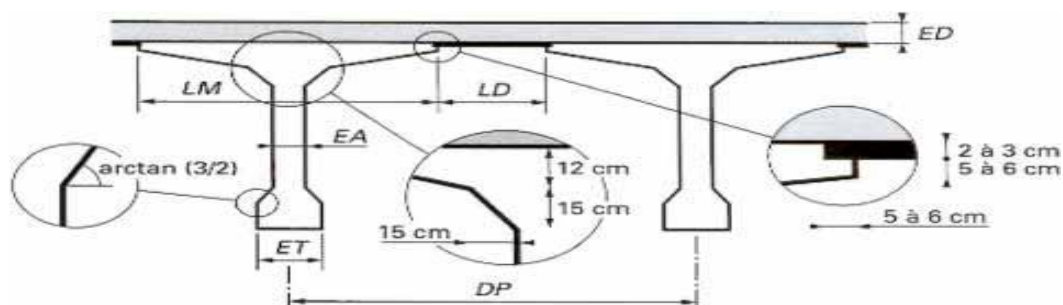


Fig II.2 Dimensionnement des poutres en béton précontraint.

✓ Hauteur h_t :

$L/20 \leq h_t \leq L/17$ (pour un béton 35 MPa)

On a $L = 30.0$ m, alors $1,5 \leq h_t \leq 1,76$ m

On prend $h_t = 1,7$ m

✓ Nombre de poutre (N) :

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

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

La : entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 10.0 m

d : entraxe des poutres : $1,5 \leq d \leq 2,5$

On fixe l'espacement à : **d = 2.5 m**

$$N = (10 / 2.5) + 1 = 5 \text{ poutres.} \Rightarrow N = 5 \text{ poutres.}$$

➤ Largeur de la table de compression (LM) :

$$1.8\text{m} \leq LM \leq 2.8\text{m} \text{ avec } LM \geq 0.6 h_t ; LM \geq 1.02\text{m} \quad \text{On fixe: } LM = 1.8 \text{ m}$$

➤ Epaisseur de table de compression (e) :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} \quad \text{Donc : } e = 15 \text{ cm}$$

➤ Largeur de talon (ET) :

$$60 \text{ cm} \leq ET \leq 90\text{cm} \quad \text{On prend : } ET = 80 \text{ cm.}$$

➤ Epaisseur du talon e_t :

$$\text{On prend } e_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Epaisseur de l'âme en travée (EA) :

EA (30 à 35cm si coffrage en bois, 21 à 24cm si coffrage métallique).

$$\text{On prend } EA = 24\text{cm.}$$

➤ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (EA) :

$$\text{On fixe : } EA = 80\text{cm}$$

➤ Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

➤ Gousset du talon :

$$\text{En travée : } \alpha_3 = 45^\circ, e_3 = 28\text{cm}$$

A l'appui il n'y a pas de gousset

➤ Gousset de la table de compression :

$$\text{En travée : } \alpha_1 = 5^\circ, e_1 = 5\text{cm}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ, e_3 = 15\text{cm}$$

$$\text{A l'appui : } \alpha_1 = 5^\circ, e_3 = 5\text{cm.}$$

➤ Hourdis (la dalle) h_0 :

$$\text{On général } 20 \leq h_0 \leq 30$$

$$\text{Dans ce cas on fixe : } h_0 = 20 \text{ cm}$$

➤ Dalette :

On prend une épaisseur $e=5\text{cm}$ avec un ancrage de 5cm

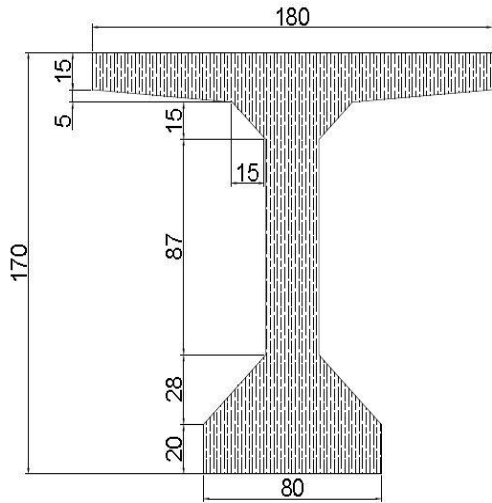


Fig II.3: Section de poutre à mi travé

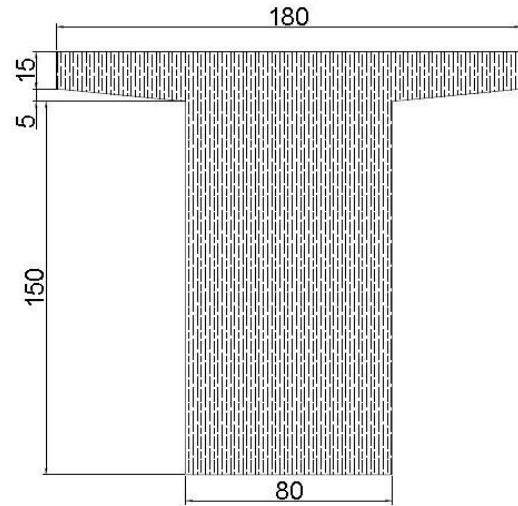


Fig II.4: Section de poutre sur appui.

II.5.4) Calcul du poids propre des poutres :

S_1 : section de la poutre en travée.

S_2 : section de la poutre sur appui.

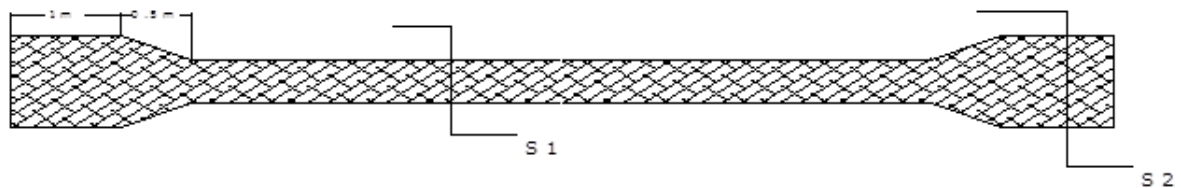


Fig II.5 : Variation de la section le long d'une poutre.

Calcul des poids de poutres :

Aire de la section en travée :

$$S_1 = 9014\text{cm}^2 = 0.9014\text{m}^2$$

Aire de la section sur appuis :

$$S_2 = 15350\text{cm}^2 = 1.535\text{m}^2$$

$$P_1 = \gamma_b \times S_1 \times 27 = 608,44\text{KN}$$

$$P_2 = \gamma_b \times S_2 \times 1 = 38,37\text{KN}$$

$$P_3 = \gamma_b (S_1 + S_2) / 2 \times 0.5 = 15,22\text{KN}$$

$$P_t = 2 \times (P_2 + P_3) + P_1 = 715.62\text{KN}$$

Le Poids total des 05 poutres :

$$P_{tp} = 119,27 \text{ KN/m}$$

Poids de la dalle :

$$P_t = \gamma_b \times l \times e \quad (l = 12\text{m}; e = 0.2\text{m})$$

$$P_t = 60.0\text{KN} / \text{m}$$

II.6) Variante N°2 : Pont mixte :

Il ya deux systèmes :

- 1- travée indépendante (isostatique).
- 2- travée continue (hyperstatique).

II.6.1) Introduction :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

II.6.2) Les avantages et les inconvénients :

➤ Les avantages :

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- Acier est le matériau idéal pour la construction. Qualité supérieure, homogène, isotrope, haute résistance en tension et en compression
- La rapidité d'exécution globale et une grande ductilité..
- Légèrement par rapport à autre tablier.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

➤ Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement lorsqu'elles sont comprimées pour les ensembles des pièces du pont.
- Résistance au feu très faible.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

✓ Comparaison entre pont isostatique et pont hyperstatique :

Les poutres continues sont des systèmes hyperstatiques puisqu'elles présentent des liaisons surabondantes (toutes les liaisons en plus de ce que doit comporter une poutre isostatique). Dans le cas d'une poutre sans encastremets comme notre cas, le nombre de liaisons surabondantes, donc le degré d'hyperstaticité (une degré dans notre poutre), est égal au nombre d'appuis intermédiaires.

Comparativement à une série de poutres bi-articulées dont le nombre est égal à celui des travées d'une poutre continue, cette dernière est plus économique car les moments fléchissant qui la sollicitent sont plus faibles.

La comparaison est encore plus nettement à l'avantage de la poutre continue par rapport à une poutre isostatique unique de même longueur. Dans une poutre continue, les appuis intermédiaires contribuent à réduire et à mieux répartir sur toute la poutre le moment fléchissant (qui est la sollicitation prépondérante). Cette observation reste valable pour les déplacements qui sont nettement moins importants dans le cas des poutres continues. Ces dernières présentent par ailleurs une plus grande rigidité et résistent de ce fait mieux à l'action dynamique.

Le rapport de la portée de travée sur la hauteur (h/l) dans le pré dimensionnement d'une poutre continue égale à 28 par contre le rapport dans la poutre a travée indépendante varie entre (22a25) ce qui donne une grande avantage d'une part sur le poids de l'ouvrage ainsi leur cout de réalisation et entretien.

D'autre part l'avantage sur le respect de gabarit de l'ouvrage.

II.6.3) Conception générale :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

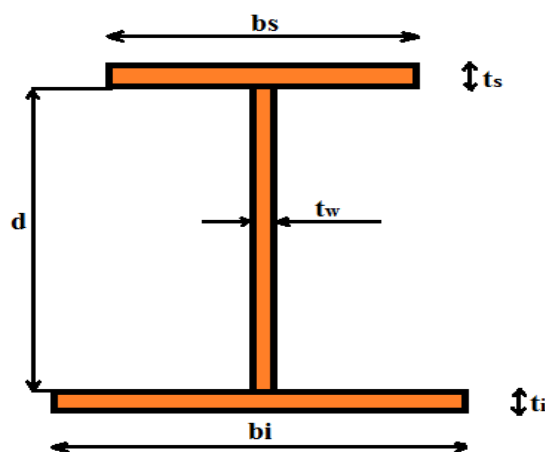


Fig. II-6 dimension des poutres en acier.

➤ **Pré dimensionnement :**

1-travée indépendante (isostatique):

✓ **Implantation des appuis :**

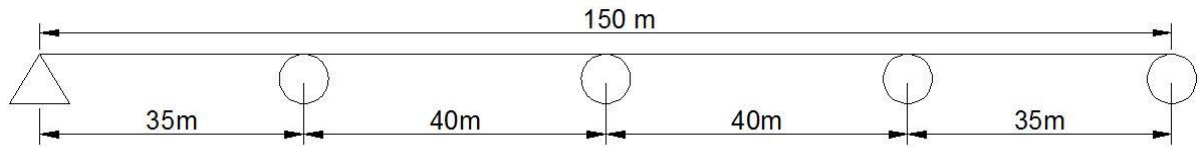


Fig II.7 : Schéma statique (Pont mixte isostatique)

◆ **Pré dimensionnement :**

Longueur de travée : 40m

➤ **Hauteur de poutre h :**

$$\frac{L}{h} = 22 \text{ à } 25 \Rightarrow 1.81 \text{ m} \leq h \leq 1.6 \text{ m.}$$

On prend $h = 1700 \text{ mm}$.

➤ **Largeur de la semelle supérieure b_s :**

$$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$$

On prend $b_s = 500 \text{ mm}$.

➤ **Largeur de la semelle inférieure b_i :**

$$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$$

Donc : $b_i = 600 \text{ mm}$

➤ **Épaisseur de semelle supérieure t_s :**

$$\frac{b}{t} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \Rightarrow \frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22}$$

On prend :

Sur appuis $t_s = 25 \text{ mm}$.

A mi- travée $t_s = 45 \text{ mm}$

➤ **Épaisseur de semelle inférieure t_i :**

Sur appuis $t_i = 35 \text{ mm}$.

A mi- travée $t_i = 70 \text{ mm}$

➤ **Hauteur d'âme d :**

Sur appuis $d = h - (t_s + t_i) \Rightarrow d = 1640 \text{ mm}$.

A mi-travée $d = 1585 \text{ mm}$.

➤ Épaisseur d'âme t_w :

$$\frac{d}{t_w} \leq 200 \Rightarrow \text{avec } t_w \geq 12\text{mm}$$

⇒ On prend $t_w=18\text{mm}$

➤ Le nombre de poutre N : On prend un espacement (d) entre les poutres égale à 3m

Donc : $N = L/d$ avec $L=12\text{m}$, D'où $N=4$ poutres

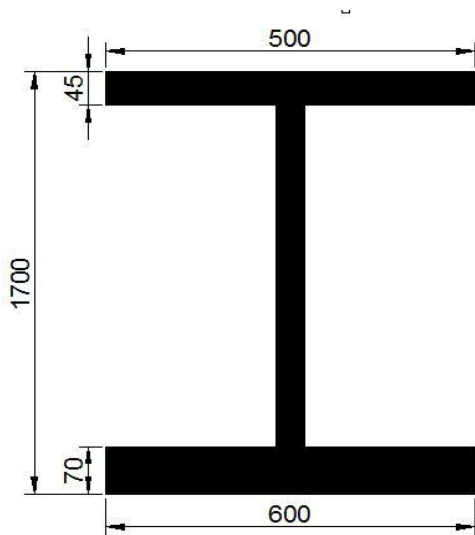


Fig II.8 : Section de poutre sur appui.

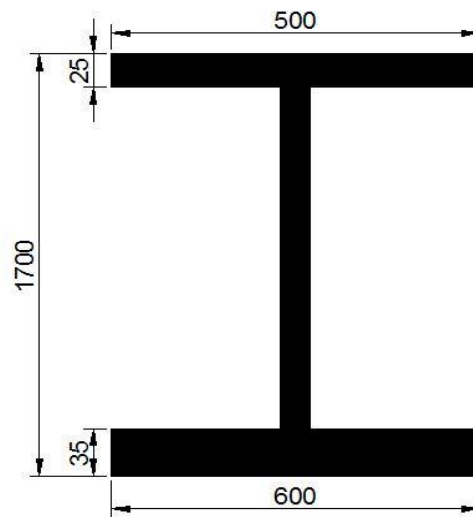


Fig II.9 : Section de poutre à mi travée

2- travée continue (hyperstatique):

✓ **Implantation des appuis :**

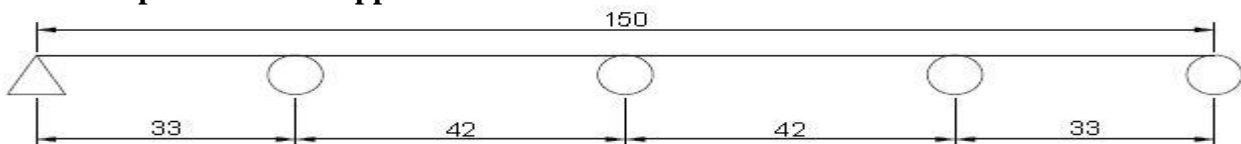


Fig II.10 : Schéma statique (Pont mixte hyperstatique)

Longueur de travée : 42m.

➤ Hauteur de poutre h :

$$\frac{L}{h} = 28 \Rightarrow h=1500\text{mm.}$$

On prend $h=1600\text{mm}$.

➤ Largeur de la semelle supérieure b_s :

$$400\text{mm} \leq b_s \leq 800\text{mm}$$

On prend $b_s=500\text{mm}$

➤ Largeur de la semelle inférieure b_i :

$$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$$

On prend $b_i =600\text{mm}$.

➤ Épaisseur de semelle supérieure t_s :

$$\text{On a } \frac{b}{t} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \Rightarrow \frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22}$$

⇒ On prend

Sur appuis : $t_s=35\text{mm}$.

A mi- travée : $t_s=25\text{mm}$

➤ Épaisseur de semelle inferieure t_i :

Sur apuis : $t_i=55\text{mm}$.

A mi-travée : $t_i=35\text{mm}$

➤ Hauteur d'âme d :

$$d=h-(t_s+t_i).$$

Sur apuis : $d=1510\text{ mm}$

A mi-travée : $d=1440\text{mm}$

➤ Épaisseur d'âme t_w :

$$\frac{d}{t_w} \leq 200 \text{ avec } t_w \geq 12\text{mm}.$$

On prend $t_w=16\text{mm}$.

➤ Le nombre de poutre N : On prend un espacement (d) entre les poutres egale à 3m
 Donc : $N = L/d$ avec $L=12\text{m}$, D'où $N=4$ poutres

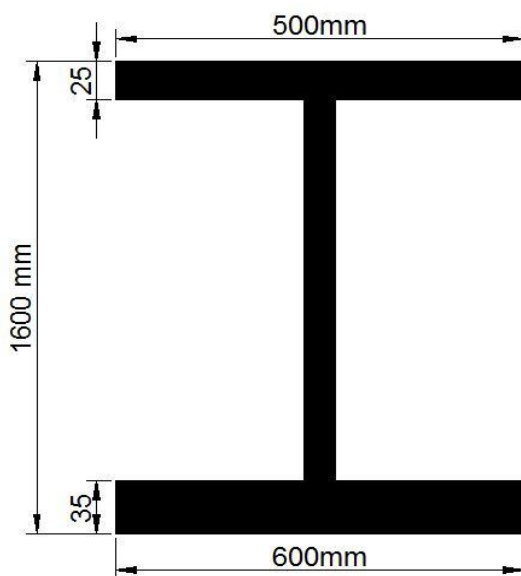


Fig II.11 : Section de poutre à mi travée.

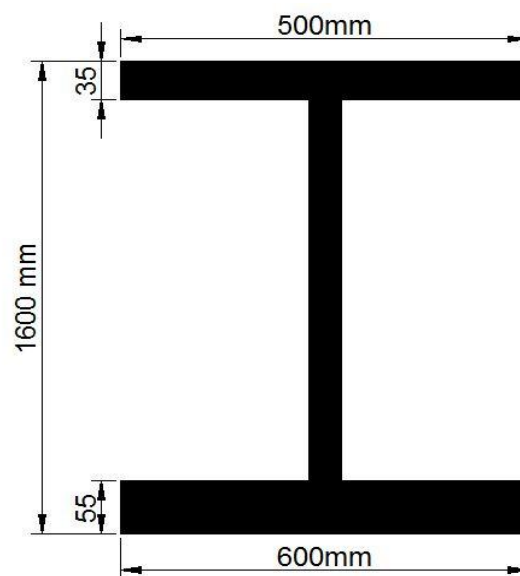


Fig II.12 : Section de poutre sur appui.

- **Entretoises :**

L'élançement des entretoises d'après SETRA :

$$H_e = 1.8\text{m}$$

L'âme :

$$10 < t_w < 12\text{mm}$$

On a pris une épaisseur $t_w = 12\text{ mm}$.

Semelle :

$$220 < B_s < 300\text{mm}$$

$$220 < b_i < 300\text{mm}$$

Pour cette variante le choix des largeurs des semelles est de :

$$B_s = 300\text{m} ; b_i = 300\text{mm}.$$

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs est de:

$$t_s = 20\text{mm} ; t_i = 20\text{mm}.$$

D'après SETRA on prend l'espacement des entretoises :

$$\lambda = 5.5\text{m}.$$

II.6.4) Calcul du Poids :

- **Poutres principales :**

D'après SETRA on a la formule suivante :

$$P(\text{kg/m}^2) = 100 + 0.105X^{1.6}.$$

$X=L$ pour notre cas.

La surface à prendre en compte correspond au total de la largeur roulable plus une fraction de la largeur des trottoirs.

$$B_u = b_1 + 0.6(b_2 + b_3) = 10.8\text{m}.$$

b_1 : largeur roulable.

b_2 et b_3 : largeur des trottoirs.

$$P(\text{kg/m}^2) = (100 + 0.105X^{1.6}) B_u = (100 + 0.105x(42)^{1.6})10.8 = 1528.524\text{ kg/ml}.$$

$$P = 15.285\text{KN/ml}$$

- **Dalle :**

$$P_D = \gamma_B \times e_D \times 12 = 20 \times 0.25 \times 12 = 60\text{ KN/ml}$$

- **Goussets :**

$$P_G = 4 \times (0.5 + 0.6) \times 0.05 / 2 \times 25 = 2.75\text{ KN/ml}$$

II.7) Variante N°3 : pont à caisson fermé :

II.7.1) Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la **hauteur de tablier constante**.

II.7.2) Avantages et les inconvénients :

➤ **Les avantages**

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

➤ **Les inconvénients**

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

II.7.3) Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 3 travées de longueurs identiques.

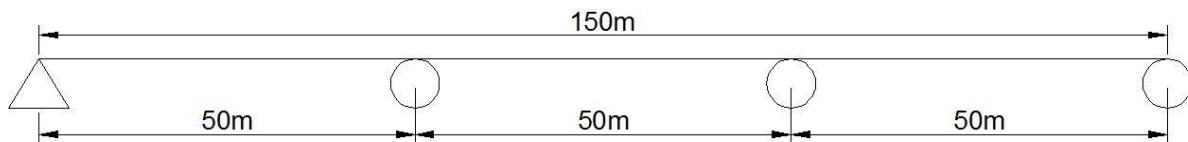


Fig II.13 : Schéma statique (pont à caisson fermé)

II.7.4) Principales caractéristiques des sections :

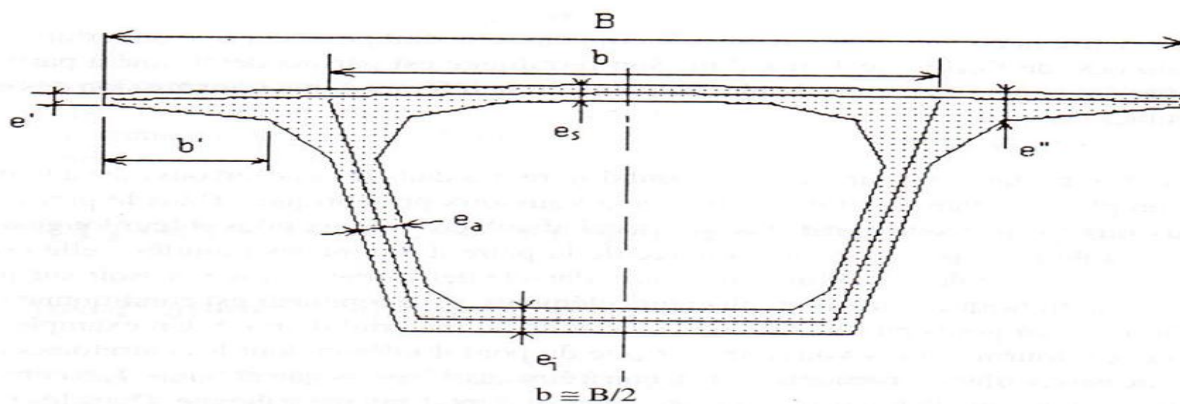


Fig II.14 : Principales caractéristiques des sections.

• **Largeur de la nervure de l'intrados (b)**

L_t : la largeur de tablier égale à 12m

$$b = \frac{L_t}{2} = \frac{12}{2} = 6m, \text{ Donc : } b = 6m$$

• **La hauteur de voussoir (H)**

L : la longueur de travers égale à 50 m

Pour le tablier de hauteur constante :

$$L/25 \geq H \geq L/22 \text{ donc } 2m \geq H \geq 2.27m \text{ On prend } H=2.1m$$

- **Largeur de l'encorbellement (b')**

$$E = \frac{B - b}{2} = \frac{12 - 6}{2} = 3m, E = 3m$$

➤ **Voussoir courant :**

- **Epaisseur des âmes**

$$e_a = 26 + (L/5)$$

Pour les portées inférieures ou égales à 50 m on a : $e_a \geq 30\text{cm}$

On prend : $e_a = 35\text{ cm}$

- **Hourdis supérieur**

$$b/25 \geq e_s \geq b/30 \text{ donc } 24\text{ cm} \geq e_s \geq 20\text{cm}$$

on prend $e_s = 24\text{ cm}$

- **Hourdis inférieur**

On prend : $e_i = 50\text{ cm}$ sur piles

$$e_i = 30\text{ cm à mi-travée}$$

➤ **Voussoir sur pile :**

C'est un voussoir plein d'une ouverture de 3 m de largeur et de 1 m de hauteur.

- **Gousset :** $20 < e < 25$ en prend $e' = 20\text{cm}$ et $e'' = 30\text{cm}$

- **La longueur des voussoirs**

On prend : 2.5 m pour les voussoirs courants.

5.00 m pour le voussoir sur pile.

- **Nombre de voussoirs**

Pour les travées de 45m

$$n = 56 \text{ voussoirs } (56 \times 2.5 = 140\text{m})$$

Et 2 Voussoirs sur piles

Donc le nombre total est **58 voussoirs**

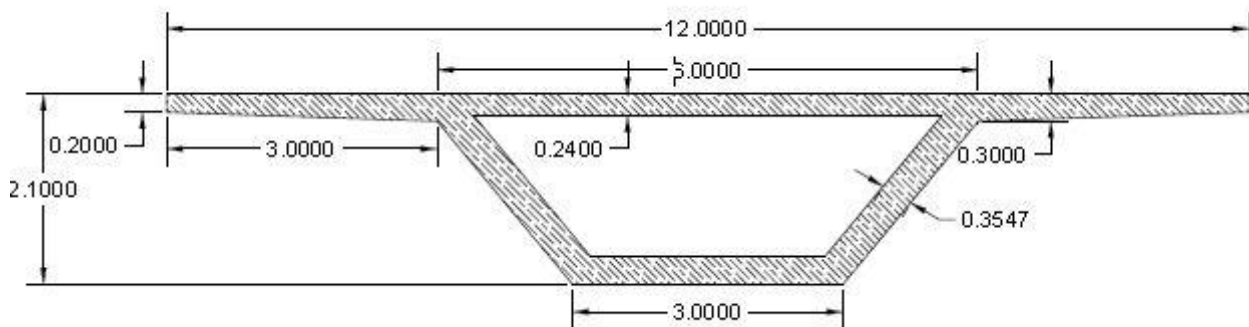


Fig II.15 : Coupe transversale de voussoirs courants

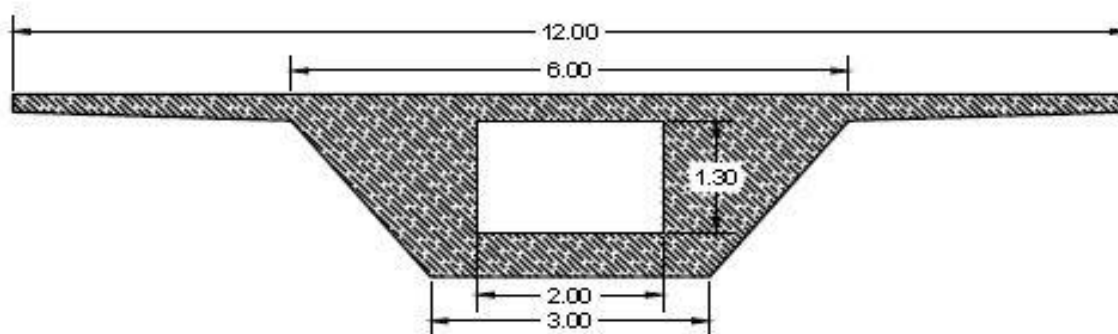


Fig II.16 : Coupe transversale de voussoir sur pile

II.7.5) Calcul du Poids :

- **voussoirs courants**

$$S = 5.34m^2$$

Le poids par 1 mètre linéaire :

$$P_v = \gamma_b \times S$$

$$P_v = 25 \times 5.34 = 133.5KN / m$$

- **voussoir sur pile**

Le poids par mètre linéaire :

$$S = 8.8m^2$$

$$P_v = \gamma_b \times S$$

$$P_v = 25 \times 8.8 = 220KN / m$$

II.8) Définition des charges permanentes et compléments des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

- **Les éléments porteurs** (Charges permanentes) :

Ces charges sont appelées **CP** :

Variante 1: $P_t = 179,27KN/ml$

Variante 2 : $P_t = 78,035KN/ml$

Variante 3 : $P_t = 139,26KN/ml$

- **Les éléments non porteurs** (compléments des Charges permanentes)

Ces charges sont appelées **CCP**, et concernent :

- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les corniches.
- ✓ Le revêtement.
- ✓ Les gardes corps.
- ✓ Les glissières de sécurité.

- **Les trottoirs**

Pour un seul trottoir : $P_{tro} = 1,5 \times 0,2 \times 25 = 7,5$ KN/ml

Pour deux trottoirs : $P_{tro} = 15$ KN/m

- **Les corniches**

Pour une seule corniche : $P_{CO} = 5$ KN/ml

Pour deux corniches : $P_{CO} = 5 \times 2 = 10$ KN/ml

- **Le revêtement**

$P_{REV} = 0,08 \times 22 \times 9 = 15,84$ KN/ml

- **Les gardes corps**

Le poids du garde corps est $P = 1$ KN/ml

Le poids des deux gardes corps $P = 1 \times 2 = 2$ KN/ml

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Superstructure	Charges KN/ml
Trottoirs	15
Revêtement	15,84
Garde corps	2
Corniches	10
Σ	42,84

Tab.II.1: Les charges des éléments non porteurs.

II.9) Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- ◆ L'économie.
- ◆ L'entretien.
- ◆ L'esthétique.
- ◆ L'exécution.

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

◆ L'exécution :

✓ **Pont mixte (bipoutre) :**

- Rapidité d'exécution de ce type
- Possibilité de franchir des grandes portées (30-100m)
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé.

- Précision d'usinage des poutres.

✓ **Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :**

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire à l'indisponibilité de ces derniers pour des portées importantes, sans oublier bien sûr la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.

✓ **Pont à voussoirs (hauteur constante) :**

La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliquée, elle demande une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique ; la première étape est la construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignées.

◆ L'entretien :

✓ **Pont mixte (bipoutre) :**

Le seul problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion justifié, mais ce problème a été réglé par l'utilisation des peintures de protection à caractéristique résistante au phénomène d'oxydation.

✓ **Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :**

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux poutres qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

✓ **Pont à voussoirs (hauteur constante) :**

Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique.

◆ L'esthétique :

Ces trois types de ponts ont une forme relativement naturelle et s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage.

◆ L'économie :

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a, d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes.

Nous avons donc à développer quelques idées générales et à donner quelques ratios permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques, en dernier nous allons faire un devis estimatif et quantitatif.

Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

- **le tablier :**

Dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la Portée.

- **les appuis (piles et culées) :**

Hors fondations, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural.

- **Les fondations :**

Dont l'estimation précise est toujours délicate car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère assez peu d'une solution à l'autre du moment.

Le prix des fondations est rapporté de façon très sommaire au mètre cube de béton de semelle et/ou de pieu. Il comprend le béton, les armatures, le coffrage, le forage des pieux, etc.

- **Les prix généraux :**

Comprennent des prestations rémunérées par des prix souvent forfaitaires, l'installation de chantier, études d'exécution, épreuves, contrôles de laboratoire, etc.

On adopte en moyenne une valeur de l'ordre de 12 % du prix total de l'ouvrage..

- **Tablier :**

- ✓ **Tabliers en béton précontraint :**

Ponts à poutres précontraintes par post-tension :

Le volume de béton est estimé à partir des caractéristiques géométriques de la dalle et des poutres.

Ponts à voussoirs :

Le volume de béton est estimé à partir de l'épaisseur équivalente « e » :

$$e(m) = 0,4 + 0,0035L$$

Aciers passifs: 120 à 140 kg par m³ de béton.

Aciers actifs: 45 kg par m³ de béton.

- ✓ **Tablier en ossature mixte :**

-La dalle couverture en béton armé est estimée à partir de sa géométrie (épaisseur, largeur, longueur)

-Le tonnage d'acier d'un pont mixte à deux poutres en I peut être estimé à l'aide de la formule statistique suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.105X^{1.6} + 100$$

q : désigne la masse d'acier par mètre carré de surface utile de tablier.

X : exprimé en mètres, représente ; la portée principale dans le cas de travées continues de rapport de portées optimal.

Dans notre cas on a estimé juste le cout de tablier qui est dominant dans le cout total.
Le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers (ossature mixte, voussoir, béton précontraint) est donné dans le tableau 4.5 ci après

Tab.II.2: Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.

Quantités et prix unitaire	PONT MIXTE	PONT VOUSSOIR	PONT A POUTRES
Volume du béton tablier (m ³)	360	1026	1075.6
Tonnage d'acier PRS (t/ml)	0.77	-	-
Tonnage d'acier PRS totale (t)	116.15		
Tonnage d'acier passif (t)	46.8	133.38	139.75
Tonnage d'acier actif (t)	-	46.17	48.4
Nombre d'appareil d'appuis	20	8	50
Nombre de joints de chaussées	2	2	6
Prix unitaire acier passif (DA/t) « tablier »	90000	90000	90000
Prix unitaire acier actif de béton (DA/m ³)	-	12000	10000
Prix unitaire de béton (DA/m ³)	21000	36000	21000
Prix unitaire acier PRS (DA/t)	390000	-	-
Prix unitaire appareil d'appuis	90000	90000	90000
Prix unitaire du joint de chaussée (DA/ml)	80000	80000	80000
Cout total béton (DA)	7560000	36936000	22606500
Cout total PRS (DA)	45298500	-	-
Cout total acier passifs (DA)	4212000	12004200	12577500
Cout total acier actif (DA)	-	12312000	10756000
Cout total des joints de chaussées (DA)	1440000	1440000	4320000
Cout total des appareils d'appuis (DA)	1800000	720000	4500000
Cout final de tablier (DA)	60 310 500	63 412 200	54 760 000

➤ **conclusion :**

Après l'analyse multicritères des trois variantes dans les sens esthétique, entretien, réalisation et économique, on a opté pour la solution la plus avantageuse qui est le **mixte quadri-poutre** pour une étude plus détaillée

II.9 Conception des appuis :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques, elle est constituée d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

◆ Conception de pile :

Les piles sont des appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu' au sol de fondations, la conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier et aussi les fondations. et bien sur les contraintes naturelles ou fonctionnement liées au site.

Parmi les critères de conception des piles:

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Les contraintes naturelles du site.
- Mode d'exécution des fondations et liaison avec le tablier.

De façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- des appareils d'appuis définitifs.
- de niches a vérins pour le changement des appareils d'appuis.

Il y a presque deux types de piles:

a- les piles de type voile :

Le modèle de base le plus simple est un voile continu d'épaisseur constante, facilement exécutable de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

b -les piles de type poteau :

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appui, ou liés par un chevêtre dans les cas contraire.

Le principal problème de ce type de pile est un problème de robustesse vis-à-vis des chocs de véhicule.

Dans notre ouvrage on a choisi une pile de type poteau (fut) pour ces avantages :

- ◆ Modélisation simple.
- ◆ Résister aux chocs d'écoulement d'oued.
- ◆ Facilement exécutable.
- ◆ Plus esthétique.

◆ Conception de culée :

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

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.

a- Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

b- Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur une semelle solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

◆ Choix du type de culée :

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai, et on choisit la culée remblayée.

II.10 Les fondations :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui reçoivent les charges à partir du tablier qui transmettent par les piles, et ces fondations reposent directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes.

a- Les fondations superficielles :

(Semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol, elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

b- les fondations profondes :

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans notre projet on a préconisé des pieux profonds forés avec tubage parce que le soutènement des parois du forage ne peut être assuré à l'aide de boue (sol peu cohérent $C=0.55-0.57$ bar) on exécute le forage à l'intérieur d'un tube de travail qui est battu ou vibrofoncé.

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT :

III.1. Introduction :

L'utilisation de la complémentarité des matériaux béton et acier s'est beaucoup développée ces dernières années dans le domaine des ouvrages d'art, La mixité a permis aux ingénieurs de concevoir et de réaliser des ouvrages, combinant des portées mais aussi des hauteurs de plus en plus importantes avec un temps d'exécution de plus en plus court.

Ces ouvrages sont composés d'une ossature métallique de poutres et d'une dalle de Tablier en béton armé ou en béton précontraint.

Il ya plusieurs type de ce pont :

1. Pont mixte bipoutre ou multi poutre.
2. Pont en treillis.
3. Pont en caissons avec dalle en béton.
4. Pont a poutrelles enrobées etc...

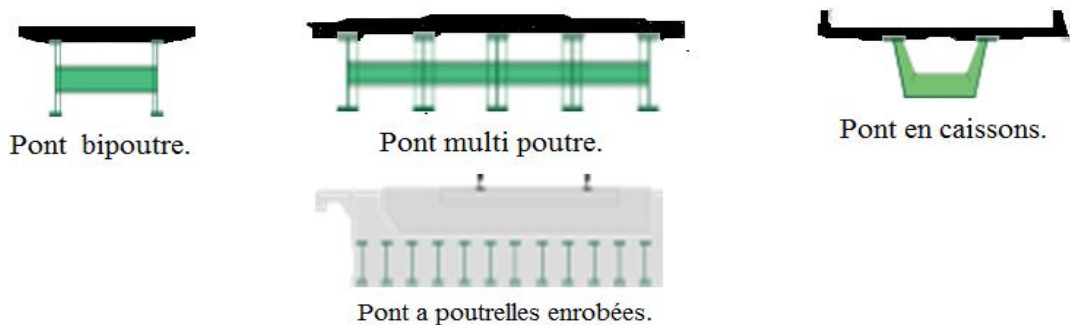


Fig. III.1 types de pont mixte.

III.2. Pré dimensionnement de la poutre :

La portée égale à 42m.

◆ Hauteur de poutre h :

$$h = \frac{L}{28} = (42/28) = 1.5m.$$

On prend h=1600mm.

◆ Largueur de la semelle supérieure bs :

$$400mm \leq bs \leq 800mm \Rightarrow \text{on prend } bs = 500mm.$$

◆ Épaisseur de la semelle supérieur ts :

$$\frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22}.$$

Cas de moment positif (a mi-travée): ts=25mm.

Cas de moment négatif (au niveau de la pile) ts=35mm.

◆ Largueur de la semelle inférieur bi :

$$500mm \leq bi \leq 1200mm \Rightarrow bi = 600mm.$$

◆ Épaisseur de la semelle inférieure t_i :

$$\frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22}$$

Cas de moment positif (a mi-travée): $t_i=35\text{mm}$.

Cas de moment négatif (au niveau la pile): $t_i=55\text{mm}$.

◆ Hauteur d'âme d :

$$d=h-(t_s+t_i).$$

Cas de moment positif (a mi-travée): $d=1440\text{mm}$.

Cas de moment négatif (au niveau la pile) $d=1510\text{mm}$.

◆ Épaisseur d'âme t_w :

$$t_w \geq 12\text{mm} \Rightarrow \text{On prend } t_w=16\text{mm}.$$

a partir du diagramme de moment figuré ci-dessous, on admet deux sections présentées trois zones dans la longueur de la poutre.

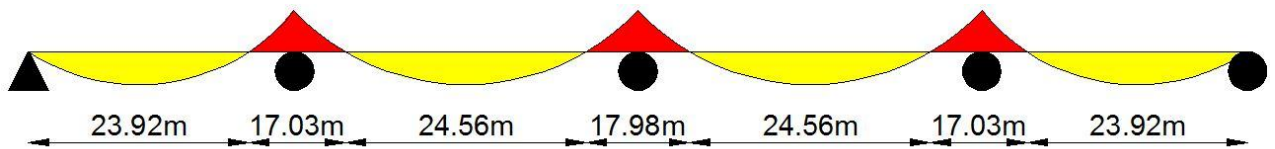


Fig. III-2. diagramme du moment.

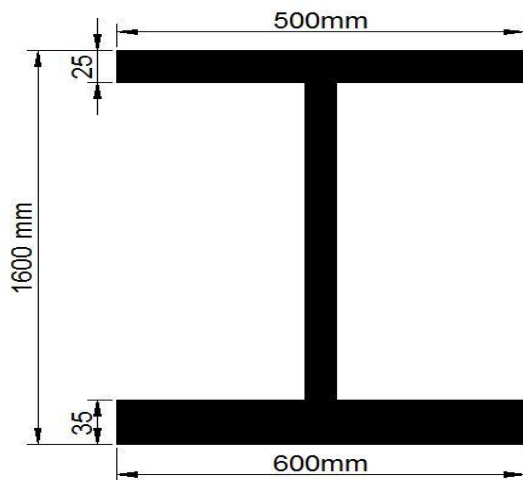


Fig. III-3 les dimensions de La poutre à mi- travée.

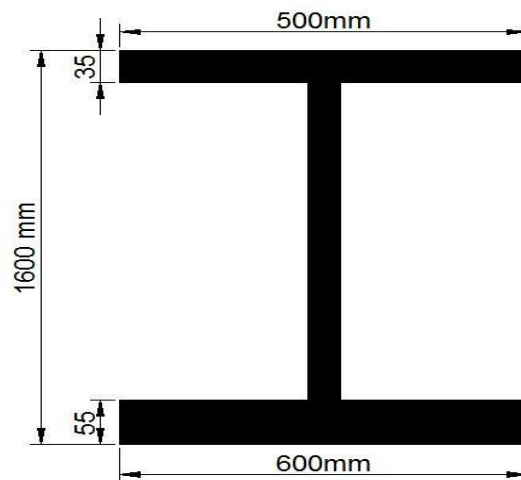


Fig. III-4 les dimensions de La poutre sur la pile.

III.3. Entraxe et Nombre des Poutres :

Dans le cas général l'espacement entre deux poutres successives peut atteindre 7m.

On fixe l'espacement $d=3.00\text{m}$.

N : Nombre des poutres.

l : Largeur de pont.

$$N = \frac{l}{d} \cong 4 \text{ poutres.}$$

III.4. Epaisseur de dalle:

La dalle de couverture est en béton armé permet de reporter les charges au droit des poutres .elle participe donc en étant qu'élément d'entretoisement.

Dans le cas général ; l'épaisseur constante de dalle égale 20cm. La dalle doit être coulée en place sur toute la largeur de l'ouvrage, le coulage en place est le procédé le plus utilisé mais il crée une influence de charge sur le coffrage des poutres.

De plus, TN 40 qui constituent un coffrage perdu commode de l'ossature, ni pour la résistance locale de la dalle.

III.5 les équipements de pont :

a. Définition :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Etanchéité.
2. La couche de roulement.
3. Les trottoirs.
4. Les corniches.
5. garde-corps.

b. Etanchéité :

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de fils minces adhérent au support, de feuilles, préfabriquées ou non.

Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques).

- ◆ L'adhérence au tablier.
- ◆ La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- ◆ La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement.
- ◆ La durabilité.

c. la couche de roulement:

La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courant est de 7à8cm, et dont masse volumique varie, selon la qualité et la compacité, entre 2.2et 2.5T/m³.

On admet aussi une chape d'étanchéité de 3cm dont la masse volumique:2.4T/m³.

d. Les trottoirs:

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en l'isolant, en général par simple surélévation, de la circulation automobile.

Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- 1- Les trottoirs sur caniveau.
- 2- Les trottoirs en béton maigre.
- 3- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

On préconise un trottoir sur caniveau de 20 cm de hauteur et 3 m de largeur.

e. Corniche :

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- 1- Les corniches en béton coulé en place.
- 2- Les corniches en béton préfabriqué.
- 3- Les corniches métalliques.

On utilise les corniches en béton préfabriqué voir la figure suivante :

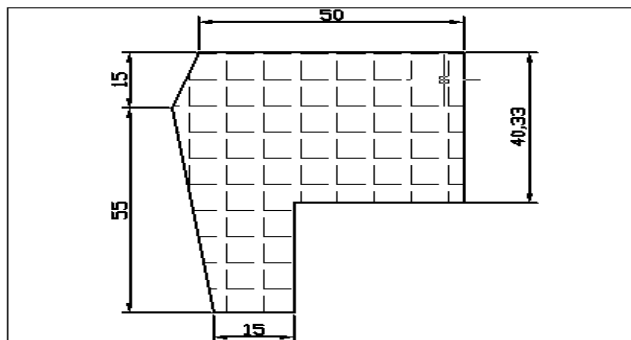


Fig.III-5 les dimensions de la corniche en cm.

f. Garde-corps :

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain).

Il ya plusieurs type des garde-corps :

1. Les garde-corps de type S : comme passage Supérieur.
2. Les garde-corps de type I : comme passage Inferieur.
3. Les garde-corps de type U : comme Urbain.

Qui, en sus des efforts qu'ils sont censés reprendre, fixe un certain nombre de caractéristiques géométriques :

La hauteur h minimale est égale à :

$$H_{\min} = \inf. (1.20m ; 0.95m + 0.005H \pm 0.05m).$$

H est la hauteur (m) du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau. Les vides entre trottoir et garde-corps ainsi qu'entre les éléments du garde-corps jusqu'à 0.60m au-dessus du trottoir doivent être tels qu'on ne puisse y faire pénétrer un cylindre de plus de 15cm de diamètre. On utilise garde-corps type U une hauteur h (garde-corps)=1.20m.

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES DE LA VARIANTE RETENUE

IV.1. Evaluation des charges et surcharges :

• Evaluation des charges :

1. Les charges permanentes :

La largeur de la dalle 12m et épaisseur 0.20m avec goussets . Donc :

- Poids de dalle sans goussets : $P_D = \gamma_B \times e_D \times 12 = 20 \times 0.25 \times 12 = 60 \text{ KN/ml}$
- Gousset : $4(0.5 + 0.6) \frac{0.05}{2} \times 25 = 2.75 \text{ KN/ml}$.

➤ L'ossature métallique :

D'après SETRA on a la formule suivante :

$$P(\text{kg/m}^2) = 100 + 0.105X^{1.6}$$

$X=L$ pour notre cas.

La surface à prendre en compte correspond au total de la largeur roulable plus une fraction de la largeur des trottoirs.

$$B_u = b_1 + 0.6(b_2 + b_3) = 10.8 \text{ m}$$

b_1 : largeur roulable.

b_2 et b_3 : largeur des trottoirs.

$$P(\text{kg/m}^2) = (100 + 0.105X^{1.6}) B_u = (100 + 0.105 \times (42)^{1.6}) 10.8 = 1528.524 \text{ kg/ml}$$

$$P = 15.285 \text{ KN/ml}$$

$$CP = \text{dalle} + \text{gousset} + \text{ossature métallique} = 60 + 2.75 + 15.285$$

$$CP = 78.035 \text{ KN/ml}$$

2. Les compléments de charges permanentes :

Ces charges sont appelées **CCP**, et concernent :

- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les corniches.
- ✓ Le revêtement.
- ✓ Les gardes corps.
- ✓ Les glissières de sécurité.

On a déjà calculé ces charges ;

CCP = revêtement + trottoirs + garde-corps + corniche + glissières de sécurité

$$CCP = 42.84 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de tablier : $G = CP + CCP$

$$G(\text{t/ml}) = 78.035 + 42.84 \cong 120.875 \text{ KN/ml}$$

$$G(\text{t}) = G(\text{t/ml}) \times L = 120.875 \times 150 = 18131.25 \text{ KN}$$

• **Evaluation des surcharges :**

1. Généralité :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges routier à utilisées pour dimensionnement sont les suivantes :

- Système de type A(l).
- Système B (Bc, Br, Bt).
- Surcharge militaire Mc120.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Convoi exceptionnel D240.
- Charge accidentelle : séisme et vent.
- Force de freinage.
- L'action thermique.

a. Nombre de voies :

La largeur chargeable égale 9m.
Donc nombre des voies $N=L_c/3=3$ donc trois voies.

b. Classe des ponts :

Selon fascicule 61 titre II

Tableau IV.1 Classe des ponts.

La classe	La largeur rouables
1	$L_r \geq 7m.$
2	$5.50 \leq L_r < 7m.$
3	$L_r < 5.5m$

On a $L_r=9m$ donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

En fonction de la classe du pont

$a_2 = V_o / V$

V : largeur d'une voie égale 3m.

V_o : dépend de la classe.

Tableau IV.2 : V_o

$V = L_c/N=9/3=3m$

Dans notre cas $V_o = 3,5 m$ (pont 1ère classe).

$a_2 = 3.5/3 = 1.16$ donc $a_2 = 1.16$

Classe de pont	V_o
1er	3,5
2eme	3
3eme	2,75

2. système de charge A(L) :

Selon le fascicule 61 titre II

$A(L)=230 + \frac{36000}{L+12}$ (kg/m²).

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

Tableau IV.3 : coefficient de dégressivité transversale de charge.

Nombre de voies chargées			
Classe du pont	1	2	3
1	1	1	0.9
2	1	0.9	/
3	0.9	0.8	/

➤ **Cas d'une voie chargée $A(L)_{1v}$:**

Pont de 1^{er} classe d'une voie chargée ; donc $a_1=1$

$$A(L)_{1v}=A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

Cas de Charge A(L) pour une voie chargée :

cas	longueur chargée	la portée	A(L) Kg/m ²	a ₁	a ₂	larguer chargée	A(L) 1v Kg/ml
1	33	32,5	1038,98876	1	1,16	3	3615,680899
2	42	42	896,666667	1	1,16	3	3120,4
3	75	74,5	646,184971	1	1,16	3	2248,723699
4	117	116,5	510,155642	1	1,16	3	1775,341634
5	150	149	453,602484	1	1,16	3	1578,536646
6	66	65	697,532468	1	1,16	3	2427,412987
7	84	84	605	1	1,16	3	2105,4

Tableau IV.4 : Cas d'une voie chargée $A(L)_{1v}$

➤ **Cas de deux voies chargées $A(L)_{2v}$:**

Pont de 1^{er} classe de deux voies chargées ; donc $a_1=1$

$$A(L)_{2v}=A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

Cas de Charge A(L) pour deux voies chargées :

cas	longueur chargée	L(m)	A(L) Kg/m ²	a ₁	a ₂	larguer chargée	A(L) 2v Kg/ml
1	33	32,5	1038,98876	1	1,16	6	7231,361798
2	42	42	896,666667	1	1,16	6	6240,8
3	75	74,5	646,184971	1	1,16	6	4497,447399
4	117	116,5	510,155642	1	1,16	6	3550,683268
5	150	149	453,602484	1	1,16	6	3157,073292
6	66	65	697,532468	1	1,16	6	4854,825974
7	84	84	605	1	1,16	6	4210,8

Tableau IV.5 : Cas de deux voies chargées $A(L)_{2v}$

➤ **Cas de trois voies chargées $A(L)_{3v}$:**

Pont de 1^{er} classe de trois voies chargées ; donc $a_1=0.9$

$$A(L)_{2v}=A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

Cas de Charge $A(L)$ pour trois voies chargées :

cas	longueur chargée	L(m)	A(L) Kg/m ²	a1	a2	larguer chargée	A(L) 3v Kg/ml
1	33	32,5	1038,98876	0,9	1,16	9	9762,338427
2	42	42	896,666667	0,9	1,16	9	8425,08
3	75	74,5	646,184971	0,9	1,16	9	6071,553988
4	117	116,5	510,155642	0,9	1,16	9	4793,422412
5	150	149	453,602484	0,9	1,16	9	4262,048944
6	66	65	697,532468	0,9	1,16	9	6554,015065
7	84	84	605	0,9	1,16	9	5684,58

Tableau IV.6 : Cas de trois voies chargées $A(L)_{3v}$

3. Système Bc :

C'est un camion comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatique, et répond aux caractéristique suivante :

Masse totale des essieux : 30t.

Masse portée par chacun des essieux arrière : 12t.

Masse portée par essieux avant : 6t.

Longueur d'encombrement : 10.5m.

Largeur d'encombrement : 2.5m.

Distance entre l'essieu avant et première l'essieu arrière : 4.5m.

Distance entre deux essieux arrière : 1.5m

Distance entre deux roues d'un essieu : 2m.

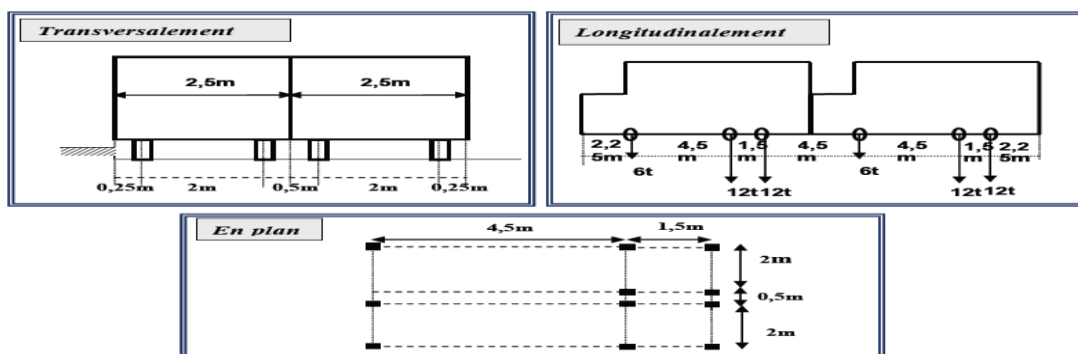


Fig. IV.1 Système Bc

Le sens de circulation peut-être dans un sens, ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système Bc prise en compte son multiplié par le coefficient bc.

Tableau : IV.7 coefficient bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première classe	1.20	1.10	0.95	0.85	0.7
	Deuxième classe	1.00	1.00	-	-	-
	Troisième classe	1.00	0.80	-	-	-

Les charges du système BC sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ .

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

L : la portée de la travée (L=32.5m et 42m).

S: la surcharge maximal. S=S1xbc,

G : la charge permanente G=1813.125t.

1^{er} cas : une file de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1^{er} classe, nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau : bc =1.20

Coefficient majoration dynamiques :

Tel que : S=60t x 1.2, G=1813.125 t

Travée 32.5m :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{60 \times 1.2}}$$

Donc : $\delta_1=1.0592$

Travée 42m :

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{60 \times 1.2}}$$

Donc : $\delta_2=1.0484$

2^{em} cas : deux files de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1^{er} classe, nombre de voies chargée = 2

D'après le tableau : bc =1.1

Coefficient majoration dynamiques :

Tel que : S=120t x 1.1, G=1813.125 t

Travée 32.5m :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{120 \times 1.1}}$$

Donc : $\delta_1=1.064$

Travée 42m :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{120 \times 1.1}}$$

Donc : $\delta_2 = 1.0532$

3^{em} cas : trois files de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1^{er} classe, nombre de voies chargée = 3

D'après le tableau : bc = 0.95

Coefficient majoration dynamiques :

Tel que : S=180t x 0.95, G=1813.125 t

Travée 32.5m :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{180 \times 0.95}}$$

Donc : $\delta_1 = 1.0671$

Travée 42m :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{180 \times 0.95}}$$

Donc : $\delta_2 = 1.0563$

4. Système Bt :

Bt = 1 (Pont de 1^{er} classe)

1 Seul tandem :

S = S × bt = 32 × 1 = 32t

Travée 32.5 :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{32}}$$

Donc : $\delta_1 = 1.0559$

Travée 42 :

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{32}}$$

Donc : $\delta_2 = 1.0451$

Deux tandem :

S = S × bt = 64 × 1 = 64t

Travée 32.5 :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{64}}$$

Donc : $\delta_1=1.0585$

Travée 42 :

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{64}}$$

Donc : $\delta_2=1.0478$

5. Système Br :

S=10t , G=1813.125t

Travée 32.5m : $\delta_1=1.0541$

Travée 42 m : $\delta_1=1.0433$

6. Surcharge militaire Mc120 :

Un convoi militaire qui se compose d'un groupe de deux essieux, assimilés à un rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61- II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc.

Poids totale 110t.

Longueur d'une chenille 6,10m.

Largeur d'une chenille 1,00m.

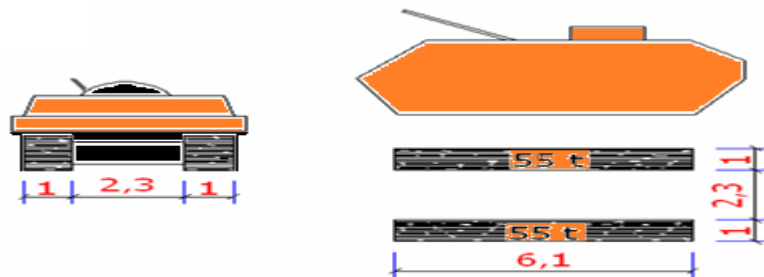


Fig. IV.2 Convoi militaires Mc120

S=110t,G=1813.125t

Travée 32.5 :

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{110}}$$

Donc : $\delta_1=1.062$

Travée 42 :

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 42} + \frac{0.6}{1+4\frac{1813.125}{110}}$$

Donc : $\delta_2=1.042$

5. Convoi exceptionnel D240 :

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

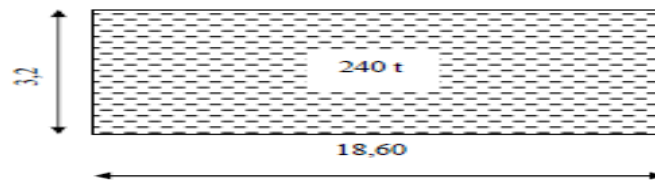


Fig. IV.3 convoi D240

$P = 240 \text{ t}$; charge uniformément répartie $Q(240)=240/18.60$.

$Q(240) = 12, 903 \text{ t/m}$.

6. Les surcharges sur trottoirs :

La surcharge de trottoir est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

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

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (selon le fascicule 61 titre II)

- Pour un seul trottoir : $P(1\text{tr})=1.5 \times 0.15=0.225 \text{ t/ml}$.
- Pour deux trottoirs chargée : $P(2\text{tr})=0.45 \text{ t/ml}$.

8. le vent (W) :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, lorsque le vent souffle le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les efforts du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale:

- ◆ $P=2.00 \text{ kn/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- ◆ $P=1.25 \text{ kn/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction (durée > un mois).

9. le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

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

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones II_a et II_b : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est classé en zone I.

L'accélération verticale : $K_h \cdot G$.

L'accélération horizontale : $K_v \cdot G$.

10. force de freinage :

- **Effort de freinage correspondant à A(L) :**

$$Fa = \frac{1}{20+0.0035S} A(L).$$

A(L) : charge routier.

S : surface chargé par m²

- **Cas d'une voie chargée :**

cas	longueur chargée	Portée	A(L) kg/m ²	larguer chargée	S m ²	A(l) t	Fa (t)
1	33	32,5	1038,99	3	97,5	101,30	4,98
2	42	42	896,67	3	126	112,98	5,53
3	75	74,5	646,18	3	223,5	144,42	6,95
4	117	116,5	510,16	3	349,5	178,30	8,40
5	150	149	453,60	3	447	202,76	9,40
6	66	65	697,53	3	195	136,02	6,58
7	84	84	605,00	3	252	152,46	7,30

Tableau IV.8 : Cas d'une voie chargée

- **Cas de deux voies chargées :**

cas	longueur chargée	L	A(L) kg/m ²	larguer chargée	S m ²	A(l) t	Fa (t)
1	33	32,5	1038,99	6	195	202,60	9,80
2	42	42	896,67	6	252	225,96	10,82
3	75	74,5	646,18	6	447	288,84	13,39
4	117	116,5	510,16	6	699	356,60	15,89
5	150	149	453,60	6	894	405,52	17,53
6	66	65	697,53	6	390	272,04	12,73
7	84	84	605,00	6	504	304,92	14,01

Tableau IV.9 : Cas de deux voies chargées

➤ Cas de trois voies chargées :

cas	longueur chargée	L	A(L) kg/m ²	larguer chargée	S m ²	A(l) t	Fa (t)
1	33	32,5	1038,99	9	292,5	303,90	14,46
2	42	42	896,67	9	378	338,94	15,90
3	75	74,5	646,18	9	670,5	433,27	19,39
4	117	116,5	510,16	9	1048,5	534,90	22,60
5	150	149	453,60	9	1341	608,28	24,63
6	66	65	697,53	9	585	408,06	18,51
7	84	84	605,00	9	756	457,38	20,20

Tableau IV.10 : Cas d'une voie chargée

• Effort de freinage correspondant à Bc :

$F_{Bc} = 30t$ par tablier un seul camion est supposé freiner Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante total le de force de freinage vaut 30t.

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

11. L'action thermique:

Les effets de la température sont ; bien évidemment, pris en compte dans le calcul des constructions. Pour les ponts, on ne procède pas, sauf cas exceptionnel, a un recueil de données car les principales dispositions à prendre sont fixées par la réglementation.

Pour les structures sensibles a des variations de température, ou pour les parties d'ouvrage affectées par lesdites variations(par exemple pour le dimensionnement de joint de chaussée), on admet que les valeurs caractéristiques des actions dues à la température peuvent être prise égales à celles qui correspondent a une augmentation de 30°C et a une diminution de 40°C par apport à la température a l'origine de la construction.

Dans notre ouvrage on admet une variation de température de -15 jusqu'au +35.

Alors on a un gradient thermique égale : $\Delta T = \pm 15 \text{ C}^\circ$ en phase de construction et

$\Delta T = \pm 8$ en phase de service.

• Remarque:

La répartition des efforts horizontaux sur les appuis d'un pont est en fonction la rigidité de ces appuis est donnée par la formule suivante :

$$F_i = (K_i / \sum K_i) \times F$$

F : force horizontale total.

K_i : la rigidité appui numéro i.

Si les rigidités des appuis sont les mêmes, la formule devient:

$$F_i = \frac{F}{n}$$

n : le nombre des appuis.

CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS

V.1 Introduction :

Le schéma statique de cet ouvrage est un système hyperstatique; poutre continue à deux travées. IL ya plusieurs méthode de calcul manuel :

- La méthode des forces.
- La méthode de trois moments.
- La méthode de cross.

En revanche dans Le calcul automatique on trouve plusieurs logiciels numériques de calcul; parmi ces Logiciels:

- Autodesk robot structural analysis 2011.
- Structural analysis program v 15.

On utilise dans notre calcul manuel La méthode des trois moments et les lignes d'influences, et dans Le calcul automatique le logiciel ROBOT 2011.

V.2 Calcul des efforts :

• Les charges uniformément répartie sur quatre travées :

on a: $M_0=M_4=0$, $M_1= M_3$, $L_1=33m$, $L_2=42m$

On a La formule suivante :

$$M_{k-1}L_k+2M_k(L_k+L_{k+1}) +ML_{k+1}=-6EI(R_k^{g(f)} +R_k^{d(f)}).$$

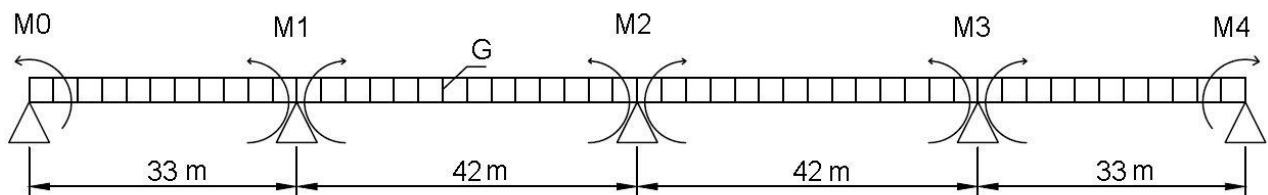


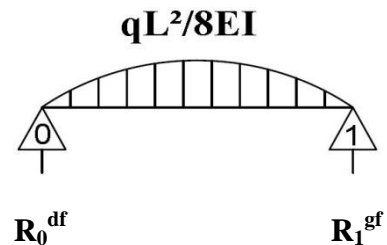
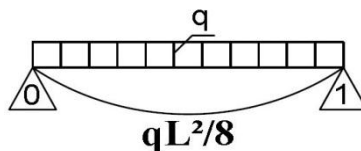
Fig V.1 système de charges réparties sur quatre travées.

Pour k=1 on a:

$$M_0L_1+2M_1(L_1+L_2) +M_2L_2=-6EI(R_1^{g(f)} +R_1^{d(f)}).$$

$$R_1^{gf}=R_0^{df}=qL_1^3/24EI.$$

$$R_1^{df}=R_2^{gf}=qL_2^3/24EI.$$



$$2M_1(L_1+L_2)+M_2L_2=-q(L_1^3+L_2^3)/4.....(1)$$

Pour $k=2$ on a :

$$2M_1L_2+4M_2L_2=-6EI (R_1^{g(f)}+R_1^{d(f)}).$$

$$R_1^{df} = R_2^{df} = R_2^{gf} = ql_2^3/24EI$$

$$2M_1L_2+4M_2L_2=-ql_2^3/2 \dots \dots \dots (2)$$

Donc

$$2M_1(L_1+L_2)+M_2L_2=-q(L_1^3+L_2^3)/4 \dots \dots \dots (1)$$

$$2M_1L_2+4M_2L_2=-ql_2^3/2 \dots \dots \dots (2)$$

Après la résolution de ce system on trouve :

$$M_1=-q(L_1^3+\frac{1}{2}L_2^3)/(8L_1+6L_2) \Rightarrow M_1=-1683,93 \text{ t.m}$$

Et en remplaçant M_1 dans l'équation (2) on trouve M_2

$$\text{Donc } M_2=-1821.67 \text{ t.m}$$

-Calcul des réactions

-Travée 1

$$\Sigma R_i = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = qL_1 = 392.6t$$

$$\Sigma M_{/i} = 0 \Rightarrow R_0 L_1 + (qL_1^2/2) - M_1 = 0$$

$$R_0 = qL_1/2 + M_1/L_1$$

$$\text{A.N : } R_0 = 144.5t, R_1^g = 248.1t$$

R_0 : réaction a l'appui « 0 ».

R_1^g : réaction provoqué par les efforts qui ce trouve à gauche de l'appui « 1 »

Remarque : la réaction a l'appui « 1 » $R_1 = R_1^d + R_1^g$

-Travée 2

$$\Sigma R_i = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = qL_2 = 507.36t$$

$$\Sigma M_{/2} = 0 \Rightarrow R_1^d L_2 + M_1 - (ql_2^2/2) - M_2 = 0$$

$$R_1^d = (M_2 - M_1)/L_2 + ql_2/2$$

$$\text{A.N : } R_1^d = 250.4t, R_2^g = 257.1t$$

-Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant

$$T_i(x) = Z_i(x) + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$M_i(x) = M_i(x) + M_{i-1}(1 - \frac{x}{L_i}) + M_i \frac{x}{L_i}$$

$Z_i(x)$: l'effort tranchant isostatique en travée « i ».

$M_i(x)$: moment fléchissant de la travée isostatique en travée « i ».

-Travée 1 : $0 \leq x \leq 32.5m, 116.5 \leq x \leq 149m$ (cause de symétrie de l'ouvrage)

$$Z_1(x) = R_0 - q x, R_0 = ql_1/2$$

$$T_1(x) = ql_1/2 - q x + M_1/L_1 \Rightarrow T_1(x) = 144.5 - 12,08 x$$

$$M(x) = (ql_1/2) x - qx^2/2 + M_1x/L_1$$

$$M(x) = -6.04x^2 + 144.5x$$

$$M(11.92) = 863.1t.m$$

-Travée 2 : $32.5 \leq x \leq 74.5m$, $74.5 \leq x \leq 116.5m$

$$Z_2(x) = R_1^d - q x, R_1^d = qL_2/2$$

$$T_2(x) = qL_2/2 - q x + M_2 - M_1/L_2 \Rightarrow T_1(x) = 246.62 - 12.08 x$$

$$M(x) = (qL_2/2) x - qx^2/2 + M_1 (1 - x/L_2) + M_2x/L_2$$

$$M(x) = -6.04x^2 + 250.4x - 1683.93$$

$$M(20.41) = 901.66t.m$$

Le tableau représente les résultats de calcul des efforts dus au poids propre(cp+ccp)
De notre pont.

G			
X	M+	M-	T
0	0	0	144,584
8,125	775,739	0	46,368
16,25	753,475	0	51,848
24,375	0	66,794	150,064
32,5	0	1683,93	250,569
39,5	0	227,244	165,952
46,5	638,26	0	81,335
53,5	911,447	0	3,282
60,5	592,317	0	87,898
67,5	0	319,13	172,515
74,5	0	1821,67	257,132

Tab V.1 : efforts dus au poids propre(cp+ccp)

les résultats de calcul des efforts dus au (cp) :

CP			
X	M+	M-	T
0	0	0	93.391
8,125	501.076	0	29.95
16,25	486.694	0	33.49
24,375	0	43.144	96.931
32,5	0	1088.44	161.851
39,5	0	146.785	107.194
46,5	412.273	0	52.537
53,5	588.734	0	2.12
60,5	382.597	0	56.776
67,5	0	206.137	111.433
74,5	0	1177.468	166.09

Tab V.2 : résultats de calcul des efforts dus au (cp)

les résultats de calcul des efforts dus au (ccp) :

CCP			
X	M+	M-	T
0	0	0	51.337
8,125	275.441	0	16.464
16,25	267.535	0	18.41
24,375	0	23.535	53.283
32,5	0	598.314	88.969
39,5	0	80.687	58.924
46,5	226.626	0	28.88
53,5	323.626	0	1.165
60,5	210.313	0	31.21
67,5	0	113.313	61.255
74,5	0	647.253	91.299

Tab V.3 : résultats de calcul des efforts dus au (ccp)

-Calcul des efforts dus au trottoir :

Le calcul des efforts se fait de la même manière que « cp » c'est-à-dire en utilisant la méthode des trois moments, les différents efforts calculés à chaque section sont définis dans le tableau ci-dessous :

1 trottoir			
X	M ⁺	M ⁻	T
0	0	0	1,891
8,125	10,146	0	0,606
16,25	9,855	0	0,678
24,375	0	0,874	1,963
32,5	0	22,04	3,277
39,5	0	2,972	2,171
46,5	8,348	0	1,064
53,5	11,921	0	0,043
60,5	7,747	0	1,15
67,5	0	4,174	2,256
74,5	0	23,843	3,363

Tab V.4 : résultats de calcul des efforts dus à 1 trottoir

2 trotts			
X	M+	M-	T
0	0	0	3,685
8,125	19,772	0	1,182
16,25	19,205	0	1,322
24,375	0	1,702	3,825
32,5	0	42,95	6,387
39,5	0	5,792	4,23
46,5	16,268	0	2,073
53,5	23,231	0	0,084
60,5	15,097	0	2,24
67,5	0	8,134	4,397
74,5	0	46,463	6,554

Tab V.5 : résultats de calcul des efforts dus a 2 trottoirs

Les résultat de calculs des efforts dus au differents cas de charges de A(L) sont dans l'annexe

Les surcharges : Bc, Mc120, D240:

Ligne d'influence du moment et de L'effort tranchant:

- **Première travée chargée :**



Fig V.2 : moments aux appuis

Supposent $P=1t$ et on a $M_0=M_4=0$

On a : $L_1 = L_4$ et $L_2 = L_3$

Pour $k=1$:

$$M_0L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6EI(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$\Rightarrow 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6EI(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$R_1^{g(f)} = \alpha(L_1^2 - \alpha^2) / 6EIL_1 \text{ et } R_1^{d(f)} = 0$$

$$\text{Donc : } 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = -\alpha(L_1^2 - \alpha^2) / L_1 \dots \dots \dots (1)$$

Pour $k=2$:

$$M_1L_2 + 4M_2L_2 + M_3L_2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Pour $k=3$:

$$M_2L_3 + 2M_3(L_1 + L_2) = 0 \dots \dots \dots (3)$$

Après la résolution du système, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = \frac{277\alpha^3}{1239680} - \frac{18005\alpha}{76288} \\ M_2 = -\frac{\alpha^3}{16640} + \frac{65\alpha}{1024} \\ M_3 = \frac{21\alpha^3}{1239680} - \frac{1365\alpha}{76288} \end{cases}$$

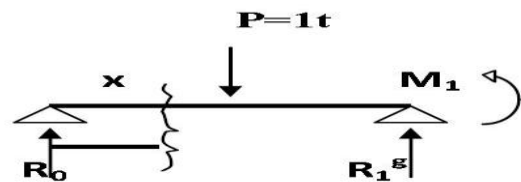
Equation de M et T:

Pour $0 \leq x \leq \alpha < 32.5m$:

$$R_0 = M_1 / L_1 = \left(\frac{277\alpha^3}{1239680} - \frac{18005\alpha}{76288} \right) / 32.5$$

$$M(x, \alpha) = R_0 x = \left(\frac{277\alpha^3}{1239680} - \frac{18005\alpha}{76288} \right) / 32.5 \cdot x$$

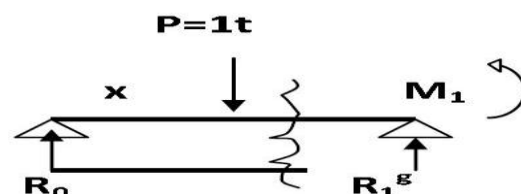
$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_0 = \left(\frac{277\alpha^3}{1239680} - \frac{18005\alpha}{76288} \right) / 32.5$$



Pour $0 \leq \alpha \leq x < 32.5m$:

$$M(x, \alpha) = R_0 \cdot x - (x - \alpha) = \left(\frac{277\alpha^3}{1239680} - \frac{18005\alpha}{76288} \right) / 32.5 \cdot x - (x - \alpha)$$

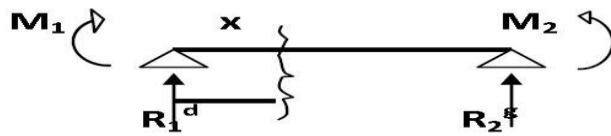
$$\frac{18005\alpha}{76288} / 32.5 \cdot x - (x - \alpha)$$



$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_0 - 1 = \left(\frac{277 \alpha^3}{1239680} - \frac{18005 \alpha}{76288} \right) / 32.5 - 1.$$

Pour 32.5 ≤ x ≤ 74.5m :

$$R_1^d = (M_2 - M_1) / L_2 = \left[-\frac{\alpha^3}{16640} + \frac{65 \alpha}{1024} - \frac{277 \alpha^3}{1239680} + \frac{18005 \alpha}{76288} \right] / 42$$



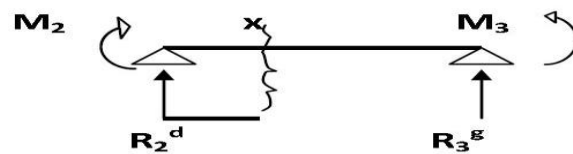
$$M(x, \alpha) = R_1^d \cdot (x - L_1) + M_1$$

$$\Rightarrow M(x, \alpha) = \left[\left(-\frac{\alpha^3}{16640} + \frac{65 \alpha}{1024} - \frac{277 \alpha^3}{1239680} + \frac{18005 \alpha}{76288} \right) / 42 \right] \cdot (x - 32.5) + \frac{277 \alpha^3}{1239680} - \frac{18005 \alpha}{76288}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_1^d = \left[-\frac{\alpha^3}{16640} + \frac{65 \alpha}{1024} - \frac{277 \alpha^3}{1239680} + \frac{18005 \alpha}{76288} \right] / 42$$

Pour 74.5 ≤ x ≤ 116.5m :

$$R_2^d = (M_3 - M_2) / L_2 = \left(\frac{21 \alpha^3}{1239680} - \frac{1365 \alpha}{76288} + \frac{\alpha^3}{16640} - \frac{65 \alpha}{1024} \right) / 42$$



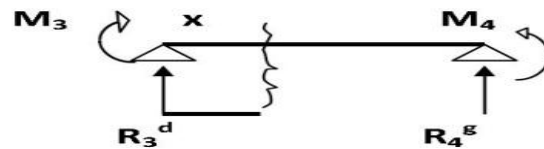
$$M(x, \alpha) = R_2^d \cdot (x - L_1 - L_2) + M_2$$

$$\Rightarrow M(x, \alpha) = \left[\left(\frac{21 \alpha^3}{1239680} - \frac{1365 \alpha}{76288} + \frac{\alpha^3}{16640} - \frac{65 \alpha}{1024} \right) / 42 \right] \cdot (x - 74.5) - \frac{\alpha^3}{16640} + \frac{65 \alpha}{1024}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_2^d = \left(\frac{21 \alpha^3}{1239680} - \frac{1365 \alpha}{76288} + \frac{\alpha^3}{16640} - \frac{65 \alpha}{1024} \right) / 42$$

Pour 116.5 ≤ x ≤ 149m :

$$R_3^d = -M_3 / L_1 = \left[-\frac{21 \alpha^3}{1239680} + \frac{1365 \alpha}{76288} \right] / 32.5$$



$$M(x, \alpha) = R_3^d \cdot (x - L_1 - 2L_2) + M_3 = \left[\left(-\frac{21 \alpha^3}{1239680} + \frac{1365 \alpha}{76288} \right) / 32.5 \right] \cdot (x - 116.5) + \frac{21 \alpha^3}{1239680} - \frac{1365 \alpha}{76288}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d = \left[-\frac{21 \alpha^3}{1239680} + \frac{1365 \alpha}{76288} \right] / 32.5$$

• **Deuxième travée chargée :**

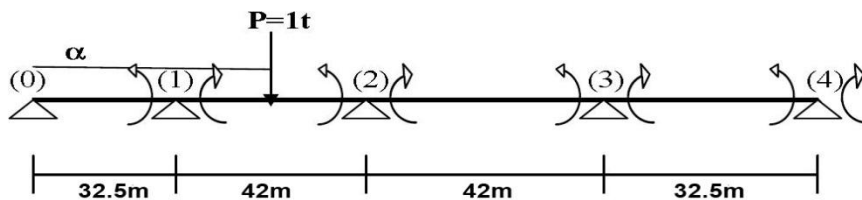


Fig V.3: moments aux appuis

Pour k=1:

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$\Rightarrow 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)}).$$

$$R_1^{d(f)} = (74.5 - \alpha)(\alpha - 32.5) / 6EIL_2, \text{ et } R_1^{g(f)} = 0.$$

$$R_2^{g(f)} = (74.5 - \alpha)(\alpha - 32.5)(\alpha - 113.5) / 6EIL_2$$

$$\text{Donc : } 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = - (74.5 - \alpha)(\alpha - 32.5)(116.5 - \alpha) / L_2 \dots \dots \dots (1)$$

Pour k=2 :

$$M_1 L_2 + 4M_2 L_2 + M_3 L_2 = -(74.5 - \alpha)(\alpha - 32.5)(\alpha - 113.5) / L_2 \dots \dots \dots (2)$$

Pour k=3 :

$$M_2 L_3 + 2M_3 (L_1 + L_2) = 0 \dots \dots \dots (3)$$

Après la résolution du système, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = -\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} \\ M_2 = \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} \\ M_3 = -\frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} \end{cases}$$

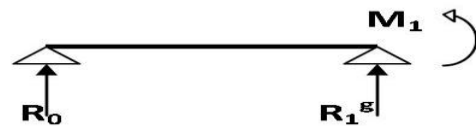
Equation de M et T:

Pour 0 ≤ x ≤ 32.5m :

$$R_0 = M_1 / L_1 = \left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} \right) / 32.5$$

$$M(x, \alpha) = R_0 x = \left[\left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} \right) / 32.5 \right] \cdot x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_0 = \left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} \right) / 32.5$$



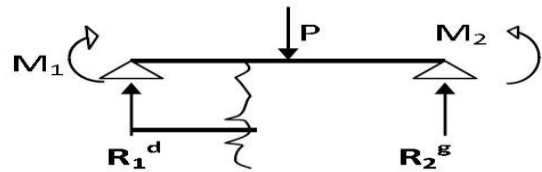
Pour 32.5 ≤ x ≤ α ≤ 74.5m :

$$R_1^d = (M_2 - M_1 - (L_1 + L_2 - \alpha)) / L_2 = \left[\left(\frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \right) / 42 \right] - (74.5 - \alpha) / 42$$

$$M(x, \alpha) = R_1^d \cdot (x - L_1) + M_1$$

$$M(x, \alpha) = \left\{ \left[\left(\frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \right) / 42 \right] - (74.5 - \alpha) / 42 \right\} \cdot (x - 42) - \frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032}$$

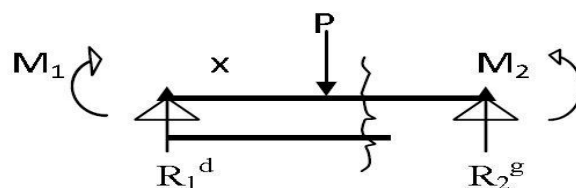
$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_1^d = \left[\left(\frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \right) / 42 \right] - (74.5 - \alpha) / 42$$



Pour 32.5 ≤ α ≤ x ≤ 74.5m :

$$M(x, \alpha) = R_1^d \cdot (x - L_1) + M_1 - (x - \alpha)$$

$$M(x, \alpha) = \left\{ \left[\left(\frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \right) / 42 \right] - (74.5 - \alpha) / 42 \right\} \cdot (x - 42) - \frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} - (x - \alpha)$$



$$\frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \Big/ 42 - (74.5 - \alpha) \Big/ 42 \Big\} (x - 32.5) - \frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{701 \alpha^2}{14336} - \frac{13890075 a}{4272128} + \frac{10588825}{172032} (x - \alpha)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_1^d - 1 = \left[\left(\frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344} + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{701 \alpha^2}{14336} + \frac{13890075 a}{4272128} - \frac{10588825}{172032} \right) \Big/ 42 - (74.5 - \alpha) \Big/ 42 - 1 \right]$$

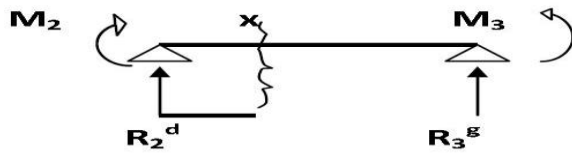
Pour 74.5 ≤ x ≤ 116.5m :

$$R_2^d = (M_3 - M_2) / L_2 = \left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} - \frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{1341 \alpha^2}{28672} - \frac{3727387 a}{1204224} + \frac{422353165}{7225344} \right) \Big/ 42$$

$$M(x, \alpha) = R_2^d \cdot (x - L_1 - L_2) + M_2$$

$$M(x, \alpha) = \left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} - \frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{1341 \alpha^2}{28672} - \frac{3727387 a}{1204224} + \frac{422353165}{7225344} \right) \Big/ 42 \cdot (x - L_1 - L_2) + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{1341 \alpha^2}{28672} + \frac{3727387 a}{1204224} - \frac{422353165}{7225344}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_2^d = \left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} - \frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{1341 \alpha^2}{28672} - \frac{3727387 a}{1204224} + \frac{422353165}{7225344} \right) \Big/ 42$$



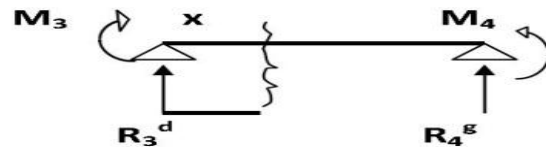
Pour 116.5 ≤ x ≤ 149m :

$$R_3^d = -M_3 / L_1 = \left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} \right) \Big/ 32.5$$

$$M(x, \alpha) = R_3^d \cdot (x - L_1 - 2L_2) + M_3$$

$$M(x, \alpha) = \left[\left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} \right) \Big/ 32.5 \right] \cdot (x - 116.5) + \frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{27 \alpha^2}{2048} + \frac{3727387 a}{4272128} - \frac{2834585}{172032}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d = \left(- \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{27 \alpha^2}{2048} - \frac{3727387 a}{4272128} + \frac{2834585}{172032} \right) \Big/ 32.5$$



troisième travée chargée :

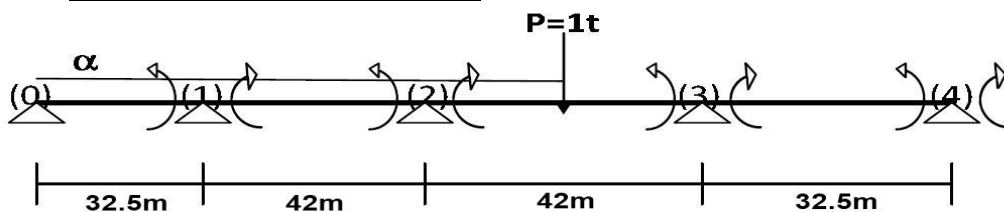


Fig V.4: moments aux appuis

Pour k=1:

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 0$$

$$R_1^{d(f)} = R_1^{g(f)} = 0.$$

$$\Rightarrow 2M_1(L_1+L_2) + M_2L_2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Pour k=2 :

$$M_1L_2 + 4M_2L_2 + M_3L_2 = -6EI (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$R_2^{d(f)} = (116.5 - \alpha)(\alpha - 74.5)(158.5 - \alpha) / 6EIL_2.$$

$$R_2^{g(f)} = (116.5 - \alpha)(\alpha - 74.5)(\alpha - 32.5) / 6EIL_2.$$

Donc : $M_1L_2 + 4M_2L_2 + M_3L_2 = - (116.5 - \alpha)(\alpha - 74.5)(158.5 - \alpha) / L_2 \dots \dots \dots (2)$

Pour k=3 :

$$M_2L_2 + 2M_3(L_1+L_2) = - (116.5 - \alpha)(\alpha - 74.5)(\alpha - 32.5) / L_2 \dots \dots \dots (3)$$

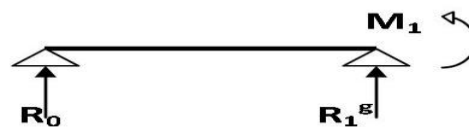
Après la résolution du système, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = \frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{275 \alpha^2}{14336} + \frac{8572271 a}{4272128} - \frac{11641379}{172032} \\ M_2 = -\frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344} \\ M_3 = \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} \end{cases}$$

Equation de M et T:

Pour $0 \leq x < 32.5m$:

$$R_0 = M_1 / L_1 = \left(\frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{275 \alpha^2}{14336} + \frac{8572271 a}{4272128} - \frac{11641379}{172032} \right) / 32.5$$

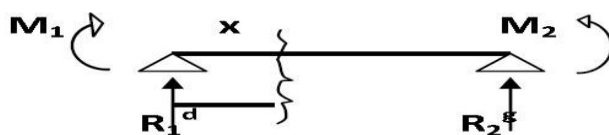


$$M(x, \alpha) = R_0 x = \left(\frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{275 \alpha^2}{14336} + \frac{8572271 a}{4272128} - \frac{11641379}{172032} \right) / 32.5 \cdot x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_0 = \left(\frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{275 \alpha^2}{14336} + \frac{8572271 a}{4272128} - \frac{11641379}{172032} \right) / 32.5$$

Pour $32.5 \leq x \leq 74.5m$:

$$R_1^d = (M_2 - M_1) / L_2 = \left[-\frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344} - \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{275 \alpha^2}{14336} - \frac{8572271 a}{4272128} + \frac{11641379}{172032} \right] / 42$$



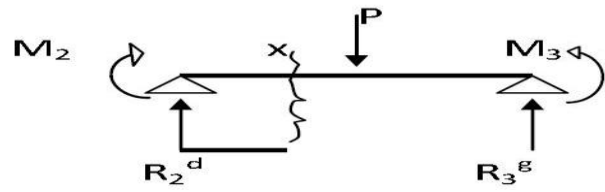
$$M(x, \alpha) = R_1^d \cdot (x - L_1) + M_1$$

$$M(x, \alpha) = \left\{ \left[-\frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344} - \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{275 \alpha^2}{14336} - \frac{8572271 a}{4272128} + \frac{11641379}{172032} \right] / 42 \right\} \cdot (x - 32.5) + \frac{191 \alpha^3}{3204096} - \frac{275 \alpha^2}{14336} + \frac{8572271 a}{4272128} - \frac{11641379}{172032}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_1^d = \left[-\frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344} - \frac{191 \alpha^3}{3204096} + \frac{275 \alpha^2}{14336} - \frac{8572271 a}{4272128} + \frac{11641379}{172032} \right] / 42$$

Pour $74.5 \leq x \leq 116.5m$:

$$R_2^d = M_3 - M_2 + (2L_2 + L_1 - \alpha) / L_2 = \left[\frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{40975 \alpha^2}{602112} + \frac{8572271 a}{1204224} - \frac{1734565471}{7225344} \right] + (116.5 - \alpha) / 42$$



$$M(x, \alpha) = R_2^d \cdot (x - L_1 - L_2) + M_2$$

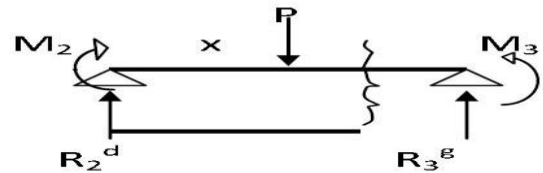
$$M(x, \alpha) = \left\{ \left[\frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{40975 \alpha^2}{602112} + \frac{8572271 a}{1204224} - \frac{1734565471}{7225344} \right] + (116.5 - \alpha) / 42 \right\} \cdot (x - 74.5) - \frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_2^d = \left[\frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{40975 \alpha^2}{602112} + \frac{8572271 a}{1204224} - \frac{1734565471}{7225344} \right] + (116.5 - \alpha) / 42$$

Pour $74.5 \leq \alpha \leq x \leq 116.5m$:

$$M(x, \alpha) = R_2^d \cdot (x - L_1 - L_2) - (x - \alpha) + M_2$$

$$M(x, \alpha) = \left\{ \left[\frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{40975 \alpha^2}{602112} + \frac{8572271 a}{1204224} - \frac{1734565471}{7225344} \right] + (116.5 - \alpha) / 42 \right\} \cdot (x - 74.5) - (x - \alpha) + \frac{191 \alpha^3}{903168} + \frac{40975 \alpha^2}{602112} - \frac{8572271 a}{1204224} + \frac{1734565471}{7225344}$$



$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_2^d - 1 = \left\{ \left[\frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032} + \frac{191 \alpha^3}{903168} - \frac{40975 \alpha^2}{602112} + \frac{8572271 a}{1204224} - \frac{1734565471}{7225344} \right] + (116.5 - \alpha) / 42 \right\} - 1$$

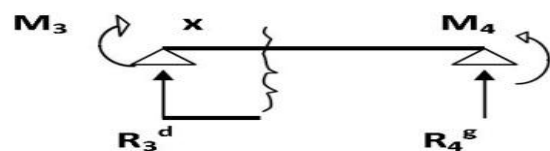
Pour $116.5 \leq x \leq 149m$:

$$R_3^d = -M_3 / L_1 = \left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{787 \alpha^2}{14336} - \frac{18734959 a}{4272128} + \frac{19395619}{172032} \right) / 32.5$$

$$M(x, \alpha) = R_3^d \cdot (x - L_1 - 2L_2) + M_3$$

$$M(x, \alpha) = \left[\left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{787 \alpha^2}{14336} - \frac{18734959 a}{4272128} + \frac{19395619}{172032} \right) / 32.5 \right] \cdot (x - 116.5) + \frac{703 \alpha^3}{3204096} - \frac{787 \alpha^2}{14336} + \frac{18734959 a}{4272128} - \frac{19395619}{172032}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d = \left(-\frac{703 \alpha^3}{3204096} + \frac{787 \alpha^2}{14336} - \frac{18734959 a}{4272128} + \frac{19395619}{172032} \right) / 32.5$$



• Quatrième travée chargée :

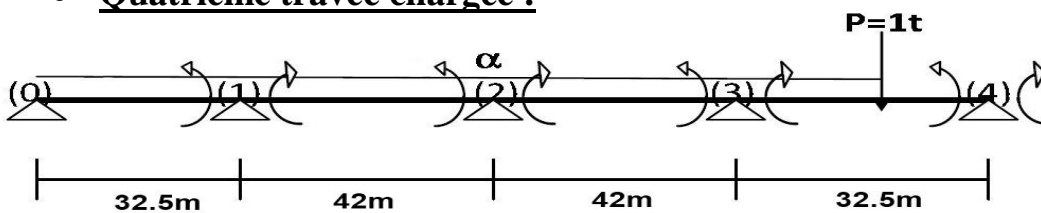


Fig V.5 : moments aux appuis

Pour k=1:

$$M_0L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = 0$$

$$R_1^{d(f)} = R_1^{g(f)} = 0$$

$$\Rightarrow 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Pour k=2 :

$$M_1L_2 + 4M_2L_2 + M_3L_2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$R_3^{d(f)} = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(\frac{12\alpha^2}{169} - \frac{105809\alpha}{12675} + \frac{77299}{8450} \right) / EI$$

Pour k=3 :

$$M_2L_2 + 2M_3(L_1 + L_2) = -6 \cdot (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(\frac{12\alpha^2}{169} - \frac{105809\alpha}{12675} + \frac{77299}{8450} \right) \dots \dots \dots (3)$$

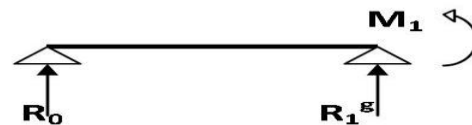
Après la résolution du système, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) \\ M_2 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(\frac{9\alpha^2}{10816} - \frac{105809\alpha}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) \\ M_3 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493\alpha^2}{805792} - \frac{29309093\alpha}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right) \end{cases}$$

Equation de M et T:

Pour 0 ≤ x < 32.5m :

$$R_0 = M_1 / L_1 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) / 32.5$$

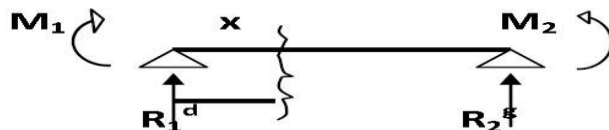


$$M(x, \alpha) = R_0 x = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) / 32.5 \cdot x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_0 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) / 32.5$$

Pour 32.5 ≤ α < 74.5m :

$$R_1^d = (M_2 - M_1) / L_2 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(\frac{9\alpha^2}{10816} - \frac{105809\alpha}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) - \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) \right] / 42$$



$$M(x, \alpha) = R_1^d \cdot (x - L_1) + M_1 = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(\frac{9\alpha^2}{10816} - \frac{105809\alpha}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) - \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) \right] / 42 \cdot (x - 32.5) + (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_1^d = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(\frac{9\alpha^2}{10816} - \frac{105809\alpha}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) - \left(-\frac{189\alpha^2}{805792} + \frac{2221989\alpha}{80579200} - \frac{4869837}{161158400} \right) \right] / 42$$

Pour 74.5 ≤ α ≤ 116.5m :

$$R_2^d = (M_3 - M_2) / L_2$$

$$\Rightarrow R_2^d = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(-\frac{2493\alpha^2}{805792} - \frac{29309093\alpha}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right) - \left(\frac{9\alpha^2}{10816} - \frac{105809\alpha}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) \right] / 42$$

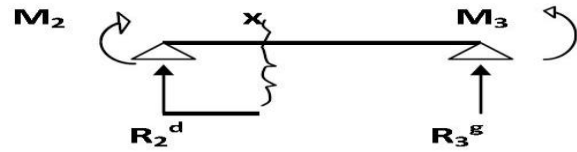
$$M(x, \alpha) = R_2^d \cdot (x - L_1 - L_2) + M_2$$

$$\Rightarrow M(x, \alpha) = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right) - \left(\frac{9 \alpha^2}{10816} - \frac{105809 a}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) \right] / 42.$$

$$(x - 74.5) + (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(\frac{9 \alpha^2}{10816} - \frac{105809 a}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x}$$

$$\Rightarrow T(x, \alpha) = R_2^d = (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left[\left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right) - \left(\frac{9 \alpha^2}{10816} - \frac{105809 a}{1081600} + \frac{231897}{2163200} \right) \right] / 42$$



Pour 116.5 ≤ x ≤ α ≤ 149m :

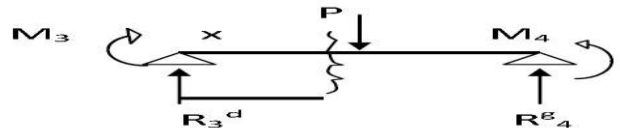
$$R_3^d = (149 - \alpha) - M_3 / L_1 = ((149 - \alpha) - (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)) / 32.5$$

$$M(x, \alpha) = R_3^d \cdot (x - 116.5) + M_3$$

$$M(x, \alpha) = [(149 - \alpha) - M_3 / L_1 = ((149 - \alpha) - (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)) / 32.5] \cdot (x - 116.5) + (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x}$$

$$\Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d = (149 - \alpha) - M_3 / L_1 = ((149 - \alpha) - (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)) / 32.5$$



Pour 116.5 ≤ α ≤ x ≤ 149m :

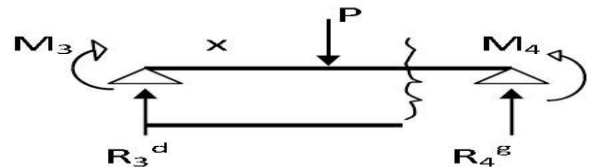
$$M(x, \alpha) = R_3^d \cdot (x - 116.5) + M_3 - (x - \alpha)$$

$$M(x, \alpha) = [(149 - \alpha) - M_3 / L_1 = ((149 - \alpha) - (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)) / 32.5] \cdot (x - 116.5) + (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right) - (x - \alpha)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\delta M(x, \alpha)}{\delta x} \Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d - 1$$

$$\Rightarrow T(x, \alpha) = R_3^d = (149 - \alpha) - M_3 / L_1$$

$$\Rightarrow T(x, \alpha) = ((149 - \alpha) - (149 - \alpha)(\alpha - 116.5) \left(-\frac{2493 \alpha^2}{805792} - \frac{29309093 a}{80579200} + \frac{64235469}{161158400} \right)) / 32.5 - 1$$



Tracé des lignes d'influence :

Pour tracer les lignes d'influence (efforts tranchant, moment fléchissant) à chaque section, nous allons déterminer les relation $M(x,\alpha)$ et $T(x,\alpha)$, en fixant la position de la section c'est-à-dire « x » ensuite on varie α avec un pas de 1m, vû de la complexité des calculs nous allons utiliser le logiciel EXCEL ,

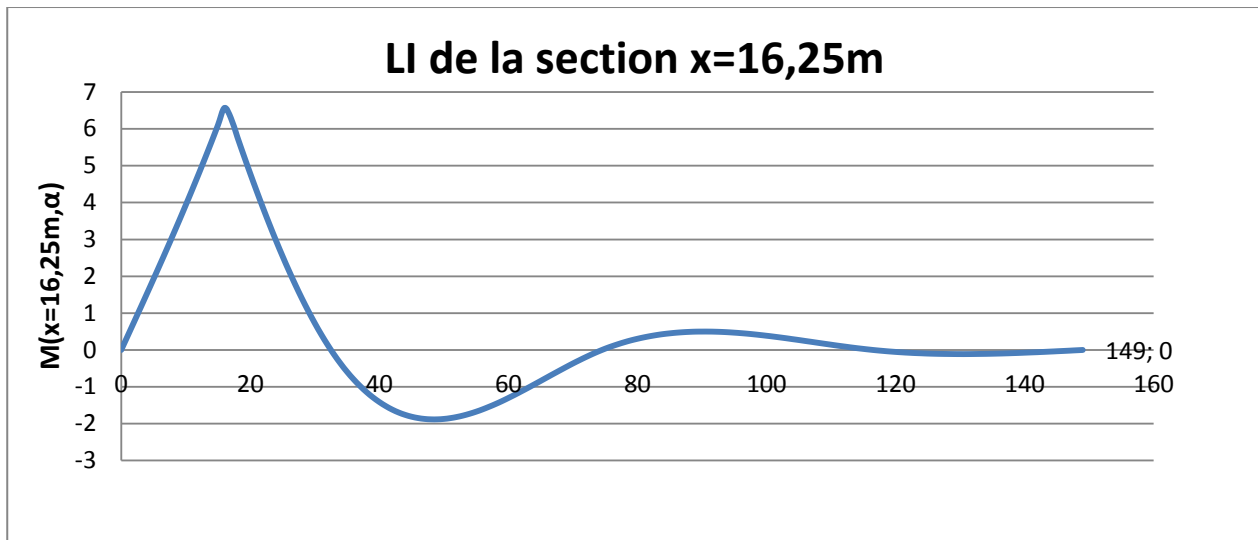


Fig V.6: ligne d'influence du moment fléchissant à la section (x=16.25m)

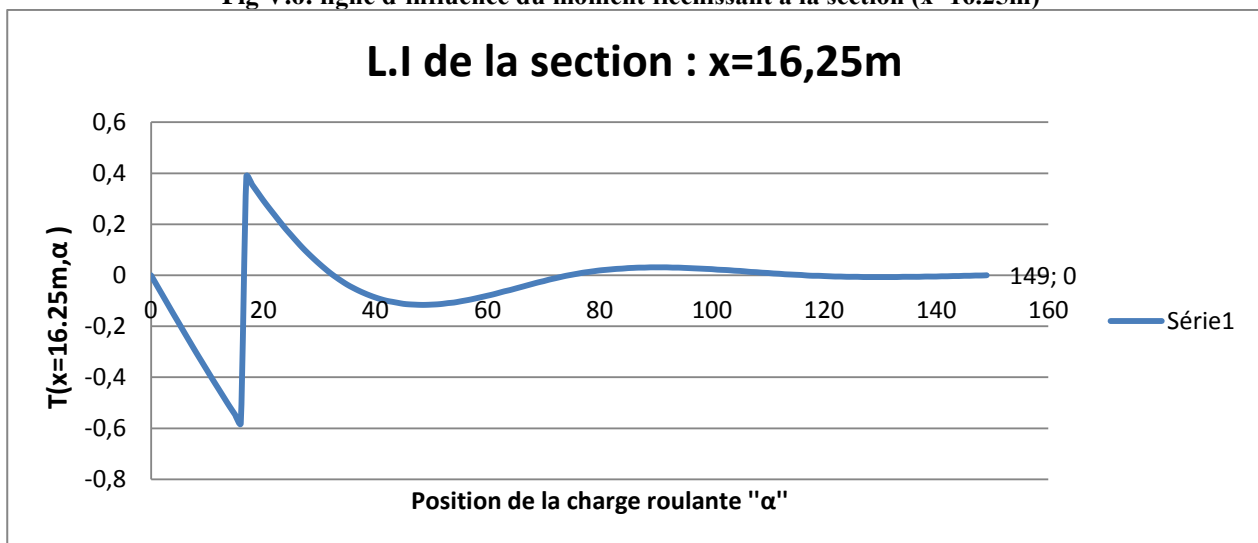


Fig V.7 : ligne d'influence de l'effort tranchant à la section (x=16.25m)

Remarque : les graphes lignes d'influence des autres sections son situé dans l'annexe.

Exploitation des lignes d'influences :

Après avoir tracé les lignes d'influences à chaque section, on dispose les surcharges considéré de sorte que le moment ou l'effort tranchant soit le maximum possible.

Les surcharges retenues : Bc, Bt, Mc120, D240

Le calcul du moment fléchissant par les lignes d'influence ce diffère dans chaque type de surcharge étudiée, c'est-à-dire une surcharge de forme ponctuelle comme le système « B », et des surcharges de formes réparties comme les convois « Mc120 » et « D240 », c'est pour cela nous allons montrer ci-dessous la méthodologie de calcul :

Cas de charges ponctuelles

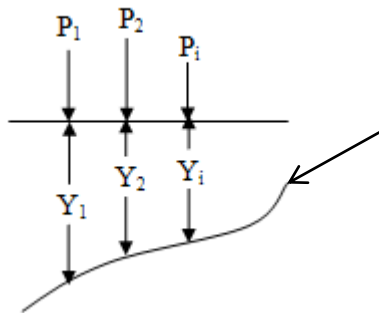


Fig V.8 : L.i soumise à des charges concentrées

Cas de charges répartie

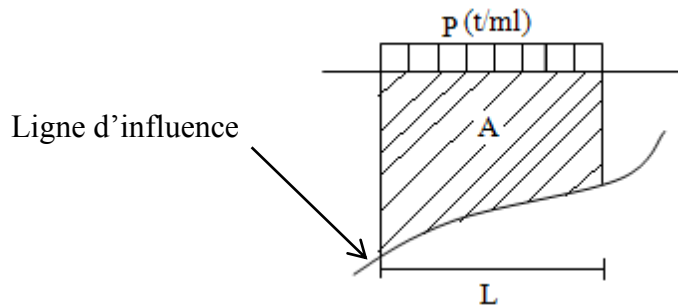


Fig V.9 : L.i soumise à une charges répartie

$$M = \sum P_i Y_i = P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + \dots + P_i Y_i$$

$$M = P \cdot A$$

A : l'aire de la ligne d'influence situé en-dessous de P

Remarque :

De la même manier on calcul l'effort tranchant, sauf que pour ce dernier $T = \max (|T^+|, |T^-|)$.

Récapitulation des résultats :

- Convoi BC :

Bc 1 file			
x	M ⁺ (t/m)	M ⁻ (t/m)	T(t)
0m	0	0	42,183
8,125	229,056	48,78	27,4335
16,25	245,6124	97,344	18,7275
24,375	148,152	146,322	34,5165
32,5	51,534	203,943	47,142
39,5m	93,678	117,699	41,46
46,5m	238,479	81,159	30,213
53,5m	285,69	69,045	18,912
60,5m	248,367	104,49	27,066
67,5m	103,539	143,778	38,154
74,5m	46,587	209,244	47,676

Tab V.6 : Efforts dus à Bc « cas d'une file chargée ».

Bc 2 files			
x	M+(t/m)	M-(t/m)	T(t)
0m	0	0	84,366
8,125m	458,112	97,56	54,867
16,25m	491,2248	194,688	37,455
24,375m	296,304	292,644	69,033
32,5m	103,068	407,886	94,284
39,5m	187,356	235,398	82,92
46,5m	476,958	162,318	60,426
53,5m	571,38	138,09	37,824
60,5m	496,734	208,98	54,132
67,5m	207,078	287,556	76,308
74,5m	93,174	418,488	95,352

Tab V.7 : Efforts dus à Bc « cas de deux files chargées ».

Bc 3 files			
x	M+(t/m)	M-(t/m)	T(t)
0m	0	0	126,549
8,125	687,168	146,34	82,3005
16,25	736,8372	292,032	56,1825
24,375	444,456	438,966	103,5495
32,5	154,602	611,829	141,426
39,5m	281,034	353,097	124,38
46,5m	715,437	243,477	90,639
53,5m	857,07	207,135	56,736
60,5m	745,101	313,47	81,198
67,5m	310,617	431,334	114,462
74,5m	139,761	627,732	143,028

Tab V.8 : Efforts dus a Bc «de trois files chargées »

- Convoi Bt

Bt 1 tandem			
x	m+	m-	T
0m	0	0	29,9632
8,125	174,2396	30,1	21,4464
16,25	200,9992	60,1944	18,1112
24,375	126,816	90,2944	25,9168
32,5	31,9128	119,9128	31,6432
39,5m	92,4232	74,2496	27,3968
46,5m	185,3064	54,3472	21,80512
53,5m	219,168	40,6432	15,5552
60,5m	188,6872	64,7376	21,5072
67,5m	103,8048	89,0192	27,1992
74,5m	25,3312	113,2096	31,6544

Tab V.9 : Efforts dus a Bt 1 tandem

Bt 2 tandems			
x	m+	m-	T
0m	0	0	59,9264
8,125	348,4792	60,2	42,8928
16,25	401,9984	120,3888	36,2224
24,375	253,632	180,5888	51,8336
32,5	63,8256	239,8256	63,2864
39,5m	184,8464	148,4992	54,7936
46,5m	370,6128	108,6944	43,61024
53,5m	438,336	81,2864	31,1104
60,5m	377,3744	129,4752	43,0144
67,5m	207,6096	178,0384	54,3984
74,5m	50,6624	226,4192	63,3088

Tab V.10 : Efforts dus a Bt 2 tandems

- Convoi MC120

Mc120			
x	m+	m-	T
0m	0	0	95,16568
8,125	523,1264	100,8349	64,4103
16,25	584,4712	200,2454	34,83782
24,375	353,7698	302,4868	81,70299
32,5	106,7134	403,2857	103,666
39,5m	254,8463	244,8205	87,9601
46,5m	538,9765	179,184	67,76426
53,5m	624,2318	135,9613	46,10782
60,5m	546,5499	216,5463	66,19547
67,5m	269,4702	297,7624	87,11259
74,5m	83,50619	378,672	104,0627

Tab V.11 : Efforts dus a MC120

- Convoi D240

D240			
x	m+	m-	T
0m	0	0	149,2877
8,125	748,9933	172,9905	92,21774
16,25	617,1376	345,9165	37,97353
24,375	454,4695	518,9071	129,8171
32,5	182,242	823,3404	187,8032
39,5m	235,2991	358,9744	151,8167
46,5m	751,961	262,7309	106,024
53,5m	803,7537	232,2024	61,81827
60,5m	767,135	369,7742	103,7143
67,5m	269,4275	508,4943	149,6103
74,5m	166,6035	777,6251	192,345

Tab V.12 : Efforts dus à D240

V.3 Répartition transversale des efforts:

➤ INTRODUCTION :

Après la détermination des valeurs des éléments de réduction M.N.T, on doit répartir ces valeurs transversalement, pour cela il existe plusieurs méthodes de répartition, on retiendra la méthode de courbon qui a les conditions suivantes :

- la largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur.
- les entretoises sont supposées infiniment rigides vis-à-vis les poutres.
- les poutres sont parallèles entre elles et soumises aux mêmes liaisons.
- les axes d'entretoises sont perpendiculaires aux axes des poutres.
- les poutres ont des inerties proportionnelles.

Pour notre cas c'est la dalle qui joue un rôle essentiel dans la distribution transversale des efforts cela est du à sa liaison rigide avec les poutres par le biais des connecteurs.

➤ Méthodes de calcul (rappel) :

Les charges sont appliquées sur le hourdis, cette méthode montre que la réaction R_i concentrée P à l'abscisse a est donnée par :

$$R_i = P I_i \Delta_i / \sum I_j \quad \text{avec: } \Delta_i = \sum I_j l_j e / \sum I_j l_j^2$$

Avec I_i : moment d'inertie de la poutre

l_i : abscisse de l'appui A_i

e : abscisse de la charge P

Δ_i : coefficient par le quel il faut multiplier les effets élastiques.

Dans notre cas, les poutres utilisées sont de mêmes inerties et également espacées :

$$\Delta_i = [1 + ((n+1-2i)/n^2 - 1) \times (6e/\lambda)]$$

Avec $l_i = P \Delta_i / n$

n = nombre de poutre (4)

λ = entre axes des poutres (3m)

i = rang de la poutre

A cause de la symétrie, on fait le calcul pour deux poutres.

Calculons d'abord Δ_i :

Pour $i=1$: $\Delta_1 = 1 + (6e/15)$

Pour $i=2$: $\Delta_2 = 1 + (3e/15)$

• **La charge permanente :**

Pour $i=1$

$e=0$

$\Delta_1 = 1$

$\Delta_2 = 1$

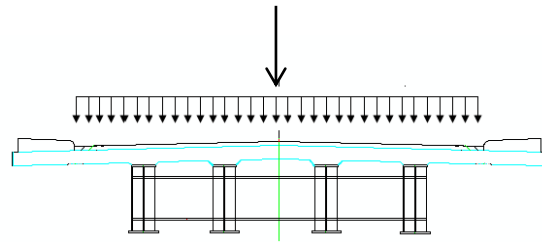


Fig V.10 : Cas de charge permanente.

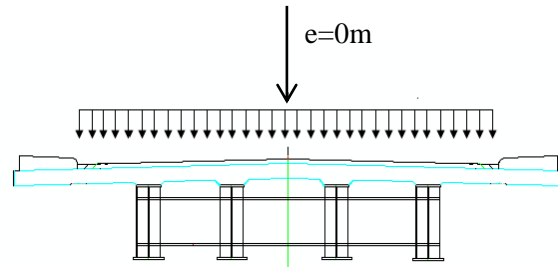
• **le système A (I) :**

3 voie chargées (3m) :

$e=0$

$\Delta_1 = 1$

$\Delta_2 = 1$

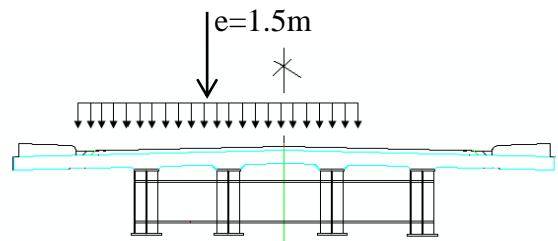


2 voie chargées (6m) :

$e=1.5m$

$\Delta_1 = 1.6$

$\Delta_2 = 1.3$



1 voie chargée (3m) :

$e=3$

$\Delta_1 = 2.2$

$\Delta_2 = 1.6$

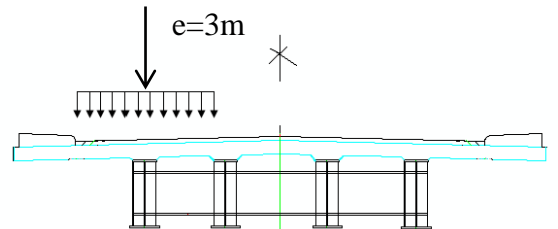


Fig V.11 : System A(I) 1voie chargée

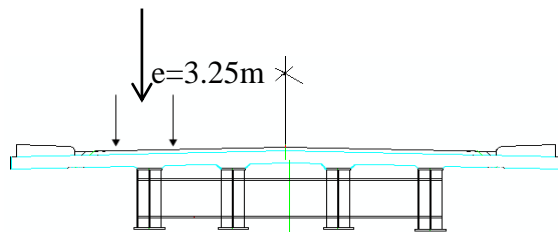
• **le système Bc :**

1fils :

$e=3.25m$

$\Delta_1 = 2.3$

$\Delta_2 = 1.65$

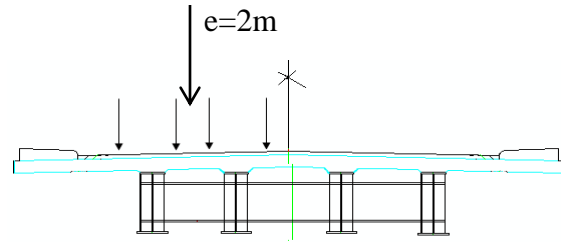


2 fils :

$e=2m$

$\Delta_1=1.8$

$\Delta_2=1.4$



3 fils :

$e=0.75m$

$\Delta_1=1.3$

$\Delta_2=1.15$

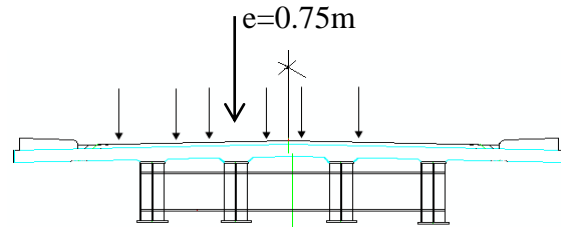


Fig. V.12 : System Bc 1,2 et 3files chargées

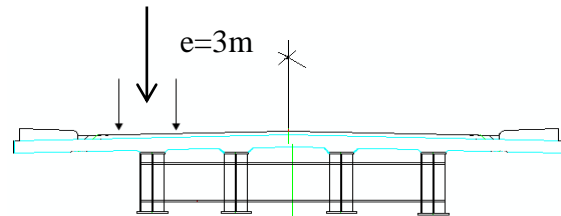
• **le système Bt :**

1 tandem chargée:

$e=3m$

$\Delta_1=2.2$

$\Delta_2=1.6$



2 tandems chargées:

$e=1.5m$

$\Delta_1=1.6$

$\Delta_2=1.3$

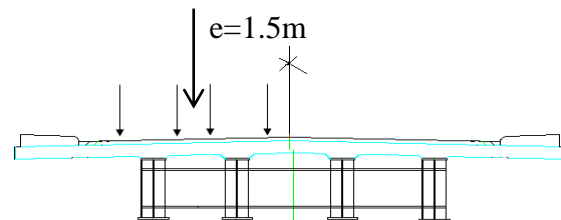


Fig. V.13 : System Bt 1 et 2 tandems chargées.

• **la charge Mc120 :**

$e=1.85m$

$\Delta_1=1.74$

$\Delta_2=1.37$

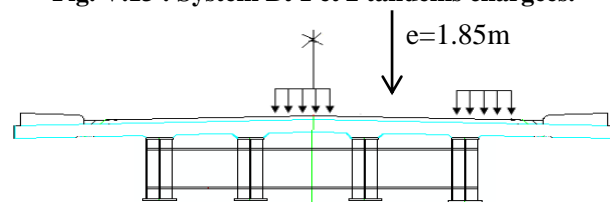


Fig. V.14 : System Mc120.

• **La charge D240 :**

$e=0$

$\Delta_1=1$

$\Delta_2=1$

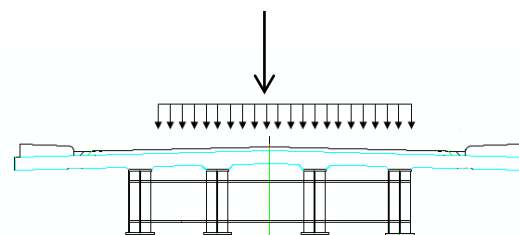


Fig. V.15 : System D240.

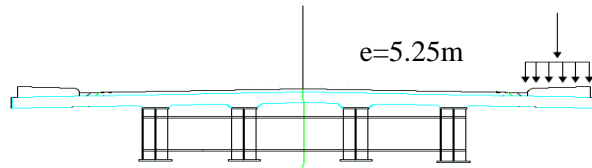
• **Surcharge de trottoir :**

1 trottoire chargée :

$e=5.25m$

$\Delta_1=3.1$

$\Delta_2=2.05$



2 trottoires chargées :

$e=0$

$\Delta_1=1$

$\Delta_2=1$

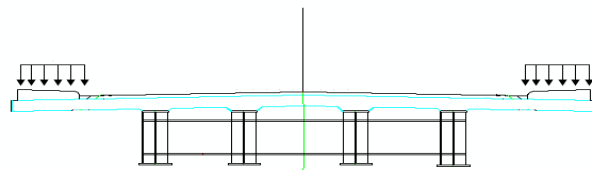


Fig. V.16 : Cas d'un et deux trottoir chargés.

➤ **Coefficient de répartition transversale :**

Charge et surcharge	A (l)			Bc			Bt		Mc120	D240	trottoir		cp
	1 voie	2voies	3voies	1file	2files	3files	1 tandem	2 tandems	/	/	1er trottoir	2eme trottoirs	/
e	3	1,5	0	3,25	2	0,75	3	1,5	1,85	0	5,25	0	0
Δ_1	2.2	1.6	1	2.3	1.8	1.3	2.2	1.6	1.74	1	3.1	1	1
Δ_2	1.6	1.3	1	1.65	1.4	1.15	1.6	1.3	1.37	1	2.05	1	1

Tab V.12 : Coefficients de répartition pour chaque cas de charge.

◆ Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.20
Système BC	1.6	1.20
militaire MC120	1.35	1
Exceptionnelles D₂₄₀	1.35	1
Température (ΔT)	0	0.5
Trottoirs	1.6	1.2

Tab V.13 : les coefficients de combinaison.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

- G : les charges permanentes.
- Q_r : charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.
- W : action du vent.

Les combinaisons des charges prévues sont

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
E.L.U	1,35G +1,6(A(I) +ST)	1
	1,35G +1,6(BC +ST)	2
	1,35G +1,35MC120	3
	1,35G +1,35D240	4
E.L.S	G +1,2(A(I) +ST)	5
	G +1,2(BC +ST)	6
	G +1,2MC120	7
	G + D240	8
	G +1,2(A(I) +ST) +0,5 ΔT	9
	G +1,2(BC +ST) +0,5 ΔT	10
	G +1.2MC120 + 0,5 ΔT	11
	G +D240 +0,5 ΔT	12

Tab V.14 : les combinaisons des charges.

Les résultats de calcul des efforts à chaque section x sont situés dans l'annexe.

CHAPITRE VI : Calcul de la Section Mixte

VI.1-définitions :

On appelle une section mixte la section d'un élément porteur composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent : Il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Nous limiterons notre étude aux matériaux les plus fréquemment utilisés dans les structures de génie civil, à savoir l'acier et le béton.

La section d'une poutre mixte et d'une dalle mixte sont essentiellement sollicitées par des efforts de flexion.

La section d'une poutre mixte est constituée d'un profilé laminé en double té, d'une poutre composée à âme pleine sur lesquels s'appuie une dalle en béton armé ou précontraint.

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs (par exemple des goujons soudés ou des étréquerres clouées). cette liaison est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, l'interface se situant à la face de la semelle supérieure.

VI.2-Hypothèse de calcul :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « Connecteurs ».

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier: } (\delta l / l)_a = \sigma_a / E_a.$$

$$\text{Pour le béton: } (\delta l / l)_b = \sigma_b / E_b.$$

D'après la première hypothèse on a: $(\delta l / l)_a = (\delta l / l)_b \Rightarrow \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$.

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction d' E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Ainsi afin de tenir compte des variations d' E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation :

Sollicitation	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différés	Retrait et température	15
Charge de longue durée	CP	∞

Tab VI.1 : coefficient d'équivalence.

VI.3-Calcul de la section de mixte :**A. Caractéristiques géométriques du PRS :****1) Section a mi-travée :**➤ **Centre de gravité :**

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 838.78 \text{mm} = 0.8387 \text{m}.$$

➤ **Moments d'inertie :**

$$I_x = 24764468859 \text{mm}^4 = 0,02476 \text{ m}^4$$

$$I_y = 890942320 \text{mm}^4 = 0,00089 \text{m}^4.$$

➤ **Surface de section de PRS :**

$$S_a = 58140 \text{mm}^2 = 0,05814 \text{m}^2.$$

2) Section sur la pile :➤ **Centre de gravité :**

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 645.2 \text{mm} = 0.6452 \text{m}.$$

➤ **Moments d'inertie :**

$$I_x = 33222425092 \text{mm}^4 = 0,03322 \text{ m}^4.$$

$$I_y = 1355098746 \text{mm}^4 = 0,00135 \text{ m}^4.$$

➤ **Surface de section de PRS:**

$$S_a = 74660 \text{mm}^2 = 0.07466 \text{m}^2.$$

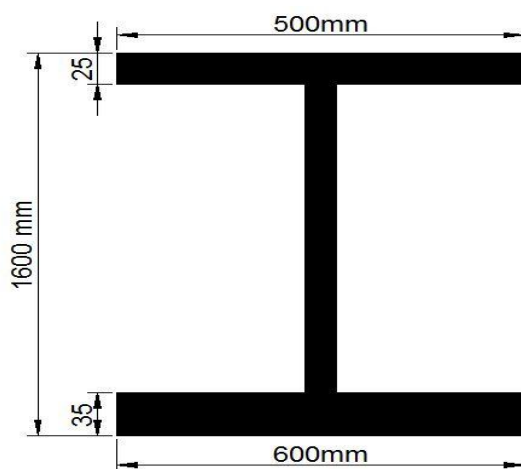


Fig VI.1 La section d'acier a mi- travée

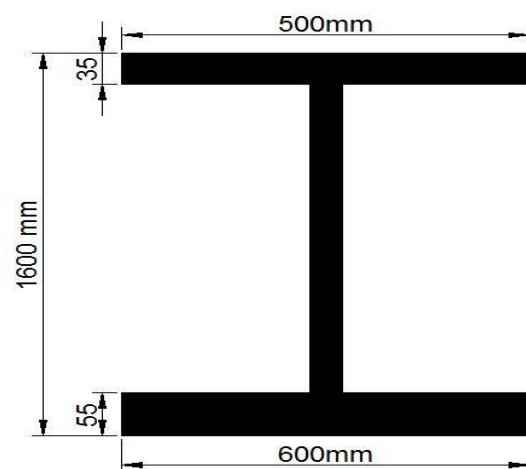


Fig VI.2 La section d'acier sur la pile

B. Caractéristiques géométriques de la dalle:

1) Détermination de la largeur efficace :

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} ; \text{ où}$$

b_0 : entraxe entre les files de goujons extérieures.

$b_{ei} = \min \{ L_e/8 ; b_i \}$ où L_e est la portée équivalente dans la section transversale concernée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité 1 et 2, $\beta_i = 0,55 + 0,025 \times L_e / b_{ei} < 1,0$ avec b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité.

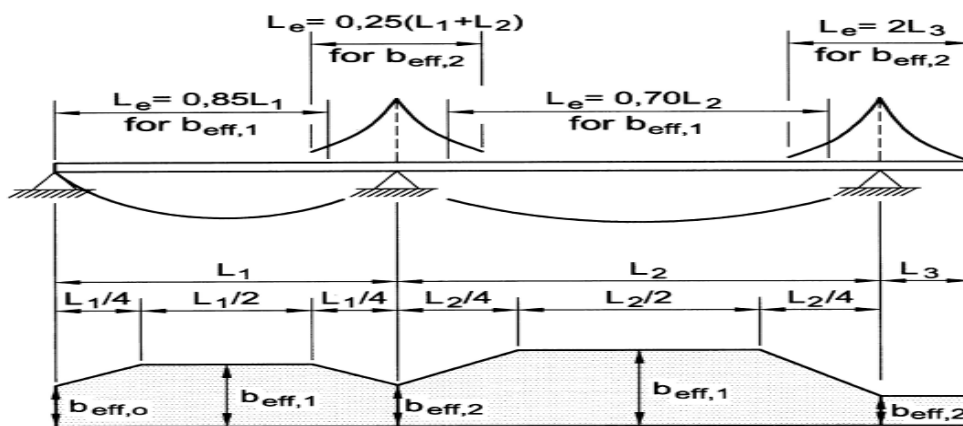


Fig VI.3 Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.

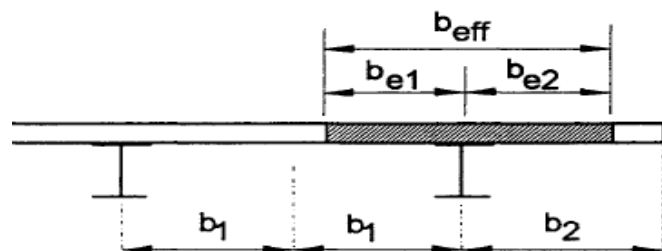
$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \{ L_e/8 ; b_1 \}$$

$$b_{e2} = \min \{ L_e/8 ; b_2 \}$$

on a $b_1 = 1.5\text{m}$

$$b_2 = 1.35\text{m}$$



Calcul de b_{eff1} :

Fig VI.4 : Largeur participante d'une poutre

Alors :

Selon la figure nous avons $L_e = 0.85 \cdot L_1$

$$b_{e1} = \min \{ 0.85 \cdot L_1/8 ; b_1 \} = \min \{ 0.85 \cdot 32.5/8 ; 1.5 \} = \min \{ 3.45 ; 1.5 \} = 1.5\text{m}$$

$$b_{e2} = \min \{ 0.85 \cdot L_1/8 ; b_2 \} = \min \{ 0.85 \cdot 32.5/8 ; 1.35 \} = \min \{ 3.45 ; 1.35 \} = 1.35\text{m}$$

$$\text{Donc : } b_{\text{eff1}} = b_{e1} + b_{e2} = 1.5 + 1.35 = 2.85\text{m}$$

On fait la même chose pour les autres poutres, et on trouve :

$$b_{\text{eff2}} = \min\{0.25(L_1+L_2)/8; 1.5\} + \min\{0.25(L_1+L_2)/8; 1.35\} \Leftrightarrow b_{\text{eff2}} = 2.85\text{m}$$

$$b_{\text{eff3}} = \min\{0.7L_2/8; 1.5\} + \min\{0.7L_2/8; 1.35\} \Leftrightarrow b_{\text{eff2}} = 2.85\text{m}$$

$$b_{\text{eff4}} = \min\{2L_3/8; 1.5\} + \min\{2L_3/8; 1.35\} \Leftrightarrow b_{\text{eff2}} = 2.85\text{m}$$

Pour notre cas on adopte une largeur participante unique sur toutes les sections $b_{\text{eff}} = 2.85\text{m}$.

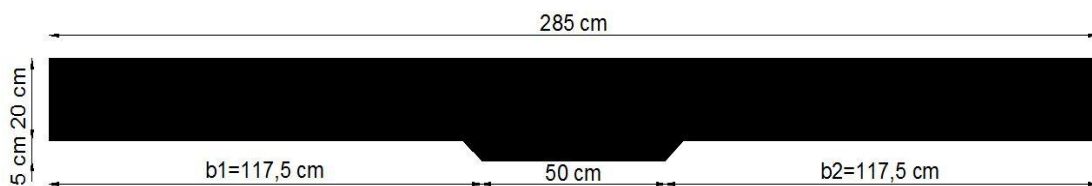


Fig VI.5 : La section de la dalle.

2) Caractéristiques géométriques de la dalle

➤ Centre de gravité:

$$Y_{\text{Gb}} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 146.43\text{mm} = 0.14643\text{m}.$$

➤ Moments d'inertie:

$$I_x = 0.00231\text{m}^4.$$

$$I_y = 0.3865\text{m}^4.$$

➤ Surface de section de béton:

$$S_b = 597500\text{mm}^2 = 0.5975\text{m}^2.$$

C. Caractéristiques géométriques de la section mixte:

1) Calcul de surface :

Section a mi-travée:

$$S_n = S_a + (S_b/n).$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence ($n = \infty, 18, 15, 6$)

$$S_a = 0,05814 \text{ m}^2.$$

$$S_b = 0,5975 \text{ m}^2.$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\infty} = 0,05814 \text{ m}^2. \\ S_{18} = 0,09133 \text{ m}^2. \\ S_{15} = 0,09797 \text{ m}^2. \\ S_6 = 0,15772 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Section sur la pile :**

$$S_n = S_a + (S_b/n).$$

$$S_a = 0,07466 \text{ m}^2.$$

$$S_b = 0,5975 \text{ m}^2.$$

Ce qui donne

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\infty} = 0,07466 \text{ m}^2. \\ S_{18} = 0,10785 \text{ m}^2. \\ S_{15} = 0,11449 \text{ m}^2. \\ S_6 = 0,17424 \text{ m}^2. \end{array} \right.$$

2) **Position du centre de gravité de la section mixte :**

Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à la section mixte:

$$\int_s y \cdot ds = \int_{sb} y (dS_b / n) + \int_{sa} y dS_a = 0$$

On a donc :

$$(b \cdot (S_b/n) + a \cdot S_a = 0; a + b = c)$$

$$a_n = S_b \times c / n \times S_n; b_n = S_a \times c / S_n.$$

c : distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier.

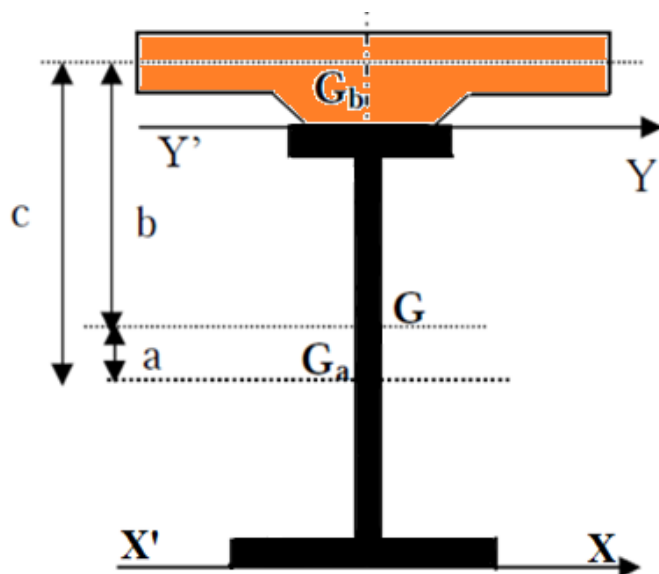


Fig VI.6 : Centre de gravité de la section mixte

• **Section a mi-travée:**

$$C = h - Y_{GA} + Y_{GB} = 1500 - 838.78 + 146.43$$

$$C = 907.65 \text{ mm} = 0.90765 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\infty} = 0 \text{ m.} \\ a_{18} = 0.3298 \text{ m.} \\ a_{15} = 0.3690 \text{ m.} \\ a_6 = 0.5730 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\infty} = 0.9076 \text{ m.} \\ b_{18} = 0.5778 \text{ m.} \\ b_{15} = 0.5386 \text{ m.} \\ b_6 = 0.3345 \text{ m.} \end{array} \right.$$

• **Section sur la pile:**

$$C = h - Y_{GA} + Y_{GB} = 1600 - 645.2 + 146.43$$

$$C = 1001.23 \text{ mm} = 1.10123 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\infty} = 0 \text{ m.} \\ a_{18} = 0.3389 \text{ m.} \\ a_{15} = 0.3831 \text{ m.} \\ a_6 = 0.6293 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\infty} = 1.10123 \text{ m.} \\ b_{18} = 0.7623 \text{ m.} \\ b_{15} = 0.7181 \text{ m.} \\ b_6 = 0.4718 \text{ m.} \end{array} \right.$$

3) L'inertie de la section mixte :

L'inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité **G** se donne par la formule suivante:

$$I = I_A + (I_B / n) + (S_a \cdot S_b / n \cdot S_n) \times c^2.$$

I_A : moment d'inertie propre de l'acier par rapport à G_a .

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à G_b .

➤ **Section a mi-travée:**

$$\begin{cases} I_{\infty}=0.02476\text{m}^4. \\ I_{18}=0.02503\text{m}^4. \\ I_{15}=0.02510\text{m}^4. \\ I_6=0.02589\text{m}^4. \end{cases}$$

➤ **Section sur la pile:**

$$\begin{cases} I_{\infty}=0.03322\text{m}^4. \\ I_{18}=0.03367\text{m}^4. \\ I_{15}=0.03378\text{m}^4. \\ I_6=0.03517\text{m}^4. \end{cases}$$

A. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte :

La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant :

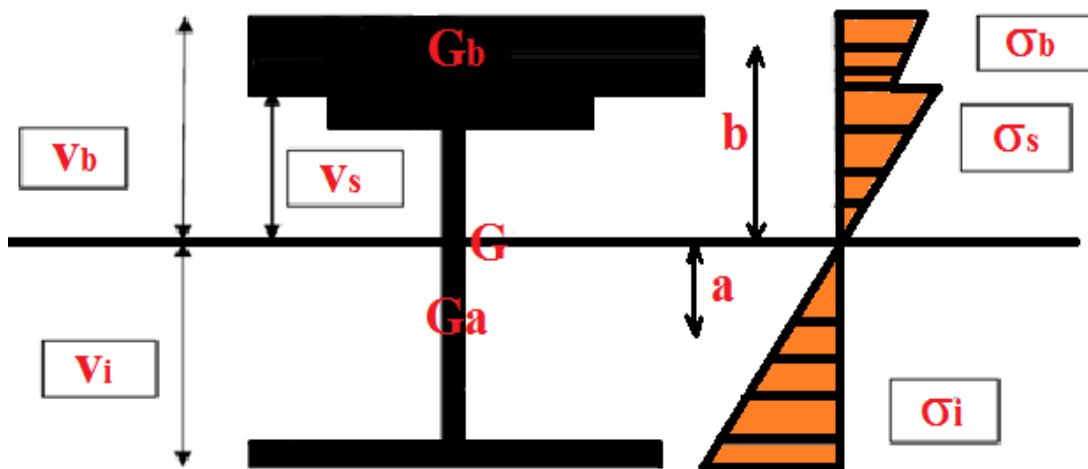


Fig VI.7 : Distribution des contraintes

$$V_{bn} = bn + 0,10357.$$

$$V_{sn} = bn - 0,14643.$$

$$V_{in} \text{ (mi-travée)} = a_n + 0,83878.$$

$$V_{in} \text{ (sur la pile)} = a_n + 0,6452.$$

$$W_s = (I/V_s); W_b = (I/V_b); W_i = (I/V_i).$$

I_a : inertie de la section d'acier, I_b : inertie de la section béton.

S_b : section de la dalle participante, S_b : section de la poutre d'acier.

W_b : moment statique par rapport à la section béton

W_s : moment statique par rapport à la semelle supérieur.

W_i : moment statique par rapport à la semelle inférieur.

Tab VI.2 : Tableau récapitulative de la section mixte a mi-travée.

n	∞	18	15	6
S _a (m ²)	0,05814	0,05814	0,05814	0,05814
S _b (m ²)	0,5975	0,5975	0,5975	0,5975
c(m)	0,90765	0,90765	0,90765	0,90765
S _n (m ²)	0,05814	0,09133	0,09797	0,15772
a _n (m)	0	0,32989092	0,36903874	0,57308403
b _n (m)	0,90765	0,57780325	0,53864215	0,33458516
I _n (m ⁴)	0,02476	0,02503354	0,02510092	0,02589729
V _{sn} (m)	0,76122	0,43137325	0,39221215	0,18815516
V _{in} (m)	0,83878	1,16867092	1,20781874	1,41186403
V _{bn} (m)	1,01122	0,68137325	0,64221215	0,43815516
W _{sn} (m ³)	0,032526733	0,05803221	0,06399832	0,13763795
W _{in} (m ³)	0,029519063	0,02142052	0,02078202	0,01834262
W _{bn} (m ³)	0,024485275	0,03673984	0,03908509	0,0591053

Tab VI.3 : Tableau récapitulative de la section mixte sur la pile.

n	∞	18	15	6
S _a (m ²)	0,07466	0,07466	0,07466	0,07466
S _b (m ²)	0,5975	0,5975	0,5975	0,5975
c(m)	1,10123	1,10123	1,10123	1,10123
S _n (m ²)	0,07466	0,10785	0,11449	0,17424
a _n (m)	8,81308E-33	0,33894036	0,38313968	0,62938564
b _n (m)	1,10123	0,76233502	0,71812238	0,47186543
I _n (m ⁴)	0,03322	0,03367247	0,03378691	0,03517601
V _{sn} (m)	0,9548	0,61590502	0,57169238	0,32543543
V _{in} (m)	0,6452	0,98414036	1,02833968	1,27458564
V _{bn} (m)	1,2048	0,86590502	0,82169238	0,57543543
W _{sn} (m ³)	0,034792627	0,05467153	0,05909981	0,10808906
W _{in} (m ³)	0,051487911	0,03421511	0,03285579	0,027598
W _{bn} (m ³)	0,027573041	0,03888703	0,04111869	0,06112938

✓ **la section mixte sur pile avec armatures (Moment négatif):**

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$$B = 0.5975 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{\text{armature}} = 0,01 \times 0.5975 = 5.975 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 59.75 \text{ cm}^2$$

Pour une valeur de 59.75 cm², on opte pour le choix de 24HA18, qui nous donne une section d'armature $A_s + A_i = 61.07 \text{ cm}^2$.

• **Centre de gravité de la section d'acier avec armatures :**

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{0.586 \cdot 0.1016 + 1.515 \cdot 0.009575}{0.1016 + 0.009575}$$

$$Y_G = 0.72117 \text{ m} = 721.17 \text{ mm}$$

$$C = h - Y_{GA} + Y_{GB} = 1600 - 721.17 + 146.43$$

$$C = 980.43 \text{ mm} = 0.98 \text{ m}$$

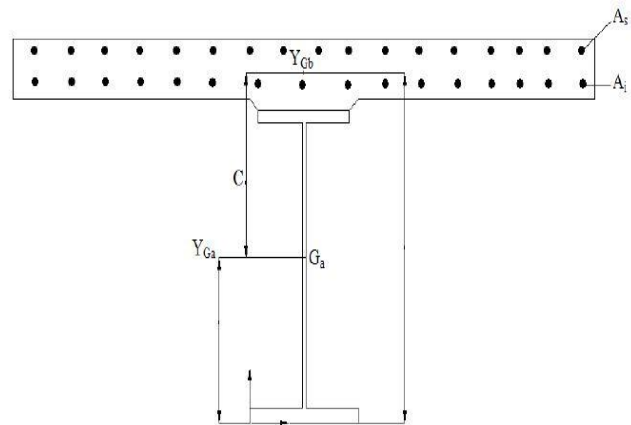


Fig VI.8 : Section sur pile

Tab VI.4 : Tableau récapitulative de la section mixte sur la pile avec armatures

n	∞	18	15	6
$S_a \text{ (m}^2\text{)}$	0,07466	0,07466	0,07466	0,07466
$S_b \text{ (m}^2\text{)}$	0,5975	0,5975	0,5975	0,5975
$c \text{ (m)}$	0,98043	0,98043	0,98043	0,98043
$S_n \text{ (m}^2\text{)}$	0,07466	0,10785	0,11449	0,17424
$a_n \text{ (m)}$	7,84633E-33	0,30176012	0,34111097	0,56034485
$b_n \text{ (m)}$	0,98043	0,67871028	0,63934757	0,4201039
$I_n \text{ (m}^4\text{)}$	0,03322	0,03360526	0,03370129	0,03485025
$V_{sn} \text{ (m)}$	0,834	0,53228028	0,49291757	0,2736739
$V_{in} \text{ (m)}$	0,6452	0,94696012	0,98631097	1,20554485
$V_{bn} \text{ (m)}$	1,084	0,78228028	0,74291757	0,5236739
$W_{sn} \text{ (m}^3\text{)}$	0,039832134	0,06313452	0,06837105	0,12734224
$W_{in} \text{ (m}^3\text{)}$	0,051487911	0,03548751	0,03416903	0,0289083
$W_{bn} \text{ (m}^3\text{)}$	0,030645756	0,04295808	0,04536343	0,06654952

VI.4 Le retrait du béton :

a) Définition :

On désigne le raccourcissement lent dans le temps d'un élément, indépendamment de la charge. Le retrait est causé par l'évaporation de l'eau passive et par le rétrécissement du gel de ciment enrobant les granulats.

La composition du béton, la géométrie de la pièce et les conditions climatiques sont les facteurs qui influencent ce retrait ; on distingue trois origines physiques de retrait :

1) Retrait thermique ϵ_{th} :

Le retrait thermique résulte du gradient thermique entre l'acier et le béton au moment de la prise. Il se développe lorsque le béton se refroidit après sa prise. En effet, la réaction d'hydratation du ciment est fortement exothermique et conduit à un échauffement du béton lors de la prise. La valeur du retrait thermique gêné par la connexion du béton au métal dépend de l'écart de température entre le béton lors de sa prise et la charpente métallique. Cet écart dépend de trois facteurs :

- l'épaisseur de la dalle ;
- le dosage en ciment, la nature du ciment et la formulation du béton ;
- les conditions de bétonnage : calorifugeage des coffrages, température extérieure . . .

Pour fixer les idées, il est intéressant de donner l'ordre de grandeur de l'effet des différents paramètres, pour une dalle de 30 centimètres d'épaisseur moyenne, pour une température extérieure de 10 degrés. L'écart de température moyen entre le béton et le métal est de 15 °C, si l'on emploie un béton ordinaire, coulé sur un coffrage métallique.

Cet écart de température augmente :

- de 10 °C avec un ciment à prise rapide ;
- de 5 °C avec l'utilisation d'un coffrage bois ;
- de 10 °C avec l'utilisation d'un coffrage calorifugé.

L'expérience acquise sur les chantiers montre clairement que, tant que l'épaisseur de béton reste inférieure à 30 cm les effets thermiques sont nuls ou très faibles.

Le retrait thermique peut donc atteindre, selon le dosage et la nature du ciment, 400 à 500.10⁻⁶ au cœur des pièces dès que l'épaisseur dépasse une certaine valeur.

Par ailleurs la température maximale est atteinte environ 10 heures après le bétonnage avec un ciment à prise rapide et 20 heures après le bétonnage avec un ciment classique.

Il est intéressant de choisir l'heure de bétonnage pour faire en sorte que le pic de température soit atteint au moment où la température extérieure est la plus élevée.

Ainsi si $AT = 15$ °C (cas courant pour une dalle de 30 cm d'épaisseur),

2) Retrait endogène ϵ_{ca} :

Le retrait endogène est dû à la déformation de la pâte de ciment au cours de son hydratation ; il est attribué au fait que le volume des hydrates formés est inférieur de 8 à 10 % à la somme des volumes des constituants consommés dans la réaction ; après la prise, le retrait observé est nettement inférieur à cette valeur, car le squelette minéral déjà constitué s'oppose, par sa rigidité mécanique croissante, à ce retrait.

Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.

Ce retrait reste cependant varie entre $(0.5 \text{ et } 1.1) \cdot 10^{-4}$ pour les bétons dont le rapport E/C est supérieur à 0,45 mais il augmente très vite quand ce rapport tombe en-dessous de 0,40 et peut atteindre 3×10^{-4} .

Ces valeurs sont celles d'un béton non armé. La présence des armatures les réduit d'environ 15 %, lorsque l'on considère le retrait de la dalle de béton armé.

3) Retrait de dessiccation ϵ_{cd} :

Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton ; Même s'il s'effectue sur le long terme, le retrait de dessiccation commence dès le coulage du béton.

Le processus de dessiccation ne commence qu'au décoffrage.

Les retraits de dessiccation apparents, ainsi mesurés, varient entre 2 et 6×10^{-4} , et dépendent de nombreux paramètres, qui sont, par ordre d'influence décroissante:

- L'épaisseur de la pièce.
- La porosité, ou la teneur en eau libre du béton.
- Le volume de pâte et la finesse du liant.

b) La formulation de bétons à faible retrait :

Dans le Cas de la dalle coulée en place la démarche doit tenir compte, avant tout, des épaisseurs de la dalle:

- ◆ Si le refroidissement de la dalle n'est pas gêné et si son épaisseur est partout inférieure à 20 cm, il y a peu de retrait thermique et, sauf utilisation d'un béton HP (et notamment un béton à montée rapide en résistance), le retrait total reste modéré.
- ◆ Si l'épaisseur est supérieure à 30 cm, il faut limiter la chaleur d'hydratation (au niveau de la formulation du béton) ou utiliser des techniques qui permettent d'en limiter les effets mécaniques (via des isolations thermiques ou le phasage du bétonnage).

- ◆ Entre 20 et 30 cm, l'ensemble des paramètres influents devra être considéré, notamment les conditions d'environnement et le degré d'isolation thermique du coffrage de l'intrados.

Pour diminuer l'intensité de la fissuration, on pourra utiliser les voies suivantes :

- Utiliser un ciment CPA prise mer (a faible % en aluminates) sans dépasser 350kg/m^3 .
- Compléter la granulométrie du béton avec un tiller calcaire (de taille moyenne inférieure à $0,5\ \mu\text{m}$).
- Optimiser la compacité du squelette granulaire.
- Réduire la teneur en eau initiale en utilisant un super plastifiant dosé à saturation.

c) Calcul du retrait a la mise en service :

Le calcul de ε_{cs} nécessite de connaître l'âge t du béton à l'instant t_{ini} considéré.

A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots.

• Retrait endogène :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty).$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 (35 - 10) 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5}.$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1 - 0,15 = 0,85.$$

$$\text{D'où on déduit } \varepsilon_{ca}(t) = 0,85 \times 6,25 \cdot 10^{-5} = 5,31 \times 10^{-5}.$$

• Retrait de dessiccation :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd0}.$$

ε_{cd0} est appelé retrait de dessiccation de référence et calculé par :

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} (f_{cm}/f_{cm0}))] \times 10^{-6} \beta_{rh}.$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 60 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{rh} = 1,55 [1 - (R_H/100)^3] = 1,2152$$

f_{cm0} est une valeur de référence de la résistance à la compression égale à 10 MPa.

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a : $\alpha_{ds1} = 4$; $\alpha_{ds2} = 0,12$.

$$\text{D'où on déduit : } \varepsilon_{cd0} = 4,48 \times 10^{-4}.$$

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen h_0

Avec : $h_0 = (2Ac/u) = (2.45 \times 2 / 9.865) = 0.4967 \text{ m} = 496.7 \text{ mm}$.

$Ac = 2.45 \text{ m}^2$ est l'aire de la section de béton et u le périmètre exposé à la dessiccation.

u s'obtient en soustrayant au périmètre réel $p = 23.9657 \text{ m}$ les longueurs qui ne sont pas en contact direct avec l'atmosphère (c'est-à-dire la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité) :

$$h_0 = 496.7 \text{ mm} \Rightarrow k_h = 0.6.$$

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence,

est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / (t - t_s + 0.04(h_0^3)^{0.5}) = 0.1$$

$$\text{D'où on déduit : } \varepsilon_{cd}(t) = 0.1 \times 0.6 \times 4.48 \times 10^{-4} = 2.688 \times 10^{-5}.$$

• **Retrait à la mise en service :**

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 5.31 \times 10^{-5} + 2.688 \times 10^{-5} = 7.998 \times 10^{-5}$$

d) Calcul du retrait au temps infini :

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre t vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit :

$$\beta_{as}(\infty) = 1 ; \beta_{ds}(\infty, t_s) = 1.$$

Par suite on a :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 6,25 \cdot 10^{-5} ; \varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) k_h \varepsilon_{cd0} = 1 \times 0.6 \times 4.48 \times 10^{-4} = 2.688 \times 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = (0.625 + 2.688) \times 10^{-4} = 3.313 \times 10^{-4}.$$

e) Calcul du retrait de thermique :

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage.

La valeur de ΔT est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe.

En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \Delta T = 2 \times 10^{-4} \text{ ce qui est relativement élevé.}$$

$$\text{Avec } \alpha_{th}^c = 10^{-5}.$$

L'allongement du béton, qui résulte de sa montée en température, est donc partiellement transmis au métal par la connexion. De plus, la poutre métallique au contact avec la dalle subit un certain échauffement, qui diminue d'autant l'effet du retrait thermique.

Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \Delta T / 2 = 1 \times 10^{-4}$$

f) Bilan de retrait :

Pour les vérifications à la mise en service, on applique un retrait de $7,998 \cdot 10^{-5} + 10^{-4} = 1,7998 \cdot 10^{-4} \approx 1,8 \cdot 10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné. Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $3,313 \cdot 10^{-4}$ à la totalité de la dalle, après achèvement des phases de bétonnage.

g) Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits:

- Nous considérons une poutre à inertie constante.
- $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement (Figure a et b).

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

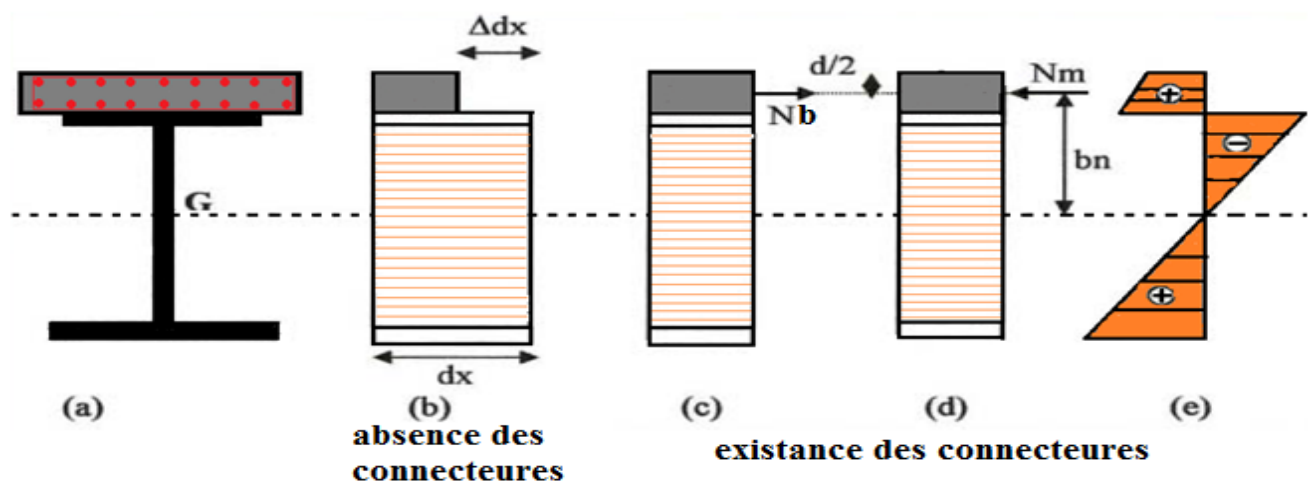


Fig VI.9 : effet de retrait.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$

Avec: $E_b = E_a / n$ et ε_r : coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r \cdot dx$ (figure b), avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à :

$$\varepsilon_r = 1,8 \cdot 10^{-4}.$$

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n ($n=15$) une force de réaction (fig d), et on obtient :

- Un effort normal de compression : $N_m = -Nb$.
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \cdot \omega$.

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -Nb \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -Nb \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{b2} = (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$.

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b \pm \eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \cdot \sigma_b - (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$.

➤ **Notation :**

n=15 (coefficient d'équivalence).

$$\beta = Bn / (Bn + A) = B_{15} / (B_{15} + A).$$

B_{15} : Section du béton rendue homogène pour **n = 15**.

B : Section du béton.

A : Section d'acier.

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour $n=15$; $\omega = B_{15} \cdot b_{15}$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=15$.

$$\beta = B_{15} / (B_{15} + A) = (0.5975 / 15) / ((0.5975 / 15) + 0.05814) = 0.406.$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15} = 0.538 \times (0.9575/15) = 0.0214.$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r = (E_a / n) \varepsilon_r = (2.1 \times 10^5 / 15) \times 1.8 \times 10^{-4} = 2.52 \text{ Mpa.}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 2.52 \times 0.0214 = 0.0539 \text{ MN.m}$$

a) **Contraintes résultantes:**

Dans le béton :

$$\sigma_{br} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - (M / W_b) = 2.52(1 - 0.406) - (0.0539 / 0.039) = 0.114 \text{ Mpa.}$$

Dans l'acier:

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (M / W_s) = -15 \times 0.406 \times 2.52 - 15(0.0539 / 0.0639) = -28 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b + n \cdot (M / W_i) = -15 \times 0.406 \times 2.52 + 15(0.0539 / 0.0207) = 23.71 \text{ Mpa.}$$

b) **Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$**

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 0.114 = 0.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -28 = -36.96 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 23.71 = 31.29 \text{ Mpa.}$$

VI.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

La combinaison d'ELU est la plus défavorable = 1,35G+1,6(AL+ST)

La contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant T doit satisfaire à la condition suivante : $\tau_{\max} = (T/h \cdot e) \leq \tau_{\text{adm}} = 0.6 \sigma_e$

e : l'épaisseur de l'âme ; h : la hauteur de l'âme.

Pour appliquer il faut que : $A_{\text{semelle}} > 15\% A_t$.

$$A_{\text{semelle}} = 21000 \text{ mm}^2 > 0.15 \times 58140 = 8721 \text{ mm}^2.$$

On a un effort tranchant maximum égale a :

Section sur appuie : $T = 177,23 \text{ t}$;

Section a mi- travée : $T = 133,305 \text{ t}$.

$$\text{sur appuie : } \tau_{\max} = (T/h \cdot e) = (177.33 / 1.51 \times 0.016) = 7339,8 \text{ t/m}^2 = 73,39 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } \tau_{\max} = 73,39 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 0,6 \times 355 = 213 \text{ Mpa.}$$

$$\text{a mi- travée : } \tau_{\max} = (T/h \cdot e) = (133,305 / 1,540 \times 0,016) = 5410,1 \text{ t/m}^2 = 54,1 \text{ Mpa.}$$

Alors : $\tau_{\max}=54.1\text{Mpa} < \tau_{\text{adm}}=0,6 \times 355=213\text{Mpa}$.

Le cisaillement maximal au niveau des sections les plus sollicitées est vérifié.

VI.6 Dénivellation des appuis :

Dans le calcul de la section mixte nous avons considéré une hypothèse qui a ces avantages :

La liaison acier -béton. Toutefois, on notera qu'une section mixte fonctionne normalement lorsque le béton est comprimé, l'hypothèse considérée se trouve non valable dans le cas de la traction dans le béton ; deux cas peuvent être à l'origine de la traction dans le béton :

- Les moments négatifs sur les appuis intermédiaires d'une travée continue
- Les effets linéaire différé (retrait, température)

Les prescriptions relatives à la limitation de la traction dans le béton son :

- A vide : le béton ne doit pas être tendue sous l'effet des charges permanentes et les effets linéaire différé.

- En charge : sous l'effet combiné des charges à vide et des surcharges on admet de faible traction dans le béton d'où faible fissuration de béton. On se doit ainsi de vérifier la section tendue (section fissuré).

Afin de remédier à ce problème de traction on doit créer une pré-compression de la dalle pour au moins annuler la traction à vide dans le béton par :

- Introduction d'une force de précontrainte à l'aide de câbles ancré de part et d'autre de la zone tendue.

- En créent des dénivellations d'appuis après construction du pont.

- En créent des dénivellations d'appuis provisoire avant le bétonnage : on coulera le béton sur la fibre supérieur d'acier tendue. Quand le béton fait prise on ramène l'appui à sa position définitive. Ainsi la membrure supérieure en acier passe de l'état tendue a l'état comprimé et tend à ce raccourcir, elle entraine avec elle le béton et le comprime.

Parmi les trois techniques de pré compression de la dalle On opte pour la dénivellation d'appuis provisoire avant le bétonnage.

➤ Principe de calcul :

Pour le calcul de la dénivellation, on doit pré-comprimé la dalle avec une contrainte σ_b tell que sous l'action des charges permanentes ; la contrainte dans le béton soit tout au plus nulle :

$$\sigma_b \geq \sigma_b \text{ (ccp+cp)}$$

$$M = \frac{\sigma_b (ccp + cp)}{Wb} \leq \frac{\sigma_b}{Wb}$$

a. Dénivellation retour n=18 :

La dénivellation des appuis est calculée à partir de la formule de Clapeyron.

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

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

On suppose que l'inertie est constante et $M_0 = M_4 = 0$ et $L_1 = L_4 = 32.5m, L_2 = L_3 = 42m$.

L_i : Longueur de la travée « i ».

M_i : Moment fléchissant au niveau de l'appui « i ».

Δ_i : Déplacement de l'appui « i ».

- **pour le premier appui « i=1 » :**

$$M_1 = - \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1}{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \quad \text{tell que : } \alpha_1 = \frac{32.5}{42} = 0.773$$

donc :

$$\Delta_1 = - \frac{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1}{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{L^2}{6EI} M_1 \quad \text{alors } \Delta_1 = - \frac{(2 \cdot 0.773 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1}{\left(\frac{1}{0.773} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{42^2}{6EI} (-420,982)$$

Donc $\Delta_1 = 0.2243m = 22.43 \text{ cm}$

- **pour le deuxième appui « i=2 » :**

Après la résolution du système :

$$M_2 = - \frac{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1}{(2\alpha_2 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_2 \quad \text{tell que : } \alpha_2 = \frac{42}{42} = 1$$

donc :

$$\Delta_2 = - \frac{(2\alpha_2 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1}{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{L^2}{6EI} M_2 \quad \text{alors } \Delta_2 = - \frac{(2 \cdot 1 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1}{\left(\frac{1}{1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{42^2}{6EI} (-455,4175)$$

Donc $\Delta_2 = 0.3122m = 31.22 \text{ cm}$

b. Dénivellation aller n=∞ :

Au cours de dénivellation allé, seule l'acier travaille puisque le béton n'est pas encore coulé n=∞.

- **pour le premier appui « i=1 » :**

$$M_1 = - \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) + 1}{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \quad \text{tell que : } \alpha_1 = \frac{32.5}{42} = 0.773 ; \Delta_1 = 0.2243\text{m}$$

$$\text{donc : } M_1 = - \frac{\left(\frac{1}{0.773} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) + 1}{(2 \cdot 0.773 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{42^2} 0.2243$$

$$M_1 = -416.03\text{t.m}$$

- **pour le deuxième appui « i=2 » :**

$$M_2 = - \frac{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) + 1}{(2\alpha_2 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \quad \text{tell que : } \alpha_2 = \frac{42}{42} = 1 ; \Delta_2 = 0.3122\text{m}$$

$$\text{donc : } M_2 = - \frac{\left(\frac{1}{1} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) + 1}{(2 \cdot 1 + 2)(2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{6EI}{42^2} 0.3122$$

$$M_1 = -450.18\text{t.m}$$

VI.7 Vérification à l'état limite de service :

1) Vérification des contraintes normales :

On procédera la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de semelle « $\sigma_{a\ inf.}$ » et dans la semelle supérieur « $\sigma_{a\ sup.}$ » ainsi que la contrainte de compression de béton « σ_B ». Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

➤ **Pour l'acier :**

$$\sigma_{a\ sup.} \leq \sigma_{a\ c} \text{ (}\sigma_{a\ c} \text{: la contrainte admissible dans le cas de compression de semelle)}$$

$$\sigma_{a\ inf.} \leq \sigma_{a\ tr} \text{ (}\sigma_{a\ tr} \text{: la contrainte admissible dans le cas de traction de semelle)}$$

$$\sigma_{a\ c} = 2/3\sigma_e = 237\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{a\ tr} = 3/4\sigma_e = 266.25\text{Mpa.}$$

➤ **Pour le béton :**

σ_{bc} : la contrainte admissible dans le béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 21\text{Mpa.}$$

2) Etapes de vérification :

Les contraintes dues aux différentes étapes sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à ce qu'on arrive à l'étape où les surcharge sont considérées ;(04) quatre étapes de calcul sont considérer pour le calcul des contraintes, ces dernier suivent les phases de construction de l'ouvrage.

◆ **Etape (1) :**

Mise on place de l'ossature métallique est de dénivellation aller

$$n=\infty \begin{cases} \sigma_{s1} = (M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / w_s \\ \sigma_{i1} = -(M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / w_i \\ \sigma_b = 0 \end{cases}$$

◆ **Etape (2) :**

Dans cette étape on procède à la dénivellation retour après prise du béton, la section travaille en mixte:

$$n=18 \begin{cases} \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + M_{\Delta(\text{retour})} / w_s \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - M_{\Delta(\text{retour})} / w_i \\ \sigma_{b2} = M_{\Delta(\text{retour})} / w_b \end{cases}$$

◆ **Etape (3) :**

Sous l'effet du CCP n=18 et retrait n=15

$$n=18 \begin{cases} \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} + M_{(\text{CCP})} / W_s \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{\text{retrait}} - M_{(\text{CCP})} / W_i \\ \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + M_{(\text{CCP})} / W_b \end{cases}$$

◆ **Etape (4) :**

On considère l'effet des surcharges avec n=6 moments positifs

Ces moments provoquent des contraintes de compression dans le béton et dans l'acier.

$$n=6 \begin{cases} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} + M / W_s \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} - M / W_i \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + M / n \cdot W_b \end{cases}$$

VI.7.1 : Vérification des contraintes sur la section mi travée.

$$\sigma_b = M / n W_b ;$$

$$\sigma_s = M / W_s ;$$

$$\sigma_i = - M / W_i ;$$

charges	n	M (t.ml)	σ_B (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
CP	∞	147.18	0	68.37	-49.85
Δ_{aller}	∞	-254	0	-78.09	86.04
Δ_{retour}	18	227.86	3.44	39.26	-106.3
CCP	18	-80.90	-1.22	-13.94	37.76
Retrait	15	5.39	0.0919	0.842	-2.59
Surcharge routière	6	312,878	8.82	22.73	-170.58
$\sigma_1 = \sigma_{cp} + \sigma_{\Delta_{\text{aller}}}$			0	-9.72	36.19
$\sigma_2 = \sigma_1 + \sigma_{\Delta_{\text{retour}}}$			3.44	29.54	-70.11
$\sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} + \sigma_{\text{CCP}}$			2.3119	16.442	-34.94
$\sigma_{s4} = \sigma_{s3} + \sigma_{\text{surcharge}}$			11.13	39.172	-205.52
Vérification			11.13 < 21	39.172 < 226.25	205.52 < 237

Tab VI.5 : Vérification des contraintes sur la section mi travée

VI.7.2 : Vérification des contraintes sur la section de pille.

charges	n	M (t.ml)	σ_B (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
CP	∞	-294.367	0	-73.9	57.17
Δ_{aller}	∞	-450.18	0	-113.02	87.43
Δ_{retour}	18	455,4175	5.88	72.135	-128.33
CCP	18	-161.813	-2.092	-25.63	45.59
Retrait	15	5.39	0.0792	0.788	-1.577
Surcharge routière	6	-310.89	-7.78	-24.413	107.54
$\sigma_1 = \sigma_{cp} + \sigma_{\Delta_{\text{aller}}}$			0	-186.92	144.6
$\sigma_2 = \sigma_1 + \sigma_{\Delta_{\text{retour}}}$			5.88	-114.785	16.27
$\sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} + \sigma_{\text{CCP}}$			3.867	-139.627	60.283
$\sigma_{s4} = \sigma_{s3} + \sigma_{\text{surcharge}}$			-3.913	-164.04	167.823
Vérification			3.913 < 21	164.04 < 226.25	167.823 < 237

Tab VI.6 : Vérification des contraintes sur la section de pille

VI.8 Vérification de l'âme au voilement:



Fig.VI-10 Voilement d'une plaque mince.

Le voilement est le phénomène d'instabilité des plaques minces sollicitées dans leur plan ; considérons, par exemple, la plaque rectangulaire non voilée de la figure (fig-VI-7-a) parfaitement plane, articulée sur ses quatre bords et comprimée dans la direction de l'axe x, si, pour une contrainte σ_x faible, on impose à la plaque une déformation w hors du plan, elle va revenir à sa position initiale après suppression de la cause ayant engendré la déformation.

Pour une certaine contrainte $\sigma_x = \sigma_{crB}$ plus élevée. La plaque reste dans sa position déformée et forme une cloque (fig.-VI-7-b) ; elle est donc en équilibre indifférent(ou métastable) et on dit qu'elle a voilé.

La contrainte σ_{crB} pour laquelle le voilement se produit est appelée contrainte critique de voilement élastique (l'indice B provient de l'allemand Beulen).

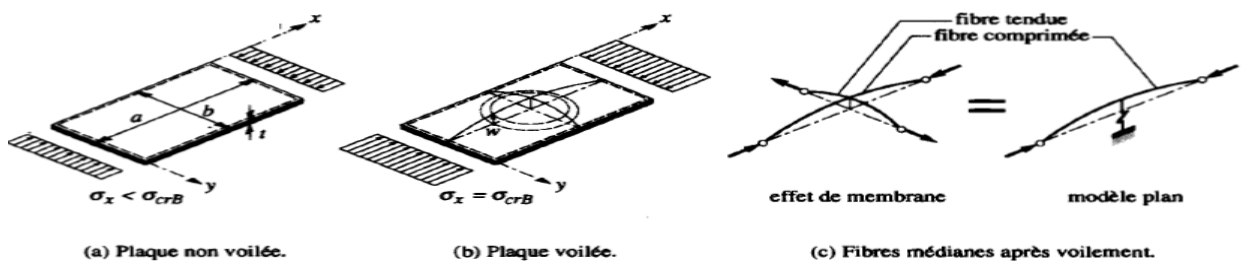


Fig.VI-11 le développement du voilement d'une plaque mince.

Cependant, contrairement au flambage et au déversement d'une barre, le voilement élastique ne correspond pas à la ruine de la plaque. En effet, si l'on continue de charger la plaque déjà voilée, elle va pouvoir résister davantage, au contraire d'une barre isolée, pour laquelle le flambage signifie la ruine.

Cette différence de comportement s'explique par le fait qu'une barre qui flambe n'est pas retenue dans sa déformation, alors qu'un effet de membrane intervient dans une plaque.

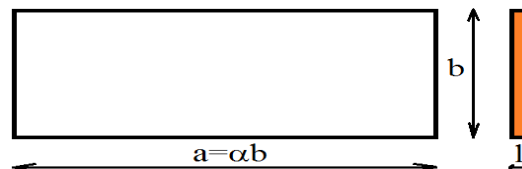
a) Contraintes critiques

L'âme de la poutre est une plaque mince séparant la semelle supérieure de la semelle inférieure ; Les dimensions de l'âme sont : $(a \times b \times l)$ avec $a = \alpha b$

a : Distance entre entretoise.

b : Hauteur de l'âme.

l : Epaisseur de l'âme.



La flexion pure introduit dans la plaque des contraintes normales de compression dans la partie supérieure et des contraintes de traction dans la partie inférieure (moment positif).

L'étude de la stabilité par les méthodes de l'énergie par exemple conduit à définir une contrainte σ^* dite **contrainte critique de voilement**.

Théoriquement si $\sigma > \sigma^*$ l'équilibre de la tôle vis-à-vis du voilement devient instable.

Dans le cas d'un cisaillement pur, l'âme résiste jusqu'à ce que les contraintes obliques atteignent la limite élastique σ_e avec l'utilisation de l'énergie interne du système, on peut déterminer les contraintes critiques σ^* et τ^* .

$$\sigma^* = (\pi^2 E / 12(1 - \nu^2)) \times (l/b)^2 K_\sigma = K_\sigma \times \sigma_c$$

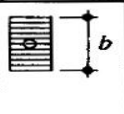
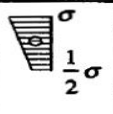

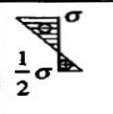
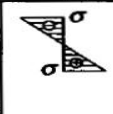
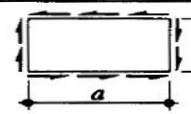

$$\tau^* = (\pi^2 E / 12(1 - \nu^2)) \times (l/b)^2 K_\tau = K_\tau \times \sigma_c$$

Les valeurs des coefficients K_σ et K_τ pour les différentes sollicitations affectant le panneau non raidi et supposé articuler sur les 4 bords sont données ci-après.

K_σ : tient compte du diagramme des contraintes.

E : module d'élasticité de l'acier $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa/m}^2$

ν : coefficient de poisson de l'acier $\nu = 0.3$

Conditions de bord	Contraintes normales					Contraintes de cisaillement (formules approchées)
						
	4.00	5.32	7.81	13.40	23.9	$\alpha \geq 1 : k = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 4.00 + (5.34/\alpha^2)$

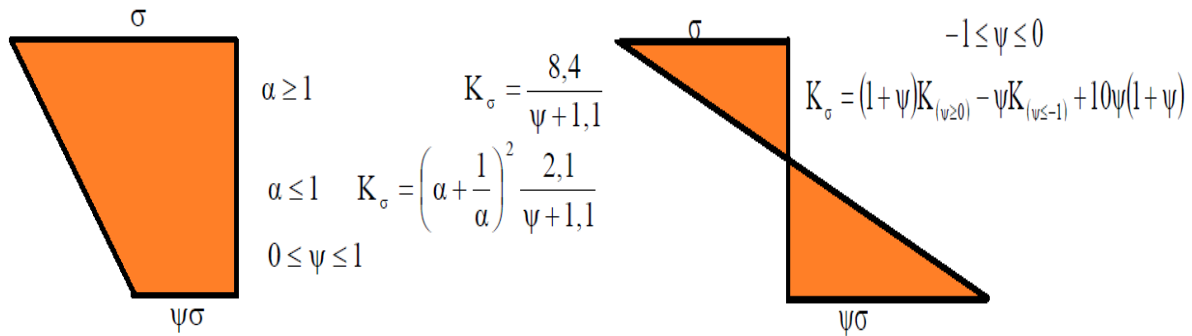


Fig.VI-12 Détermination du coefficient K_σ .

b) Principe de vérification :

Cette vérification est basée sur la méthode des ‘raidisseurs rigides’ qui suppose que chaque panneau est bordé par des lignes indéformables dans le cas où ces lignes sont constituées par les semelles des poutres principales et les montants d’entretoises, on dit que c’est un ‘panneau d’ensemble’, par contre, si le panneau est bordé de raidisseurs rigides (verticaux ou horizontaux), alors c’est ‘un panneau élémentaire’.

La stabilité de chacun de ces panneaux, supposés simplement appuyés sur leurs bords, sera justifiée de la même manière.

La méthode des raidisseurs rigides présente dans l’Article 18-3 du Titre V de CPC pourra tout de même être utilisée.

Pour chaque panneau supposé articulé à ses bords, on doit vérifier que :

$$(S_\sigma \sigma / \sigma^*)^2 + (\tau / \tau^*)^2 \leq 1.8.$$

Avec σ et τ Contraintes de compression et de cisaillement évaluées à mi-distance entre les raidisseurs principaux σ^* et τ^* , contraintes critiques du panneau élémentaire.

$$\begin{cases} S_\sigma = 1.8 & \text{si } \Psi = 1. \\ S_\sigma = 1.4 + 0.4 \Psi & \text{si } -1 \leq \Psi \leq 1. \\ S_\sigma = 1 & \text{si } \Psi \leq -1. \end{cases}$$

Avec $\Psi = \sigma_t / \sigma$

c) **Le moment positif (max) :**

VI.7 Vérification de voilement a mi travée

τ (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_i (Mpa)
54.1	39.172	-205.52

Calcul de K_σ :

$$\Psi = \sigma_i / \sigma = \sigma_i / \sigma_s = -5.246$$

$$\Psi < -1 \text{ et } \alpha > 0.667$$

Donc $K_\sigma=13.4$ et $S_\sigma=1$

$$\sigma_c = (\pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^5 / 12(1-0.3^2)) \times (0.016/1.54)^2 = 20.46 \text{ Mpa}$$

a	5.5
h_w	1,54
t_w	0,016
α	3.57
K_τ=5,34 + (4/α²)	5.65
σ_c	20.46
τ*	115.599
τ	54.1
(τ/τ*)²	0.219
σ_s	39.172
σ_i	205.52
ψ	-5.246
S_σ	1
K_σ	13.4
σ* = K_σ × σ_c	274.164
(S_σ × σ_s / σ*)²	0.02
(S_σ × σ_i / σ*)²	0.56
(τ/τ*)² + (S_σ × σ_s / σ*)²	0.239
(τ/τ*)² + (S_σ × σ_i / σ*)²	0.779
vérification	1.8 (vérifié)

d) Le moment négatif (max) :

VI.8 Vérification de voilement sur la pile.

τ (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_i (Mpa)
73.39	-164.04	167.823

a	5.5
h_w	1,51
t_w	0,016
α	3.64
$K_\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.64
σ_c	20.46
τ^*	115.39
τ	73.39
$(\tau/\tau^*)^2$	0.404
σ_s	-164.04
σ_i	167.823
ψ	-0.977
S_σ	1.7908
K_σ	23.9
$\sigma^*=K_\sigma \times \sigma_c$	488.994
$(s_\sigma \times \sigma_s / \sigma^*)^2$	0.112
$(s_\sigma \times \sigma_i / \sigma^*)^2$	0.117
$(\tau/\tau^*)^2 + (S_\sigma \times \sigma_s / \sigma^*)^2$	0.516
$(\tau/\tau^*)^2 + (S_\sigma \times \sigma_i / \sigma^*)^2$	0.521
vérification	1.8 (vérifié)

Le voilement étant vérifié, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

VI.9 Vérification de la poutre au déversement :

Le déversement est une instabilité de forme susceptible d'affecter les poutres fléchies. Il se manifeste, pour une poutre en I par exemple, fléchi par rapport à l'axe de forte inertie, par des déformations latérales dont une déflexion excessive dans le plan perpendiculaire au plan de charge et vrillage (torsion) autour de l'axe longitudinal de la poutre, qui ne sont pas compatibles avec la nature des charges appliquées à la poutre.

En effet, une poutre travaillant en flexion présente des sections transversales soumises à une contrainte normale linéaire non uniforme et donc, une partie de la poutre est tendue et l'autre comprimée, considérée seule, elle peut être instable, et tend à flamber latéralement uniquement, c'est-à-dire dans la direction perpendiculaire au plan de flexion en raison de l'appui continu que fournit à la partie tendue dans l'autre direction.

Physiquement, on peut dire que la partie tendue empêche le flambement de la partie comprimée dans le plan de flexion et s'oppose plus ou moins à son flambement dans le plan perpendiculaire.

L'interaction des 2 parties de la poutre fait naître des distorsions (rotation progressive) des sections transversales) autour de l'axe longitudinal de la poutre.

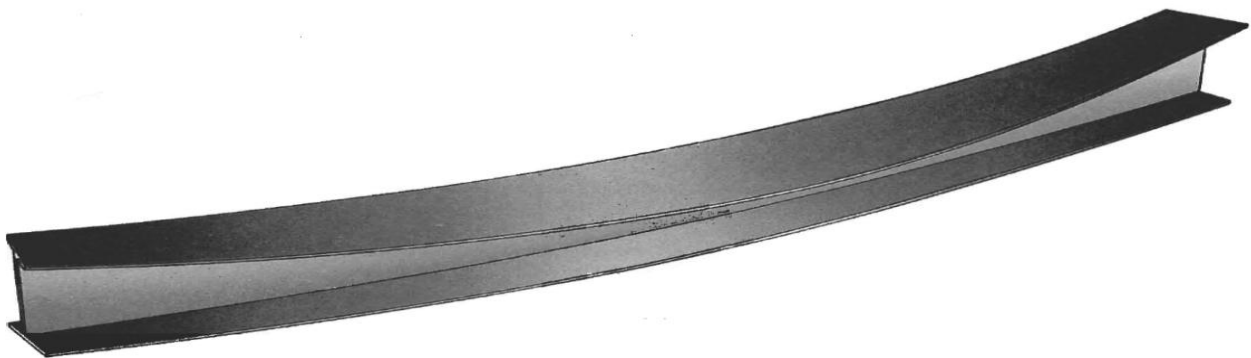


Fig.VI-13 Déversement d'une poutre en I

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le fascicule 61 du C.P.C titre V article 19 ; Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M^* de déversement.

On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

σ_f : contrainte calculée sous charge permanente dans la semelle supérieure.

σ_f^* : contrainte critique de déversement.

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e (1 - 0.375(\sigma_e/\sigma_f^*)) \text{ si } \sigma_f^* \geq 0.75\sigma_e.$$

$$f(\sigma_f^*) = 0.66 \sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0.75\sigma_e.$$

1) Calcul de moment critique :

Le moment critique de déversement est de :

$$M^* = (m_1 \cdot m_2 / L) \sqrt{EI_G K}$$

Le coefficient m_1 dépend :

- des conditions d'appuis de la poutre aux extrémités
- de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie s'exerçant :

- **sur l'aile supérieure de la poutre :**

$$m_1 = 3.54 \left((1 + (2.1/a^2))^{0.5} - (1.45/a) \right)$$

- **sur l'aile inférieure de la poutre :**

$$m_1 = 3.54 \left((1 + (2.1/a^2))^{0.5} + (1.45/a) \right)$$

Le coefficient m_2 est fonction du paramètre a .

$$m_2 = (1 + \pi^2/a^2)^{0.5}$$

$$\text{Avec } a^2 = (4GK/EI_y) (L/b)^2; K = 1/3 \sum a_i t_i^3$$

L : Portée de la pièce fléchie (entre axe des entretoises $L=6m$)

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.

b : Hauteur de la pièce ($b=1600$ mm)

K : Le moment d'inertie de torsion de la pièce considérée.

E : Module d'élasticité longitudinal = $2,1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$.

G : Module d'élasticité transversale.

ν : coefficient de poisson de l'acier $\nu=0.3$.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$$

2) Section a mi-travée :

$$K = 1/3 \sum a_i t_i^3 = 1/3 (500 \cdot 25^3 + 600 \cdot 35^3 + 1540 \cdot 16^3) = 13281780 \text{ mm}^4$$

$$a^2 = (4GK/EI_y) (L/b)^2 = (4 \cdot 80770 \cdot 13281780 / 210000 \cdot 890942320) (6000/1600)^2$$

$$a^2 = 0.322 \Rightarrow a = 0.567$$

$$m_1 = 3.54 \left((1 + (2.1/a^2))^{0.5} - (1.45/a) \right) = 3.54 \left((1 + (2.1/0.322))^{0.5} - (1.45/0.567) \right) = 0.65$$

$$m_2 = (1 + \pi^2/a^2)^{0.5} = 5.8$$

Alors que le moment critique est égal à :

$$M^* = (m_1 m_2 / L) \sqrt{EIGK}$$

$$M^* = (0.65 \cdot 5.9/6) \times \sqrt{21000000 \times 0.00089 \times 8077000 \times 0.0000132}$$

$$M^* = 902.25 \text{ t.m.}$$

- **Calcul de σ_f^* :**

$$\sigma_f^* = (M^*/w) = (902.25/0.0016) = 563911.29 \text{ t.m} = 5639.11 \text{ N/mm}^2$$

$$0.75 \sigma_c = 0.75 \times 355 = 266.25 \text{ Mpa} = 266.25 \text{ N/mm}^2$$

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_c (1 - 0.375(\sigma_c/\sigma_f^*)) = 355(1 - 0.375(355/5639.11)) = 346.61 \text{ N/mm}^2$$

- **Calcul de σ_f :**

Le déversement risque de se produire quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton soit quand le béton est encore liquide. Pour cette raison on prend :

M : moment sous charge permanente d'une seule poutre à mi-travée = 227.86 t.m.

$$\sigma_f = (M/w_s) = 227.86/0.0325 = 70.11 \text{ N/mm}^2$$

Alors on a bien que : $\sigma_f = 70.11 \text{ Mpa} \leq f(\sigma_f^*) = 346.61 \text{ Mpa}$.

Donc la sécurité vis à vis du déversement est assurée.

3) Section sur la pile:

$$K = 1/3 \sum a_i t_i^3 = 1/3 (500 \times 35^3 + 600 \times 55^3 + 1110 \times 16^3) = 42482486.67 \text{ mm}^4$$

$$a^2 = (4GK/EI) (L/b)^2 = (4 \times 80770 \times 42482486.67 / 210000 \times 1355098746) (6000/1600)^2$$

$$a^2=0.678 \Rightarrow a=0.823.$$

$$m_1= 3.54 ((1+ (2.1/a^2))^{0.5}-(1.45/a))=3.54((1+ (2.1/0.678))^{0.5}-(1.45/0.823))=0.928$$

$$m_2= (1+\pi^2/a^2)^{0.5}= 4$$

Alors que le moment critique est égal à :

$$M^*= (m_1 \times m_2 / l) \sqrt{EIGK} \quad M^*=(0.928 \times 4 / 6) \times \sqrt{21000000 \times 0.00135 \times 8077000 \times 0.0000424}$$

$$M^*=1927.7 \text{ t.m.}$$

- **Calcul de σ_f^* :**

$$\sigma_f^* = (M^*/w) = (1927.7/0.0016) = 12048.12 \text{ N/mm}^2.$$

$$0.75 \sigma_e = 0.75 \times 355 = 266.25 \text{ Mpa} = 266.25 \text{ N/mm}^2.$$

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e (1 - 0.375(\sigma_e/\sigma_f^*)) = 355(1 - 0.375(355/12048.12)) = 351 \text{ N/mm}^2.$$

- **Calcul de σ_f :**

Le déversement risque de se produire quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton soit quand le béton est encore liquide. Pour cette raison on prend :

M : moment sous charge permanente d'une seule poutre sur la pile = 455.41 tm.

$$\sigma_f = (M/w) = 455.41/0.0398 = 114.42 \text{ N/mm}^2.$$

Alors on a bien que : $\sigma_f = 114.42 \text{ Mpa} \leq f(\sigma_f^*) = 351 \text{ Mpa}$.

Donc la sécurité vis à vis le déversement est assurée.

VI.10 Calcul des déformations (la flèche et la contre flèche) :

L'étape de l'étude des déformations dans un ouvrage est très importante, car elle influe sur l'esthétique de l'ouvrage et le confort des usagers, ainsi elle peut endommager certains éléments de l'ouvrage, donc les déformations doivent être limitées.

Les déformations des poutres doivent être suffisamment faibles pour que les éléments supportés ne soient pas endommagés de façon inadmissible du fait de ces déformations.

Les calculs de déformations sont effectués en faisant intervenir la section brute.

Ces calculs sont effectués sur la base des charges ou des groupes de charges prévus au projet, sans application des coefficients de pondération.

Les déformations dues au moment de flexion sont généralement prépondérantes et sont le plus souvent seules prises en compte. Elles sont déterminées par les méthodes de la résistance des matériaux.

A défaut de prescriptions particulières, pour des planchers qui n'auraient jamais à supporter des murs en maçonnerie ou des cloisons, il n'est apporté aucune limitation à la flèche due au poids mort, mais une contre flèche sera avantageusement donnée aux éléments de portée relativement importante.

Sauf destination particulière, la flèche due à la totalité des charges d'exploitation ou d'entretien ne devra pas dépasser 1/300 de la portée sans que la flèche due aux seules charges d'exploitation ou d'entretien rapidement variable dépasse 1/500 de la portée.

La flèche est donnée par la méthode de double intégral :

$$EIY'' = -M$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier = 2.1×10^5 Mpa.

I : inertie de la section mixte égale à 0.013m^4 pour $n = \infty$.

Y'' : la courbure (la deuxième dérivée de la flèche).

M : le moment fléchissant.

Donc on donne aux poutres une contre flèche calculée y.



Fig.VI-14 Réalisation de contre flèche des poutres en usine.

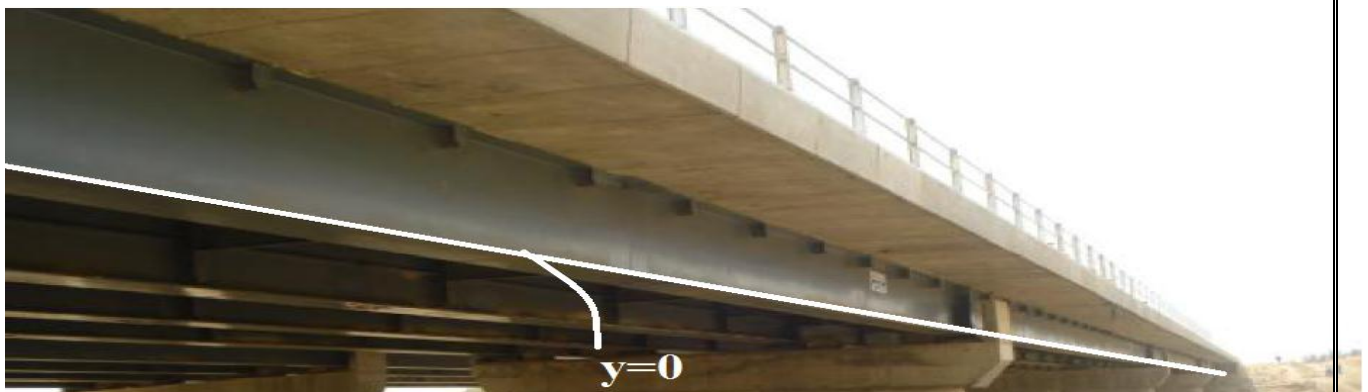


Fig.VI-15 Etat des poutres sous les charges permanentes.

1^{er} travée :

La flèche admissible $f_{adm} = 33/300 = 11$ cm

1°/ Charge permanente :

$$Y_{max} = ql^4 / 192EI$$

$$q = 1.95 \text{ t/ml} ; l = 33 \text{ m} ; n = \infty ; I_{\infty} = 0.0247 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 2.32 \text{ cm.}$$

2°/ complément de charges permanentes :

$$Y_{max} = ql^4 / 192EI$$

$$q = 1.071 \text{ t/ml} ; l = 33 \text{ m} ; n = 18 ; I_{18} = 0.025 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 1.26 \text{ cm.}$$

Alors on a prévoir de donnée une contre flèche de $y = 3.58$ cm.

3°/ Surcharge de trottoir :

$$Y_{max} = ql^4 / 192EI$$

$$q = 0.15 \text{ t/ml} ; l = 33 \text{ m} ; n = 6 ; I_6 = 0.0258 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 0.177 \text{ cm.}$$

4°/ a(l) :

$$Y_{max} = ql^4 / 192EI$$

$$q = 2.44 \text{ t/ml} ; l = 33 \text{ m} ; n = 6 ; I_6 = 0.0258 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 2.78 \text{ cm.}$$

5°/ convoi D240 :

$$Y_{max} = p \cdot \alpha \cdot (3l^2 - 5\alpha^2) / 96EI$$

Telle que : $p = 240 \text{ t}$; $\alpha = 16.25 \text{ m}$ (position du milieu de D240 qui produit la plus grande flèche) ; $l = 33 \text{ m}$; $n = 6$; $I_6 = 0.0258 \text{ m}^4$; $E = 21000000 \text{ t/m}^2$

La flèche admissible des surcharges rapidement variable $f_{adm} = 33/500 = 6.6$ cm

Alors $Y_{max}(D240) = 3.46 \text{ cm} \leq (l/500) = 6.6 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow \sum Y_{max} = 6.417 \text{ cm} \leq 11 \text{ cm.}$$

2^{em} travée :

La flèche admissible $f_{adm} = 42/300 = 14$ cm

1°/ Charge permanente :

$$Y_{max} = ql^4/348EI$$

$$q = 1.95 \text{ t/ml} ; l = 42 \text{ m} ; n = \infty ; I_{\infty} = 0.0247 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 3.36 \text{ cm.}$$

2°/ complément de charges permanentes :

$$Y_{max} = ql^4/384EI$$

$$q = 1.071 \text{ t/ml} ; l = 42 \text{ m} ; n = 18 ; I_{18} = 0.025 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 1.6 \text{ cm.}$$

Alors on a prévoir de donnée une contre flèche de $y = 4.96$ cm.

3°/ Surcharge de trottoir :

$$Y_{max} = ql^4/384EI$$

$$q = 0.15 \text{ t/ml} ; l = 42 \text{ m} ; n = 6 ; I_6 = 0.0258 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 0.224 \text{ cm.}$$

4°/ A(l) :

$$Y_{max} = ql^4/384EI$$

$$q = 2.44 \text{ t/ml} ; l = 42 \text{ m} ; n = 6 ; I_6 = 0.0258 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

$$Y_{max} = 3.6 \text{ cm.}$$

5°/ convoi D240 :

$$Y_{max} = p \cdot \alpha \cdot (3l^2 - 5\alpha^2) / 192EI$$

$$\text{Telle que : } p = 240 \text{ t} ; \alpha = 21 \text{ m} ; l = 42 \text{ m} ; n = 6 ; I_6 = 0.0258 \text{ m}^4 ; E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

La flèche admissible des surcharges rapidement variable $f_{adm} = 42/500 = 8.4$ cm

Alors $Y_{max}(D240) = 3.74 \text{ cm} \leq (1/500) = 8.4 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow \sum Y_{max} = 7.564 \text{ cm} \leq 14 \text{ cm.}$$

VI.11 Etude des entretoises :

1) Introduction :

L'entretoise intervient dans le mode de fonctionnement de la poutraison. Le rôle joué par les éléments transversaux s'exprime dans plusieurs domaines.

Le comportement de l'entretoise est très dépendant du type de poutraison auquel il est associé, et réciproquement .il en résulte des solutions et des dispositions constructives propres à chaque tablier.

Sur appuis, un entretoisement spécial et renforcé est nécessaire, en effet, les appareils d'appuis sont des pièces de durée de vie inférieure à celle de pont et lorsque on les change ,on soulève l'ouvrage avec des vérins , l'entretoise sert à prendre ces efforts .

En travées, il y'a des entretoises souples fait d'un profilé en I sur les montant et placé environ à mi-hauteur des poutres son stabilité au diversement.

Donc deux types d'entretoises se présentent :

- Entretoise d'about.
- Entretoise intermédiaire

2) Entretoises d'abouts :

Les entretoises d'about sont des poutres transversales aux niveaux des appuis, elles supportent la force due au poids propre du tablier ramené par chaque poutre dans l'opération de changement des appareils d'appuis.

a- Entretoise sur culée :

Il faudra qu'elles supportent la somme des 4 réactions d'appuis sous charge permanente du tablier et 3 forces de soulèvement des vérins.

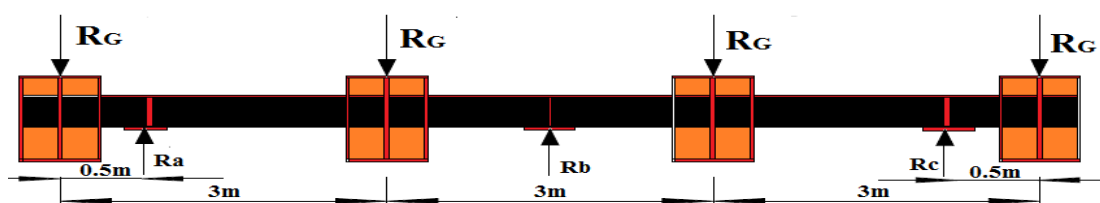


Fig.VI-16 Entretoise sur culée.

On place le 1^{er} vérin à 0,5m de la 4^{ème} poutre et on détermine ensuite l'emplacement des 2 autres vérins de manière à avoir :

$$R_a = R_b = R_c \Leftrightarrow R_a = 4 \times (36.146) / 3 = 48.194 \text{ t.}$$

$$R_{cp} = 36.146 \text{ t (réaction d'appuis sous charge permanente sur culée).}$$

◆ Choix du profil :

Les entretoises d'about sont en général choisies à âme pleine.

L'entretoise d'about est un **HEB 500**

Semelle : 300 x 28 ; A=232.38 cm² ; Section réduite : 61.97 cm².

Ame : 444 x 14.5 ; I =107175.8; I/v = 4287 cm³.

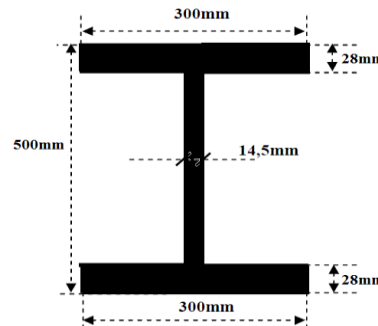


Fig.VI-17 Dimensions de l'entretoise sur culée.

Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

T_{max} =36.146 t ; M_{max} =24.1 t.m.

◆ Vérification de contrainte

$$\sigma = M / (I/v) = 24.1 \times 10^7 / (4290 \times 10^3) = 56.17 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{bar}} = 240 \text{ Mpa}.$$

Donc la contrainte est vérifiée.

◆ Vérification au cisaillement :

$$\tau = V_{\text{max}} / S_{\text{ame}} = 36.146 \times 10^4 / 6438 = 56.14 \text{ Mpa} < 0.6 \sigma_{\text{bar}} = 144 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement.

◆ Vérification au voilement du panneau :

$$a = 3 \text{ m}, b = 0,444 \text{ m}, e = 14.5 \text{ mm}$$

$$\alpha = a/b = 6.75.$$

$$\Psi = \sigma_i / \sigma_s = -1$$

$$\sigma_c = [(\pi^2 \cdot 210000) / 12 \cdot (1 - \nu^2)] \times (e/b)^2 = 202.22 \text{ Mpa}.$$

$$\Psi = -1 \Rightarrow K_\sigma = 23.9 \Rightarrow \sigma^* = K_\sigma \times \sigma_c = 23.9 \times 202.22 = 4833 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha > 1 \Rightarrow K_\zeta = 5,34 + (4/\alpha^2) = 5.42$$

$$\tau^* = K_\zeta \cdot \sigma_c = 5,42 \times 202.22 = 1096 \text{ Mpa}.$$

$$(\sigma/\sigma^*)^2 + S_\sigma (\tau/\tau^*)^2 < 1,8 \Leftrightarrow (56.17 / 4833)^2 + (56.14 / 1096)^2 = 0.0027 < 1,8.$$

Donc le voilement n'est pas à craindre \Rightarrow **pas de risque de voilement.**

◆ Vérification au voilement des semelles :

La condition de non voilement par compression des semelles des poutres fléchies :

Pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$b/e \leq 15(24/\sigma_c)^{0.5} \Leftrightarrow 10.71 \leq 15$$

une autre condition de disposition constructives pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant :

$$e_a \geq 0.006 h_a \Leftrightarrow 14.5 \geq 0.006 \times 444 = 2.66.$$

b- Entretoise sur pile :

$R_{cp} = 128.566 \text{ t}$ (réaction d'appuis sous charge permanentes).

$R_a = R_b = R_c \Leftrightarrow R_a = 4x (128.566)/3 = 171.42 \text{ t}$.

➤ Choix du profil :

Les entretoises d'about sont en général choisies à âme pleine.

L'entretoise d'about est un **HEB 650**

Semelle : 300×31 ; $A = 263.7 \text{ cm}^2$

Ame : 588×16 ; $I = 210616.1 \text{ cm}^4$; $I/v = 6480.5 \text{ cm}^3$.

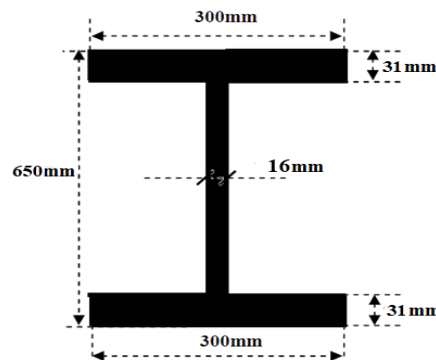


Fig.VI-18 Dimensions du l'entretoise sur la pile.

$T_{max} = 128.566 \text{ t}$; $M_{max} = 85.716 \text{ t.m}$.

➤ Vérification de contrainte

$\sigma = M/(I/v) = 85.716 \times 10^7 / (6480.5 \cdot 10^3) = 132.26 \text{ Mpa} < \sigma_{bar} = 240 \text{ Mpa}$.

Donc la contrainte est vérifiée.

➤ Vérification au cisaillement :

$\tau = V_{max}/S_{ame} = 128.566 \times 10^4 / 8370 = 136.65 \text{ Mpa} < 0.6 \sigma_{bar} = 144 \text{ Mpa}$

Il n'y a pas un risque de cisaillement.

➤ Vérification au voilement du panneau :

$a = 3 \text{ m}$, $b = 0.54 \text{ m}$, $e = 15.5 \text{ mm}$

$\alpha = a/b = 5.55$.

$\Psi = \sigma_i / \sigma_s = -1$.

$\sigma_c = [(\pi^2 \cdot 210000) / 12 \cdot (1 - \nu^2)] \cdot x(e/b)^2 = 156.2 \text{ Mpa}$.

$\Psi = -1 \Rightarrow K_\sigma = 23.9 \Rightarrow \sigma^* = K_\sigma \cdot \sigma_c = 23.9 \times 156.2 = 3733.6 \text{ Mpa}$.

$\alpha > 1 \Rightarrow K_\zeta = 5.34 + (4/\alpha^2) = 5.47$

$\tau^* = K_\zeta \cdot \sigma_c = 5.47 \times 156.2 = 854.414 \text{ Mpa}$.

$(\sigma/\sigma^*)^2 + S_\sigma(\tau/\tau^*)^2 < 1.8 \Leftrightarrow (132.26/3733.6)^2 + (136.65/854.414)^2 = 0.027 < 1.8$

Donc le voilement n'est pas à craindre \Rightarrow **pas de risque de voilement.**

➤ **Vérification au voilement des semelles :**

La condition de non voilement par compression des semelles des poutres fléchies :
Pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$b/e \leq 15(24/\sigma_e)^{0.5} \Leftrightarrow 10 \leq 15$$

une autre condition de disposition constructives pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant : $e_a \geq 0.006h_a \Leftrightarrow 15.5 \geq 0.006 \times 540 = 3.24$.



fig.VI-19 Entretoise d'about

3) **Entretoises intermédiaires:**

Leur rôle est d'assurer la stabilité des poutres au diversement, on générale et dans les ponts mixtes à multi poutres l'espacement entre deux entretoises est d'environ 6m.

L'entretoise courante est un **IPE 330**

Semelle : 160 x 11.5 ; $A = 59.825 \text{ cm}^2$

Ame : 307 x 7.5 ; $I = 11766.9 \text{ cm}^4$; $I/v = 713.1 \text{ cm}^3$

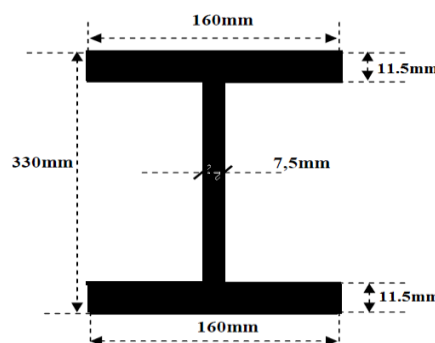


fig.VI-20 Dimensions de l'entretoise intermédiaire.

$$M_{\max} = 14.62 \text{ t.m} ; V_{\max} = 21.97 \text{ t.}$$

➤ **Vérification de contrainte :**

$$\sigma = M/(I/v) = 14.62 \times 10^7 / (713.1 \times 10^3) = 205 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{bar}} = 240 \text{ Mpa.}$$

Donc la contrainte est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = V_{\max}/S_{\text{ame}} = 15.8 \times 10^4 / 2302.5 = 68.62 \text{ Mpa} < 0.6 \sigma_{\text{bar}} = 144 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement.

➤ **Vérification au voilement des semelles :**

La condition de non voilement par compression des semelles des poutres fléchies :

pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$b/e \leq 15(24/\sigma_e)^{0.5} \Leftrightarrow 13.91 \leq 15$$

une autre condition de disposition constructives pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant :

$$e_a \geq 0.006h_a \Leftrightarrow 7.5 \geq 0.006 \times 307 = 1.84.$$



fig.VI-21 Entretoise intermédiaire.

4) Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent:

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc :

$$Q_{ELU} = 3,0 \text{ KN/m}^2.$$

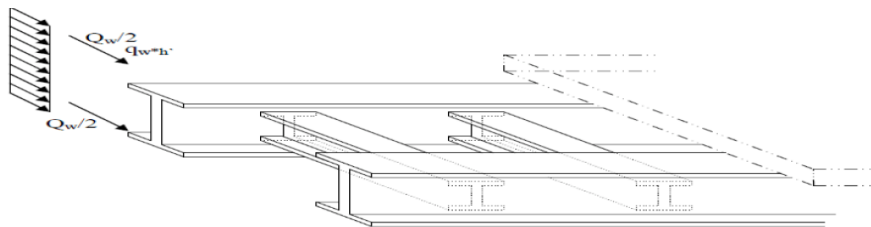


fig.VI-22 Effet de vent sur la dalle mixte

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{corniche} = 2 \text{ m.}$$

$$\text{La force résultante de vent est alors : } Q_w = 3 \times 5.5 \times 2 = 33 \text{ KN} = 3.3 \text{ t.}$$

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

D'où on a les efforts suivant dans les entretoises :

Le moment fléchissant :

$$M_e = Q_w / 2 \times h_m = 1,32 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_e = Q_w / 2 \times h / b = 3.4 \text{ t}$$

$$\text{On calcule alors : } \sigma = M_e \times V_a / I = 18.51 \text{ MPa}$$

$$\tau = V_e / (h_w \times t_w) = 14.76 \text{ MPa}$$

h: hauteur de l'entretoise

$$h_m = h_{\text{poutre}} / 2.$$

b : la largeur de la semelle de l'entretoise

V_a : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravite.

I : moment d'inertie de l'entretoise

Et on vérifie bien que :

$$\sigma < f_e = 240 \text{ MPa} \text{ et } \tau < 0.6 \times f_e = 144 \text{ MPa.}$$

VI.12 Etude d'assemblage par soudage :

a) Introduction :

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas le 25m, et cela pour faciliter l'opération de transport au chantier (JC) ; et aussi pour constituer les pièces d'une différente section sur atelier (JA).

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toute les actions à court, moyen et long terme, pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max.

Dans notre cas, ou l'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes, les soudages est la technique la plus intéressante.

Pour clarifier quelques notions souvent employées dans ce chapitre, il nous semble utile de définir les termes suivants :

- **Joint soudé :** ensemble de l'élément de liaison entre les pièces assemblées constitué par les soudures et les zones influencées thermiquement du métal de base.
- **Soudures :** partie du joint soudé constitué par le métal d'apport fondu.
- **Anomalie :** imperfection interne ou externe d'un joint soudé.
- **Défaut :** anomalie ou groupe d'anomalies dont la taille et/ou le nombre dépassent une valeur limite normalisée.

b) Les avantages d'assemblage par soudage :

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Sur le chantier, son emploi est moins généralisé à cause des difficultés de mise en œuvre liées souvent à des conditions climatiques pas toujours favorables.

Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- La réalisation d'assemblages rigides, donc peu déformables.
- Une diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage par apport au boulonnage, notamment dans le cas de soudures non pénétrées (pas de trous à percer, réduction du nombre de couvre-joints et de plaques de tête)
- Une simplification des assemblages.
- Une amélioration de l'apparence de la construction.
- La réalisation d'un assemblage étanche.

Elle nécessite par contre certaines précautions de mise en œuvre, notamment :

- Le recours à un personnel qualifié.
- La protection des soudeurs sur le chantier vis-à-vis des intempéries.
- L'utilisation de procédés de contrôles de qualité sur le chantier.

c) Résistance à la fatigue :

Dans les constructions soudées soumises à des charges variables répétées, des fissures de fatigue peuvent se développer.

Ces fissures prennent naissance au droit des anomalies, souvent au raccordement des soudures, et elles se propagent sous l'action des sollicitations répétées.

Ce phénomène dépend essentiellement de la différence(ou étendue) de contrainte $\Delta\sigma$ appliqué, mais est également influencé par des facteurs tels que la concentration des contraintes et les contraintes résiduelles.

En outre, le danger existe qu'une fissure de fatigue devienne l'amorce d'une rupture fragile ; on tiendra compte de ces phénomènes pour le dimensionnement de tous les ouvrages soumis à des charges répétées.



fig.VI-23 Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical.

d) Rupture fragile :

Quelques accidents survenus dans des constructions soudées ont mis en évidence l'influence sur la rupture fragile de la rigidité introduite dans les assemblages par le soudage. Plusieurs facteurs propices au développement d'une rupture fragile sont en outre réunis au voisinage d'un joint soudé, à savoir :

- La modification possible des propriétés métallurgiques et mécaniques de l'acier de base (chauffage et refroidissement lors du soudage).
- La présence d'anomalies, aux abords ou dans la soudure, qui constituent des amorces de fissures pouvant ensuite se propager par fatigue.
- Les concentrations de contraintes au droit des soudures.
- L'augmentation des contraintes locales due aux contraintes résiduelles.

La rupture fragile est souvent associée uniquement à la qualité d'acier. Il y a cependant lieu de prêter une attention particulière au phénomène de la rupture fragile si l'on met en œuvre des aciers à haute résistance ou lorsque l'on prévoit des assemblages complexes comportant soit un grand nombre de joints soudés importants (contraintes résiduelles et éventuellement sollicitations tridimensionnelles), soit des épaisseurs importantes (déformation plastique empêchée par l'état tridimensionnel des contraintes). Ajoutons encore que le danger de rupture fragile est plus grand à basse température et lors d'une mise en charge soudaine (vitesse de chargement élevée).

e) Déformation et contraintes résiduelles :

Le métal déposé et les zones des pièces adjacentes à la soudure sont portés à très haute température lors du soudage. Par la suite, cette masse réchauffée se refroidit et va par conséquent se contracter.

Ce phénomène peut avoir les conséquences suivantes

- Si la contraction n'est pas empêchée par les éléments qui entourent la soudure et la masse réchauffée il se produit essentiellement des déformations des pièces de l'assemblage (raccourcissement, déformation angulaire).
- Si la matière froide autour de la soudure empêche cette dernière de se contracter (cas le plus fréquent), il se crée dans la soudure et les pièces assemblées un champ de contraintes internes auto-équilibrées que l'on nomme contraintes résiduelles.

La pièce de la figure (b) est formée de deux tôles reliées par une soudure.

Lorsque le cordon de soudure se refroidit, il a tendance à se contracter.

Comme les tôles adjacentes, restées dans leurs ensembles froids, empêchent ce mouvement, il se crée parallèlement à la soudure un champ de contraintes longitudinales de traction dans la zone influencée thermiquement et son voisinage.

Par réaction, les parties extérieures des tôles sont comprimées.

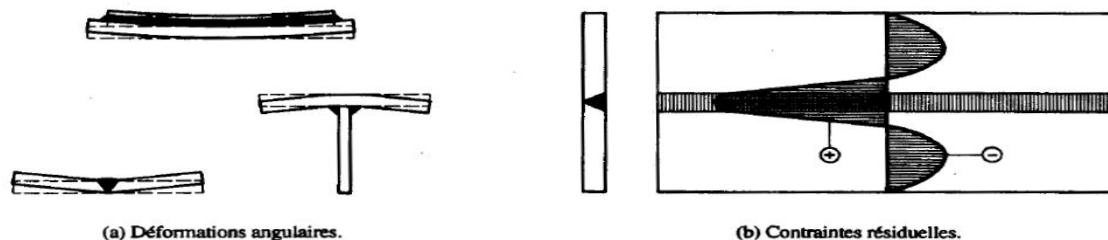


fig.VI-24 Déformation angulaire et contraintes résiduelles
Longitudinales provenant du soudage

La fabrication des éléments de structure soudés doit tenir compte des effets des apports locaux de chaleur. Par des séquences de soudage appropriées, il est possible de limiter les déformations des pièces.

Quant aux contraintes résiduelles, on peut les réduire par un traitement thermique (recuit de détente : qui consiste en un chauffage de la pièce à une température comprise entre 550 et 650°C. suivi d'un maintien à cette température, puis d'un refroidissement lent. Le but de cette opération est d'atténuer les contraintes résiduelles dans les pièces moulées, forgées, soudées.

On essaie toutefois de limiter les contraintes résiduelles à un niveau aussi bas que possible en contrôlant l'apport de chaleur par des séquences de soudages adéquates ou en exécutant des soudures de faible épaisseur. Il est même possible, par un choix judicieux des séquences de soudages, d'introduire des contraintes résiduelles de compression dans des parties de structure ultérieurement sollicitées en traction. Ceci peut atténuer l'influence négative des contraintes résiduelles lors de phénomènes de fatigue ou de rupture fragile.

f) Anomalies :

Les principales anomalies qui peuvent être présentes dans les soudures sont représentées à la figure ; On distingue celles relatives à une configuration externe ou interne de la soudure.

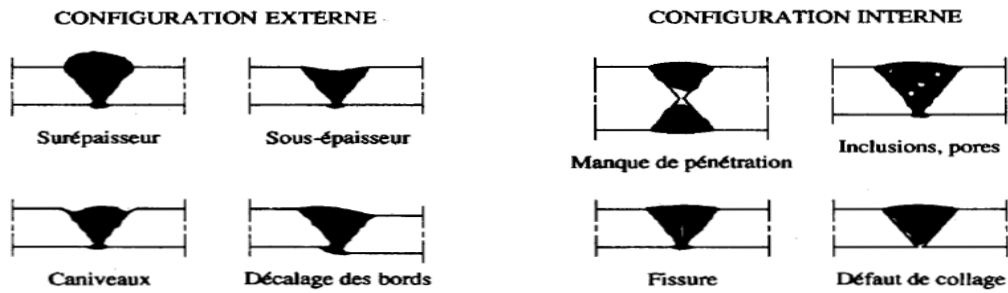


fig.VI-25 Anomalies des soudages.

g) Principe de soudure :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes,

cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.



fig.VI-26 Principe de soudure.

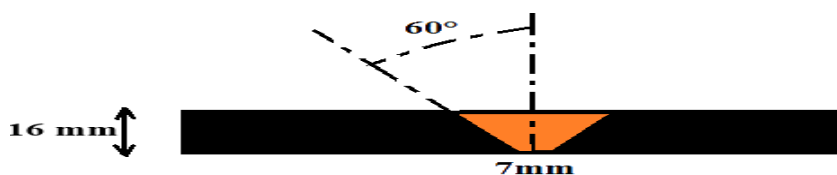
h) Différentes type de soudure :

i. Soudures bout a bout :

1) Joint d'âme :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 16mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes:

- Un chanfreiné en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm.
- Un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm.



liaison bout a bout de l'ame

fig.VI-27 Un chanfreiner en V.

2) Joint de semelle :

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfreiné en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 9 à 10mm.

À semelles supérieures :

- Soudure entre deux tôles de 25 et 35mm.

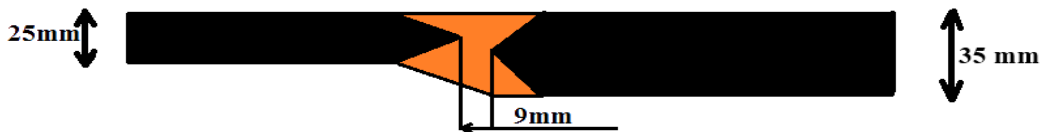


fig.VI-28 Un chanfreiné en X des semelles supérieures.

À semelles inférieures :

- Soudure entre deux tôles de 35 et 55mm.



fig.VI-29 Un chanfreiné en X des semelles inférieures.

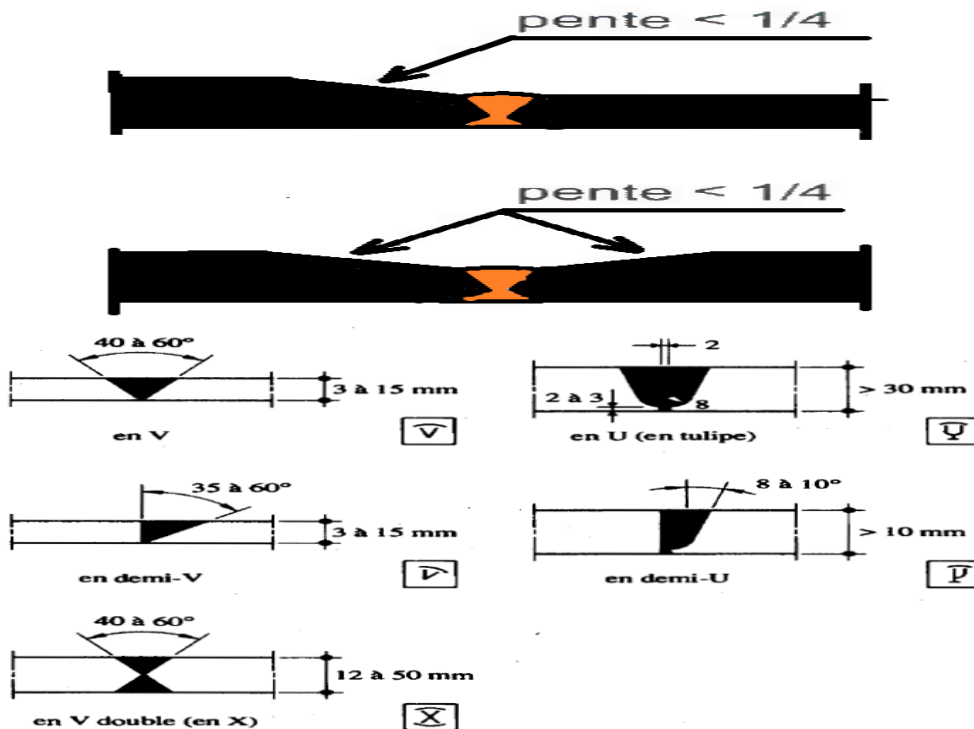


fig.VI-30 Exemple des soudures bout à bout complètement pénétrées

ii. Soudures d'angle :

I. Joint de l'âme avec les semelles :

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120° .

Des angles inférieurs à 60° sont également autorisés.

Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

✓ Dimensionnement des cordons de soudures :

-Cordon entre âme et semelle d'une poutre à âme pleine

(Selon la norme française NF 22-470)

Contraintes dans les cordons : $\tau_{\parallel} = V S / 2 a I_{xx}$

S : moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète.

V : effort tranchant.

I_{xx} = moment d'inertie de la section complète par rapport à l'axe x.

a : l'épaisseur d'un cordon d'angle appelée aussi gorge de la soudure.

En se plaçant en sécurité, la formule simplifiée suivante peut être utilisée :

$$a \geq K \sqrt{3} V / 2\sigma_e h_a$$

En admettant que : $\tau_{\parallel} \leq \sigma_e / \sqrt{3}$; la condition ci-dessus devient, avec : $V = \tau_{\parallel} h_a e_a$,

$$a \geq K \cdot e_a / 2$$

K : coefficient minorateur en fonction de la nuance d'acier.

Pour des aciers S355 : K=0.9

Dans notre cas nous avons des âmes de même épaisseur à chaque poutre ($e_a = 16\text{mm} = \text{cste}$).

$$a \geq K \cdot e_a / 2 = 0.9 \cdot 16 / 2 = 7.2\text{mm}$$

On prend : a=9mm



fig.VI-31 Assemblage soudé entretoise-âme.

i) Contrôle des soudures :

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories :

Les contrôles destructifs, qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle des procédés de soudage, comprenant principalement :

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage)
- Les micrographies (examen au microscope avec polissage poussé).
- Les essais de traction.
- Les essais de pliage.
- Les essais de dureté.
- Les essais de résilience.

Et les contrôles non destructifs, dont les plus courants sont :

- L'examen visuel.
- L'examen par ressuage.
- L'examen par magnétoscopie.
- L'examen par radiographie.
- L'examen ultrasons.

Les examens par ressuage et par magnétoscopie permettent de détecter uniquement les fissures superficielles ou celles débouchant en surface des joints soudés.

Ces examens sont faciles à exécuter, ils ne demandent que très peu de matériel et sont relativement fiables.

Les examens par radiographie sont très utilisés pour révéler des anomalies volumiques, telles que les pores ou les inclusions de laitier à l'intérieur de la soudure ; par contre les fissures (surtout celles qui sont parallèles à la direction des rayons) sont très difficiles à détecter.

Les examens par ultrasons permettent de localiser les anomalies telles que les fissures et les défauts de collage avec une bonne précision en grandeur et en direction ; par contre, ce procédé nécessite un manipulateur très expérimenté du fait des multiples échos parasites que l'on peut observer sur l'écran et qui pourraient conduire à une interprétation erronée des résultats.

h) Nettoyage des soudures :

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il faut non seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

VI.13 Etude des connecteurs :

i. Introduction :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre.

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

1)Arceaux

Ils sont généralement constitués par des armatures en forme de boucle, de section ronde ou carrée en acier E 28-3, soudées sur la membrure supérieure de la poutre, et inclinées à 45°.

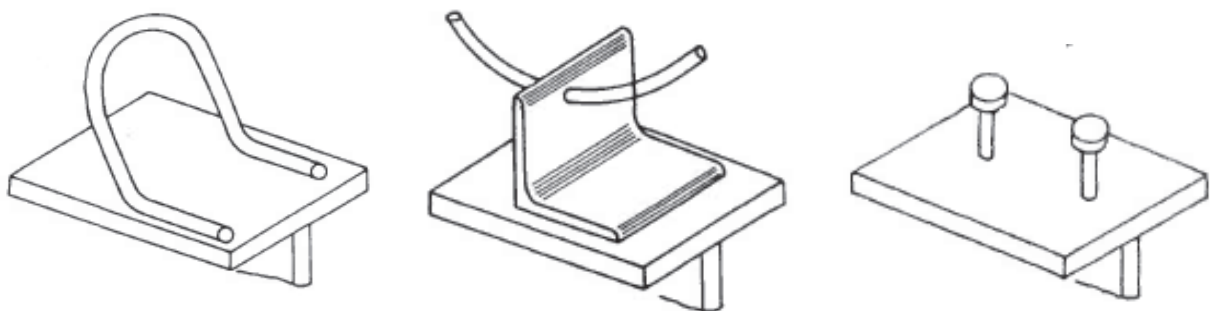
2)Cornières

Ce sont généralement des profilés à ailes égales et coins arrondis, soudés sur la membrure supérieure de la poutre. L'aile verticale est percée d'un ou deux trous pour permettre le passage d'épingles s'opposant au soulèvement du béton.

3)Goujons

Un goujon est un connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. Il est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête.

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement de la dalle de béton. C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.



- Arceaux

- Cornières-

- Goujons

fig.VI-32 Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.

Il existe encore d'autres façons de réaliser la connexion entre l'acier et le béton (par exemple des boulons précontraints ou des ancrages réalisés à l'aide de barres d'armature). l'emploi des goujons à tête est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose.

De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant, en raison de leur flexibilité.

Les équerres clouées, représentent une alternative intéressante aux goujons, dans la mesure où leur mise en œuvre est possible même en cas de mauvaises conditions atmosphériques, et cela sans recourir au courant électrique.

Pour notre cas, on a choisi le type (**Goujons Nelson ST37 3K**), de diamètre $d = 22$ mm, de hauteur 180 mm. La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 345$ MPa, qui a une plus grande facilité de mise en œuvre en usine, et la pose de goujons sur chantier suppose la disponibilité d'une puissance électrique suffisante.

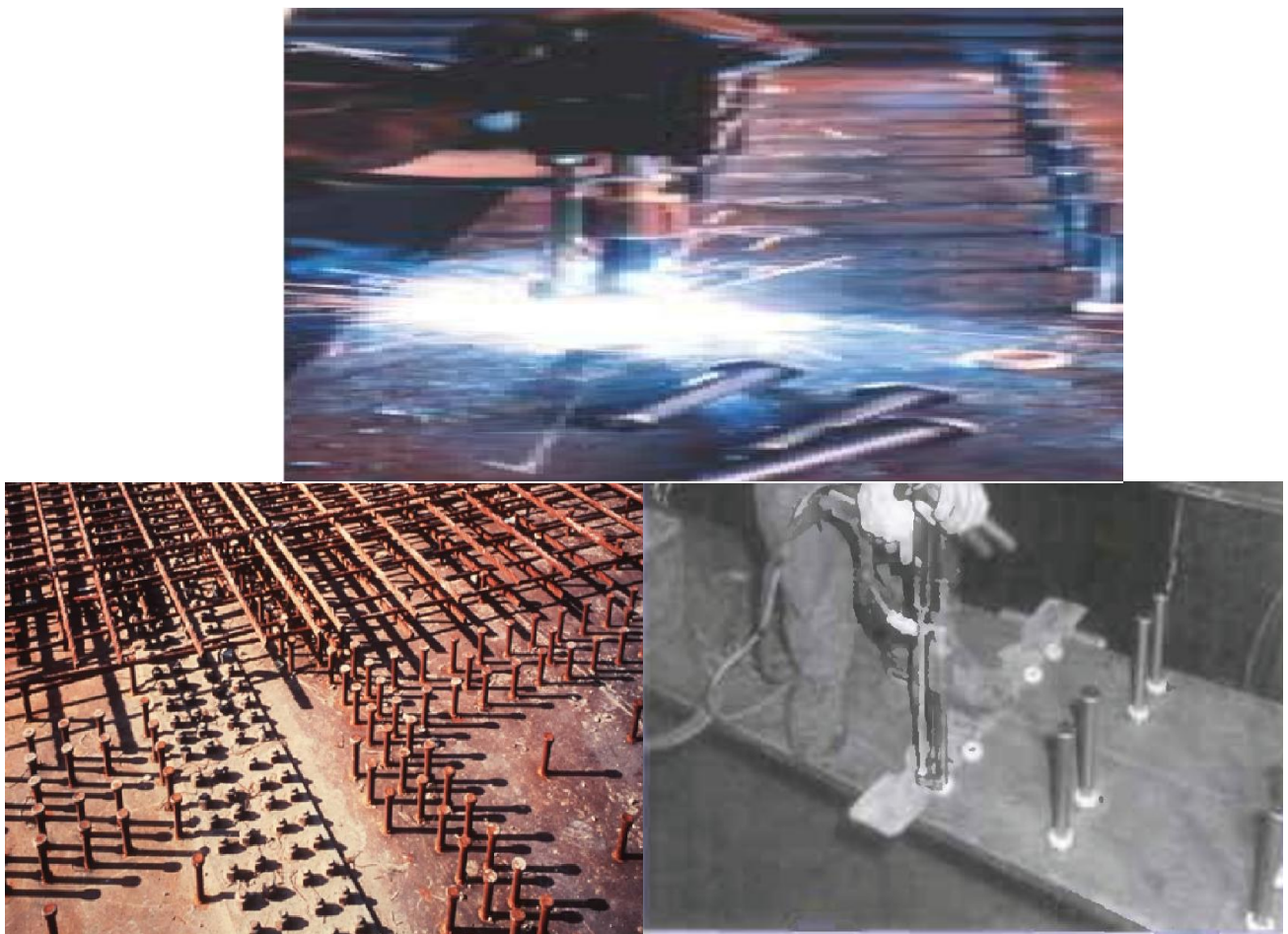


fig.VI-33 Mettre en place les goujons sur la poutre.

ii. **Calcul de la connexion a l'ELU :**

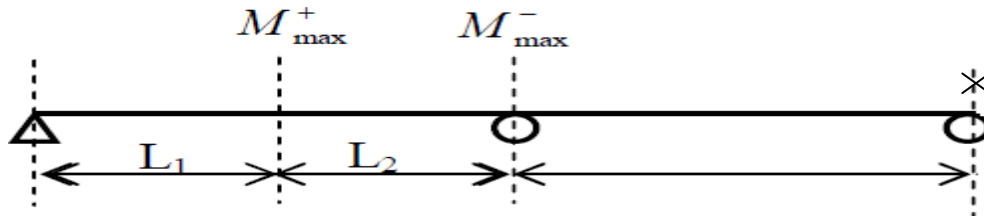


fig.VI-34 Variation des longueurs L.

L_1 : nombre de connecteur = F_G^+ / R_{ELU}

Espacement < $\min \{ 80\text{cm}, 4h_b \}$.

Remarque :

Si à l'ELS σ dans l'acier est inférieur à σ_e on peut prendre $0.5 F_G^+$ au lieu de F_G .

L_2 : nombre des connecteurs F_G^- / R_{ELU}

iii. **Calcul de la connexion à l'ELS :**

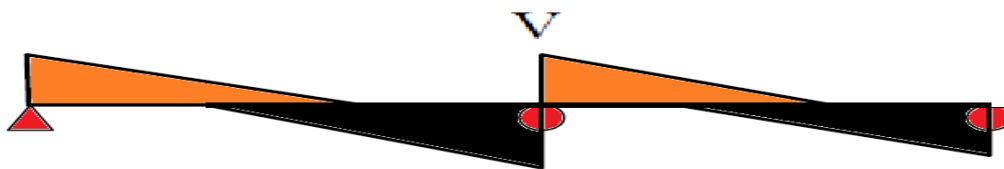


fig.VI-35 L'enveloppe de l'effort tranchant.

V : Effort tranchant après le développement de l'action mixte (béton non fissuré).

q : Flux de cisaillement = $V \times S / I_m$.

Ou $S = A_b \times C_b / n$



fig.VI-36 La distance Cb.

On applique la Règle de $\pm 15\%$.

$q_{sup} < 1,15 q_{moy}$

$q_{inf} > 0,85 q_{moy}$

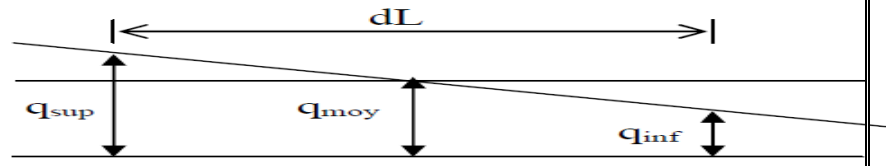


fig.VI-37 Variation de flux de cisaillement.

$F_{\text{glissement sur } dl} = ((q_{sup} + q_{inf}) / 2) \times dl$.

Nombre de connecteur uniformément répartie sur dl est égale à : $F_{\text{glissement sur } dl} / R_{ELS}$

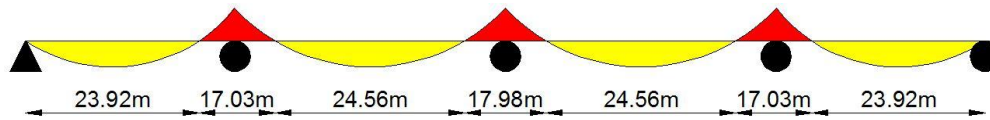


fig.VI-38 Variation des distances L en fonction de moment fléchissant.

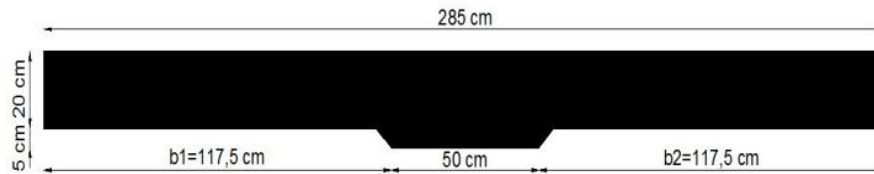


fig.VI-39 La dalle participante.

iv. Tronçon L₁ :

✓ Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : F min (F_a, F_b)

Contrainte de cisaillement à L'ELU : τ_u

1) ELU :

F = min (F_a, F_b) avec

$$F_a = A_s \times \sigma / 1.05 = 0.05814 \times 355 \times 10^2 / 1.05 = 1965.68t$$

$$F_b = (0.85 f_{ck} / \gamma_b) \times A_b = (0.85 \times 35 \times 10^2 / 1.5) \times 0.5975 = 1185.04t$$

Donc : F_G = F_b = 1185.04t.

$$\sigma = (F_G / b_{eff} \times h_c) = 1185.04 / 2.85 \times 0.20 = 20.79 MN/m^2.$$

◆ **Section a :**

$$F_G^a = b_1 \times \sigma \times h_b = 1.175 \times 20.79 \times 0.20 = 4.88 MN.$$

$$\tau_u^a = (b_1 \times \sigma \times h_b) / h_b \times I_1 = 4.88 / 0.20 \times 23.92 = 1.02 MN/m^2.$$

◆ **Section b :**

$$F_G^b = F_G^a = b_2 \times \sigma \times h_b = 4.88 MN.$$

$$\tau_u^a = (b_2 \times \sigma \times h_b) / h_b \times I_1 = 1.02 MN/m^2.$$

◆ **Vérification :**

$$\tau_u^a = \tau_u^b = 1.02 N/mm^2 \leq \min (0.13 f_{cj}, 4Mpa) = \min (0.13 \times 35 = 4.55 Mpa, 4Mpa) = 4Mpa.$$

1.3 Mpa ≤ 4Mpa vérifié.

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

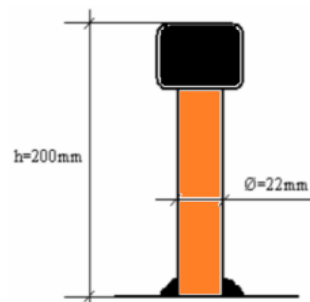


fig.VI-40 Dimension du goujon à tête ronde

$$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3.$$

$$f_{cj} = 35 \text{ Mpa} ; d = 22 \text{ mm} ; \sigma_e = 355 \text{ Mpa}.$$

$$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3 = 67 \times 0.022^2 (35)^{0.5} / 1.3 = 14.75 \text{ t}$$

Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance :

$$R_2 = 0.7 \times \pi (d^2 / 4) \sigma_e = 0.7 \times 3.14 (0.022^2 / 4) 355 = 9.44 \text{ t}$$

$$R = \min (R_1, R_2) = 9.44 \text{ t}$$

$$R_{ELU} = 9.44 \text{ t} ; R_{ELS} = 0.6 \times 9.44 = 5.664 \text{ t} ; F_{FATIGUE} = 0.3 \times 9.44 = 2.83 \text{ t}.$$

$$N = F_G / R_{ELU} = 1185.04 / 9.44 = 125.53 \approx 126 \text{ goujons}.$$

Avec un espacement $e \leq \min (80 \text{ cm}, 4 \times 20)$

$$e = (23.92 / 126) = 18.98 \text{ cm} \text{ soit } e = 19 \text{ cm}$$

2) A'ELS :

On calcule le flux de cisaillement 'q' :

$$q = V \times S / I_m.$$

$$S = A_b \cdot (C_b / n)$$

Avec :

V : effort tranchant après le développement de l'action mixte.

A_b : Section du béton.

C_b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$$S = 0.5975 \times (0.907 / 18) = 0.0301 \text{ m}^3 ; I_m = 0.025 \text{ m}^4 ; V = 58.16 \text{ t}.$$

$$q = V \times S / I_m = 58.16 \times 0.0301 / 0.025 = 70.02 \text{ t/m}.$$

$$q \text{ est majorée de } 15\% \begin{cases} q_{sup} = 1.15 q_{moy} = 1.15 \times 70 = 80.52 \text{ t/m.} \\ q_{inf} = 0.85 q_{moy} = 0.85 \times 70 = 59.52 \text{ t/m.} \end{cases}$$

$$F_{\text{glissement sur dl}} = ((80.52 + 59.52) / 2) \times dl = 70.02 \times 2.85 = 199.55 \text{ t}.$$

$$N = F_{\text{glissement sur dl}} / R_{ELS} = 199.55 / 5.66 = 35.25 = 36 \text{ goujons}.$$

N° : nombre de goujon par files.

$$N = 285 / 19 = 15 \text{ goujons}.$$

On prévoir **2 files de 15 goujons sur dL**

Alors on à 378 goujons sur L1

$$N_1 = 126 \times 2 = 252 \text{ goujons}$$

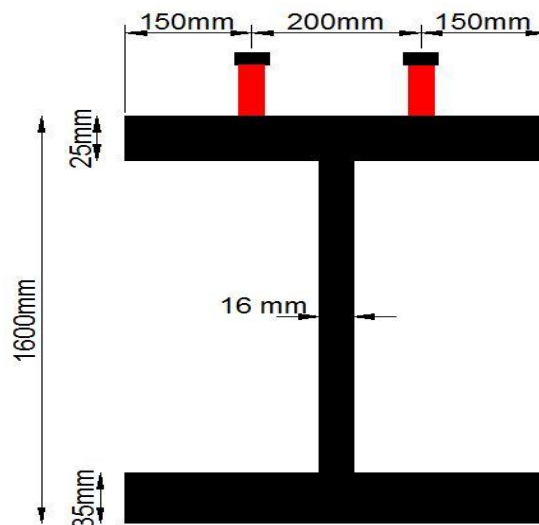


fig.VI-41 Répartition des goujons sur la poutre sur L1.

v. Tronçon L₂:Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F = \min (F_a, F_b)$ Contrainte de cisaillement à L'ELU : τ_u **1) A l'ELU :** $F = \min (F_a, F_b) + F_{arm}$ avec

$$F_a = A_s \times \sigma / 1.05 = 0.074 \times 355 \times 10^2 / 1.05 = 2501.9t$$

$$F_b = (0.85 f_{ck} / \gamma_b) \times A_b = (0.85 \times 35 \times 10^2 / 1.5) \times 0.5975 = 1185.04t.$$

$$F_{arm} = A_{arm} \times (f_e / 1.15) = 5.975 \times (400 / 1.15) = 20.78KN.$$

$$\text{Donc : } F_G = F_b + F_{arm} = 1187.24t.$$

$$\sigma = (F_G / b_{eff} \times h_c) = 1187.24 / 2.85 \times 0.2 = 20.82MN/m^2.$$

➤ Section a :

$$F_G^a = b_1 \times \sigma \times h_b = 1.175 \times 20.82 \times 0.2 = 4.89MN.$$

$$\tau_u^a = F_G^a / h_b \times I_2 = 4.89 / 0.2 \times 17.03 = 1.436MN/m^2.$$

➤ Section b :

$$F_G^b = F_G^a = b_2 \times \sigma \times h_b = 4.89MN.$$

$$\tau_u^b = (b \times \sigma \times h_b) / h_b \times I_2 = 1.436MN/m^2.$$

➤ Vérification :

$$\tau_u^a = \tau_u^b = 1.436MN/m^2 \leq \min (0.13 f_{cj}, 4Mpa) = \min (0.13 \times 35 = 4.554Mpa, 4Mpa) = 4Mpa.$$

1.56 Mpa \leq 4Mpa vérifié.

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

$$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3.$$

$$f_{cj} = 35Mpa ; d = 22mm ; \sigma_e = 355Mpa.$$

$$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3 = 67 \times 0.022^2 (35)^{0.5} / 1.3 = 14.75t.$$

Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance :

$$R_2 = 0.7 \times \pi (d^2 / 4) \sigma_e = 0.7 \times 3.14 (0.022^2 / 4) 355 = 9.44t$$

$$R = \min (R_1, R_2) = 9.44t$$

$$R_{ELU} = 9.44t ; R_{ELS} = 0.6 \times 9.44 = 5.667t ; F_{FATIGUE} = 0.3 \times 9.44 = 2.83t.$$

$$N = F_G / R_{ELU} = 1187.2 / 9.44 = 125.7 \approx 126 \text{ goujons.}$$

Avec un espacement $e \leq \min (80cm, 4 \times 20)$

$$e = (1700 / 126) = 13.5 \text{ cm.}$$

L'espacement 'e' est bon

ce qui nous ramène au choix de mettre deux file de goujons, ce qui nous donne : 252 goujons, espacés entre eux de : $e = 13.5cm$.Donc on obtient : **2 files de 126 goujons, avec $e = 13.5cm$.**

2) A PELS :

On calcule le flux de cisaillement 'q' :

$$q = V \times S / I_m$$

$$S = A_b \cdot (C_b/n) = 0.5975 \times (1.1/18) = 0.0365 \text{ m}^3 ; I_m = 0.0336 \text{ m}^4 ; V = 132.12 \text{ t}$$

$$q = V \times S / I_m = 44.3 \times 0.0335 / 0.0336 = 143.52 \text{ t/m}$$

$$q \text{ est majorée de } 15\% \left\{ \begin{array}{l} q_{\text{sup}} = 1.15 q_{\text{moy}} = 1.15 \times 143.52 = 165.048 \text{ t/m} \\ q_{\text{inf}} = 0.85 q_{\text{moy}} = 0.85 \times 143.52 = 121.992 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

$$F_{\text{glissement sur dl}} = ((165.048 + 121.992) / 2) \times dl = 143.52 \times 2.85 = 409.032 \text{ t}$$

$$N = F_{\text{glissement sur dl}} / R_{\text{ELS}} = 409.032 / 5.66 = 72.26 = 73 \text{ goujons}$$

N° : nombre de goujon par files.

$$N = 285 / 13.5 = 22 \text{ goujons}$$

On va prévoir **2 files de 22 goujons sur dL**

Alors on a 126 goujons sur L_2

$$N_2 = 126 \times 2 = 252 \text{ goujons}$$

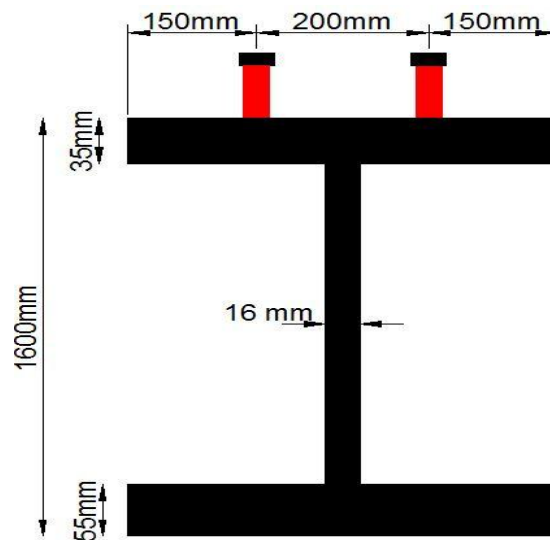


fig.VI-42 Répartition des goujons sur la poutre sur L_2 .

$$N_{\text{TOTAL}} = 4N_1 + 3N_2 = 4 \times 252 + 3 \times 252 = 1764 \text{ goujons}$$

VI.14 Méthodologie d'exécution :

Parmi les travaux entrant dans la réalisation d'un pont la méthodologie d'exécution est une activité essentielle. Il a une part influente sinon déterminante sur la conception initiale. Il représente un poste de dépense important et sujet à dérapage si les études portant sur les méthodes et la conception des outilles et installations spécifiques ont été insuffisamment développées. Mais surtout, le montage met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage. Le projeteur doit intégrer les phases de montage dans le calcul de l'ouvrage au stade des dimensionnements et des vérifications aux états limite ultime d'équilibre et de résistance.

1- méthodologie d'exécution de tablier :

Le tablier est constitué par quatre poutres métalliques fabriquées en usine.

1-1- usinage :

a- mesurage :

Cette étape consiste à tracer les tôles selon les dimensions requise par L'étude et pour cela on doit préparer ces tôles pour les couper.

b- Découpage :

Le découpage des différentes tôles se fait par une machine, pour le découpage on distingue deux procédés de découpage sont :

- Découpage à chaud avec chalumeau oxycoupeur pour les pièces de dimension importante en épaisseur.
- Découpage à froid pour les pièces de faibles dimensions.



**fig.VI-43 Découpage des tôles à chaud avec chalumeau
Oxycoupeur (usine Rouïba .sapta)**

c- soudure :

Après avoir découpé toutes les pièces qui constitueront les poutres et les entretoises on commence l'opération d'assemblage des différentes pièces entre elles par soudure, la soudure de l'âme avec les deux semelles au même temps par une machine de soudage automatique pour avoir un PRS.



fig.VI-44 Soudure automatique des PRS en atelier.

d- Montage à blanc :

Le montage à blanc c'est le montage provisoire des poutres, en utilisant des contre joints ainsi que les soudures pour les accessoires.

Réglage de la contre flèche et mettre les repères sur les pièces pour faciliter la tâche au chantier.

e- Peinture antirouille :

Les pièces métallique (poutre et entretoise) une fois assembler seront envoyée dans une aire pour grenailage ou sablage, en utilisant le raigose (abrasive d'acier) en suite on procède à la peinture de ces pièces en utilisant une peinture de protection (système ACQPA).

f- Stockage :

Les poutres et les entretoises seront évacuées vers le parc pour le stockage avant de les transporter à leur emplacement définitif.

Les poutres et les entretoises seront posées sur des appuis en bois.

g- Transport sur chantier :

Le transport des poutres et les entretoises sur chantier se fait par des tronçons soit par :

- ➡ semi-remorque.
- ➡ Trinquiballe.

2-2- sur chantier :

■ Montage de tablier :

La mise en place des poutres se fera par levage à la grue, on utilisant des grues de moyen tonnage (grue de 70t).

La poutre est assemblée par terre, le plus proche des appuis, posé une à une sur des appuis provisoires, en suite on monte les tronçons d'entretoises et on vient terminer l'opération par un serrage de l'ensemble en utilisant la soudure.

L'assemblage des éléments résultant de découpage transversal des poutres est fait dans trois phases :

- ◆ **Phase 1 :** assemblage par soudage en atelier JA (joint d'atelier).
- ◆ **Phase 2 :** assemblage des éléments transporter sur chantier au sol JCS (joint de chantier au sol)
- ◆ **Phase 3 :** assemblage au chantier à hauteur JCH (joint de chantier à hauteur).



fig.VI-45 Différentes phases de montage des poutres



fig.VI-46 Levage des poutres par grue.

VI.15 Etude de la corrosion :

Les processus de corrosion sont des réactions chimiques survenant à la surface du métal. La rouille prend naissance sous l'influence de réaction d'ordre chimique et électrochimique.

Il n'y a de corrosion que si deux facteurs sont présents : l'eau et l'oxygène.

Les produits de corrosion peuvent agir comme une barrière entre le métal et son environnement retardant effectivement la progression de la corrosion. Il ne peut ce présenté que lorsque les produits de corrosion solubles et que la corrosion se forme dans un milieu aqueux : on a alors affaire à la 'corrosion humide'.

L'emploi des peintures et le procédé le plus couramment utilisé pour protéger l'acier contre la corrosion. Comme beaucoup d'autre, la technique des peintures a fait de grand progrès. En conséquence, on obtient une durée de vie beaucoup plus longue avant la première période de l'entretien.

➤ **Protection par peinture :**

La protection de PRS contre la corrosion se fera par préparation de la surface de ce dernier par :

- Lavage à haute pression.
- Brossage manuel.
- Projection d'abrasif.

Pour la protection anticorrosion on a utilisé un système ACQPA qui est constitué d'une :

- Couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.
- Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.
- Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.

Il est nécessaire d'utiliser une épaisseur de peinture suffisante pour boucher tous les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituant la rugosité. L'épaisseur contractuelle du système est de 200 microns.



fig.VI-47 Peinture anticorrosion des poutres (usine de Rouïba).

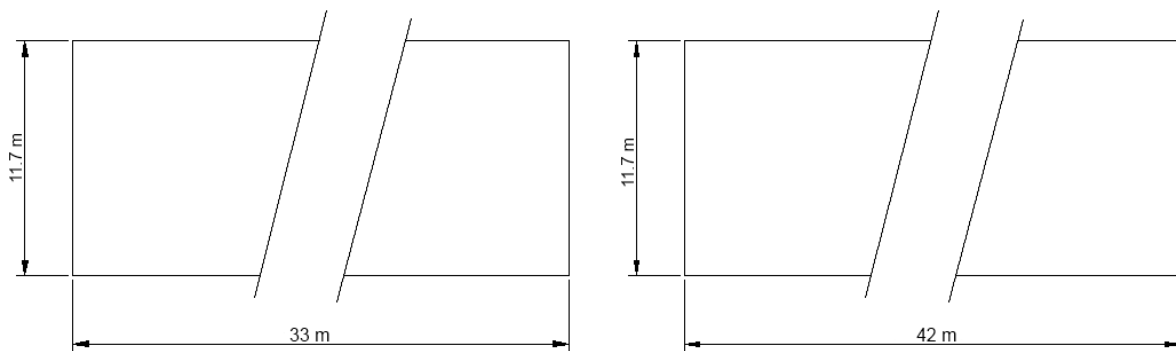
CHAPITRE VII : CALCUL DE LA DALLE

VII.1. INTRODUCTION :

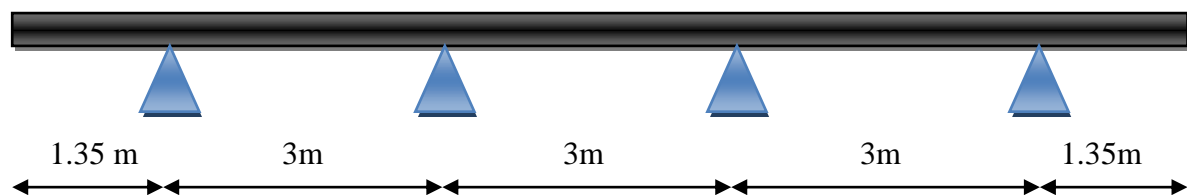
Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales.

La dalle de couverture dans notre cas est de 11.7 m de largeur, elle possède 2 encorbellements de 1.35m chacun



FigVII.1 : Vue en plan



FigVII.2 : schémas statique de la dalle

Nous aurons à calculer deux types de dalles :

- Dalle centrale : appuyée sur 4 cotés
 - Travée de rive : $a = 3\text{ m}$; $b = 33\text{ m}$
 - Travée intermédiaire : $a = 3\text{ m}$; $b = 42\text{ m}$
- Dalle en encorbellement : appuyée sur 1 seul coté
 - Travée de rive : $a = 1.35\text{ m}$; $b = 33\text{ m}$
 - Travée intermédiaire : $a = 1.35\text{ m}$; $b = 42\text{ m}$

VII.2 DALLE CENTRALE :

VII.2.1 Méthode de calcul : (d'après le document SETRA calcul de hourdis de ponts)

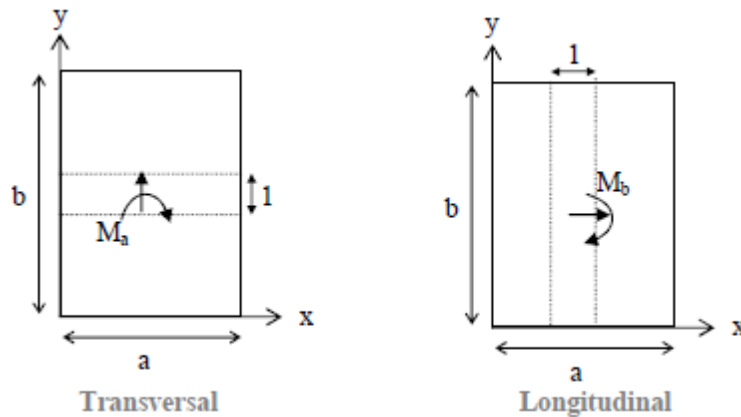
Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc, Bt ou Br) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal ».

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».



FigVII.3 : Moment transversale et longitudinale sur la dalle centrale.

La dalle a une épaisseur de 20 cm recouvert d'une couche de revêtement de 8cm.

VII.2.2 Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

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

E : l'épaisseur équivalente

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y

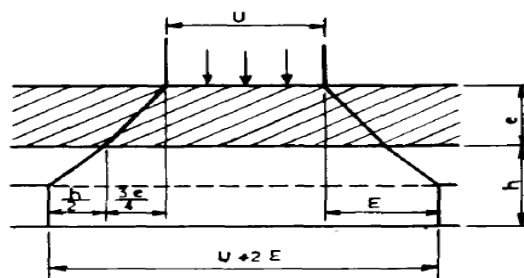
-Calcul de l'épaisseur équivalente « E »

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{1}{2} h = 6 + 10 = 16 \text{ cm}$$

Avec :

e : épaisseur de la chaussée

h : épaisseur de la dalle



VII.2.3 Calcul des moments fléchissant :**• Charges Permanentes :****Évaluation des charges**

- Dalle : $0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}^2$
- Étanchéité + revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$
- La charge permanente pour cette dalle est : 0.676 t/m^2

- **Travée de rive** : $a = 3 \text{ m}$; $b = 33 \text{ m} \Rightarrow \rho = a/b = 0.0909$; $1/\rho = 11$

Du moment que $\rho < 0.4$ on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\rho = 0.0909 \Rightarrow M_1 = 0.012 \quad ; \quad 1/\rho = 11 \Rightarrow M_2 = 0 \quad (\text{Abaque N}^\circ 61)$$

M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée a

M_2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée b

$$Q_{\text{TOT}} = 0.676 \times 3 \times 33 = 66.924 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \rho M_2) Q_{\text{TOT}} = (0.012 + 0.2 (0)) \times 66.924 = 0.803 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \rho M_1) Q_{\text{TOT}} = (0 + 0.2 (0.012)) \times 66.924 = 0.1606 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 0.2 > 0.1606 \Rightarrow \text{dans le ferrailage suivant b en prend : } M_b = 0.2 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Soit } M_a = 0.803 \text{ t.m/ml ; } M_b = 0.2 \text{ t.m/ml}$$

- **Travée intermédiaire** : $a = 3 \text{ m}$; $b = 42 \text{ m} \Rightarrow \rho = a/b = 0.0714$; $1/\rho = 14$

Du moment que $\rho < 0.4$ on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\rho = 0.0714 \Rightarrow M_1 = 0.009 \quad ; \quad 1/\rho = 14 \Rightarrow M_2 = 0 \quad (\text{Abaque N}^\circ 61)$$

$$Q_{\text{TOT}} = 0.676 \times 3 \times 42 = 85.176 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \rho M_2) Q_{\text{TOT}} = (0.009 + 0.2 (0)) \times 85.176 = 0.766 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \rho M_1) Q_{\text{TOT}} = (0 + 0.2 (0.009)) \times 85.176 = 0.1533 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 0.1916 > 0.1533 \Rightarrow \text{dans le ferrailage suivant b en prend : } M_b = 0.1916 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Soit } M_a = 0.766 \text{ t.m/ml ; } M_b = 0.1916 \text{ t.m/ml}$$

• Surcharges A (L) :**➤ Travée de rive :**

$$A (L) = 1038,98 \text{ kg/m}^2 ; L = 33 \text{ m} ; a_1 = 0.9 ; a_2 = 1.16 \Rightarrow A = 1084.7 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = q L^2 / 8 = 1084.7 \times 3^2 / 8 = 1.22 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.15 M_a = 0.15 \times 1.22 = 0.183 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Soit } M_a = 1.22 \text{ t.m/ml ; } M_b = 0.183 \text{ t.m/ml}$$

➤ Travée intermédiaire :

$$A (L) = 896,66 \text{ kg/m}^2 ; L = 42 \text{ m} ; a_1 = 0.9 ; a_2 = 1.16 \Rightarrow A = 936.11 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = q L^2 / 8 = 936.11 \times 3^2 / 8 = 1.05 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.15 M_a = 0.15 \times 1.22 = 0.158 \text{ t.m/ml}$$

Soit $M_a = 1.05 \text{ t.m/ml}$; $M_b = 0.158 \text{ t.m/ml}$

• **Surcharges Bc**

$E = 16 \text{ cm}$

(Abaque N° 9) $\Rightarrow M_a = 3.4 \text{ t.m/ml}$; (Abaque N° 25) $\Rightarrow M_b = 1.9 \text{ t.m/m}$

$a = 3 \text{ m}$

• **Surcharges Bt**

$E = 16 \text{ cm}$

(Abaque N° 10) $\Rightarrow M_a = 3.64 \text{ t.m/ml}$; (Abaque N° 10) $\Rightarrow M_b = 1.94 \text{ t.m/m}$

$a = 3 \text{ m}$

• **Convoi Mc120**

$E = 16 \text{ cm}$

(Abaque N° 35) $\Rightarrow M_a = 4.6 \text{ t.m/ml}$; $M_b = 0.25 \times 4.6 = 1.15 \text{ t.m/m}$

$a = 3 \text{ m}$

• **Convoi D240**

➤ **Travée de rive** : $a = 3 \text{ m}$; $b = 33 \text{ m} \Rightarrow \rho = a/b = 0.0909$; $1/\rho = 11$

$\rho = 0.0909 \Rightarrow M_1 = 0.012$; $1/\rho = 11 \Rightarrow M_2 = 0$

$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.16 = 3.52 \text{ m}$

$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.16 = 18.92 \text{ m}$

$\Rightarrow Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.52 \times 18.92 = 268.39 \text{ t}$

$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.012 + 0.2 (0)) \times 268.39 = 3.22 \text{ t.m/ml}$

$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.012)) \times 268.39 = 0.644 \text{ t.m/ml}$, avec : ν est le coefficient de poisson.

➤ **Travée intermédiaire** : $a = 3 \text{ m}$; $b = 42 \text{ m} \Rightarrow \rho = a/b = 0.0714$; $1/\rho = 14$

$\rho = 0.0714 \Rightarrow M_1 = 0.009$; $1/\rho = 14 \Rightarrow M_2 = 0$

$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.16 = 3.52 \text{ m}$

$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.16 = 18.92 \text{ m}$

$\Rightarrow Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.52 \times 18.92 = 268.39 \text{ t}$

$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.009 + 0.2 (0)) \times 268.39 = 2.415 \text{ t.m/ml}$

$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.009)) \times 268.39 = 0.483 \text{ t.m/ml}$

VII.2.4 Calcul de coefficient de majoration dynamique :

$L = \text{inf.} [\text{sup (entraxe des poutres de rive, largeur roulable)} ; \text{portée de la poutre}]$

$L = \text{inf.} [\text{sup (9, 9)} ; 33] = 9 \text{ m}$

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

Poids propre de l'hourdis : $0,2 \times 9^2 \times 2,5 = 40,5 \text{ t}$.

Poids propre de revêtement : $0,08 \times 9^2 \times 2,2 = 14,256 \text{ t}$.

Poids totale : $54,756 \text{ t}$.

- Système Bc

3 files $\Rightarrow S = 3 \times b_c \times B_c = 3 \times 0,95 \times 30 \text{ t} = 85,5 \text{ t}$ (une bande de $9 \text{ m} \times 9 \text{ m}$)

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1+4\frac{54,756}{85,5}} = 1,31$$

$$\text{Donc : } \delta = 1,3113$$

- Système Bt

2 tandems sont placés sur la section de couverture

$S = 2 \times 1 \times 32 = 64 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1+4\frac{54,756}{64}} = 1,2785$$

$$\text{Donc : } \delta = 1,2785$$

- Système Br

$S = 10 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1+4\frac{54,756}{10}} = 1,169$$

$$\text{Donc : } \delta = 1,169$$

- Système Mc120

$S = 110 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1+4\frac{54,756}{110}} = 1,169$$

$$\text{Donc : } \delta = 1,3434$$

VII.2.5 Coefficients de pondération :

Pour le calcul de la dalle nous considérons la sollicitation du 1^{er} genre donc : $S = G + 1,2 P$

- Charges permanentes $\Rightarrow \alpha = 1$

- Surcharges civiles Bc=2.3 ; Bt et A(L) $\Rightarrow \alpha = 2,2$

- Surcharges militaires Mc120 $\Rightarrow \delta = 1,308$

- Surcharges D240 $\Rightarrow \alpha = 1$

Les résultats des moments transversaux et longitudinaux son décrites dans le tableau 8.1 ci-dessous :

Charge	Travée de rive			Travée intermédiaire			
	α	δ	b	M_a	M_b	M_a	M_b
Poids P	1	/	/	0,803	0,1606	0,766	0,1533
A(L)	2,2	/	/	2,684	0,4026	2,31	0,3476
Bc	2,3	1,3113	1,1	11,279	6,303	11,279	6,303
Bt	2,2	1,2785	1	10,238	5,456	10,238	5,456
MC120	1,308	1,3434	/	8,082	2,02	8,082	2,02
D240	1	/	/	3,22	0,644	2,415	0,483
COMBINAISON				12.082	6.4636	12.045	6.4563

Tab.VII .1 : Moments transversaux et longitudinaux de chaque cas de charge

Remarque :

La combinaison introduite dans le tableau 8.1 ci-dessus est la suivante :

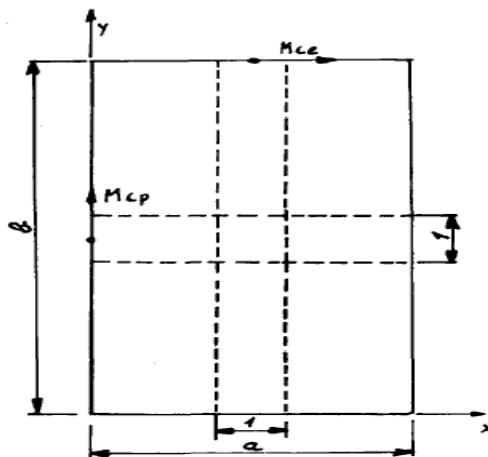
$$M_a = M_a(\text{poids propre}) + M_a(\text{Bc}) ; M_b = M_b(\text{poids propre}) + M_b(\text{Bc})$$

VII.3 MOMENTS DE CONTINUITÉ :

Les moments de continuité M_{cp} et M_{ce} sur poutres et sur entretoises d'about sont :

M_{cp} : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une poutre principale dans une bande de 1m de largeur et de longueur 2m , découpée de cette plaque parallèle à Ox, ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à Ox , donc son axe est parallèle à Oy.

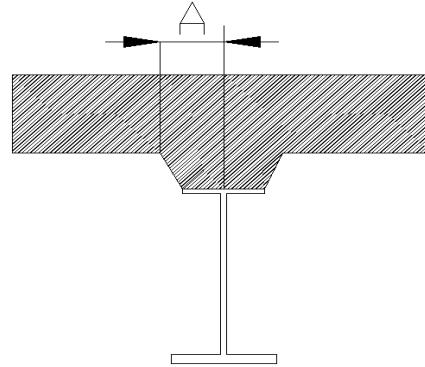
M_{ce} : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une entretoise dans une bande de 1m de largeur et de longueur 33m (travée de rive) et de 42m (travée intermédiaire), découpée de cette plaque parallèle a Oy, ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à Oy , donc son axe est parallèle à Ox



FigVII.4 : Moments de continuité « M_{cp} » et « M_{ce} »

Les moments cités sont obtenus par les abaques SETRA en fonction de E, A, a, b
 A : demi-largeur de l'appui constituée par une poutre principale en l'occurrence la demi-largeur de la semelle supérieure.

$$A = \frac{500}{2} + 50 = 300 + 50 = 350 \text{ mm} = 0.35 \text{ m}$$



FigVII.5 : La demi-largeur « A »

VII.3.1 Moment de continuité sur poutre :

Le cas de charge défavorable est donné par M_{C120} et B_t .

• **M_{C120} :**

$A = 0.3$; $E = 16\text{cm}$; $a=3$; $b = \infty \Rightarrow M_{cp} = 4.5\text{t.m/ml}$ (Abaque N°27)

• **B_t :**

$A = 0.3$; $E = 16\text{cm}$; $a=3$; $b = \infty \Rightarrow M_{cp} = 2.95\text{t.m/ml}$ (Abaque N°10)

VII.3.2 Moment de continuité sur entretoise :

Le cas de charge défavorable est donné par M_{C120} et B_c .

• **M_{C120} :**

$A = 0.3$; $E = 16\text{cm}$; $b = \infty \Rightarrow M_{ce} = 4.3\text{t.m/ml}$ (Abaque N°28)

• **B_c :**

Pour $A = 0.1$; $E = 16\text{cm}$; $b = \infty \Rightarrow M_{ce} = 2.8\text{t.m/ml}$ (Abaque N°42)

Pour $A = 0.2$; $E = 16\text{cm}$; $b = \infty \Rightarrow M_{ce} = 2.65\text{t.m/ml}$ (Abaque N°44)

Donc pour $A=0.3$ on a par extrapolation $M_{ce} = 2.5\text{t.m/ml}$

Charge	a	b	δ	M_{cp}	M_{ce}
M_{C120}	1,308	/	1,3434	7,907	7,555
B_c	2,3	1,1	1,3113	/	8,294
B_t	2,2	1	1,2785	8,297	/

Tab.VII .2 : Moments de continuité de chaque cas de charge

Donc on prend pour moment sur poutre $M_{cp} = 8.297 \text{ t.m/ml}$ et sur appui $M_{ce} = 8.294 \text{ t.m/ml}$

VII.4 DALLE EN ENCORBELLEMENT :

VII.4.1 Moment d'encastrement :

• **Charge permanente :**

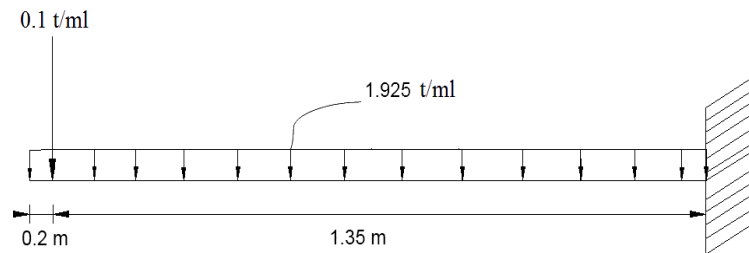
Trottoir : $1.35 \times 0.2 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$.

Dalle : $1.35 \times 0.2 \times 2.5 = 0.675 \text{ t/ml}$

Garde corps : 0,10 t/ml, Corniche : 0.5 t/ml, alors : $G = 1.925 \text{ t/ml}$

$M_{pp} = 0.1 \times 1.15 + 1.925 \times 1.35^2/8 = 0.553 \text{ t.m/ml}$

Donc : $M_{pp} = 0.553 \text{ t.m/ml}$

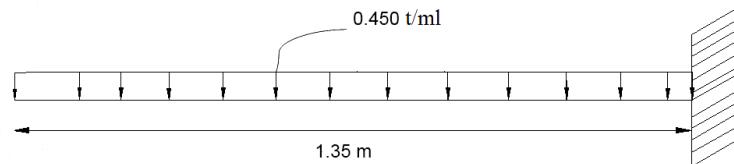


FigVII.6 : Poids propre sur la dalle d'encorbellement

• **Surcharge de trottoir 450kg/ml :**

$M_t = 0.450 \times 1.35^2 / 2 = 0.41 \text{ t.m/ml}$

$\Rightarrow M_t = 0.41 \text{ t.m/ml}$



FigVII.7 : Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement

VII.4.2 Moments longitudinaux dans le consol :

Charge permanente : $M_b = vM_a = 0.2 \times 0.553 = 0.1106 \text{ t.m/ml}$

Surcharge de trottoir : $M_b = vM_a = 0.082 \text{ t.m/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**

Transversal $\Rightarrow M_{enc} = M_{pp} + M_t = 0.553 + 0.41 = 0.963 \text{ t.m/ml}$

Longitudinal $\Rightarrow M_{log} = M_{pp} + M_{Ri} = 0.1106 + 0.082 = 0.1926 \text{ t.m/ml}$

On prend : $M_{log} = \frac{1}{4} M_{enc} = 0.24075 \text{ t.m/ml}$

VII.5 BILAN DES MOMENTS :

Les moments fléchissant à prendre en compte dans le ferrailage de l'hourdis sont mentionnés dans le tableau suivant :

	Dalle centrale	Dalle sur poutre / entretoise	Dalle en encorbellement
Moment transversaux (t.m/ml)	12.082	-8.297	-0.963
Moment longitudinaux (t.m/ml)	6.4636	-8.294	-0.24075

Tab.VII .3 : Récapitulatif des moments.

VII.6 Ferrailage de l'hourdis :

➤ **longitudinalement:**

On étudiera une section rectangulaire en flexion simple.
 b = 1m ; h=0.2m ; f_{bu} = 19.83Mpa.

➤ **En travée :**

$$M_u = 6.4636 \text{ tm/ml. (nappe inférieure)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.15} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \text{avec : } M_u = 64.636 \text{ KN/m; } d = 0,9h = 0,18\text{m.}$$

$$\mu = \frac{64.636}{0.18^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.1 \Rightarrow \mu = 0.1 ;$$

$$\epsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 400 / 2 \times 10^5 \times 1.15 = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,1 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,129 < 0,186$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 1.392$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \Rightarrow Z = 0,17\text{m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z \sigma_S} = 10.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures **6HA16** $\Rightarrow A_S = 12.06 \text{ cm}^2$

➤ **Sur appui :**

$$M_u = -8.294 \text{ t.m/ml (nappe supérieure)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \text{avec : } M_u = -82.94 \text{ KN/m ; } d = 0,9h = 0,18\text{m.}$$

$$\mu = \frac{82.94}{0.18^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.129 \Rightarrow \mu = 0.129;$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 400 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,129 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,129 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}.$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.173$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,167\text{m}$$

$$A_S = \frac{M \mu}{Z \sigma_S} = 14.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures **6HA18** $\Rightarrow A_S = 15.27 \text{ cm}^2$

➤ **Dalle en encorbellement :**

$$M_u = -0.24075 \text{ t.m/ml (nappe supérieure)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \text{avec : } M_u = -2.4075 \text{ KN/m ; } d = 0,9h = 0,18\text{m.}$$

$$\mu = \frac{2.4075}{0.18^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.0037 \Rightarrow \mu = 0.004;$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 400 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,004 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,004 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

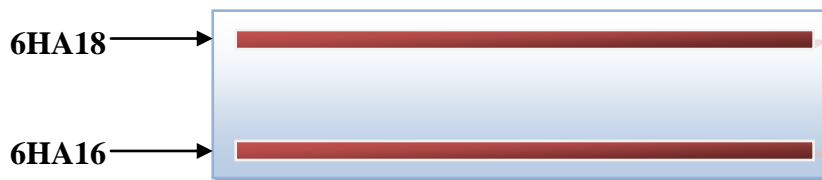
La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 5$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = -0,18 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M \mu}{Z \sigma_S} = 0,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures **3HA8** $\Rightarrow A_S = 1,51 \text{ cm}^2$



FigVII.8 : Ferrailage longitudinale de la dalle

Remarque :

En ce qui concerne le ferrailage de la nappe supérieure sur travée, on considère le même ferrailage pris en compte sur la nappe supérieure sur appui (la même chose pour la nappe inférieure).

➤ **Transversalement (flexion transversale) :**

On étudiera une section rectangulaire en flexion simple.

➤ **En travée :**

$M = 12,082 \text{ t.m/ml}$ (nappe inférieure)

$$\mu = \frac{M u}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } Mu = 120,82 \text{ KN/m ; } d = 0,9h = 0,18 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{120,82}{0,18^2 \times 19,83} \times 10^{-3} = 0,188 \Rightarrow \mu = 0,188$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 400 / 2 \times 10^5 \times 1,15 = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,188 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,188 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}.$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.126$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \Rightarrow Z = 0,161\text{m}$$

$$A_S = \frac{M \mu}{Z \sigma_S} = 21.575 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour des armatures } \mathbf{6HA22} \Rightarrow A_S = \mathbf{22.81 \text{ cm}^2}$$

➤ Sur appui :

$M_u = -8.297 \text{ t.m/ml}$ (nappe supérieure)

$$\mu = \frac{M u}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } M_u = -82.97 \text{ KN/m ; } d = 0,9h = 0,18\text{m.}$$

$$\mu = \frac{82.97}{0.18^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.129 \Rightarrow \mu = 0.129;$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_S = 400 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,129 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,129 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}.$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.173$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \Rightarrow Z = 0,167\text{m}$$

$$A_S = \frac{M \mu}{Z \sigma_S} = 14.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour des armatures } \mathbf{6HA18} \Rightarrow A_S = \mathbf{15.27 \text{ cm}^2}$$

➤ **dalle en encorbellement :**

$$M = -0.963 \text{ t.m/ml (nappe supérieure)} \Rightarrow A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M u}{b d^2 f_{bc}} = \text{avec : } \mu = -9.63 \text{ KN/m ; } d = 0,9h = 0,18\text{m.}$$

$$\mu = \frac{9.63}{0.18^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.015 \Rightarrow \mu = 0.015;$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 400 / 2 \times 10^5 \times 1.15 = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.391$$

$$\mu = 0,015 < \mu_R = 0,391$$

$$\mu = 0,015 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}.$$

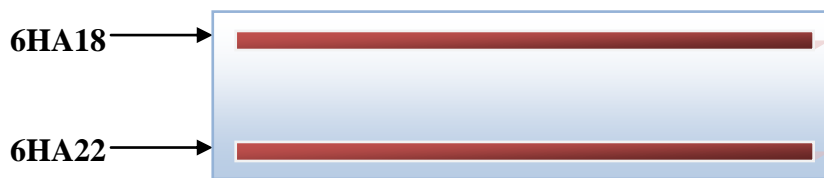
La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.173$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \Rightarrow Z = 0,0189\text{m}$$

$$A_s = \frac{M \mu}{Z \sigma_s} = 1.465 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures **3HA8** $\Rightarrow A_s = 1.51 \text{ cm}^2$



FigVII.9 : Ferrailage longitudinale de la dalle

CHAPITRE VIII : LES EQUIPEMENTS

VII.1. Les appareils d'appuis:

a. Introduction

Les tabliers de pont reposent, en général, sur leurs appuis (pilles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, la à fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux. Il existe essentiellement quatre type d'appareilles d'appui qui sont :

1. Les articulations en béton.
2. Les appareils d'appui élastomère fretté.
3. Les appareils d'appui spéciaux.
4. Les appareils d'appui métallique.

On utilise dans notre projet appareille d'appui élastomère type CIPEC fretté, ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène) et tôle d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et néoprène étant obtenue par « adhésion » au moment de la vulcanisation.

Les caractéristiques d'appareille d'appui sont les suivants :

- Contrainte $\sigma = 15 \text{Mpa}$.
- Module de cisaillement statique : $G = 0.8 \text{Mpa}$.
- Module de cisaillement dynamique : $G = 1.6 \text{Mpa}$.
- Epaisseur d'une couche élastomère : $t = 20 \text{mm}$.
- Résistance $R_{\text{rupture}} \geq 16 \text{Mpa}$.

b. dimensionnement des appareilles d'appuis :

1. Réaction maximale :

◆ à la culée :

$$R_{\text{ser}} = G + D_{240} = 80.12 \text{t.}$$

$$R_{\text{u}} = 1.35G + 1.35D_{240} = 119.15 \text{t.}$$

◆ sur la pile :

$$R_{\text{ser}} = G + D_{240} = 177.23 \text{t.}$$

$$R_{\text{u}} = 1.35G + 1.35D_{240} = 354.46 \text{t.}$$

2. Surface d'appareille :

On a $\sigma_m = R_{\text{max}} / ab < \sigma_{\text{adm.}} \Rightarrow ab > R_{\text{max}} / \sigma_{\text{adm.}}$

$$ab > 3.5446 / 15 = 0.2363 \text{m}^2 = 236306.66 \text{mm}^2.$$

On fixe $axb = 240000 \text{mm}^2 = 400 \times 600 \text{mm}^2$. ($a = 400 \text{mm}$; $b = 600 \text{mm}$).

3. Calcul des efforts horizontaux et déformations :

Les efforts de freinage sont essentiellement due aux effets de système A(L) ; Bc.

Le cas plus favorable système de Bc $H=30t$. (Voir le chapitre IV).

Ces efforts sont à répartir sur les appuis en fonction de leurs rigidités.

La rigidité « k » d'un appui sera donc $k = \frac{1}{\sum U}$.

U : étant le déplacement de tête d'appui sous l'action d'une force horizontale unitaire. $U=u_1+u_2+u_3$.

u_1 : distorsion de l'appareil d'appui.

u_2 : déformation du corps de l'appui.

u_3 : déformation de la fondation.

◆ Distorsion de l'appareil d'appui :

Les appuis (culée, pile, culée existant) sont infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

Le nombre d'appareils d'appuis par chaque appui est quatre ; selon le nombre des poutres.

$U_s = (H \times T / n \times G \times a \times b)$.

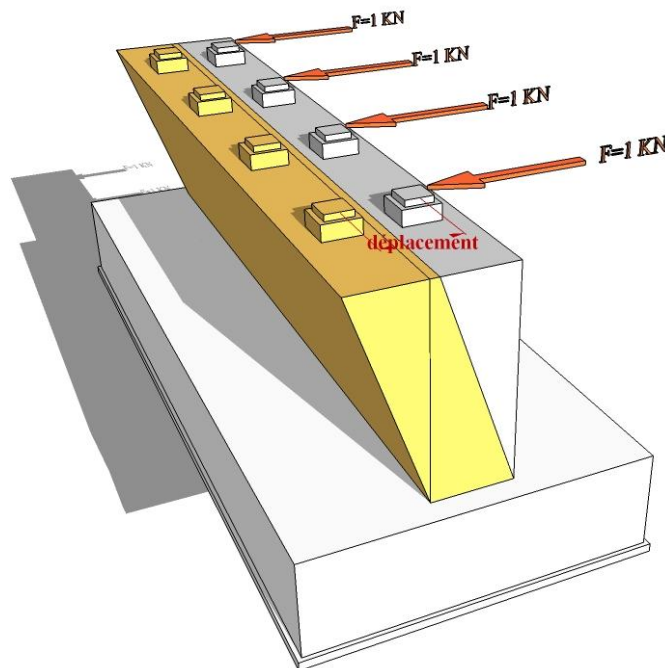


Fig. VIII.1. Déformation des éléments d'appuis.

Sous un effort statique ($G=0.8 \text{ Mpa}$)

$$U^1_s = 0.08 / (4 \times 0.8 \times 0.4 \times 0.6) = 0.104 \text{ m.}$$

Sous un effort dynamique ($G=1.6 \text{ Mpa}$)

$$U^1_d = 0.08 / (4 \times 1.6 \times 0.4 \times 0.6) = 0.052 \text{ m.}$$

◆ Déformation du corps d'appuis :

Les appuis dont la rigidité est donnée par $k = \frac{EI}{h}$

I : inertie de l'appui.

h : hauteur d'appui.

E : module du béton.

$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{ Mpa}$ pour l'action statique.

$E_v = E_i/3 = 11000 \text{ Mpa}$ pour l'action dynamique.

✓ **La culée :** h=4m, b=1.40m.

$$I = \frac{bh^3}{12} = 7.46 \text{ m}^4.$$

$$K_s = 33000 \cdot 7.46/4 = 61545 \Rightarrow U_s = 1/K_s = 0.016 \text{ mm}.$$

$$K_d = 11000 \cdot 7.46/4 = 20515 \Rightarrow U_d = 0.048 \text{ mm}.$$

✓ **La pile 1 :** $\Phi = 1.2 \text{ m}$; h=5m

$$I = \frac{\pi \Phi^4}{64} = 0.1 \text{ m}^4.$$

$$K_s = 33000 \cdot 0.1/5 = 660 \Rightarrow U_s^2 = 1/K_s = 1.51 \text{ mm}.$$

$$K_d = 11000 \cdot 0.1/5 = 220 \Rightarrow U_d^2 = 4.54 \text{ mm}.$$

✓ **La pile 2 :** $\Phi = 1.2 \text{ m}$; h=8m

$$I = \frac{\pi \Phi^4}{64} = 0.1 \text{ m}^4.$$

$$K_s = 33000 \cdot 0.1/8 = 412.5 \Rightarrow U_s^2 = 1/K_s = 2.42 \text{ mm}.$$

$$K_d = 11000 \cdot 0.1/8 = 137.5 \Rightarrow U_d^2 = 7.27 \text{ mm}.$$

✓ **La pile 3 :** $\Phi = 1.2 \text{ m}$; h=15m

$$I = \frac{\pi \Phi^4}{64} = 0.1 \text{ m}^4.$$

$$K_s = 33000 \cdot 0.1/15 = 220 \Rightarrow U_s^2 = 1/K_s = 4.54 \text{ mm}.$$

$$K_d = 11000 \cdot 0.1/15 = 73.33 \Rightarrow U_d^2 = 13.63 \text{ mm}.$$

◆ **Remarque** la déformation due la fondation est négligeable.

- **La rigidité de culée :** $k = 1/(\sum u)$

$$K_s = 9.61$$

$$K_d = 19.21$$

- **La rigidité de la pile 1:** $k = 1/(\sum u)$

$$K_s = 9.47$$

$$K_d = 17.68$$

- **La rigidité de la pile 2:** $k = 1/(\sum u)$

$$K_s = 9.39$$

$$K_d = 16.87$$

- **La rigidité de la pile 3:** $k = 1/(\sum u)$

$$K_s = 9.21$$

$$K_d = 15.23$$

➤ **Effort statique :** $H=30t$.

H (pille 1)=7.53t.

H (pille 2)=7.47t.

H (pille 3)=7.33t.

H (culée)=7.65t.

➤ **Effort dynamique:** $H=0.12G=0.12 \times 1813.125=217.575t$.

H (pille 1)=55.75t.

H (pille 2)=53.2t.

H (pille 3)=48.03t.

H (culée)=60.58t.

4. Calcul de la hauteur nette d'élastomère (T) :

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0.5}$

$U_1 = \Delta_{\max}$. Déformation lente (rotation, retrait, fluage, température)=27.3mm.

On a encore la condition suivante : $a/10 \leq T \leq a/5 \Rightarrow T=8cm$.

$\Rightarrow T=80mm \geq 2U_1=2 \times 27.3=54.6mm$.

Alors la condition est vérifiée.

La Contrainte de compression : $\sigma_m = N/ab = 11.4Mpa$.

$\beta = ab / (2xt(a+b)) = 8$

◆ **Vérification de contrainte du cisaillement :**

$\tau_N = 1.5\sigma_m / \beta$.

$\tau_N = 2.1Mpa \leq \tau_{adm} = 3.G = 2.4Mpa \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

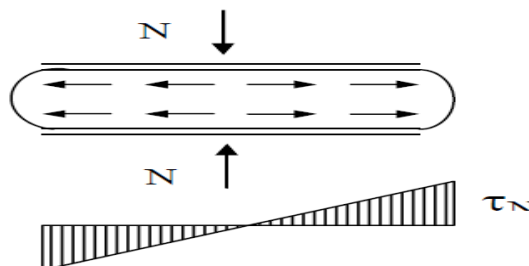


Fig. VIII.2. Déformation d'appareil d'appuis au cisaillement.

◆ **Vérification des efforts et déformation tangentiels :**

$\tau_H \leq 0.7G = 0.7 \times 0.8 = 0.56Mpa$.

• **Déformation lente :**

$\tau_{H1} = G.U_1/T \leq 0.5G = 0.45Mpa$.

U_1 : déplacement maximale.

$\tau_{H1} = 0.9 \times 0.104 / 0.8 = 0.12Mpa$.

• **Déformation rapide :**

$\tau_{H2} = H/ab$.

$H = 7.65t$.

$$\tau_{H2} = 7.65 \times 10^5 / 400 \times 600 = 0.31 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} / 2 = 0.12 + 0.31 / 2 = 0.215 \text{ Mpa} \leq 0.7G = 0.63 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

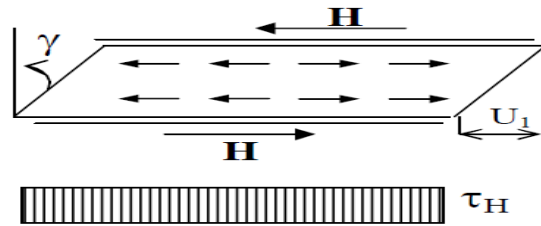


Fig. VIII.3. Déformation d'appareil d'appuis aux efforts tangentiels.

◆ **Sollicitation due à une rotation :**

$$\tau_a = \frac{Ga^2 \alpha_T}{(2 \times t^2 \times n)}$$

α_T : rotation maximale de d'appareil d'appui.

n : nombre de feuilletts élémentaires égale 4.

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose. Pour une tablier métallique $\alpha_0 = 0.003 \text{ rad}$.

α : rotation d'appareil d'appui en service vide $\alpha = qL^2 / (24EvI) = 0.013$

$\alpha_T = 0.016 \text{ rad}$; $\tau_a = 0.64 \text{ Mpa}$.

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a = 2.1 + 0.215 + 0.64 = 2.95 \text{ Mpa} \leq 5G = 4 \text{ Mpa. Condition est vérifiée.}$$

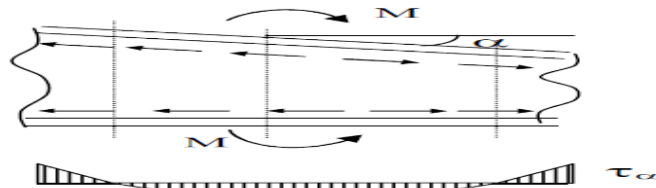


Fig. VIII.4. Déformation d'appareil d'appuis à la rotation.

➤ **Condition de non cheminement :**

$$N_{\text{Min}} / ab \geq 3 \text{ Mpa.}$$

N_{min} : Réaction minimale sous charges permanentes = 80.12t.

$$\sigma_{\text{min}} = N_{\text{Min}} / ab = 3.34 \geq 3 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Condition de non glissement :**

$$F.N_{\text{Min}} \geq H \Rightarrow F = 0.1 + (0.6 / \sigma_{\text{min}}) = 0.28 \text{ est } F.N_{\text{Min}} = 0.22 \text{ Mpa} \geq 0.1273 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Condition de non soulèvement:**

$$\alpha_T \leq (3/\beta)(T^2 / a^2) (\sigma_m / G) \Rightarrow 0.01 \leq 0.20 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq (\alpha \sigma_m / \beta \sigma_e) \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes est égale 220Mpa.

$$t_s \geq 3.05 \text{ mm.} \Rightarrow \text{On prend } t_s = 4 \text{ mm}$$

Donc : $T = 4 \times 16 + 4 \times 4 = 80 \text{ mm}$.

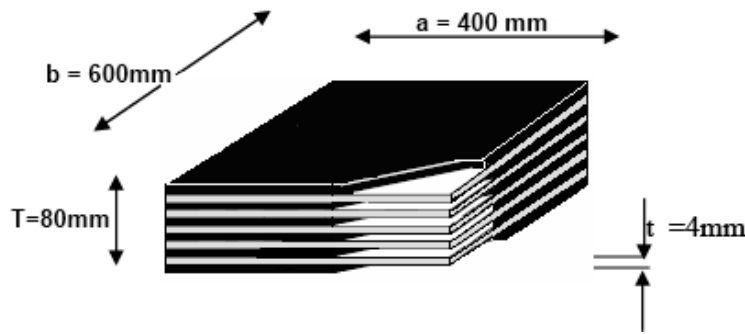


Fig. VIII.5 : appareille d'appui.

5. Dés d'appui (Bossage):

a. Pré-dimensionnement :

$A = a + 100 = 400 + 100 = 500 \text{ mm}$. On fixe $A = 500 \text{ mm}$.

$B = b + 100 = 600 + 100 = 700 \text{ mm}$. On fixe $B = 700 \text{ mm}$.

$E = 150 \text{ mm}$.

A : Largeur de bossage.

B : Longueur de bossage.

a : Largeur d'appareil d'appui.

b : Longueur d'appareil d'appui.

E : épaisseur de bossage.

b. Ferrailage des dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{\max \text{ ser}} = G + A(L) + ST = 177.23t. \\ R_{\max \text{ ult}} = 1,35G + 1,6(AL + ST) = 354.46t. \end{array} \right.$$

R_{\max} : effort normal de compression maximal (réaction max).

On a $\sigma' = \frac{R_{\max}}{S}$

Tel que :

σ' : contrainte de compression dans le dé d'appui due à « R_{\max} »

S : l'aire du dé d'appui ($S = 400 \times 600 \text{ mm}$)

$$\sigma' = \frac{R_{\max}}{S} = \frac{354.46}{40 \times 60} \times 10^3 = 147.69 \text{ kg/cm}^2$$

Le béton peut résister seul à l'effort tranchant, toutefois on prévoit des armatures afin d'éviter la rupture locale du béton une frette supérieure au niveau de la surface est capable de reprendre un effort égal à $0.04 R_{\max}$.

Donc : $A_s = 0.04 \frac{R_{\max}}{\sigma} = 0.04 \times 354.46 \times 10^3 / 2666.6 = 5.31 \text{ cm}^2$

On prend : **5HA12** ; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 2 = 5.31 / 2 = 2.655 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA10** ; $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$

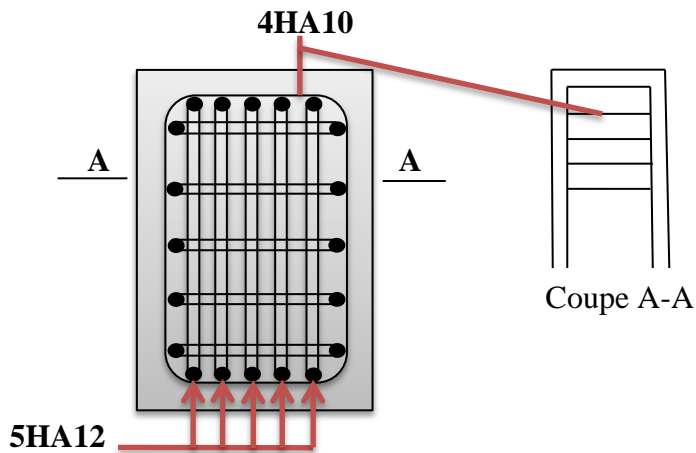


Fig. VIII.6 : ferrailage de la dé d'appui

VII.2. joint de chaussée:

a) introduction :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic journalier entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

◆ Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus (décalage).
- Absence de bruits de vibrations.

◆ Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

◆ Étanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

◆ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

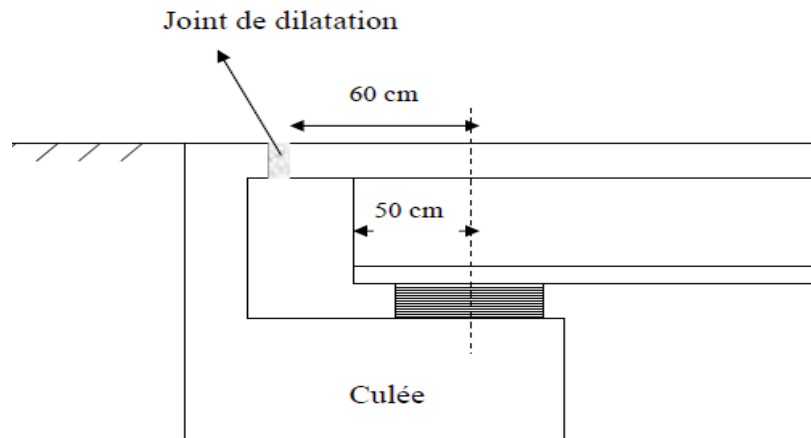


Fig. VIII.7 : Schéma représentatif de l'emplacement de joint de chaussée

b) Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint Δl .

➤ Rotation d'extrémité sous chargement :

On accepte une rotation d'extrémité α égale à 0,003rd.

h : la hauteur de tablier égale à 1.80m.

Le déplacement horizontal dû à la rotation d'extrémité est de $\Delta l = h \cdot \text{tg} \alpha = 0.54 \text{cm}$.

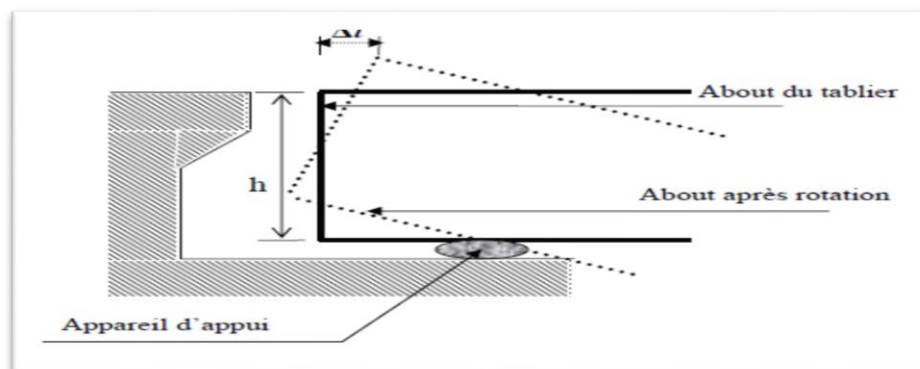


Fig. VIII.8 : Schéma représentatif de rotation d'extrémité.

➤ Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif : $\epsilon_t = \frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4}$. l 'étant la longueur du tablier.

Dans notre projet $l = 150 \text{m} \Rightarrow \Delta l = 4.5 \text{cm}$.

➤ Retrait :

$$\epsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 1.8 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 2.7 \text{cm}.$$

➤ **fluage:**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction de contrainte normale appliquée.

On pourra prendre en approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fj} \times 10^{-4}$.

K_{fj} : coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 4.5 \text{ cm.}$$

Donc $\Delta l = \text{rotation} + \text{retrait} + \text{température} + \text{fluage} = 0.54 + 2.7 + 4.5 + 4.5 = 12.24 \text{ cm.}$

➤ **Conclusion :** on opte pour un joint de type FT150.

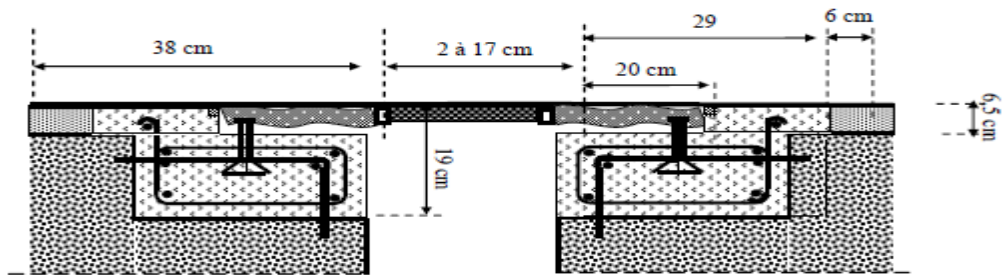


Fig. VIII.9 : Coupe transversale de joint

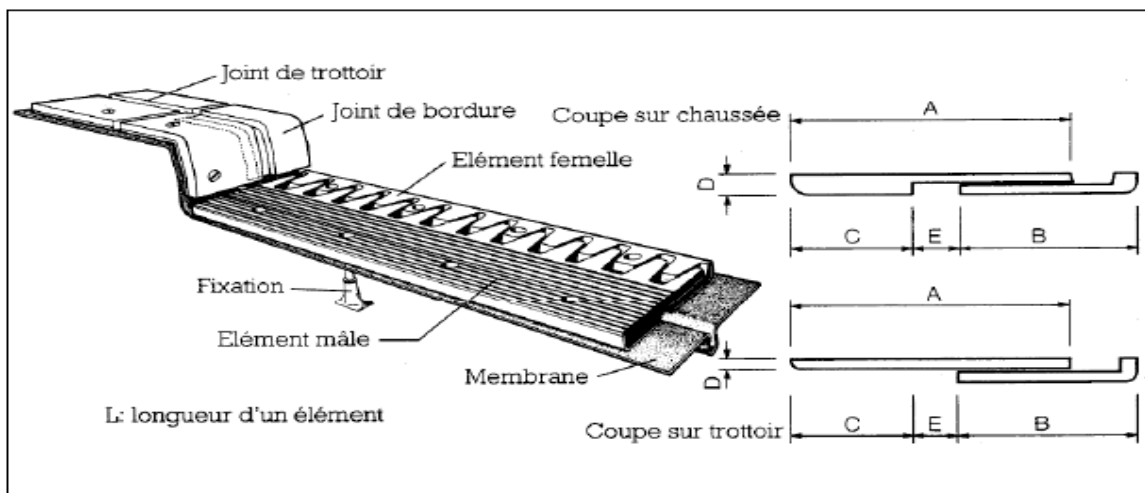


Fig. VIII.10 : Joint de chaussée type FT150.

VII.4. Les gargouilles :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.



Fig. VIII. 11. L'emplacement de gargouille.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale. La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (3,5% pour notre cas).

La forme de la pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qu'est convenablement exécutée.

Il faut noter qu'une pente transversale de 3,5% n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante.

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Le problème d'évacuation des eaux se pose également au niveau des têtes d'appuis et sera abordé ultérieurement.

CHAPITRE IX : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

IX.1. Introduction:

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

IX.2. Pré dimensionnement :

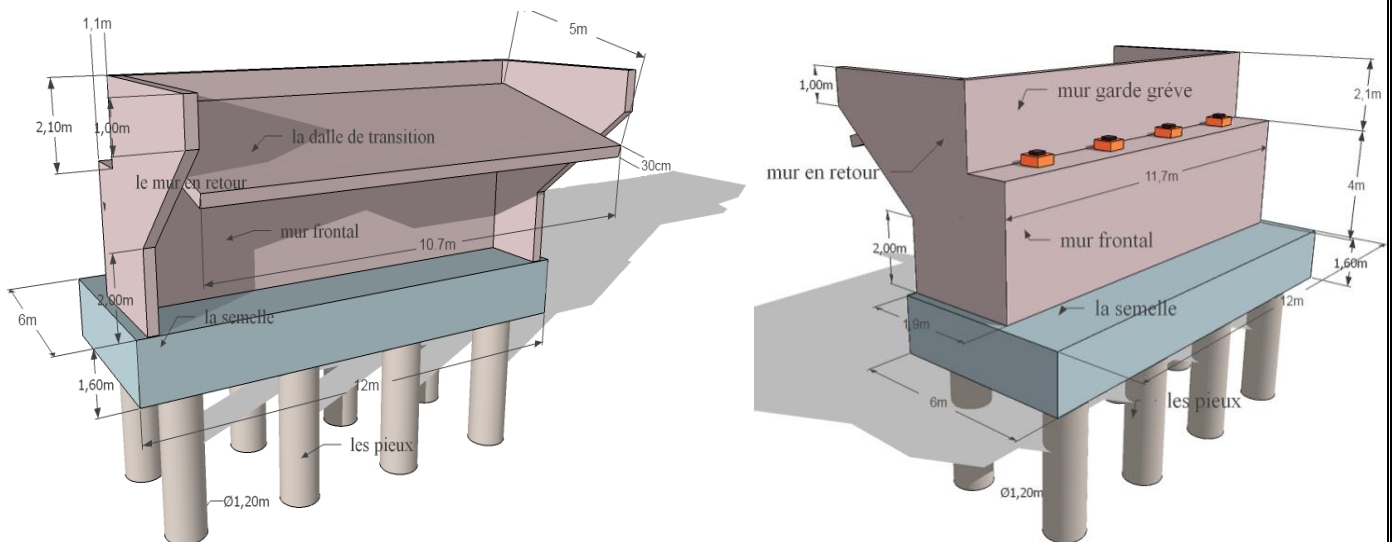


Fig. IX.1.les dimensions de la culée.

a) Mur de garde grève :

- La hauteur H :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur des d'appui} + \text{dalle} + \text{revêtement}$.

$$H = 1.6 + 0.08 + 0.15 + 0.25 + 0.08 = 2.16\text{m} \Rightarrow \text{en prend } H = 2.1\text{m}$$

- Epaisseur e:

$$e = \text{Max} (0.3\text{m} ; H/8) = 30\text{cm}.$$

b) le mur frontal :

Hauteur : $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur (poutre} + \text{l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui)} = 4\text{m}$.

L'épaisseur $e = 1.40\text{m}$.

c) dalle de transition :

Longueur L : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (3\text{m}, 0.6H)]$.

H : hauteur de remblai $H = 6.1\text{m}$ donc $L = 3.66\text{m} \Rightarrow \text{on prend } L = 5\text{m}$.

En générale : l'épaisseur de la dalle est : 30cm

Pente : 10% vers l'appui élastique.

d) murs en retours :

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30et 50cm.

on prend $e=50\text{cm}$.

Longueur $L=6\text{m}$.

Hauteur $H = 6.1\text{m}$

On prend $A_1=3.1\text{m}$; $A_2 = 2\text{m}$

e) le corbeau:

- Hauteur : $h_1 = 1\text{m}$.
- Hauteur : $h_2 = 1.5\text{ m}$.
- Epaisseur : $e = 0,3\text{ m}$.
- Longueur : $L = 11.7-2\times 0.50=10.7\text{m}$.

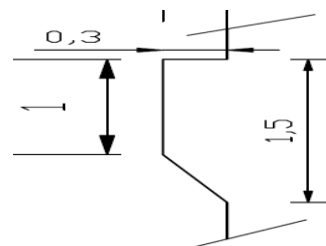


Fig. IX.2.les dimensions du corbeau.

f) Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour charger ces derniers.

La longueur du sommier $L=\text{largeur de pont}= 11.7\text{m}$.

Largeur $l = 1.10\text{m}$.

g) Plot parasismique:

- Epaisseur : 0,5 m.
- Largeur : 0,5 m.
- Longueur : 0,5 m.

h) fondation :

1) Semelle de liaison :

- La longueur de semelle $L 12\text{m}$.
- La largeur $B= 6\text{m}$.

Epaisseur de la semelle $D=1.6\text{m}$

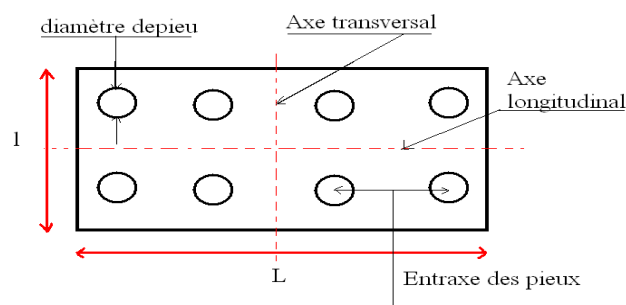


Fig. IX.3.les dimensions de la fondation.

2) les pieux :

- Longueur de pieux L=20m (niveau de bon sol).
- Diamètre $\Phi=1.20m$.
- Entraxe des pieux est égale $3\Phi=3.6m$.
- Nombre de pieux : $n=R/Q_{adm}$.

R : réaction maximale sur fondation (voir le tableau suivant)

Q_{adm} : capacité portante d'un pieu (donnée géotechnique) égale 275t.

$Q_{adm} = Q_p + Q_s = 275t$.

$Q_p = 233t$. (Résistance à la pointe).

$Q_s = 42t$. (Résistance a frottement (surfaccique)).

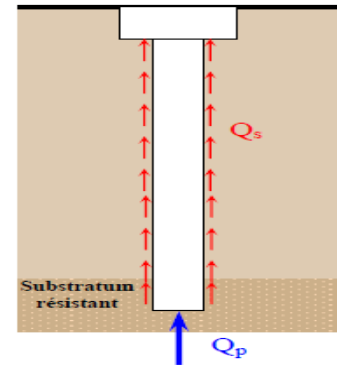


Fig . IX.4.caractéristique de pieu .

◆ Calcul de coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule : Selon RPOA2008

φ : angle de frottement interne ($\varphi=30^\circ$)

β : inclinaison de la culée $\beta=0^\circ$

δ : angle de frottement remblai-culée.(sol -béton) $\delta=0$.

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale: $\theta = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$.

Effort sismique horizontal : $H_s = k_h \cdot G$

Effort sismique vertical : $H_s = (1 \pm k_v) \cdot G$.

En conditions sismique on prend :

On a la zone III et le pont de deuxième groupe.

$K_h = 0.12$

$K_v = 0.3k_h = 0.036$.

Pour les conditions normales :

$K_v = k_h = 0 ; K_{ah} = 0.33$

◆ Récupération des coefficients pour les différents cas du séisme :

Tableau IX.1 : les coefficients de poussée K.

Action du séisme	k_h	$K_v = 0.3k_h$	θ°	K_{ah}
Cas normale	0	0	0	0.33
Séisme (vertical+horizontal)	0.12	0.036	6.607	0.40
Séisme (vertical-horizontal)	0.12	-0.036	7.095	0.41

◆ Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q=1t/m^2$, qu'on majore par 20%.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$P = 1/2 K (1 \mp k_v) \cdot \gamma H^2 L$.

Avec $\gamma = 1.80t/m^3$.(poids volumique).

❖ **Calcul des sollicitations**

➤ **Charges verticaux**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Désignation	P (t)	PKh	P(1+Kv)	V/O	H/O	MR	MS
Mur garde grève	C,N : 18,427	0	18,427	6,65	0,75	0	13,820625
	H + V ⁺	2,2113	19,09	6,65	0,75	14,705145	14,3181675
	H + V ⁻	2,2113	17,764	6,65	0,75	14,705145	13,3230825
Corbeau	C,N : 10,0312	0	10,031	6,066	1,04	0	10,4325
	H + V ⁺	1,20375	10,392	6,066	1,04	7,3019475	10,80807
	H + V ⁻	1,20375	9,67	6,066	1,04	7,3019475	10,05693
Mur en retour 1	C,N : 15	0	15	7,2	3,9	0	58,5
	H + V ⁺	1,8	15,54	7,2	3,9	12,96	60,606
	H + V ⁻	1,65	14,46	7,2	3,9	11,88	56,394
Mur en retour 2	C,N : 31	0	31	5,408	3,06	0	94,86
	H + V ⁺	3,72	32,116	5,408	3,06	20,11776	98,27496
	H + V ⁻	3,1125	29,884	5,408	3,06	16,8324	91,445
Mur en retour 3	C,N : 10	0	10	2,6	1,9	0	19
	H + V ⁺	1,2	10,36	2,6	1,9	3,12	19,684
	H + V ⁻	2,1	9,64	2,6	1,9	5,46	18,316
Mur de front	C,N : 163,8	0	163,8	3,6	0,2	0	32,76
	H + V ⁺	19,656	169,69	3,6	0,2	70,7616	33,939
	H + V ⁻	19,656	157,9	3,6	0,2	70,7616	31,58
Semelle	C,N : 280,8	0	280,8	0,8	0	0	0
	H + V ⁺	33,696	290,9	0,8	0	26,956	0
	H + V ⁻	33,696	270,691	0,8	0	26,956	0
Poids des terres sur DDT	C,N : 67,41	0	67,41	7,35	3,4	0	229,194
	H + V ⁺	8,0892	69,836	7,35	3,4	59,455	237,444
	H + V ⁻	7,28028	64,983	7,35	3,4	53,510	220,943
Dalle de transition	C,N : 40,125	0	40,125	6,85	3,4	0	136,425
	H + V ⁺	4,815	41,569	6,85	3,4	32,982	141,3363
	H + V ⁻	4,3335	38,680	6,85	3,4	29,684	131,5137
Remblai sur semelle 1	C,N : 322,218	0	322,218	4,15	2,4	0	773,3232
	H + V ⁺	38,66616	333,817	4,15	2,4	160,464	801,162
	H + V ⁻	37,908	310,618	4,15	2,4	157,31	745,483
Remblai sur semelle 2	C,N : 52,65	0	52,65	2,1	1,75	92,137	0
	H + V ⁺	6,318	54,545	2,1	1,75	95,454	13,2678
	H + V ⁻	4,04352	50,754	2,1	1,75	88,82	8,491
Tablier	C,N : 144,584	0	144,584	5,6	0	0	0
	H + V ⁺	17,35008	149,789	5,6	0	97,16	0
	H + V ⁻	17,35008	139,378	5,6	0	97,16	0
TOTAL	C,N :	0	1156,045			92,137	1368,315
	H + V ⁺	138,72549	1197,663			601,441	1430,842
	H + V ⁻	134,54493	1114,428			580,391	1327,547

Tab. IX.2 Calcul des sollicitations

➤ **Charges horizontaux**

- **Calculs des poussées dues aux terres**

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma_r \times (1 \pm \varepsilon_v) \times H_p^2$$

Désignation	P	V/0	M _R
mur frontal	$0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 10.7 \times 5.1^2 = 82.66$	3.3	272.77
	$0.5 \times 0.4 \times 1.8 \times 10.7 \times 5.1^2 = 100.19$	3.3	330.63
	$0.5 \times 0.41 \times 1.8 \times 10.7 \times 5.1^2 = 102.7$	3.3	338.89
Mur garde grève	$0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 10.7 \times 0.7^2 = 1.56$	7.23	11.26
	$0.5 \times 0.4 \times 1.8 \times 10.7 \times 0.7^2 = 1.89$	7.23	13.65
	$0.5 \times 0.41 \times 1.8 \times 10.7 \times 0.7^2 = 1.93$	7.23	13.99
Semelle	$0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 11.7 \times 1.6^2 = 8.89$	0.53	4.71
	$0.5 \times 0.4 \times 1.8 \times 11.7 \times 1.6^2 = 10.78$	0.53	5.71
	$0.5 \times 0.41 \times 1.8 \times 11.7 \times 1.6^2 = 11.05$	0.53	5.86

Tab. IX.3 Calcul des poussées dues aux terres

- **Calculs des poussées dues aux surcharges :**

$$P = K_{ah} \times 1.2 \times (1 \pm \varepsilon_v) \times l \times H$$

Désignation	P	V/0	M _R
Mur garde grève + mur frontal	$0.33 \times 1.2 \times 10.7 \times 6.1 = 25.85$	4.65	120.19
	$0.59 \times 1.2 \times 10.7 \times 6.1 = 31.33$	4.65	145.68
	$0.65 \times 1.2 \times 10.7 \times 6.1 = 32.11$	4.65	149.32
Semelle	$0.33 \times 1.2 \times 11.7 \times 1.6 = 7.41$	0.8	5.93
	$0.59 \times 1.2 \times 11.7 \times 1.6 = 8.99$	0.8	7.18
	$0.65 \times 1.2 \times 11.7 \times 1.6 = 9.21$	0.8	7.36

Tab. IX.4 Calcul des poussées dues aux surcharges

Voici le tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux

Désignation	Condition	PK _h	P(1+K _v)	M _R	M _S
TOTAL	C.N	0	1156.045	380.88	1368.315
	H+V ⁺	138.72	1197.663	951.43	1430.84
	H+V ⁻	134,54	1114.428	939.13	1327.54

Tab. IX.5 récapitulatif des efforts (poids propre + poussée) qui sollicite la culée

- **Remarque :**

Lorsqu'on a des fondations profondes, les conditions de renversement et de glissement ne sont pas prises en compte car les pieux empêchent tous types de non stabilité de la fondation.

➤ **Surcharges d'exploitation**

Désignation	N(T)	H(T)	V/0	H/0	M _S (T.m)	M _R (T.m)	M _T (T.m)
A(I)	140,01	6.28	5.83	3	420.03	36.61	383.42
Bc	135.04	7.65	5.83	3	405.12	44.6	360.52
MC120	101,06	/	/	3	303.18	0	303.18
D240	149,287	/	/	3	447.86	0	447.86
ST	3,685	/	/	3	11.06	0	11.06

Tab. IX.6 Récapitulatif des efforts des surcharges

➤ **Combinaisons d'action à l'E.L.S :**

Le calcul du moment à la base et au milieu de la semelle se fait par l'intermédiaire de la formule suivante: $M_o = (M_{stab} + M_{renv}) - N.e$ avec $e=3m$

		N(t)	H(t)	M _{stab}	M _{renv}
G+1,2A(l)	G _{fav} + 1,2 A(l)	1282.44	-	1831.58	-
	G _{déf} + 1,2 (FrainageA(l)+Poussée S _{sur remblais})	-	195.85	-	1183.4
G+1,2Bc	G _{fav} +1,2 Bc	1276.48	-	1813.69	-
	G _{déf} +1,2 (FrainageBc+Poussée S _{sur remblais})	-	197.49	-	1192.98
G+Mc120	G _{fav} + Mc120	1235.7	-	1391.36	-
	G _{déf} + 1,2 (Poussée S _{sur remblais})	-	188.31	-	1139.46
G+D240	G _{fav} + D240	1293.75	-	1864.98	-
	G _{déf} +1,2(Poussée S _{sur remblais})	-	188.31	-	1139.46

Tab.IX.7 combinaisons de charges

◆ **Calcul nombre de pieu**

Pour n=8 pieux on a :

$$N_1 \text{ (pieu)} = \frac{N}{n} + \frac{M}{W} = 212t.$$

$$N_2 \text{ (pieu)} = \frac{N}{n} - \frac{M}{W} = 133.72t.$$

D'où on utilise 8 pieux.

Donc quatre files de pieux dans le sens longitudinal et deux transversalement.

La disposition des pieux est symétrique par rapport au centre de gravité de la semelle donc:

➤ Pas de poinçonnement $\Rightarrow N_{max} < \text{Capacité du pieu}$

$$\begin{cases} N_{max} = N_1 = 212t \\ C_{pieu} = 275t \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de soulèvement $\Rightarrow N_{min} > 0$

$$\begin{cases} N_{min} > 0 \\ N_{min} = N_2 = 133.72t \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.3. La vérification à la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques. La stabilité de la culée est assurée par les fondations profondes.

IX.4. Le ferrailage de la culée:

a. Le mur garde grève:

Selon document SETRA PP73 appuis des tabliers, le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

- ◆ Poussée de terres.
- ◆ Poussée la surcharge de remblai.
- ◆ Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encasturer dans le mur frontal, et il étudier pour un mètre linéaire.

i. Evaluation des efforts agissant sur mur garde grève :

1) Poussée des terres :

Le moment à l'encastrement : $M_p = p \cdot h / 3$

$$P = 0.5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 L$$

$$K_{ah} = 0.33.$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3.$$

$$H = 2.1 \text{ m.}$$

$$L = 1 \text{ m.}$$

$$P = 1.3 \text{ t.} \Rightarrow M_p = 0.91 \text{ t.ml} \begin{cases} M_p(\text{ELU}) = 1.35 M_p = 1.228 \text{ t. ml} \\ M_p(\text{ELS}) = M_p = 0.91 \text{ t. ml.} \end{cases}$$

2) Force de freinage Bc :

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact.

$$l_f = 0.25 + 2h = 4.45 \text{ m}$$

$$MF = \frac{Ph}{0.25 + 2h} = 2.83 \text{ t.ml.}$$

$$M_F(\text{ELU}) = 1.6 \quad M_F = 4.528 \text{ t.ml.}$$

$$M_F(\text{ELS}) = 1.2 \quad M_F = 3.396 \text{ t.ml.}$$

3) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx.$$

Avec $K = K_a \times bc \times \delta \times \mu$.

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

μ coefficient de pondération:

$$\mu = 1.2 \text{ à l'ELS.}$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'ELU.}$$

$$bc = 0.95 \text{ et } K_a = 0.33$$

$$h = 2.1 \text{ m.}$$

$$K_{\text{ELU}} = 0.33 \times 0.95 \times 1 \times 1.6 = 0.5016$$

$$K_{ELS}=0.33 \times 0.95 \times 1 \times 1.2 = 0.376$$

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} x [-x + (h + 0.25) \ln(0.25 + x)]_0^{2.1}$$

$$\Rightarrow M_p=7.674K$$

$$M_p (ELU)=3.85t.ml.$$

$$M_p (ELS)=2.88t.ml.$$

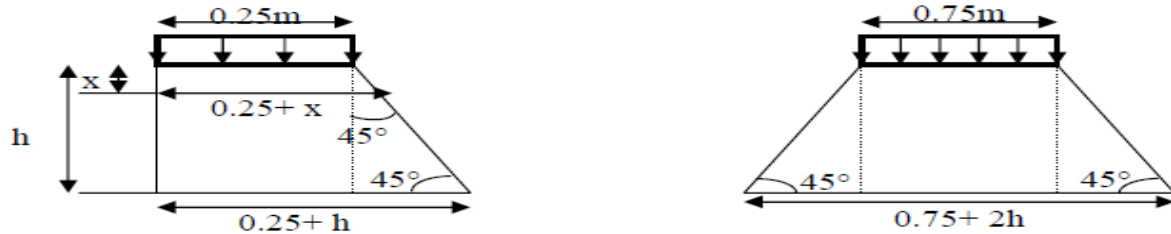


Fig. IX.5.la poussée de surcharge.

4) Combinaison d'action :

$$M_{ult}=1.35M_G+1.6M_Q=1.228+4.528+3.85=9.606t.ml.$$

$$M_{ser}=M_G+1.2M_Q=0.91+3.396+2.88=7.186t.ml.$$

5) Le ferrailage :

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable.

◆ Le ferrailage horizontal :

Supposent section rectangulaire $b=1m, h= 0.3 m$.

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / (\theta. \gamma_b) = 15.30Mpa.$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.086 < 0.186 \text{ section sans acier comprimé } (A'_s=0).$$

$$A_s = Mu / (Z. \sigma_s) \text{ avec } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.112 \Rightarrow Z = 0.257$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348Mpa.$$

$$A_s = 10.7cm^2.$$

◆ La condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23ft_j}{f_e} bd = 3.44 \text{ est vérifié.}$$

Alors $A_s \geq 3.44cm^2 \Rightarrow 7HA14 = 10.78cm^2$ avec $e=13cm$.

$$\sigma_{sc} = n. \frac{M_{ser}(X-c)}{I_1} = 46.90MPa < 348Mpa \text{ (la condition est vérifié).}$$

◆ Le ferrailage Vertical :

$$A_t = A_s / 3 = 10.78 / 3 = 3.59cm^2. \text{ Soit } 4\Phi 12 \Rightarrow A_t = 4.52cm^2.$$

$$A'_s = 5.65cm^2 \Rightarrow 5HA12 \text{ pour les aciers de construction.}$$

b) Corbeau :

Le corbeau est un d'appui de dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dalle :

• Evaluation des charges et surcharges

- Réaction due à la dalle de transition:

$$R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1.875 t/ml.$$

- Réaction des poids des terres :

$$R_2 = qL / 2 = 0.7 \times 5 \times 1,8 / 2 = 3.15 t/ml.$$

- Réaction due au revêtement :

$$R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml.}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = 1 \times 0,375 \times 2,5 / 2 = 0,468 \text{ t/ml.}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R_5 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml.}$$

• **Bilan**

- **Réactions :**

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 11,86 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 9,53 \text{ t/ml.}$$

- **Moments:**

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1,78 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,43 \text{ t.m/ml.}$$

On considère le corbeau comme une console encastree dans le mur garde grève.

Donc $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,5 \text{ m}$.

$$M_{ult} = 1,78 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ser} = 1,43 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 6,38 \times 10^{-4} < 0,186 \text{ section sans acier comprimé (A's=0).}$$

$$A_s = Mu / (Z \cdot \sigma_s) \text{ avec } Z = d(1 - 0,4\alpha).$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 7,982 \times 10^{-4} \Rightarrow Z = 1,35$$

$$\sigma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 0,38 \text{ cm}^2.$$

◆ **La condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23ftj}{fe} bd = 17,23 \text{ cm}^2 \text{ (A_s : section des armateurs tendus)}$$

Condition Non vérifié.

Alors $A_s \geq 17,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6\text{HA}12}$$

Pour $A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après les documents (**SETRA**), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des Goujons de **HA25** tous les **1m**

◆ **Vérification d'efforts tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{ser}}{db} = 0,087 \text{ Mpa.}$$

$$\tau = \inf(4 \text{ Mpa}, 0,15fc28/\gamma_b) = 2,7 \text{ Mpa.}$$

$\tau > \tau_u$ Vérifier.

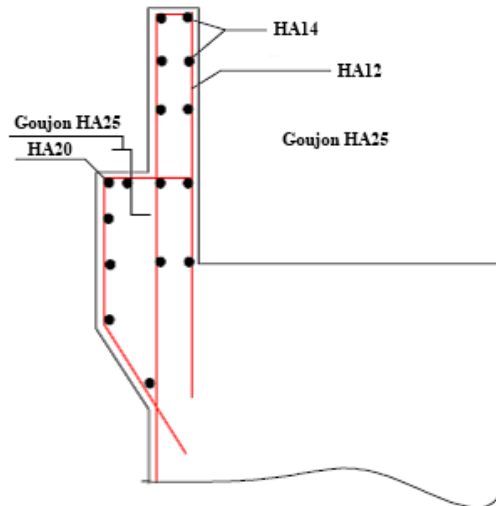


Fig. IX.6. le ferrailage de mur garde grève et corbeau.

c) La dalle de transition :

La dalle de transition est appuyée sur le corbeau (appui double) et sur le sol appui élastique. Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

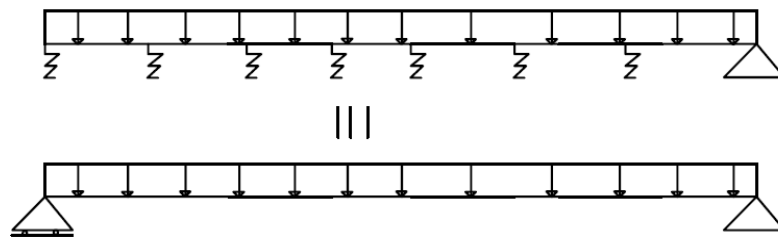


Fig. IX.7. Schéma statique de la dalle Transition.

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au-dessus de la dalle pour un mètre linéaire.

- Poids propre.
- Poids de remblai.
- Surcharge 1.20t/m².
- Revêtement 8cm.

1) Evaluation des efforts sur dalle de transition :

Tableau IX.8 Évaluation des efforts sur dalle transition.

Type de charge	Q(t/ml).	M (t.ml)	R(t)
Poids propre	0.75	2.34	1.875
revêtement	0.176	0.55	0.44
Remblai	1.26	3.93	3.15
surcharge	1.2	3.75	3

2) Combinaison des charges :✓ **ELU :**

$$M_{ult}=1.35M_G+1.6M_Q=1.35 (2.34+0.55+3.93) +1.6 \times 3.75=15.20 \text{t.ml.}$$

$$T_{ult}=1.35T_G+1.6T_Q=1.35 (1.875+0.44+3.15) +1.6 \times 3=12.17 \text{t}$$

✓ **ELS :**

$$M_{ser}=M_G+1.2M_Q=2.34+0.55+3.93 +1.2 \times 3.75=11.32 \text{t.ml.}$$

$$T_{ser}=T_G+1.2T_Q=1.875+0.44+3.15 +1.2 \times 3=9.065 \text{t.}$$

3) Le ferrailage :

La dalle de transition est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable.

◆ **Le ferrailage vertical:**

Les dimensions de la section est : $b=1 \text{ m}$, $h=0.3 \text{ m}$.

$$f_{bu}=0,85 f_{cj} / (\theta \cdot \gamma b)=15.30 \text{Mpa.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.136 < 0.186 \text{ section sans acier comprimé (A's=0).}$$

$$A_s = Mu / (Z \cdot \sigma_s) \text{ avec } Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.183 \Rightarrow Z = 0.25 \text{m.}$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{Mpa.}$$

$$A_s = 17.46 \text{cm}^2. ;$$

• **La condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} bd = 3.44 \text{ est vérifié.}$$

Alors en prend 9HA16=18.1cm² avec $e=13 \text{cm}$.

• **Vérification d'efforts tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{ser}}{db} = 0.45 \text{Mpa.}$$

$$\tau = \inf(4 \text{Mpa}, 0.15 f_{c28} / \gamma b) = 2.7 \text{Mpa.}$$

$\tau > \tau_u$ Vérification.

◆ **Le ferrailage horizontal :**

$A_t = A_s / 3 = 18.1 / 3 = 6.033 \text{cm}^2$. Soit 6HA 12 $\Rightarrow A_t = 6.79 \text{cm}^2$.

$A'_s = 7.92 \text{cm}^2 \Rightarrow 7 \text{HA}12$ pour des raisons constrictive.

Selon SETRA on ajoute les cadres intérieur HA12 espacé de 2 m.

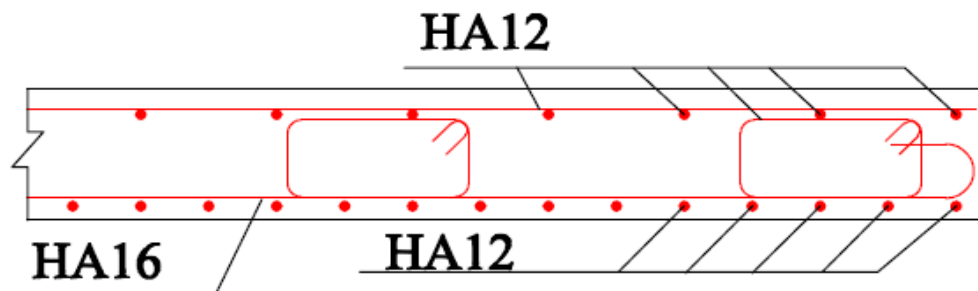


Fig. IX.8. le ferrailage de la dalle transition.

d) Mur frontal :

Le mur frontal est castré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D_{240} .
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour

le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau IX.9. Évaluation des efforts à la base du mur frontale

Désignation	cas	N(t)	H(t)	N e _h	(1+e _v)N	V	H	M _R	M _S
Mur garde grève	CN	18,4275	-	-	18,43	5,05	0,55	-	10,14
	H+V-			2,21	17,76	5,05	0,55	11,17	9,77
Corbeau	CN	10,03125	-	-	10,03	4,466	0,84	-	8,43
	H+V-			1,20	9,67	4,466	0,84	5,38	8,12
Mur en retour1	CN	15	-	-	15,00	5,6	3,7	-	55,50
	H+V-			1,80	14,46	5,6	3,7	10,08	53,50
Mur en retour2	CN	31	-	-	31,00	3,808	2,86	-	88,66
	H+V-			3,72	29,88	3,808	2,86	14,17	85,47
Mur en retour3	CN	10	-	-	10,00	1	1,7	-	17,00
	H+V-			1,20	9,64	1	1,7	1,20	16,39
Mur de front	CN	163,8	-	-	163,80	2	0	-	0,00
	H+V-			19,66	157,90	2	0	39,31	0,00
Poids des terres sur DDT	CN	67,41	-	-	67,41	5,75	3,2	-	215,71
	H+V-			8,09	64,98	5,75	3,2	46,51	207,95
Dalle de transition	CN	40,125	-	-	40,13	5,25	3,2	-	128,40
	H+V-			4,82	38,68	5,25	3,2	25,28	123,78
Poussée sur MGG+MDF	CN	-	84,21	84,21	0	2,03	0,7	170,95	-
	H+V-	-	104,63	104,63	0	2,03	0,7	212,4	-
Freinage	CN	-	7,65	7,65	0	4,15	0,2	31,75	-
	H+V-			0	0	4,15	0,2	-	-
Tablier	CN	144,584		-	144,58	4,15	0,2	-	28,92
	H+V-			17,35	139,38	4,15	0,2	72,00	27,88
Surcharges sur remblai (1t/m2)	CN	-	25,85	25,85	-	3,05	0,7	78,84	-
	H+V-			-	-	3,05	0,7	-	-
TOTAL	CN	500.38	117.71	117.71	500.38			281.54	552.75
	H+V-		104.63	164.68	482.36			437.49	532.85

Récapitulatif des efforts :

➤ **Condition normal :**

Effort tranchant : $\Sigma N_{ch} = 117.71 \text{ t}$.
 ELS : $V = 10.06 \text{ t/ml}$.
 ELU: $V = 13.58 \text{ t/m}$
 Effort normal : $\Sigma (1+\epsilon v)N = 500.38 \text{ t}$.
 ELS : $N = 42.76 \text{ t/ml}$.
 ELU: $N = 57.73 \text{ t/ml}$.
 Moment : $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 271.21 \text{ t.m}$.
 ELS : $M = 23.18 \text{ t.m/ml}$.
 ELU: $M = 31.29 \text{ t.m/ml}$.

➤ **Condition sismique :**

Effort tranchant : $\Sigma N_{ch} = 164.68 \text{ t}$.
 ELS : $V = 14.07 \text{ t/ml}$.
 ELU: $V = 19 \text{ t/ml}$.
 Effort normal : $\Sigma (1+\epsilon v)N = 482.36 \text{ t}$.
 ELS : $N = 41.22 \text{ t/ml}$.
 ELU: $N = 55.65 \text{ t/ml}$.
 Moment : $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 95.36 \text{ t.m}$.
 ELS : $M = 8.15 \text{ t.m/ml}$.
 ELU: $M = 11 \text{ t.m/ml}$.

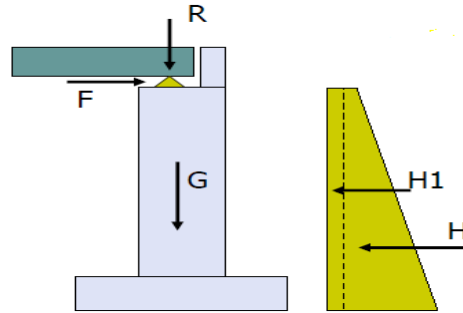


Fig. IX.9.les charges sur le mur frontale.

◆ **Le ferrailage à la flexion composée :**

➤ **Verticalement**

La condition normale est la plus favorable.

$N_u = 57.73 \text{ t/ml}$.

$M_u = 31.29 \text{ t.ml}$.

Les dimensions de la section est : $b = 1 \text{ m}$; $h = 1.40 \text{ m}$. et c' (enrobage) = 5 cm .

La section est soumise à la flexion composée.

Le ferrailage se fait par logiciel **ROBOT EXPERT** qui nous donne :

$A_{s1} = 14.00 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (tendus)}$

$A_{s2} = 14.00 \text{ (cm}^2\text{)} \text{ (comprimé)}$

Donc on choisit : $\begin{cases} 6\text{HA}20 & A_{s1} = 18.85 \text{ cm}^2 \\ 6\text{HA}20 & A_{s2} = 18.85 \text{ cm}^2 \end{cases}$

• **La condition de non fragilité :**

$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} b d = 16.08 \text{ cm}^2$ est vérifié.

Alors on prend **6HA20** = 18.85 cm^2 avec $e = 15 \text{ cm}$.

• **Armature de construction :**

$A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA12/ml** pour $A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = V_u / b d = 13.58 \times 10^4 / 1000 \times 0.9 \times 1400 = 0.107 \text{ Mpa}$.

$\bar{\tau}_s = \inf.(4 \text{ Mpa}, 0.15 f_c 28 / \gamma b) = 2.7 \text{ Mpa}$. $\Rightarrow \tau_u \leq \tau'_s$. est vérifié.

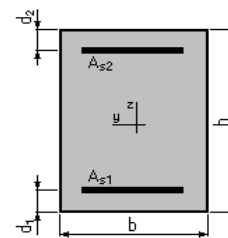
$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0.107 \times 1 / 0.8 \times 400 = 0.0334 \text{ cm}$.

$S_t \leq \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$. Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_t \geq 25 \times 0.0334 = 0.835 \text{ cm}^2$.

Pourcentage minimal :

$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4 b}{0.8 f_e} = 0.4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm}$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$ et $A_t > 2.5 \text{ cm}^2$.



Soit 2 cadre HA14/ml pour $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$.

➤ **Horizontalement à l'E.L.U :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec :
 $\mu = 31.29 \text{ t.m/ml}$; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,4 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

Le calcul avec calculette BA nous donne :

$A_s = 14.92 \text{ cm}^2$ soit 8HA16/ml = 16.08 cm^2 .

• **La condition de non fragilité :**

$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} b d = 16.08 \text{ cm}^2$ est vérifié.

Alors on prend **8HA16** = 16.08 cm^2 avec $e = 15 \text{ cm}$.

• **Armature de construction :**

$A'_s = A_s / 3 = 5.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **5HA12/ml** pour $A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

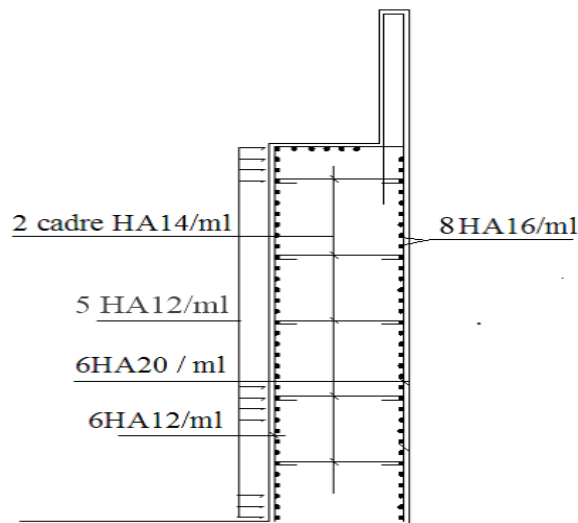


Fig. IX.10. le ferrailage de mur frontal.

e) **Mur en retour:**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

• **Evaluation des efforts sur mur retour:**

Selon document SETRA PP73 (1.3.2) : le mur en retour est soumis aux charges suivantes :

1. Poids propre du mur y compris la superstructure.
2. Les poussées horizontales répartit.
3. Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comportent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

$L = 6 \text{ m}$; $h = 6.9 \text{ m}$. $e = 0.5 \text{ m}$.

Pour le ferrailage on divise le mur en retour sur deux

◆ **Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (6.1)^2 \times 1] = 11.15 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 6.1 \times 0,333 \times 1 = 2.43 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

◆ **Les moments :**

- Poussée des terres : $M_t = 11.15 \times \frac{1}{3} (6.1) = 22.67 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 2.43 \times 0.5 \times 6.1 = 7.41 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 6.1 = 14.64 \text{ t.m}$.

◆ **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 65.88 \text{ t.m /ml.}$

ELS: $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 49.13 \text{ t.m /ml.}$

◆ **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,5 \times 6.1 \times 2,5 = 7.625 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t.}$
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml.}$

◆ **Les moments :**

- Poids propre du mur : $M_G = 7.625 \times (6/2) = 22.875 \text{ t.m /ml.}$
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,3 \times 0,5 = 0,15 \text{ t.m/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 5 = 24 \text{ t.m.}$

◆ **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 69.48 \text{ t.m /ml.}$

ELS : $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 51.25 \text{ t.m /ml.}$

➤ **Le ferrailage :**

a. **Ferrailage horizontal:**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$M_{ELU} = 65.88 \text{ t.m /ml. } M_{ELS} = 49.13 \text{ t.m /ml.}$

$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } h = 0.50 \text{ m ; } d = 0,45 \text{ m.}$

$A_s = 62.44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit 13HA25: pour $A_s = 63.81 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$A'_s = A_s / 3 = 21.17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit 13HA16 : pour $A'_s = 26.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

b. **Ferrailage vertical:**

$A_s = 63.81 / 4 = 15.95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit : 8 HA16/ml pour $A_s = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

c. **Ferrailage de suspension :**

$M_{ELU} = 69.48 \text{ t.m /ml. } M_{ELS} = 51.25 \text{ t.m /ml.}$

$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,45 \text{ m.}$

$A_s = 65.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit : 14HA25/ml pour $A_s = 68.72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$A'_s = 5.71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit : 4HA16/ml pour $A'_s = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

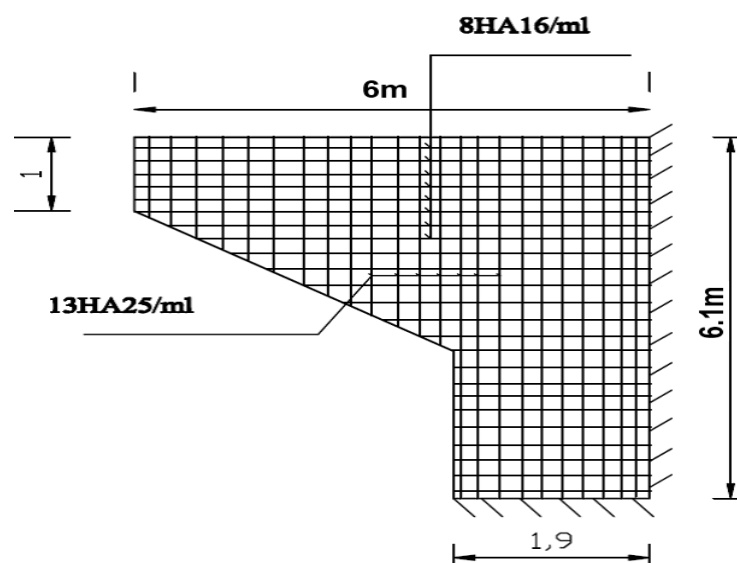


Fig. IX.11. le ferrailage de mur en retour.

d. Les fondations :

D'après le rapport géotechnique ; on utilise des fondations profondes (semelle de liaisons et les pieux).

i. La semelle de liaison :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux. D'après résultant de tableau :

Désignation	Condition	PK _h	P(1+K _v)	MR	MS
TOTAL	C.N	0	1156.045	380.88	1368.315
	H+V ⁺	138.72	1197.663	951.43	1430.84
	H+V ⁻	134,54	1114.428	939.13	1327.54

○ **La condition sismique :**

$N_{max}=1197.663t.$

$M_{max}= 1430.84-951.43=479.41t.ml.$

$N_{1 (pieu)} = \frac{Nu}{n} + \frac{Mu}{W} = 183t ; (avec n= 08 pieux)$

$N_{2 (pieu)} = \frac{Nu}{n} - \frac{Mu}{W} = 116.44t.$

○ **La condition normale :**

$N_{max}=1156.045t.$

$M_{max}= 1368.315-380.88=987.435t.ml.$

$N_{1 (pieu)} = \frac{Nu}{n} + \frac{Mu}{W} = 213t.$

$N_{2 (pieu)} = \frac{Nu}{n} - \frac{Mu}{W} = 75.93t.$

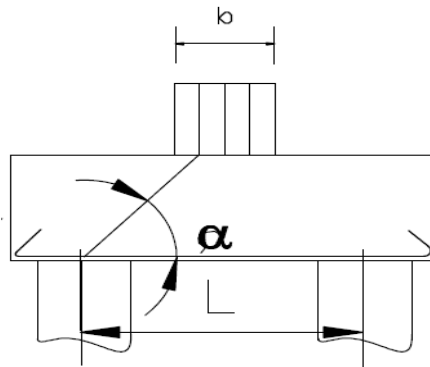


Fig. IX.12. les dimensions de la semelle

◆ **Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :**

La Condition de la méthode est :

$tg \alpha \geq 45^\circ$

$b=1.4m ; h=1.55m ; L=3.6m.$

$tg\alpha=h/(L/2-b/4) \Rightarrow \alpha=46.9^\circ$ condition est vérifié.

On a $\sigma_a = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{nf_tj}) = 207.31Mpa$ (dans le cas normale).

$\sigma_a = \sigma_e = 400Mpa.$ (Cas sismique).

◆ **Armature inferieure transversale de la semelle de liaison:**

◆ **Cas sismique :** $R=183t.$

$A_s = R/\sigma \times (L/2 - b/4)/h = 42.89cm^2.$

◆ **Cas normale :** $R=213t.$

$A_s = R/\sigma \times (L/2 - b/4)/h = 96.32cm^2.$

On utilise 20HA25=98.17cm².

L'espace est de $St = \frac{\phi+h-d}{n-i} = 14cm.$

n : Nombre de barre
 d : Enrobage 5cm
 Φ : Diamètre de pieu

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi = 2.80m$.

Entre les deux pieux de la même file, on dispose des armatures de répartition :

$A = A_s/3 = 96.32/3 = 32.1 cm^2/ml$. On utilise 7HA25 (29.45cm²) e=14cm.

❖ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 96.32 = 32.1 cm^2$$

Soit 7 HA25

$$St = \frac{1.2+1.6-0.1}{7-1} = 0.45 cm \text{ on prend } St = 45 cm$$

Soit 7HA25 $A_{infl} = 34.36 cm^2$

❖ **Armatures de construction :**

➤ **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = 0.1 \times A = 0.1 \times 96.32 = 9.63 cm^2 \text{ Soit } 9HA12 (10.18 cm^2)$$

$$St = \frac{1.2+1.6-0.1}{9-1} = 0.33 cm \text{ Soit } St = 33 cm$$

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ts} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 96.32 = 32.1 cm^2 \text{ Soit } 7 HA25$$

$$St = \frac{1.2+1.6-0.1}{7-1} = 0.45 cm \text{ on prend } St = 45 cm$$

➤ **Armatures latérales :**

$$A_{tl} = 0.1A = 0.1 \times 96.32 = 9.63 cm^2 \text{ soit } 9HA12 (10.18 cm^2)$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

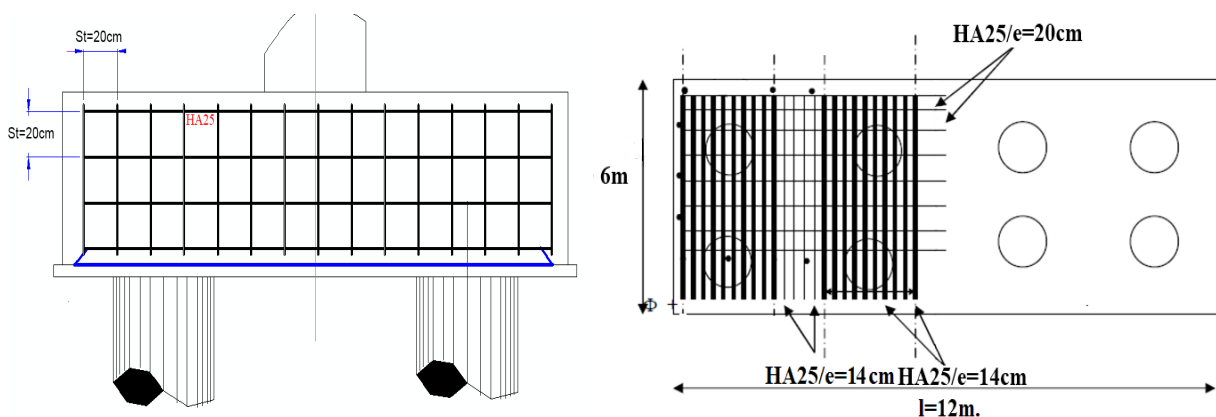


Fig. IX.13.le ferrailage de la semelle.

ii. **Les pieux :**

- **Evaluation des efforts sur a chaque pieu :**

◆ **Effort normal :** d'après tableau XII.1 :

$$N_1 (\text{pieu}) = \frac{Nu}{n} + \frac{Mu}{W} = 213t.$$

$$N_2 (\text{pieu}) = \frac{Nu}{n} - \frac{Mu}{W} = 75.93t.$$

◆ **Effort tranchant :**

Cas normale : $H=197.49 \Rightarrow \bar{P}=H/6=32.915t/\text{pieu}$

◆ **Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = x_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = x_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu ; λ : Coefficient d'amortissement

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

b : diamètre de pieu ; Cu : module de réaction de sol. $Cu=3.5t/m^2$.

E : module d'élasticité du béton : $E=33000Mpa$.

I : moment d'inertie du pieu : $I=\frac{\pi D^4}{64}=0.1017m^4$ alors on a $\lambda=0.133m^{-1}$.

$$\lambda L=2.66 \Rightarrow \begin{cases} x_{\theta P} = 1.224 \\ x_{\theta M} = 1.551 \end{cases}$$

$$\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -195.3t.$$

Détermination des coefficients $x_{\theta M}$; $x_{\theta P}$ Dans les abaques de WARNER

Tableau. IX.10.les coefficients $x_{\theta M}$; $x_{\theta P}$

Z x(M ; P)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$x_{\theta M}$	1	0.95	0.85	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
$x_{\theta P}$	0.25	0.4	0.55	0.59	0.55	0.38	0.28	0.2

Tableau. IX.11. Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
M(Z)/CN	-133.42	-86.54	-29.89	48.36	48.23	15.92	0.94	-9.093

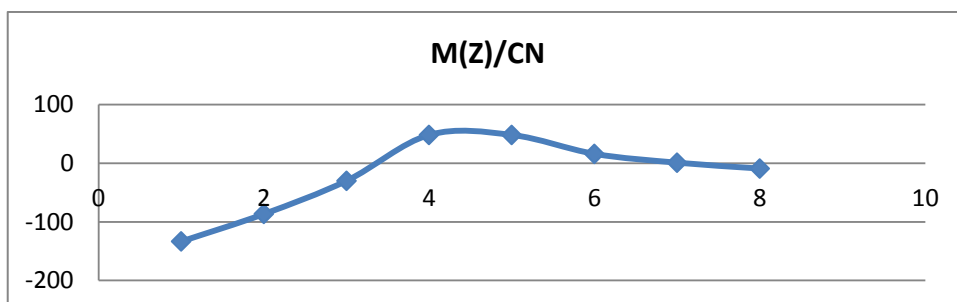


Fig. IX.14. diagramme de moment en fonction de profondeur

D'après les résultant on : $N=101.45t$; $M=195.3t.ml$.

➤ **Le ferrailage du pieu :**

Ferrailage se fait à la flexion composée :

◆ **Armature longitudinale :**

Selon l'abaque Walther.

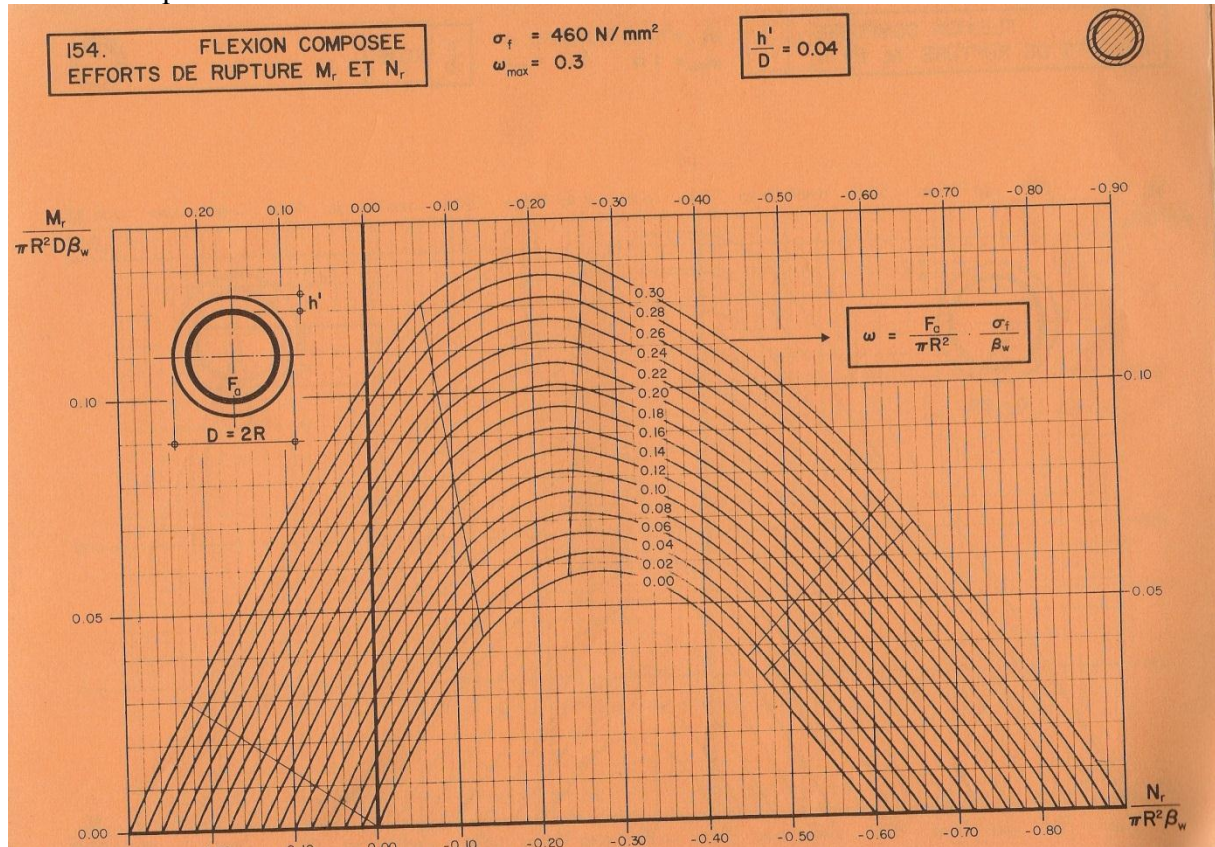


Fig. IX.15.l'abaque Walther

h : l'enrobage=5cm.

D : diamètre Du pieu=1.2m.

N_r : effort normal

β : résistance du béton en fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$h/D=0.041 \approx 0.04$

$N/(\pi R^2 \beta_w) = 0.033$

$M/(\pi R^2 D \beta_w) = 0.053$

$\omega=0.18$

$F_a = \frac{\pi \omega R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 137.34 \text{cm}^2$ soit 28HA25 (137.44cm²)

Espacement $St=13.5\text{cm}$.

Vérification : selon RPOA

Pourcentage géométrique : $0.25 \leq \rho_g \leq 1.5$

Et $\rho_g=1.21\%$ la condition est vérifié.

◆ **Armature transversale :**

On utilise HA12.

Espacement selon RPOA

$St = \min(24\Phi_t ; 8\Phi_L ; 0.25d) = 20\text{cm}$.

$St = 20\text{cm}$. section courante

$St = 15\text{cm}$. Section jonction.

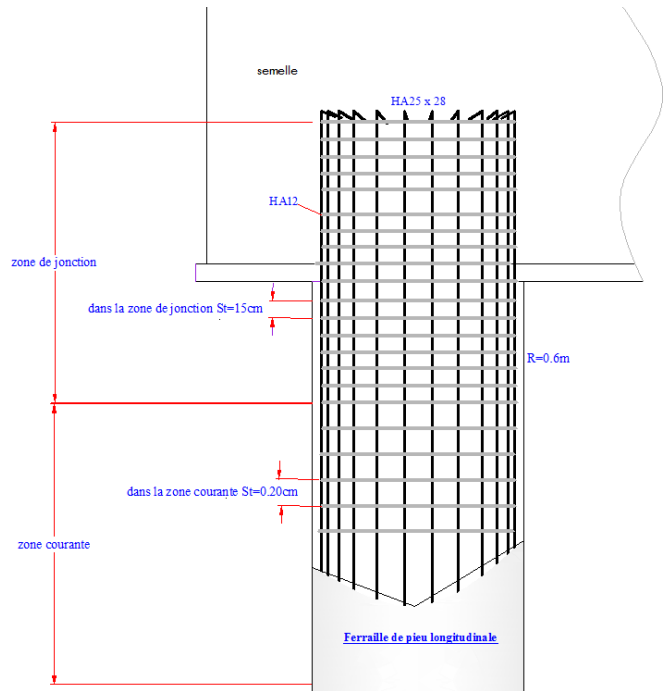
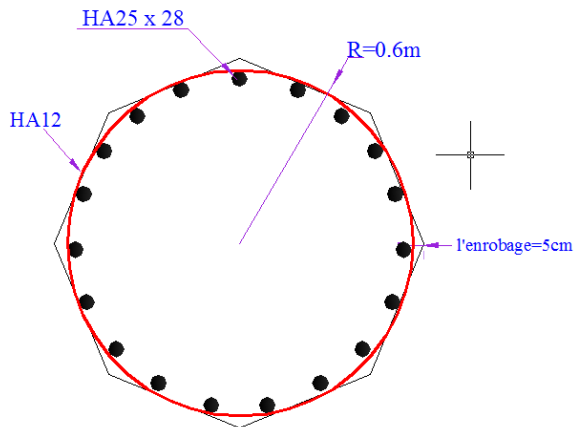


Fig. IX.16.le ferrailage du pieu.

CHAPITRE X : CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE

X.1. Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharge jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Il existe plusieurs types de culées :

- ◆ Pile voile.
- ◆ Pile en caisson.
- ◆ Pile marteau.
- ◆ Pile en futs.

Dans notre projet on utilise les piles en futs.

Remarque: En vas consacrer notre étude sur la pile la plus haute qui présente une hauteur de 15m

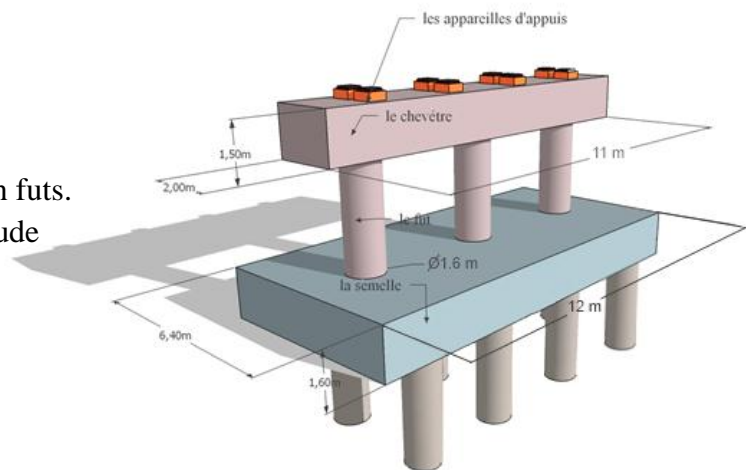


Fig. X.1 les dimensions de la pile.

X.2. Pré dimensionnement :

a) Le chevêtre :

- L : la longueur du chevêtre=11m.
- La largeur du chevêtre =2m.
- La hauteur du chevêtre =1.50m.

b) Le fut :

- La hauteur de fut =15m.
- Le diamètre de fut =1.6m.
- Le nombre des futs =3 futs et l'entraxe est de 4.5m.

c) Le plot parasismique :

- La hauteur H=0.5m.
- La section : 60x60cm.

d) Les fondations:

✓ semelle de liaison :

- la longueur de semelle L = 12m.
- la largeur $B \geq 5 \Phi = 6m$ on fixe B= 6.40m.
- l'épaisseur de semelle $D \approx 1.2 \Phi = 1.44$ on fixe D=1.6m.

✓ les pieux :

- la longueur de pieux L=20m (niveau de substratum + un ancrage de 3Φ).
- Le diamètre $\Phi = 1.20m$.
- L'entraxe des pieux est égale $3\Phi = 3.6m$.

- **Remarque :** Pour éviter le risque d'affouillement de la fondation on utilise un batardeau métallique rectangulaire.

X.3. le ferrailage de la pile :

a) le chevêtre :

On suppose que le chevêtre est une poutre continue, tel que les charges sollicitées sont :

1. Poids propres de chevêtre =7.5t/ml.
2. Poids propre de superstructure=514.264/11=46.75t/ml.
3. Surcharge max (réaction) (A(L) 2travées)=282.488/4=70.622t/ml.

◆ Combinaison des charges :

A ELU : une charge répartie $Q=1.35G=73.23t/ml$ et 4 forces concentrée $F=1.6q=113t/ml$.

A ELS : une charge répartie $Q=G=54.25t/ml$ et 4 forces concentrée $F=1.2q=84.74t/ml$.

◆ Réaction maximale :

$$R_{ult}=500.552 \text{ t.}$$

$$R_{ser}=371.856 \text{ t.}$$

◆ Moment mi travée :

$$M_{ult}=89.27 \text{ t.ml.}$$

$$M_{ser}=66.138 \text{ t.ml.}$$

◆ Moment sur l'appui :

$$M_{ult}=167.07 \text{ t.ml.}$$

$$M_{ser}=123.776 \text{ tml.}$$

➤ Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

La section $b=2m, h=1.5m$.

➤ A mi-travée :

$$M_{ult}=89.27 \text{ t.ml.}$$

$$M_{ser}=66.138 \text{ t.ml.}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / (\theta \cdot \gamma_b) = 15.30 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.016 < 0.186 \text{ section sans acier comprimé (A'_s=0).}$$

$$A_s = Mu / (Z \cdot \sigma_s) \text{ avec } Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.02 \Rightarrow Z = 1.34$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 19.15 \text{ cm}^2.$$

• La condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} bd = 3.44 \text{ cm}^2 \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

Alors on utilise 12HA16=24.13cm² avec e=17cm.

➤ Sur l'appui :

$$M_{ult}=167.07 \text{ t.ml.}$$

$$M_{ser}=123.776 \text{ tml.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.03 < 0.186 \text{ section sans acier comprimé (A'_s=0).}$$

$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$ avec $Z = d (1 - 0.4\alpha)$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.038 \Rightarrow Z = 1.33$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 36.11 \text{ cm}^2.$$

Alors on utilise 12HA20 = 39.27 cm² avec e = 17 cm.

➤ **Ferrailage transversale :**

Le ferrailage se fait en effort tranchant:

$$V_{ult} = 500.552 \text{ t.}$$

$$V_{ser} = 371.856 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{500.552}{2 \times 0.9 \times 1.5} = 1.85 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.52 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u \leq \tau_{adm}$ Condition est vérifiée.

Les cadres A_t et leur espacement doivent respecter la condition suivante:

$A_t f_e / (b_0 S_t \gamma_s) \geq ((\tau_u - 0.3 k f_{tj}) / (0.9 (\sin \alpha + \cos \alpha)))$ Ou $k=1$ en flexion simple, $\alpha = 90^\circ$, S_t = espacements. Il faut respecter un ratio minimal des cadres parasismiques de :

$$\frac{A_t f_e}{(b_0 S_t)} \geq 1.31 \text{ Mpa.}$$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq A_t f_e / (0.4b) = 15 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 3$$

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10, \Phi_L) = 1.6 \text{ cm.}$$

On utilise des cadres : 4HA10. $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

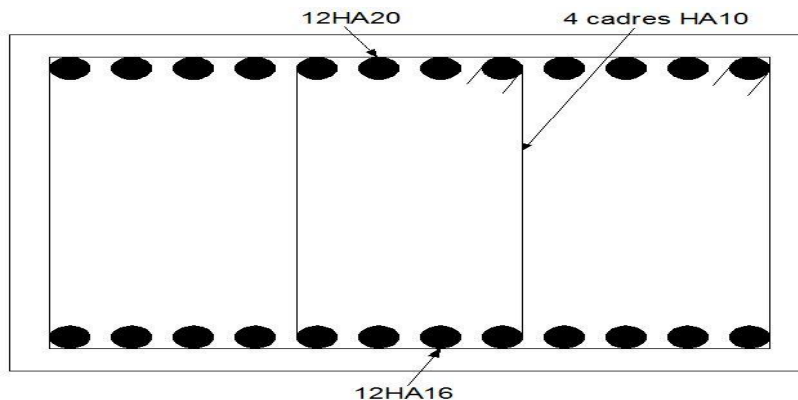


Fig. X.2. le ferrailage du chevêtre.

b) le fut :

On supposant le fut un poteau encasté dans la semelle; a soumise les charges suivantes.

1. Poids propres de chevêtre = 27.5t
2. Poids propre de superstructure = 514.264/3 = 171.41t
3. Poids propre du fut = 75.36t.
4. Surcharge max (A(L) 2travé+st) = 282.488/3 = 94.82t.
5. Freinage de Bc = 7.33t.
6. Force de séisme $H = 0.12 \times (27.5 + 75.36) + 16.01 = 28.35 \text{ t.}$

$$N = (1 + k_v) G = 284.14 \text{ t}$$

➤ **Combinaison des charges :**

◆ **ELU :**

$N_{ult} = 1.35G + 1.6Q = 1.35 (27.5 + 171.41 + 75.36) + 1.6 \times 94.82 = 522t.$

$M_{ult} = 1.6 \times 7.33 \times 16.5 = 193.51t.ml.$

◆ **ELS :**

$N_{ser} = G + 1.2Q = 388t.$

$M_{ser} = 1.2 \times 7.33 \times 16.5 = 145.134t.ml.$

◆ **ELA :**

$N_a = G + E + 0.2Q = 303.1t.$

$M_a = (0.12 \times 27.5 \times 15.75) + (0.12 \times 75.36 \times 7.5) + (16.01 \times 16.5) + (0.2 \times 7.33) = 385.43t.ml.$

➤ **Vérification de flambement du fût :**

$L_f = 0.5 \times 15 = 7.5$

$\lambda = l_f / i.$

$i = (I / B)^{0.5}$

$\lambda = 4l_f / D = 18.75$

$\bar{\lambda} = \max (50, \min (67.e_0/D ; 100)) = 50$

D'où $\lambda < \bar{\lambda}$ la vérification au flambement n'est pas nécessaire.

➤ **Le ferrailage de fut :**

Le ferrailage se fait en flexion composée :

• **Armature longitudinale :**

Selon l'abaque Walther

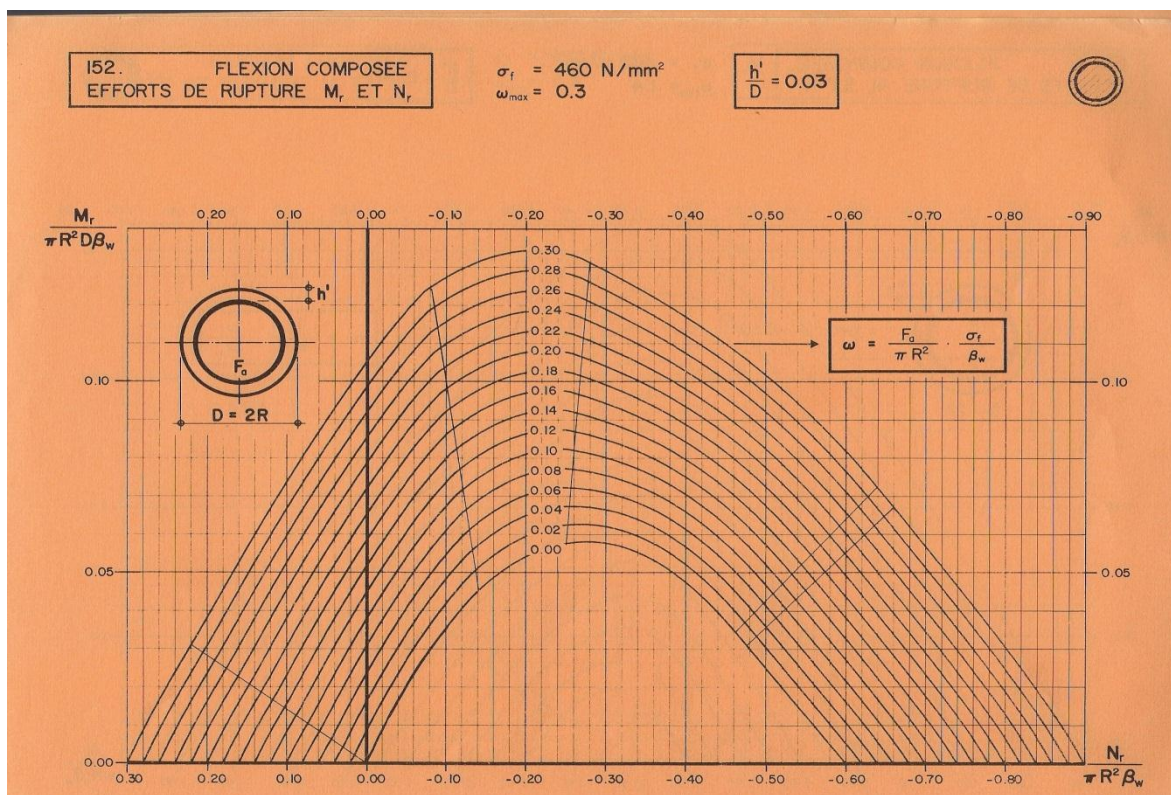


Fig. X.3. l'abaque Walther

h : l'enrobage=5cm.

D : diamètre de pile=1.6m.

N_r : effort normal

M : le moment.

β : résistance du béton en fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

$$h/D=0.031 \approx 0.03$$

$$N/(\pi R^2 \beta \omega) = 303.1 / (3.14 \times 0.8^2 \times 27) = 0.056$$

$$M/(\pi R^2 D \beta \omega) = 385.43 / (3.14 \times 0.8^2 \times 1.6 \times 27) = 0.044$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω :

$$\text{Donc : } \omega = 0.16$$

$$F_a = \frac{\pi \omega R^2 \beta \omega}{\sigma_f} = 217.03 \text{ cm}^2 \text{ soit } 27 \text{ HA32 (217.15 cm}^2\text{)}$$

Espacement $St=19\text{cm}$.

Le pourcentage géométrique doit être compris dans les limites de :

$$0.5\% \leq \rho_G \leq 3\% \quad (\text{selon RPOA 2008})$$

$$\rho_g = A_s / B = 0.0217 / 2.001 = 1.08\%$$

A_s : section d'acier.

B : section de béton.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times f_{tj} \times \pi \times d^2 / f_c = 102.61 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

• **Armature transversale :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3 = 32 / 3 = 10.66 \text{ mm}$$

On utilise HA12.

Espacement selon RPOA 2008

$$St = \min(24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d) = \min(28.8 ; 25.6 ; 30) = 25.6 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $\Phi_t = 12\text{mm}$ avec un espacement de : 25cm (zone courante)

20cm (zone de jonction)

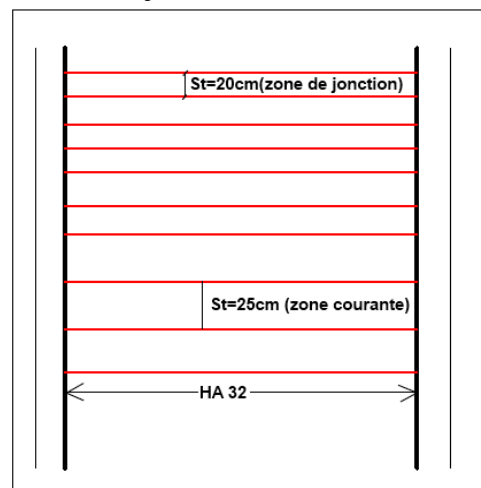
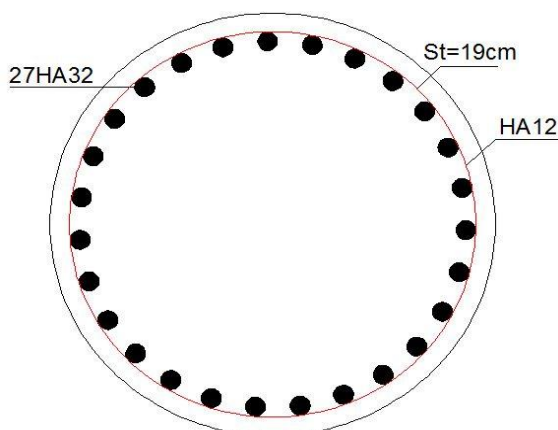


Fig.X.4.le ferrailage du fut.

c) Plot parasismique :

Selon RPOA : ces plots parasismiques doivent être dimensionnés sous un effort H égal à 40% des efforts horizontaux sous séisme.

$$H=0.4 \times 48.03t = 19.212 t.$$

$$M_u = 9.606t.m.$$

$$h=0.5m; b=0.5m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.06 < 0.186 \text{ section sans acier comprimé (A's=0).}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) \text{ avec } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.08 \Rightarrow Z = 0.435m$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{Mpa}$$

$$A_s = 6.33 \text{cm}^2 \text{ alors on utilise 6HA12 (6.79cm}^2\text{).}$$

◆ La condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} bd = 2.87 \text{cm}^2 \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

$$A's = A_s / 3 = 6.79 / 3 = 2.26 \text{cm}^2. \text{ Soit } 6\Phi 10$$

Armature transversale : $\Phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

On utilise des cadres HA10.

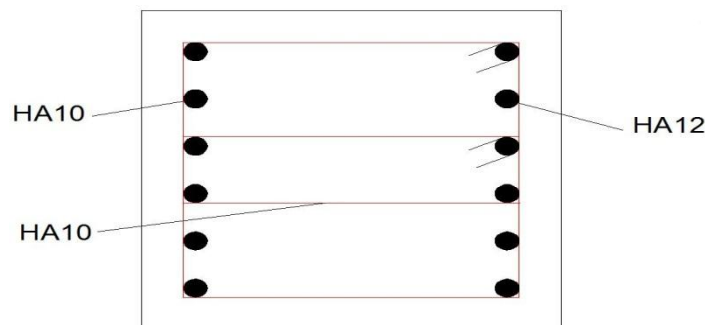


Fig.X. 5.Ferraillage de plot parasismique.

d) Semelle de liaison :

1. Poids propres de chevêtre = 82.5t
2. Poids propre de superstructure = 514.264t.
3. Poids propre des futs = 226.08t.
4. Poids de semelle = 307.2t.
5. Poids propres totale : G = 1129.964t.
6. Surcharge max (A(L) 2travé+st) = 282.488t.
7. Freinage de Bc = 7.33t.
8. Force de séisme H = 0.12x (82.5+226.08+307.2) + 48.03 = 121.92t.
 $N = (1 + k_v) G = 1170.64t$

➤ Combinaison des charges :

◆ ELU :

$$N_{ult} = 1.35G + 1.6Q = 1977.43t.$$

$$M_{ult} = 1.6 \times 7.33 \times 18.1 = 212.27t.ml.$$

◆ **ELS :**

$$N_{ser} = G + 1.2Q = 1468.94t$$

$$M_{ser} = 1.2 \times 7.33 \times 18.1 = 159.2t.ml$$

◆ **ELA :**

$$N_a = G + E + 0.2Q = 1227.13t$$

$$M_a = (0.12 \times 82.5 \times 17.35) + (0.12 \times 226.08 \times 9.1) + (43.03 \times 18.1) + (0.2 \times 7.33) = 1199t.ml$$

➤ **Le ferrailage de la semelle :** on utilise la méthode des bielles

La Condition de la méthode est :

$$\text{tg } \theta \geq 45^\circ$$

$$b = 1.6m ; h = 1.55m ; L = 3.6m.$$

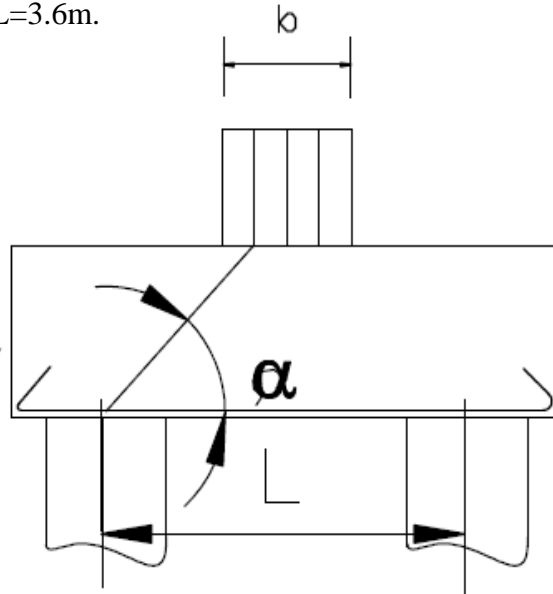


Fig. X.6.les dimensions de la semelle.

$$\text{tg } \alpha = h / (L/2 - b/4) \Rightarrow \alpha = 47.91^\circ \text{ la condition est vérifié.}$$

◆ **Calcul de la portance de pieu :**

1. **Condition normale :**

$$N1 = \frac{Nu}{n} + \frac{Mu}{W} = 261.91t$$

$$N2 = \frac{Nu}{n} - \frac{Mu}{W} = 232.43t$$

2. **Condition sismique :**

$$N1 = \frac{Nu}{n} + \frac{Mu}{W} = 236.65t$$

$$N2 = \frac{Nu}{n} - \frac{Mu}{W} = 70.12t$$

On a $\sigma_a = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{nftj}) = 207.31\text{Mpa}$ (dans le cas normal).

$\sigma_a = \sigma_e = 400\text{Mpa}$. (Cas sismique).

◆ **Armature inferieure transversale de la semelle :**

• **Cas normal :**

On a $R = 261.91t$.

$$A_s = R / \sigma \times (L/2 - b/4) / h = 110.54\text{cm}^2$$

• **Cas sismique :**

On a $R=236.65t$.

$$A_s=R/\sigma \times (L/2 - b/4)/h=51.76cm^2.$$

Le cas normal est le cas le plus défavorable : donc on utilise $23HA25=112.9cm^2$.

L'espace est de $St = \frac{\phi+h-d}{n-i} = 14cm$.

n : Nombre de barre

d : Enrobage 5cm

Φ : Diamètre de pieu.

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L=h+ \Phi=3.2m$.

Entre les deux pieux de la même file, on dispose des armatures de répartition :

$$A=A_s/3=112.9/3=37.63cm^2/ml. \text{ On utilise } 8HA25/ml \text{ avec } e=14cm.$$

❖ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 112.9 = 37.6 \text{ cm}^2$$

Soit 8 HA25

$$St = \frac{1.2+1.6-0.1}{8-1} = 0.38 \text{ cm on prend } St = 35 \text{ cm}$$

Soit 8HA25 $A_{inf1} = 39.27 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures de construction :**

➤ **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = 0.1 \times A = 0.1 \times 112.9 = 11.29 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 10HA12 (13.57 \text{ cm}^2)$$

$$St = \frac{1.2+1.6-0.1}{10-1} = 0.3 \text{ cm avec } St = 3 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ts} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 112.9 = 37.6 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 8 \text{ HA25 et on prend } St = 35 \text{ cm}$$

➤ **Armatures latérales :**

$$A_{tl} = 0.1A = 0.1 \times 112.9 = 11.29 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10HA12 (13.57 \text{ cm}^2)$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

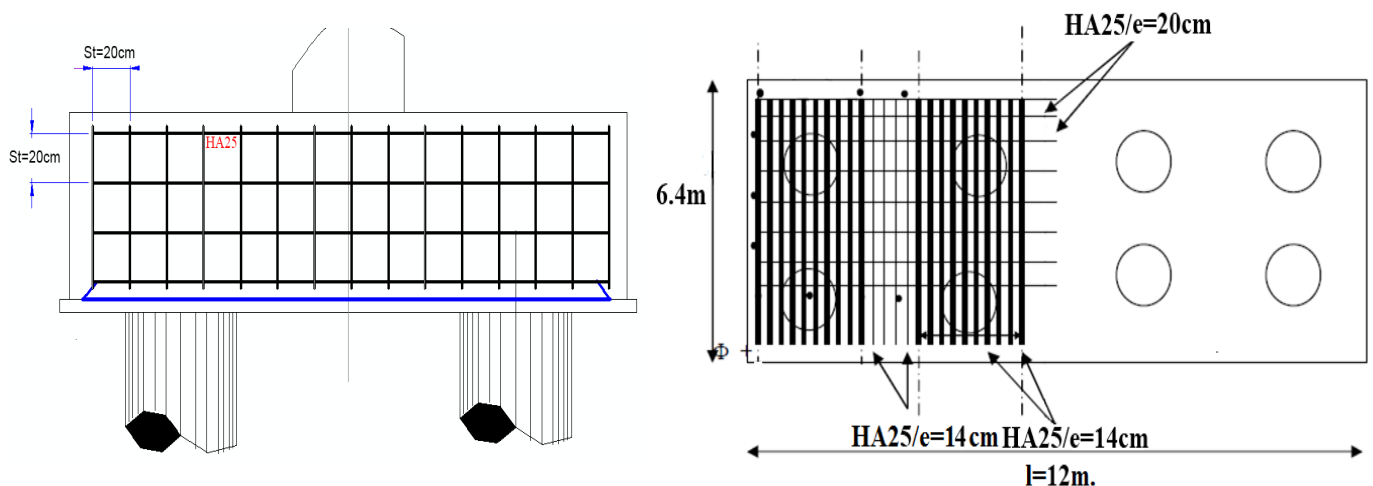


Fig. X.7.le ferrailages de la semelle.

e) les pieux :

➤ **Evaluation des efforts sur chaque pieu :**

◆ **Calcul du nombre des pieux :**

• **ELU :**

$$N_{ult} = 1.35G + 1.6Q = 1977.43t.$$

$$M_{ult} = 1.6 \times 7.33 \times 18.1 = 212.27t.ml.$$

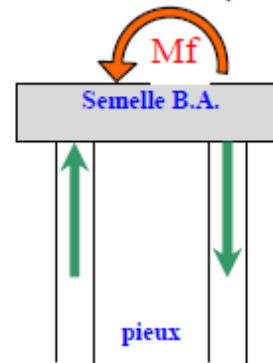
$$n = N/Q_{adm} = 7.19 \text{ pieux.}$$

On utilise six (6) pieux.

$$N1 = \frac{N}{n} + \frac{M}{W} = 261.91t \leq Q_{adm}.$$

$$N2 = \frac{N}{n} - \frac{M}{W} = 232.43t \geq 0.$$

Fig.X. 8. Les efforts sur le pieu



◆ **L'effort normal :**

• **Cas normal :**

$$N1 = \frac{N}{n} + \frac{M}{W} = 261.91t$$

$$N2 = \frac{N}{n} - \frac{M}{W} = 232.43t$$

$$H = 7.33t.$$

• **Cas sismique:**

$$N1 = \frac{N_u}{n} + \frac{M_u}{W} = 236.65t.$$

$$N2 = \frac{N_u}{n} - \frac{M_u}{W} = 70.12t.$$

$$H = 203.091t.$$

◆ **L'effort tranchant :**

◆ **Cas normal:** $H = 7.33t \Rightarrow \bar{P} = H/6 = 1.22t/\text{pieu}.$

◆ **Cas sismique:** $H = 203.091 \Rightarrow \bar{P} = H/6 = 33.84t/\text{pieu}.$

◆ **Calcul des moments par la formule de WERNER :**

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = x_{\theta M} + \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = x_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cub}{4EI}}.$$

b : diamètre de pieu.

Cu : module de réaction de sol. $Cu = 3.5t/m^2.$

E : module d'élasticité du béton : $E=33000\text{Mpa}$.

I : moment d'inertie du pieu : $I=\frac{\pi D^4}{64}=0.1017\text{m}^4$.

$\lambda=0.133\text{m}^{-1}$.

$$\lambda L=2.66 \Rightarrow \begin{cases} x_{\theta P} = 1.224 \\ x_{\theta M} = 1.551 \end{cases}$$

On a :

- **Cas normal** : $\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -7.23\text{t}$.
- **Cas sismique** : $\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -200.8\text{t}$

◆ **Détermination des coefficients** $x_{\theta M}; x_{\theta P}$ Dans abaque de WARNER

Tableau .X.1.coefficient $x_{\theta M}; x_{\theta P}$

Z x(M ;P)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$x_{\theta M}$	1	0.95	0.85	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
$x_{\theta P}$	0.25	0.4	0.55	0.59	0.55	0.38	0.28	0.2

◆ **Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = x_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} x_{\theta P}$$

Tableau .X.2. Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
M(z)/CN	-4.97	-3.23	-1.13	1.777	1.773	0.577	0.0239	-0.34
M(z)/CS	-137.19	-88.89	-30.74	49.71	49.57	16.365	0.96	-9.35

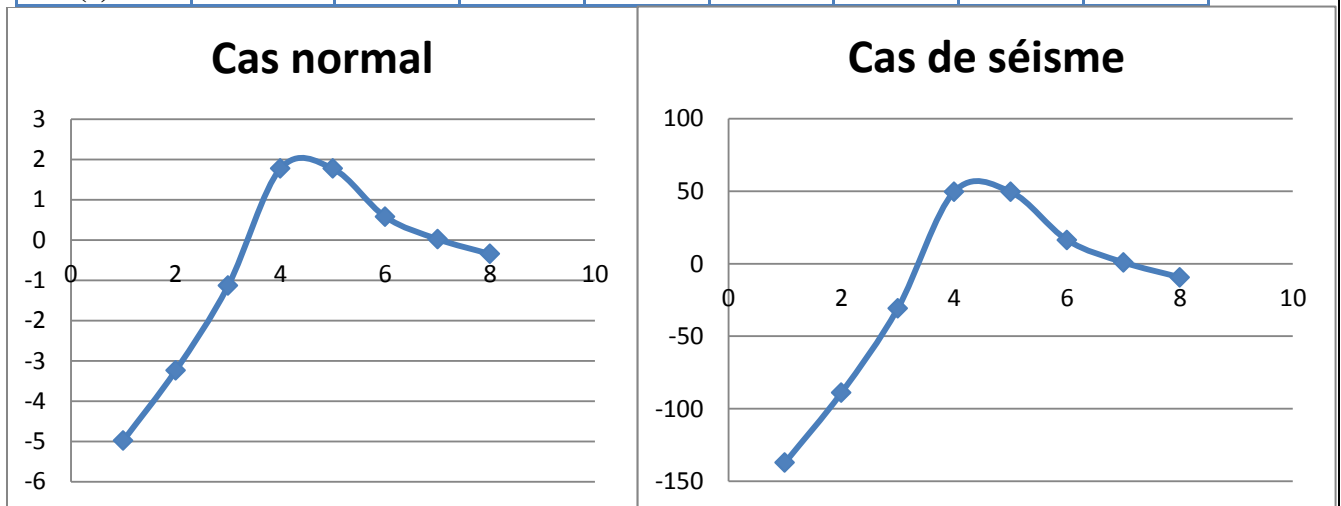


Fig. X.9:diagramme du moment en fonction de profondeur

D'après les résultant on : $N=64.82\text{t}$; $M=200.8\text{t.ml}$

Le ferrillage du pieu :

Le ferrillage se fait en flexion composée :

◆ **Armature longitudinale :**

Selon l'abaque Walther.

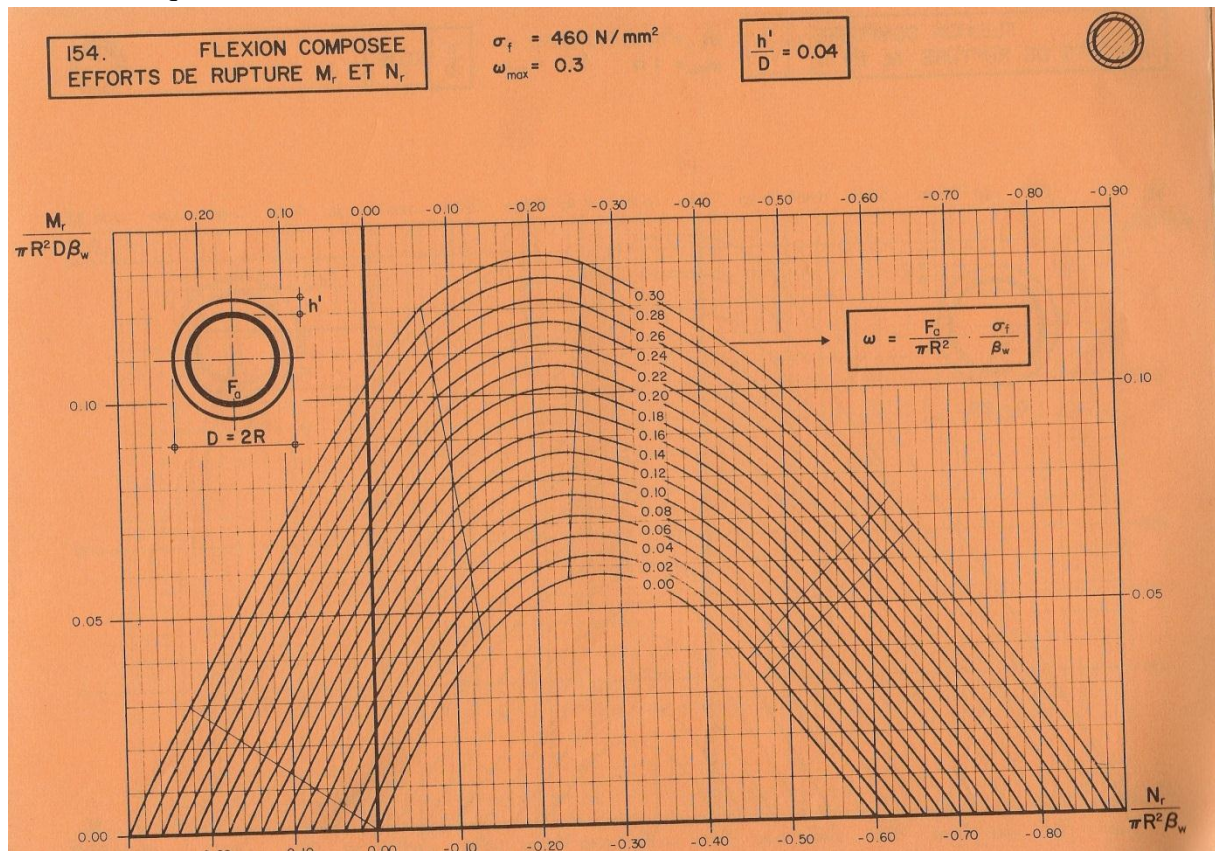


Fig.X.10:l'abaque Walther

h : l'enrobage=5cm.

D : diamètre de pile=1.2m.

Nr : effort normal

β : résistance du béton en fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω

ω: degré mécanique d'armature.

Fa : aire totale de l'armature passive

h/D=0.041 ≈ 0.04

$$\frac{N}{\pi R^2 \beta \omega} = 0.021$$

$$M / (\pi R^2 D \beta \omega) = 0.055$$

$$\omega = 0.17$$

$$F_a = \frac{\pi R^2 \beta \omega}{\sigma_f} = 129.71 \text{ cm}^2 \text{ soit } 27 \text{ HA}25 \text{ (} 132.54 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Espacement St=13cm.

Vérification : selon RPOA

Pourcentage géométrique : ρg 0.25 ≤ ρg ≤ 1.5

Et ρg=1.17% vérifié.

◆ **Armature transversale :**

On utilise HA12.

L'espace selon RPOA

$$St = \min(24\Phi_t ; 8\Phi_L ; 0.25d) = 20\text{cm}$$

St=20cm. section courante

St=15cm. Section jonction.

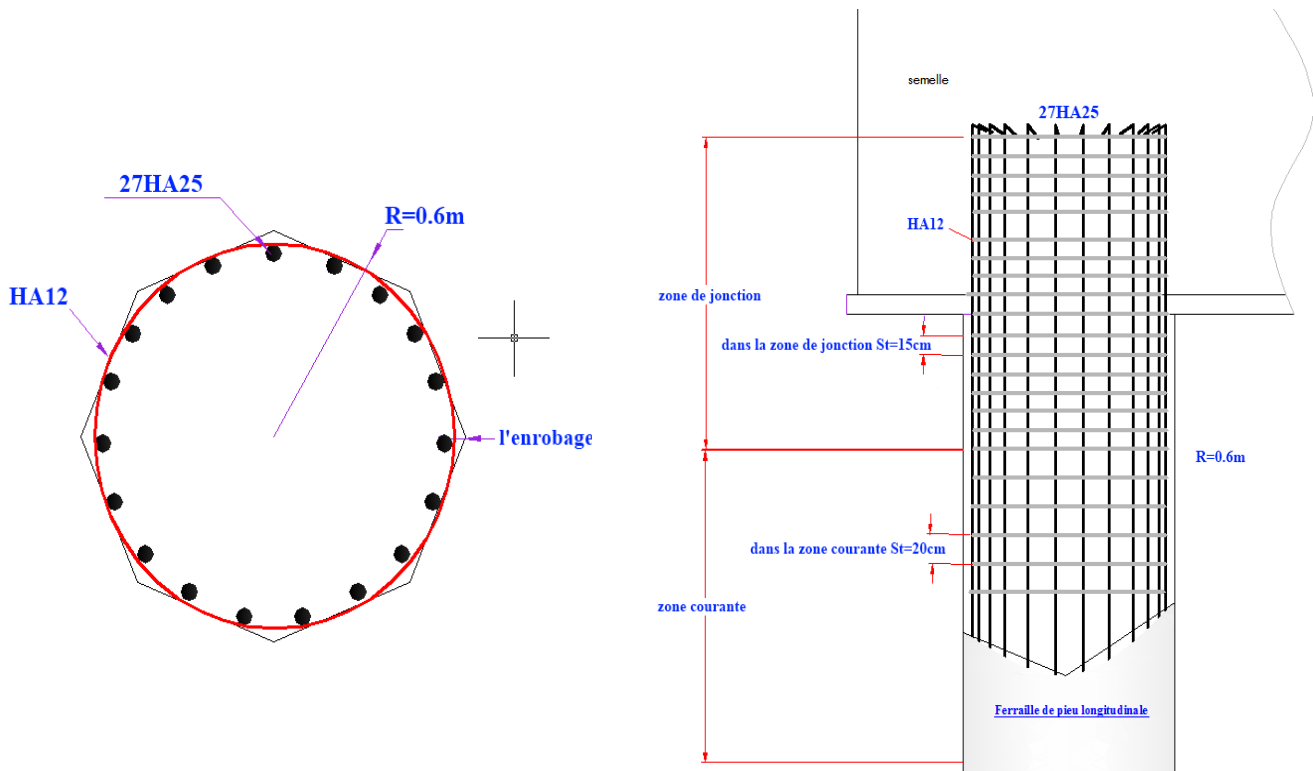


Fig.X.11.le ferrailage du pieu.

CONCLUSION GENERALE :

Mon travail s'est déroulé en deux étapes. Dans la première étape, j'ai commencé par la conception, dans cette partie j'ai choisit trois variantes qui s'adapte le mieux aux conditions et contraintes du site et de faire le pré dimensionnement de chaque variante, la variante qui a rependu le mieux aux critères de choix a été retenu pour une étude plus détaillée.

Mon projet de Fin d'Etudes m'a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatique pour la modélisation et l'analyse de mon ouvrage.

En fin, Cette étude très enrichissante m'a permis d'améliorer mes compétences techniques et d'approfondir mes connaissances théoriques, et mêmes elle m'a permis aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine.

BIBLIOGRAPHIE :

➤ Documentation :

01. J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994.
02. J.A. CALGARO- M.VIRLOGEUX « Projet et construction des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1987.
03. M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
04. MANFRAD.A HIRT- ROLF BEZ « Construction métallique » notions fondamentales et méthodes de dimensionnement V 10 Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne1994.
05. « Règles CM66 additif 80 » CITICM 2005.
06. Règle BAEL91 révisé. 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, CSTB 2000.
07. EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier, Décembre 1999.
08. EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixte acier et béton, Décembre1994.
09. Document SETRA : PONTS METALLIQUES ET MIXTES « Résistance à la fatigue » première Edition Mai 1996.
10. Document SETRA « PP73 (appuis des tabliers) » 1977.
11. Document SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté ». juillet 2007.
12. Fascicule 61 titre II : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et Les épreuves des ponts routes, Septembre 1976.
13. Fascicule 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Décembre 1993.
14. Fascicule 61 titre V : Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art, juillet 1977.
15. Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
16. bulletin rédigée par M. THENOZ «calcul de hourdis de pont » document SETRA mai 1972.
17. travaux de construction des ponts en acier guide de maitre d'œuvre mars 2001.

➤ LOGICIELS :

1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.
2. AUTOCAD 2012.
3. MICROSOFT OFFICE 2010.

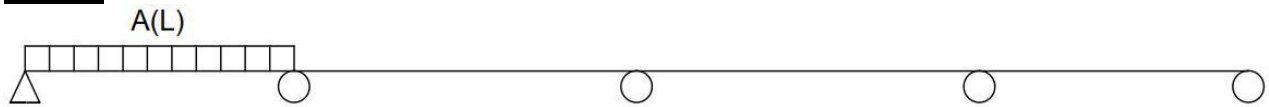
- ANNEXE -

- ANNEXE -

- ANNEXE -

◆ Calcul des efforts dus au surcharge A(L) :

1^{er} cas :



Pour 1 voie chargée :

X (m)	M ⁺ (t.m)	M ⁻ (t.m)	T(t)
0	0	0	51,909
8,125	302,166	/	22,471
16,25	365,151	/	6,967
24,375	188,954	/	36,405
32,5	/	226,425	65,842
39,5	/	177,799	6,634
46,5	/	129,571	6,634
53,5	/	81,739	6,634
60,5	/	34,305	6,634
67,5	12,732	/	6,634
74,5	59,371	/	6,634
81,5	47,434	/	2,017
88,5	35,1	/	2,017
95,5	22,368	/	2,017
102,5	9,239	/	2,017
109,5	/	4,287	2,017
116,5	/	18,21	2,017
124,625	/	12,855	0,429
132,75	/	8,035	0,429
140,875	/	3,75	0,429
149	0	0	0,429

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	103,734
8,125	603,896	/	44,917
16,25	729,897	/	13,901
24,375	378,004	/	72,719
32,5	/	451,783	131,536
39,5	/	355,496	13,443
46,5	/	259,606	13,443
53,5	/	164,113	13,443
60,5	/	69,017	13,443
67,5	25,681	/	13,443
74,5	119,982	/	13,443
81,5	95,096	/	3,867
88,5	69,812	/	3,867
95,5	44,131	/	3,867
102,5	18,053	/	3,867
109,5	/	8,442	3,867
116,5	/	35,295	3,867
124,625	/	25,669	0,954
132,75	/	16,577	0,954
140,875	/	8,021	0,954
149	0	0	0,954

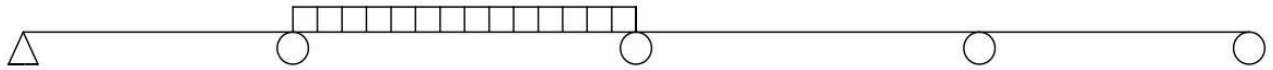
- ANNEXE -

Pour 3 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	140,01
8,125	815,089	/	60,628
16,25	985,199	/	18,754
24,375	510,329	/	98,137
32,5	/	609,521	177,519
39,5	/	479,873	18,209
46,5	/	350,623	18,209
53,5	/	221,77	18,209
60,5	/	93,314	18,209
67,5	34,745	/	18,209
74,5	162,406	/	18,209
81,5	128,456	/	3,867
88,5	94,108	/	5,162
95,5	59,364	/	5,162
102,5	24,222	/	5,162
109,5	/	11,317	5,162
116,5	/	47,254	5,162
124,625	/	34,637	1,322
132,75	/	22,556	1,322
140,875	/	11,011	1,322
149	0	0	1,322

- ANNEXE -

2^{em} cas :



Pour 1 voie chargée :

X	M+	M-	T
0	0	0	9,343
8,125	/	76,177	9,409
16,25	/	152,89	9,474
24,375	/	230,137	9,54
32,5	/	307,92	66,146
39,5	78,465	/	44,249
46,5	311,573	/	22,353
53,5	391,403	/	0,456
60,5	317,957	/	21,441
67,5	91,233	/	43,337
74,5	/	288,768	65,234
81,5	/	226,327	8,608
88,5	/	164,282	8,608
95,5	/	102,635	8,608
102,5	/	41,385	8,608
109,5	19,468	/	8,608
116,5	79,923	/	8,608
124,625	60,745	/	2,591
132,75	41,032	/	2,591
140,875	20,784	/	2,591
149	0	0	2,591

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	18,782
8,125	/	152,875	18,848
16,25	/	306,285	18,914
24,375	/	460,23	18,98
32,5	/	614,71	132,124
39,5	157,082	/	88,388
46,5	622,717	/	44,651
53,5	782,195	/	0,914
60,5	635,516	/	42,823
67,5	182,68	/	86,559
74,5	/	576,314	130,296
81,5	/	452,439	17,384
88,5	/	328,962	17,384
95,5	/	205,881	17,384
102,5	/	83,198	17,384
109,5	39,088	/	17,384
116,5	160,976	/	17,384
124,625	121,535	/	5,085
132,75	81,558	/	5,085
140,875	41,047	/	5,085
149	0	0	5,085

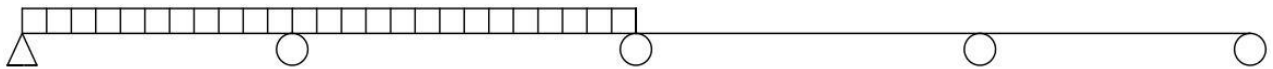
- ANNEXE -

Pour 3 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	25,393
8,125	/	206,588	25,459
16,25	/	413,71	25,525
24,375	/	621,368	25,591
32,5	/	829,562	178,33
39,5	212,14	/	119,299
46,5	840,618	/	60,267
53,5	1055,875	/	1,235
60,5	857,91	/	57,797
67,5	246,722	/	116,828
74,5	/	777,688	175,86
81,5	/	610,791	23,814
88,5	/	444,29	23,757
95,5	/	278,187	23,701
102,5	/	112,481	23,644
109,5	52,828	/	23,587
116,5	217,739	/	23,53
124,625	164,107	/	6,634
132,75	109,94	/	6,7
140,875	55,238	/	6,766
149	0	0	6,831

- ANNEXE -

3^{em} cas :



Pour 1 voie chargée :

X	M+	M-	T
0	0	0	25,515
8,125	132,838	/	7,184
16,25	116,738	/	11,147
24,375	/	48,3	29,478
32,5	/	362,277	51,939
39,5	/	53,978	36,354
46,5	143,772	/	20,354
53,5	230,972	/	4,561
60,5	207,623	/	11,232
67,5	73,725	/	27,025
74,5	/	170,722	42,817
81,5	/	133,501	5,005
88,5	/	96,677	23,757
95,5	/	60,249	23,757
102,5	/	24,22	23,757
109,5	11,413	/	23,757
116,5	46,648	/	23,757
124,625	35,789	/	1,567
132,75	24,395	/	1,567
140,875	12,465	/	1,567
149	0	0	1,567

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	50,944
8,125	265,215	/	14,34
16,25	233,023	/	22,264
24,375	/	96,577	58,868
32,5	/	723,584	103,733
39,5	/	107,828	72,197
46,5	287,179	/	40,662
53,5	461,435	/	9,126
60,5	414,941	/	22,41
67,5	147,697	/	53,946
74,5	/	340,298	85,481
81,5	/	266,847	10,181
88,5	/	193,794	10,181
95,5	/	121,137	10,181
102,5	/	48,878	10,181
109,5	22,984	/	10,181
116,5	94,448	/	10,181
124,625	71,639	/	3,038
132,75	48,294	/	3,038
140,875	24,415	/	3,038
149	0	0	3,038

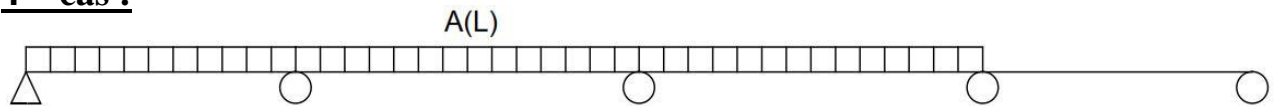
- ANNEXE -

Pour 3 voie chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	68,861
8,125	357,861	/	19,348
16,25	314,406	/	30,045
24,375	/	130,364	79,437
32,5	/	976,451	139,982
39,5	/	145,515	97,428
46,5	387,545	/	54,787
53,5	622,728	/	12,321
60,5	560,036	/	30,233
67,5	199,467	/	72,787
74,5	/	458,978	115,34
81,5	/	360,172	13,803
88,5	/	261,762	13,803
95,5	/	163,751	13,803
102,5	/	66,136	13,803
109,5	31,081	/	13,803
116,5	127,902	/	13,803
124,625	96,729	/	4,067
132,75	65,021	/	4,067
140,875	32,778	/	4,067
149	0	0	4,067

- ANNEXE -

4^{em} cas :



Pour 1 voie chargée :

X	M+	M-	T
0	0	0	21,525
8,125	116,525	/	7,098
16,25	115,335	/	7,39
24,375	/	3,563	21,878
32,5	/	240,176	36,366
39,5	/	31,491	97,428
46,5	89,823	/	54,787
53,5	123,764	/	12,321
60,5	70,47	/	30,233
67,5	/	70,47	72,787
74,5	/	298,646	115,34
81,5	/	53,461	13,803
88,5	104,411	/	13,803
95,5	174,882	/	13,803
102,5	157,98	/	13,803
109,5	53,706	/	13,803
116,5	/	137,941	13,803
124,625	/	102,653	4,113
132,75	/	67,9	4,113
140,875	/	33,682	4,113
149	0	0	4,113

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	43,074
8,125	232,53	/	14,164
16,25	230,17	/	14,745
24,375	/	7,081	43,655
32,5	/	479,222	72,565
39,5	/	62,829	47,031
46,5	179,218	/	22,125
53,5	246,917	/	2,782
60,5	140,269	/	27,689
67,5	/	140,727	52,596
74,5	/	596,096	82,371
81,5	/	106,648	57,464
88,5	208,426	/	32,557
95,5	349,152	/	7,65
102,5	315,532	/	17,256
109,5	107,564	/	42,163
116,5	/	274,751	67,07
124,625	/	205,261	8,322
132,75	/	136,305	8,322
140,875	/	67,885	8,322
149	0	0	8,322

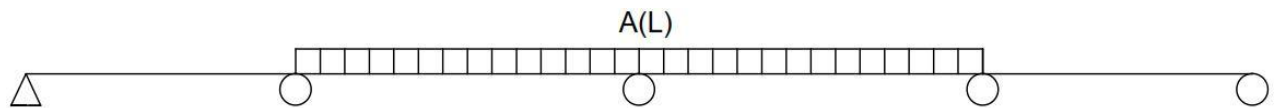
- ANNEXE -

Pour 3 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	58,122
8,125	313,767	/	19,113
16,25	310,585	/	19,896
24,375	/	9,544	58,905
32,5	/	646,622	97,914
39,5	/	84,774	63,46
46,5	241,819	/	29,852
53,5	333,158	/	3,755
60,5	189,926	/	37,363
67,5	/	189,926	70,971
74,5	/	804,349	104,579
81,5	/	143,915	77.,544
88,5	281,265	/	43,936
95,5	471,191	/	10,328
102,5	425,862	/	23,279
109,5	145,28	/	56,887
116,5	/	370,557	90,495
124,625	/	277,115	11,27
132,75	/	184,208	11,27
140,875	/	91,837	11,27
149	0	0	11,27

- ANNEXE -

5^{ém} cas



Pour 1 voie chargée :

X	M+	M-	T
0	0	0	4,589
8,125	313,767	37,555	4,655
16,25	310,585	75,645	4,721
24,375	/	114,27	4,787
32,5	/	153,43	38,761
39,5	66,126	/	23,969
46,5	182,141	/	9,178
53,5	194,612	/	5,614
60,5	103,542	/	20,406
67,5	/	91,07	35,198
74,5	/	389,225	49,989
81,5	/	91,07	35,198
88,5	103,542	/	20,406
95,5	194,612	/	5,614
102,5	182,141	/	9,178
109,5	66,126	/	23,761
116,5	/	153,43	38,761
124,625	/	114,27	4,787
132,75	/	75,645	4,721
140,875	/	37,555	4,655
149	0	0	4,589

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	9,275
8,125	/	75,63	9,341
16,25	/	151,795	9,407
24,375	/	228,495	9,473
32,5	/	305,73	77,354
39,5	132,405	/	47,827
46,5	363,853	/	18,301
53,5	388,614	/	11,226
60,5	206,687	/	40,753
67,5	/	181,926	70,28
74,5	/	777,227	99,806
81,5	/	181,926	70,28
88,5	206,687	/	40,753
95,5	388,614	/	11,226
102,5	363,853	/	18,301
109,5	132,405	/	47,827
116,5	/	305,73	77,354
124,625	/	228,495	9,473
132,75	/	151,795	9,407
140,875	/	75,63	9,341
149	0	0	8,275

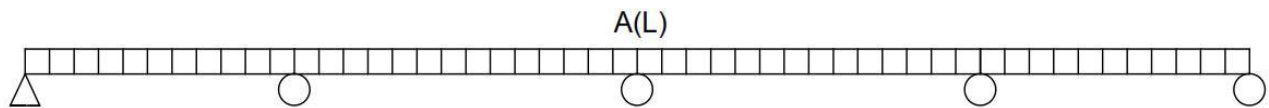
- ANNEXE -

Pour 3 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	12,557
8,125	/	102,291	12,623
16,25	/	205,118	12,689
24,375	/	308,48	12,754
32,5	/	412,376	104,378
39,5	178,816	/	64,534
46,5	491,095	/	24,689
53,5	524,461	/	15,156
60,5	278,913	/	55,001
67,5	/	245,547	94,845
74,5	/	1048,921	134,69
81,5	/	245,547	94,845
88,5	278,913	/	55,001
95,5	524,461	/	15,156
102,5	491,095	/	24,689
109,5	178,816	/	64,534
116,5	/	412,376	104,378
124,625	/	308,48	12,754
132,75	/	205,118	12,689
140,875	/	102,291	12,623
149	0	0	12,557

- ANNEXE -

6^{em} cas :



Pour 1 voie chargée :

X	M+	M-	T
0	0	0	18,971
8,125	101,786	/	6,084
16,25	98,865	/	6,803
24,375	/	8,764	19,69
32,5	/	221,101	32,878
39,5	/	29,817	21,775
46,5	83,747	/	10,672
53,5	119,593	/	0,431
60,5	77,719	/	11,533
67,5	/	41,874	22,636
74,5	/	239,186	33,739
81,5	/	41,874	22,636
88,5	77,719	/	11,533
95,5	119,593	/	0,431
102,5	83,747	/	10,672
109,5	/	29,817	21,775
116,5	/	221,101	32,878
124,625	/	8,764	19,69
132,75	98,865	/	6,803
140,875	101,786	/	6,084
149	0	0	18,971

- ANNEXE -

Pour 2 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	37,857
8,125	203,117	/	12,141
16,25	197,287	/	13,576
24,375	/	17,489	39,292
32,5	/	441,212	65,608
39,5	/	59,501	43,452
46,5	167,12	/	21,296
53,5	238,65	/	0,859
60,5	155,09	/	23,015
67,5	/	83,56	45,171
74,5	/	477,3	67,326
81,5	/	83,56	45,171
88,5	155,09	/	23,015
95,5	238,65	/	0,859
102,5	167,12	/	21,296
109,5	/	59,501	43,452
116,5	/	441,212	65,608
124,625	/	17,489	39,292
132,75	197,287	/	13,576
140,875	203,117	/	12,141
149	0	0	37,857

- ANNEXE -

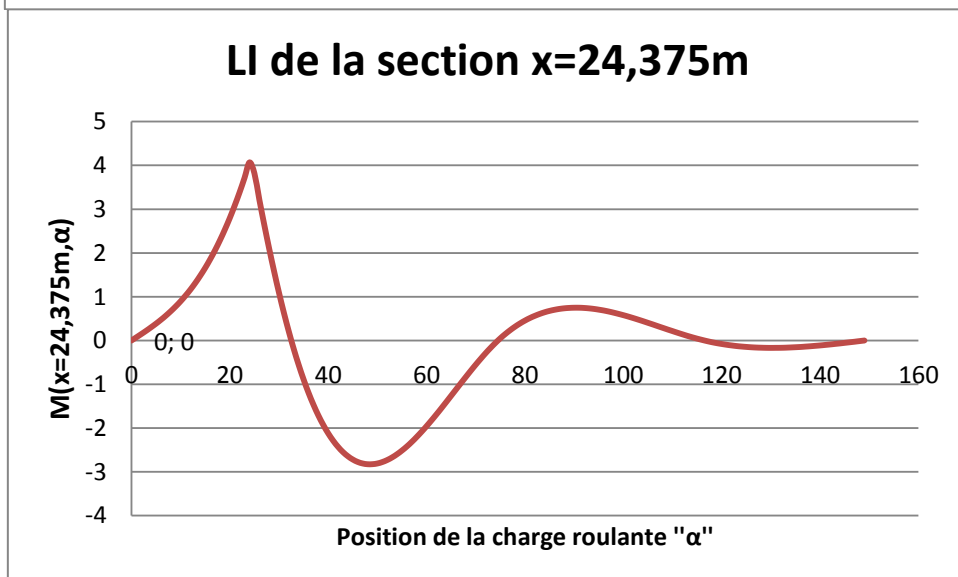
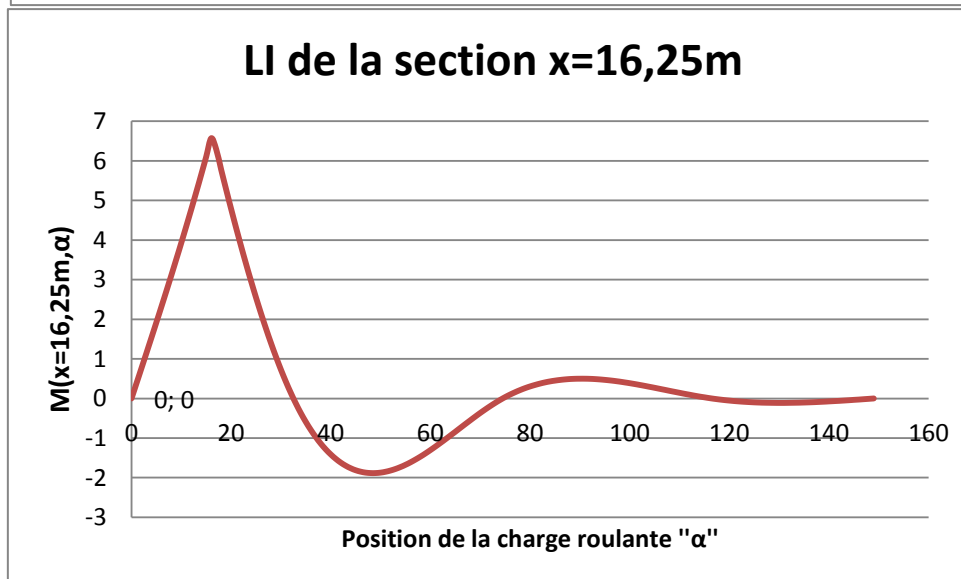
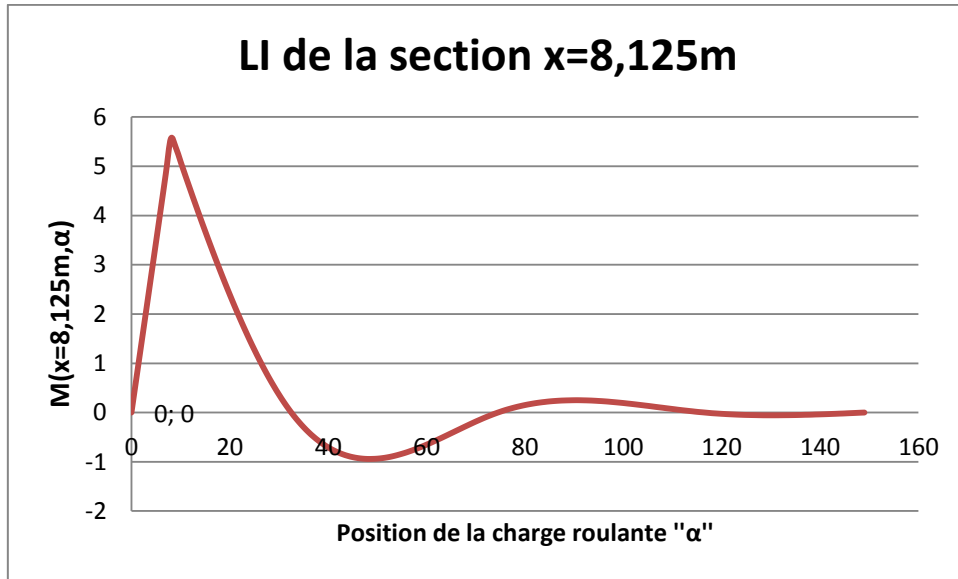
Pour 3 voies chargées :

X	M+	M-	T
0	0	0	51,074
8,125	274,029	/	16,379
16,25	266,164	/	18,315
24,375	/	23,595	53,01
32,5	/	595,247	88,513
39,5	/	80,274	58,622
46,5	225,464	/	28,732
53,5	321,967	/	1,159
60,5	209,235	/	31,05
67,5	/	112,732	60,941
74,5	/	643,935	90,831
81,5	/	112,732	60,941
88,5	209,235	/	31,05
95,5	321,967	/	1,159
102,5	225,464	/	28,732
109,5	/	80,274	58,622
116,5	/	595,274	88,513
124,625	/	23,595	53,01
132,75	266,164	/	18,315
140,875	274,029	/	16,379
149	0	0	51,074

- ANNEXE -

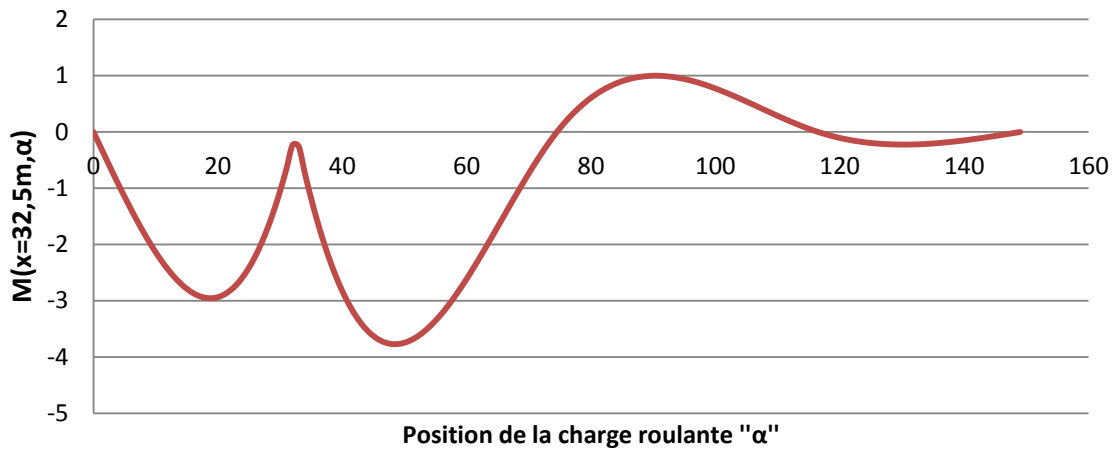
« LIGNES D'INFLUENCE »

- Moments fléchissant -

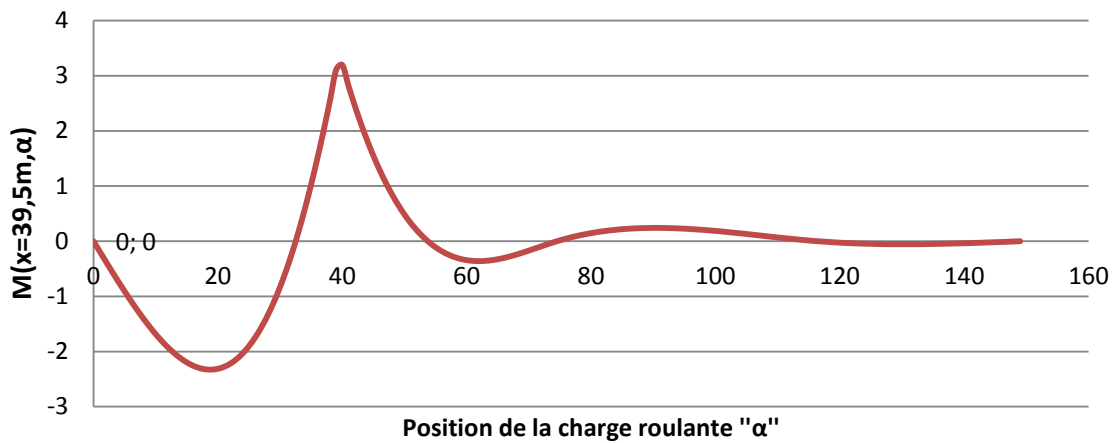


- ANNEXE -

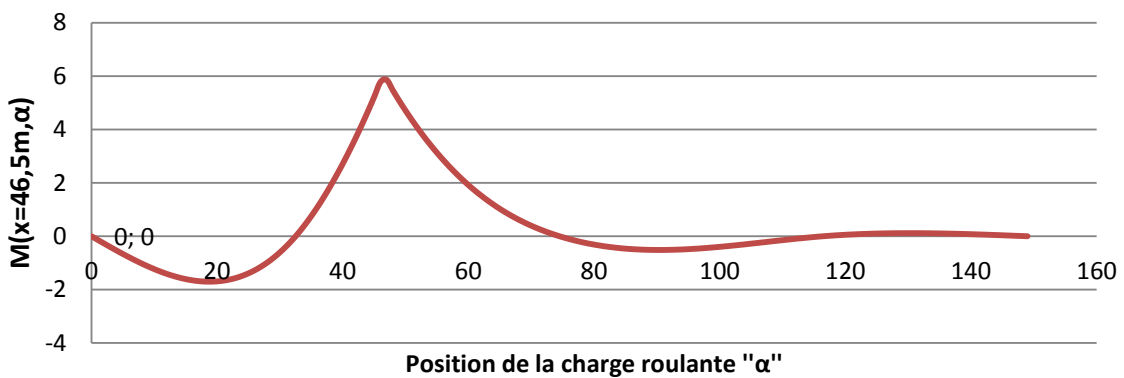
LI de la section x=32,5m



LI de la section x=39,5m

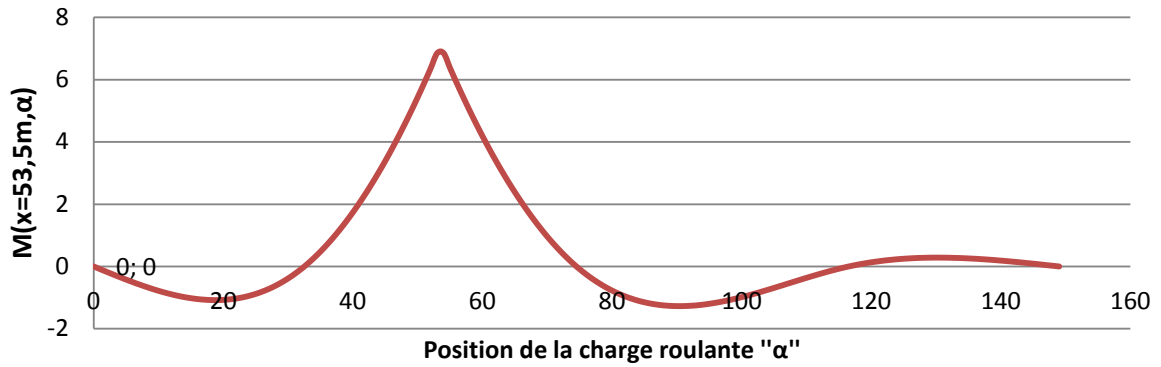


LI de la section x=46,5m

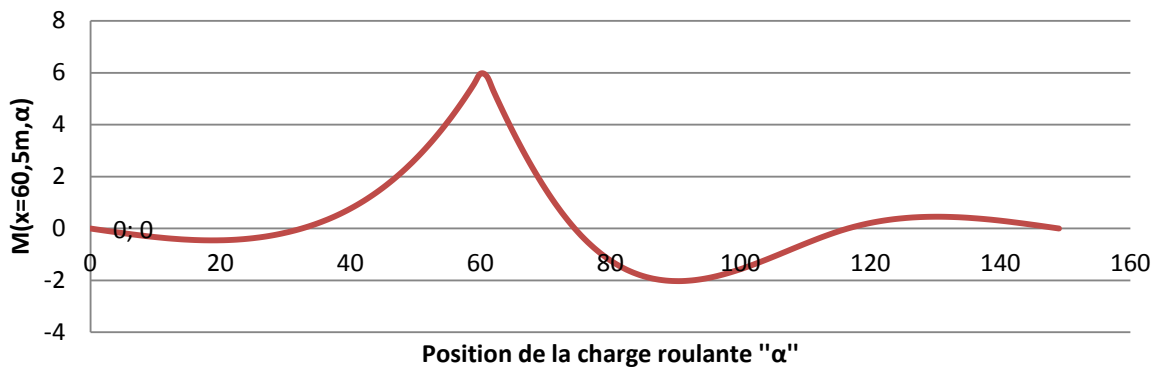


- ANNEXE -

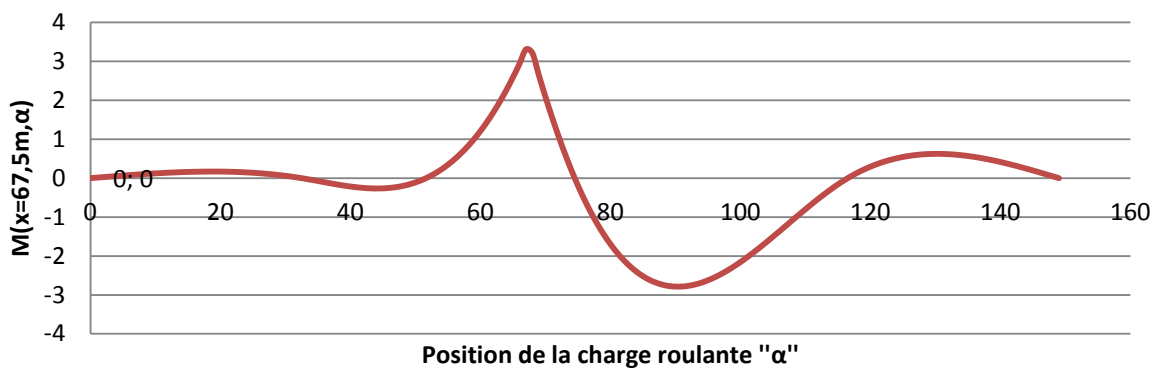
LI de la section x=53,5m



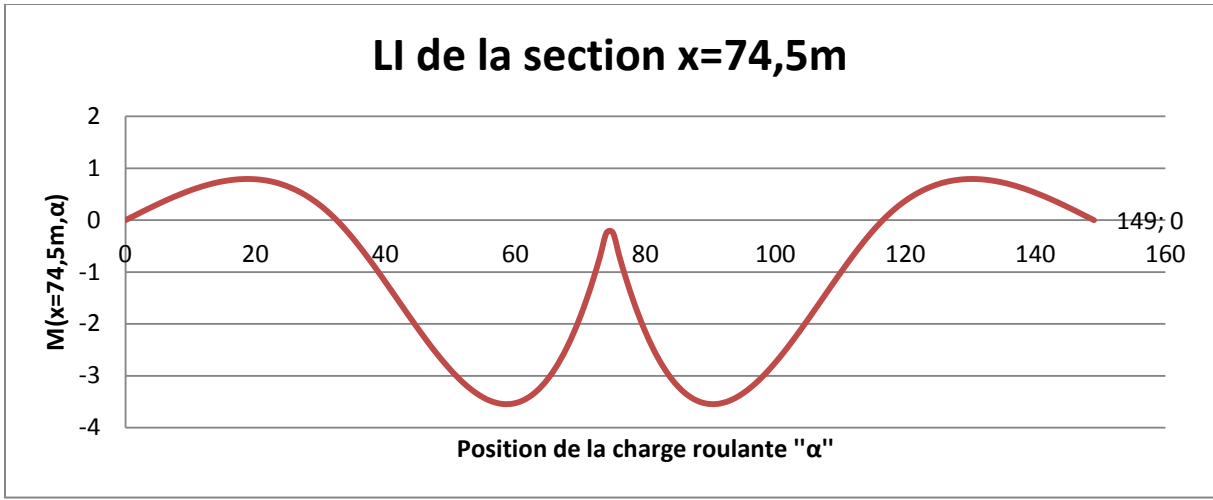
LI de la section x=60,5m



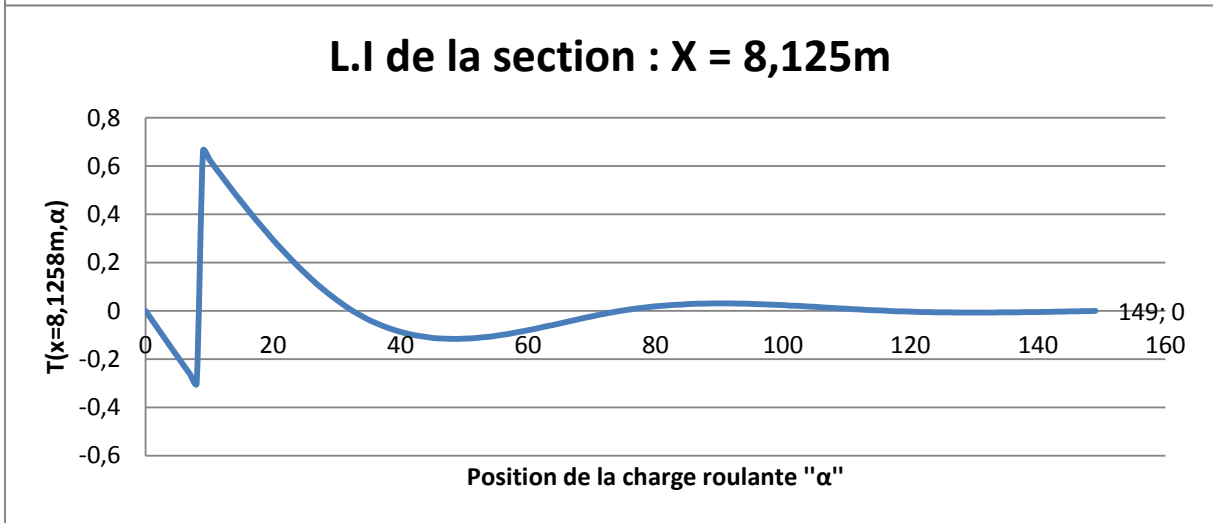
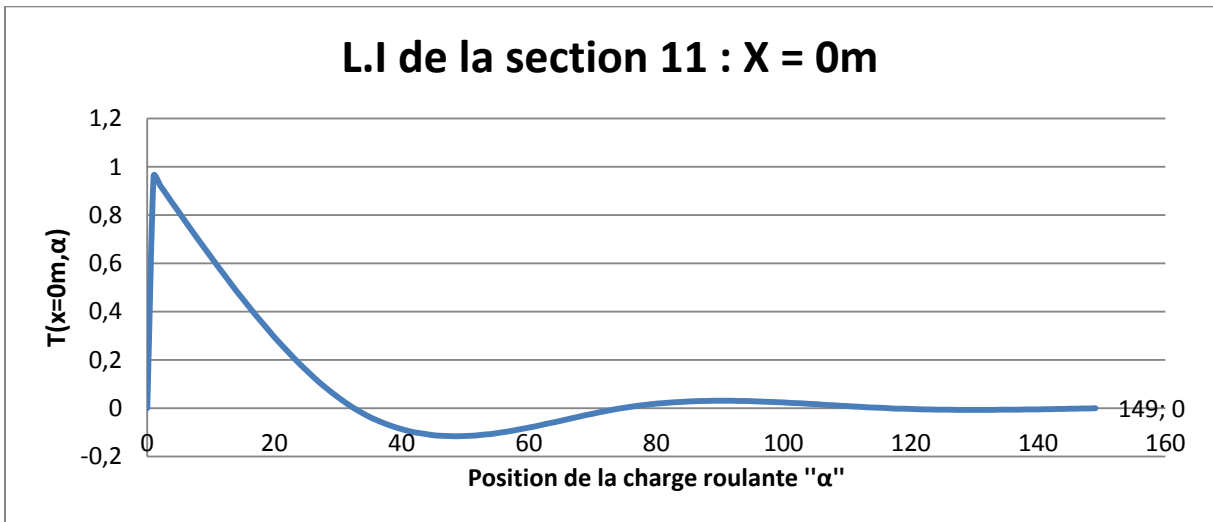
LI de la section x=67,5m



- ANNEXE -

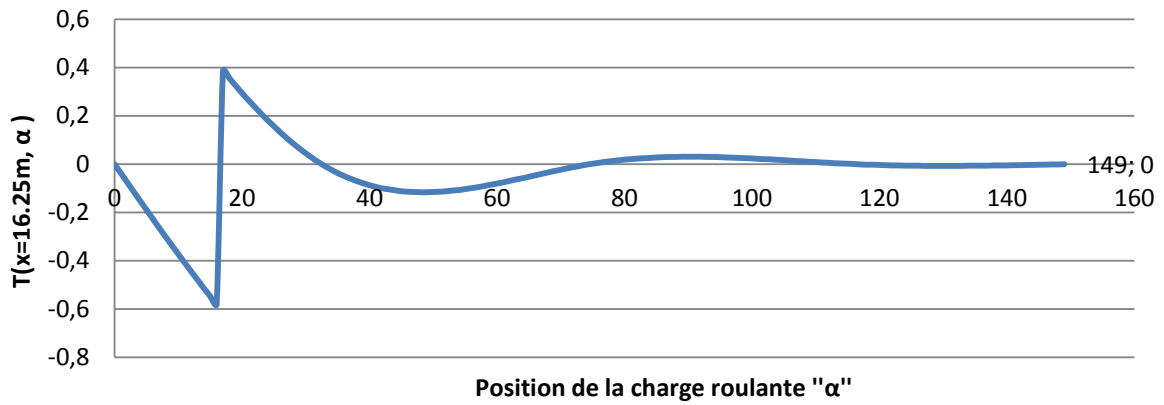


- Efforts tranchant -

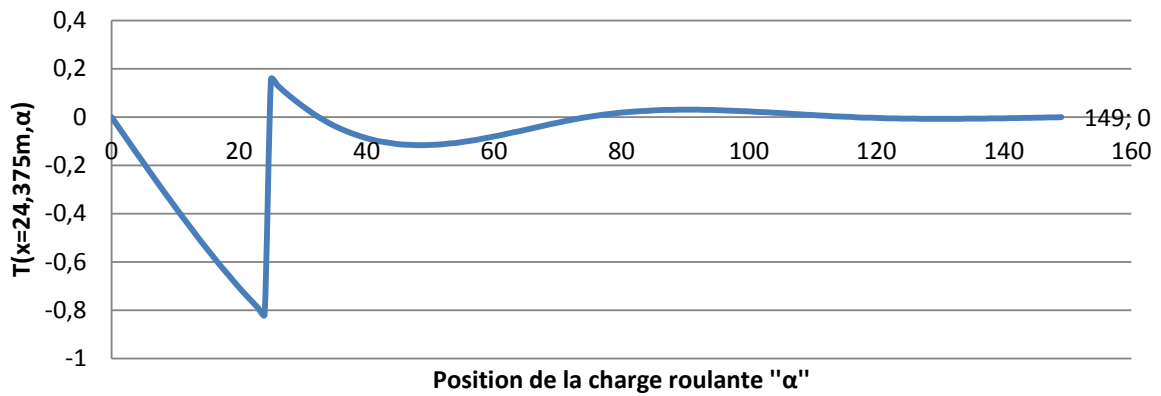


- ANNEXE -

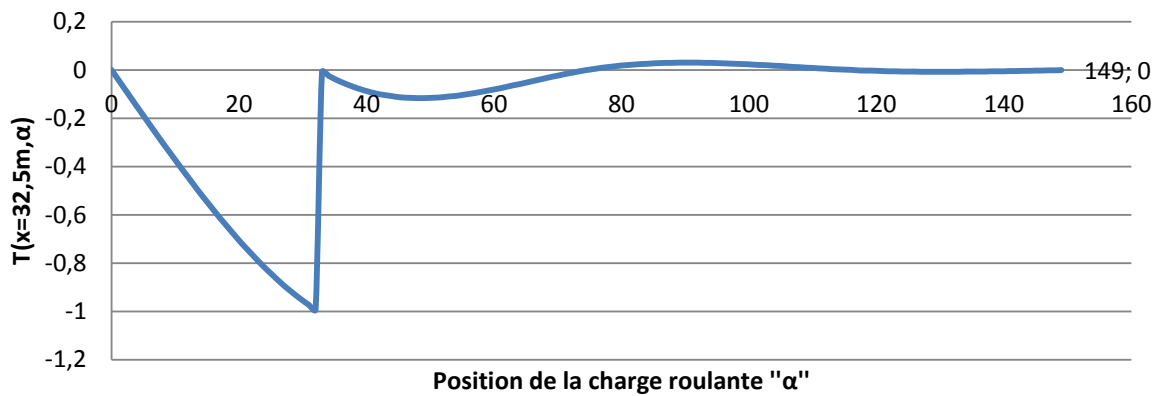
L.I de la section : $x=16,25m$



L.I de la section : $X = 24,375m$

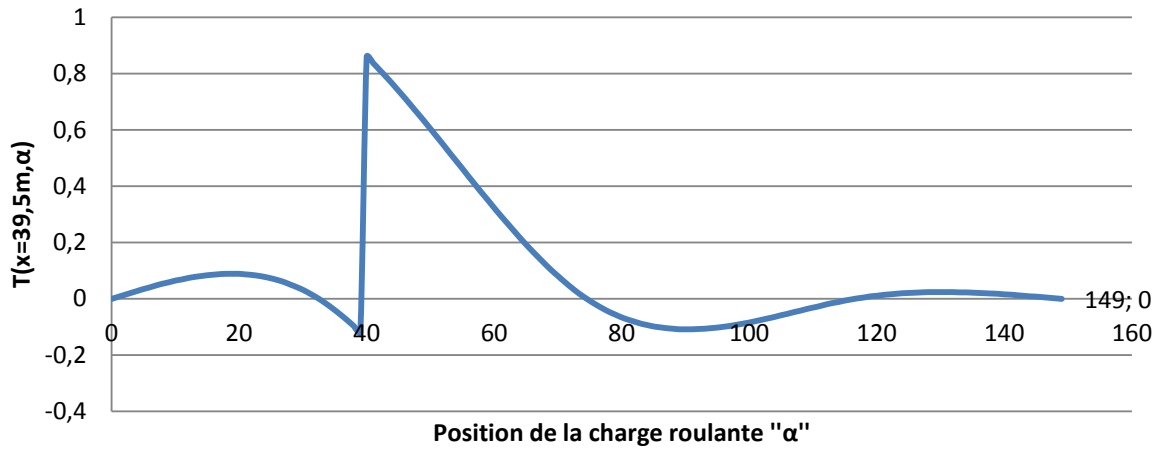


L.I de la section : $X = 32,5m$

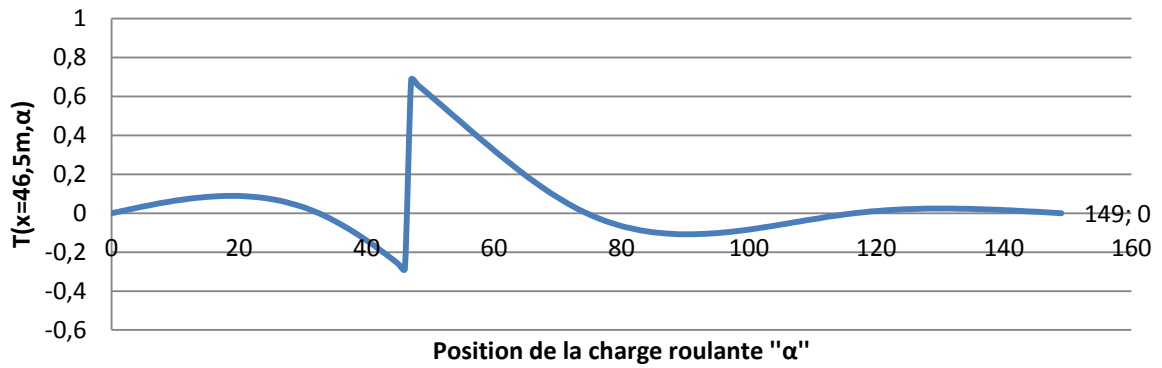


- ANNEXE -

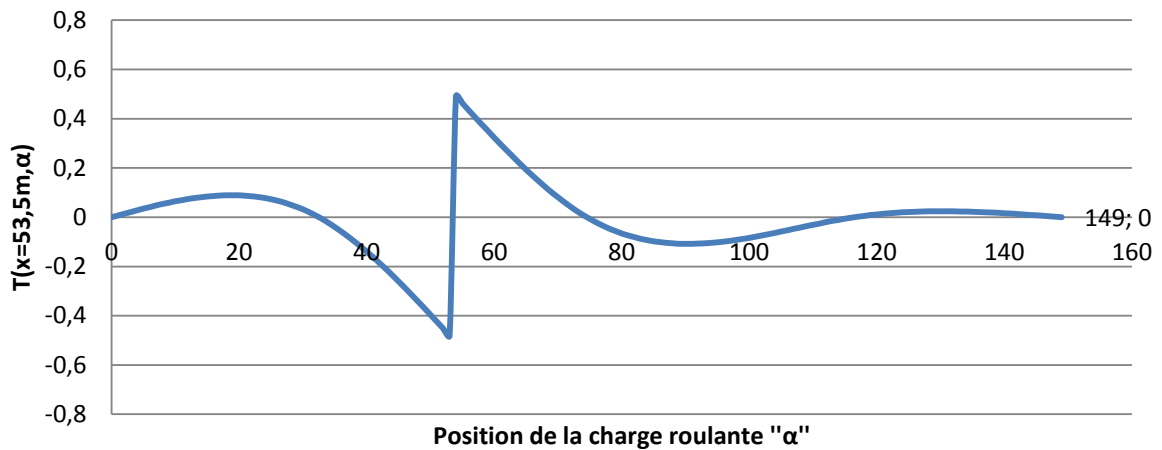
L.I de la section : X = 39,5m



L.I de la section : X = 46,5m

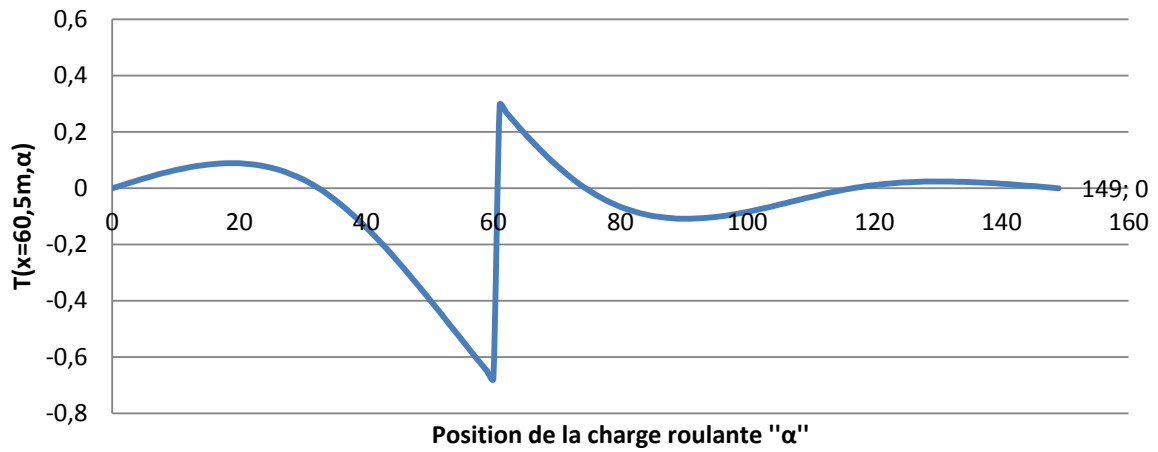


L.I de la section : X = 53,5m

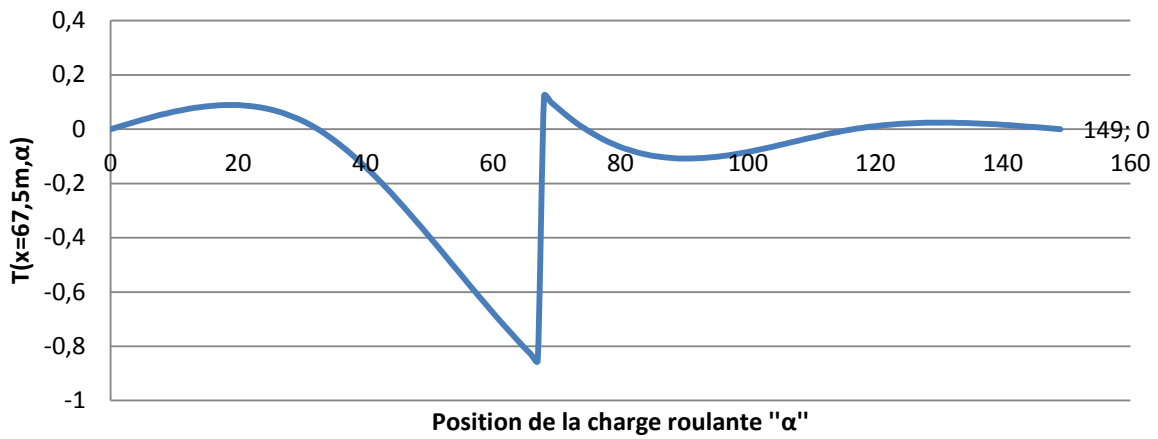


- ANNEXE -

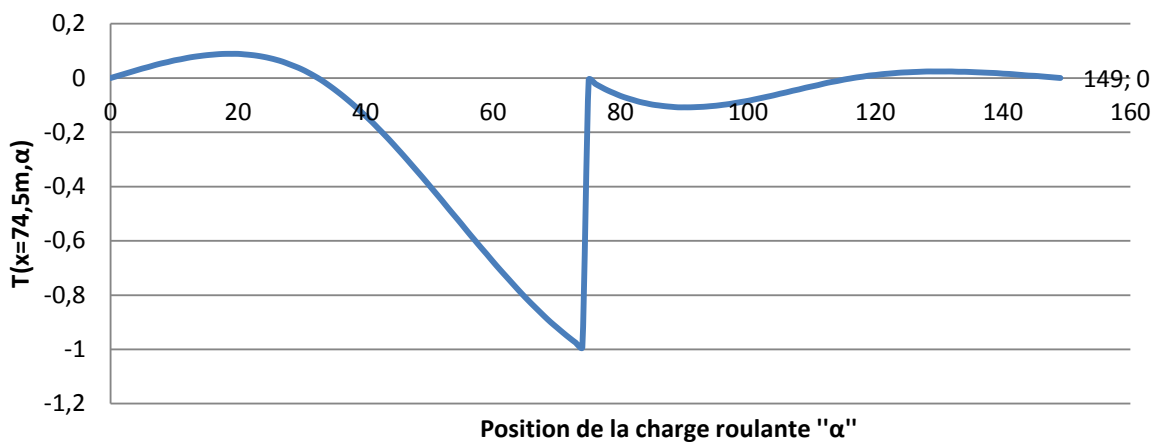
L.I de la section : X = 60,5m



L.I de la section : X = 67,5m



L.I de la section : X = 74,5m



- ANNEXE -

Récapitulation des résultats Ponderées:

- A(I) :

A(L) 1 voie			
X	M+	M-	T
0	0	0	51,909
8,125	313,767	76,177	22,471
16,25	365,151	152,89	11,147
24,375	188,954	230,137	36,405
32,5	79,923	362,277	66,146
39,5	78,465	221,101	44,249
46,5	311,573	129,571	54,787
53,5	391,403	102,635	23,757
60,5	317,957	164,282	30,233
67,5	91,233	226,225	43,337
74,5	59,371	389,225	115,34

A(L) 2 voies			
X	M+	M-	T
0	0	0	103,734
8,125	603,896	152,875	44,917
16,25	729,897	306,285	22,264
24,375	378,004	460,23	72,719
32,5	160,976	723,584	132,124
39,5	157,082	723,584	103,733
46,5	622,717	259,606	44,651
53,5	782,195	205,881	17,65
60,5	635,516	328,881	42,823
67,5	182,68	452,439	86,559
74,5	119,982	777,227	130,296

A(L) 3 voies			
X	M+	M-	T
0	0	0	140,01
8,125	815,089	206,588	60,628
16,25	985,199	413,71	30,045
24,375	510,329	621,368	98,137
32,5	217,739	976,451	178,33
39,5	212,14	479,873	119,299
46,5	840,618	350,623	60,267
53,5	1055,875	278,187	23,701
60,5	857,91	444,29	57,797
67,5	246,722	610,791	175,86
74,5	162,406	1048,921	134,69

- ANNEXE -

- Convoi BC :

Bc 1 file			
x	m+	m-	T
0m	0	0	44,68023
8,125	242,6161	51,66778	29,05756
16,25	260,1526	103,1068	19,83617
24,375	156,9226	154,9843	36,55988
32,5	54,58481	216,0164	49,93281
39,5m	98,21202	123,3956	43,46666
46,5m	250,0214	85,0871	31,67531
53,5m	299,5174	72,38678	19,82734
60,5m	260,388	109,5473	28,37599
67,5m	108,5503	150,7369	40,00065
74,5m	48,84181	219,3714	49,98352

Bc 2 files			
x	m+	m-	T
0m	0	0	95,07954
8,125	487,4312	103,8038	58,37849
16,25	522,6632	207,148	39,85212
24,375	315,2675	311,3732	73,45111
32,5	109,6644	433,9907	100,3182
39,5m	197,3233	259,9206	91,55818
46,5m	526,645	179,2275	66,72087
53,5m	630,9034	152,4755	41,76431
60,5m	548,4812	230,7505	59,77119
67,5m	228,6503	317,5121	84,25738
74,5m	102,8804	462,0839	105,2853

Bc 3 files			
x	m+	m-	T
0m	0	0	135,0404
8,125	733,277	156,1594	87,82286
16,25	786,2789	311,6273	59,95235
24,375	474,279	468,4206	110,4977
32,5	164,9758	652,8827	150,9157
39,5m	299,8914	376,7898	132,7259
46,5m	763,4428	259,8143	96,72088
53,5m	914,5794	221,0338	60,54299
60,5m	795,0973	334,5038	86,64639
67,5m	331,4594	460,2765	122,1424
74,5m	149,139	669,8528	152,6252

- ANNEXE -

- Convoi Bt

Bt 1 tandem			
x	m+	m-	T
0m	0	0	31,63814
8,125	183,9796	31,78259	22,64525
16,25	212,2351	63,55927	19,12362
24,375	133,905	95,34186	27,36555
32,5	33,69673	126,6159	33,41205
39,5m	96,59149	77,59826	28,6324
46,5m	193,6637	56,79826	22,78853
53,5m	229,0525	42,47621	16,25674
60,5m	197,197	67,65727	22,47717
67,5m	108,4864	93,03397	28,42588
74,5m	26,47364	118,3154	33,08201

Bt 2 tandems			
x	m+	m-	T
0m	0	0	63,43209
8,125	368,8652	63,7217	45,40203
16,25	425,5153	127,4315	38,34141
24,375	268,4695	191,1532	54,86587
32,5	67,5594	253,8554	66,98865
39,5m	193,6821	155,5975	57,41273
46,5m	388,3281	113,89	45,69481
53,5m	459,2885	85,17189	32,59748
60,5m	395,4129	135,6641	45,07049
67,5m	217,5333	186,5486	56,99864
74,5m	53,08406	237,242	66,33496

- Convoi MC120

Mc120			
x	m+	m-	T
0m	0	0	101,066
8,125	555,5602	107,0867	68,40374
16,25	620,7084	212,6606	36,99777
24,375	375,7035	321,241	86,76858
32,5	113,3296	428,2894	110,0933
39,5m	265,5498	255,1029	91,65442
46,5m	561,6135	186,7097	70,61035
53,5m	650,4495	141,6717	48,04435
60,5m	569,505	225,6412	68,97568
67,5m	280,788	310,2684	90,77132
74,5m	87,01345	394,5762	108,4333

- ANNEXE -

- Convoi D240

D240			
x	m+	m-	T
0m	0	0	149,2877
8,125	748,9933	172,9905	92,21774
16,25	617,1376	345,9165	37,97353
24,375	454,4695	518,9071	129,8171
32,5	182,242	823,3404	187,8032
39,5m	235,2991	358,9744	151,8167
46,5m	751,961	262,7309	106,024
53,5m	803,7537	232,2024	61,81827
60,5m	767,135	369,7742	103,7143
67,5m	269,4275	508,4943	149,6103
74,5m	166,6035	777,6251	192,345

- ANNEXE -

◆ Récapitulatif des résultats de répartition transversale des efforts:

A(L) 1 voie			
X	M+	M-	T
0	0	0	28,54995
8,125	172,57185	41,89735	12,35905
16,25	200,83305	84,0895	6,13085
24,375	103,9247	126,57535	20,02275
32,5	43,95765	199,25235	36,3803
39,5	43,15575	121,60555	24,33695
46,5	171,36515	71,26405	30,13285
53,5	215,27165	56,44925	13,06635
60,5	174,87635	90,3551	16,62815
67,5	50,17815	124,42375	23,83535
74,5	32,65405	214,07375	63,437

A(L) 2 voies			
X	M+	M-	T
0	0	0	41,4936
8,125	241,5584	61,15	17,9668
16,25	291,9588	122,514	8,9056
24,375	151,2016	184,092	29,0876
32,5	64,3904	289,4336	52,8496
39,5	62,8328	289,4336	41,4932
46,5	249,0868	103,8424	17,8604
53,5	312,878	82,3524	7,06
60,5	254,2064	131,5524	17,1292
67,5	73,072	180,9756	34,6236
74,5	47,9928	310,8908	52,1184

A(L) 3 voies			
X	M+	M-	T
0	0	0	35,0025
8,125	203,77225	51,647	15,157
16,25	246,29975	103,4275	7,51125
24,375	127,58225	155,342	24,53425
32,5	54,43475	244,11275	44,5825
39,5	53,035	119,96825	29,82475
46,5	210,1545	87,65575	15,06675
53,5	263,96875	69,54675	5,92525
60,5	214,4775	111,0725	14,44925
67,5	61,6805	152,69775	43,965
74,5	40,6015	262,23025	33,6725

- ANNEXE -

A(L)max			
X	M+	M-	T
0	0	0	41,4936
8,125	241,5584	61,15	17,9668
16,25	291,9588	122,514	8,9056
24,375	151,2016	184,092	29,0876
32,5	64,3904	289,4336	52,8496
39,5	62,8328	289,4336	41,4932
46,5	249,0868	103,8424	30,13285
53,5	312,878	82,3524	13,06635
60,5	254,2064	131,5524	17,1292
67,5	73,072	180,9756	43,965
74,5	47,9928	310,8908	63,437

Bc 1 file			
x	m+	m-	T
0	0	0	25,6911343
8,125	139,504266	29,7089712	16,7080988
16,25	149,58777	59,2863898	11,4057966
24,375	90,2304941	89,1159509	21,0219292
32,5	31,3862674	124,209445	28,7113637
39,5	56,4719087	70,9524882	24,9933318
46,5	143,762296	48,92508	18,2133028
53,5	172,222503	41,6223974	11,400721
60,5	149,723079	62,9897067	16,3161968
67,5	62,4164154	86,6736917	23,0003758
74,5	28,0840412	126,138561	28,7405231

Bc 2 files			
x	m+	m-	T
0	0	0	42,7857917
8,125	219,344026	46,711728	26,2703196
16,25	235,198425	93,2166144	17,933454
24,375	141,870355	140,117947	33,0530004
32,5	49,3489584	195,295817	45,1431792
39,5	88,7955026	116,964251	41,2011815
46,5	236,990269	80,6523562	30,0243921
53,5	283,906549	68,6139791	18,7939398
60,5	246,816542	103,83771	26,8970376
67,5	102,892647	142,88045	37,9158195
74,5	46,2961756	207,937772	47,3783774

- ANNEXE -

Bc 3 files			
x	m+	m-	T
0	0	0	43,8881423
8,125	238,315016	50,7518096	28,5424307
16,25	255,540657	101,278888	19,4845124
24,375	154,140674	152,236701	35,9117432
32,5	53,6171331	212,186886	49,0475975
39,5	97,464699	122,456688	43,1359169
46,5	248,118917	84,4396497	31,434285
53,5	297,238304	71,8359715	19,6764703
60,5	258,406615	108,713747	28,1600754
67,5	107,724305	149,589866	39,6962801
74,5	48,470163	217,702166	49,6031831

Bt 1 tandem			
x	m+	m-	T
0	0	0	17,4009786
8,125	101,188777	17,4804245	12,4548896
16,25	116,72928	34,9575968	10,5179888
24,375	73,6477579	52,4380213	15,051052
32,5	18,533199	69,638759	18,3766302
39,5	53,1253175	42,6790413	15,7478176
46,5	106,515045	31,2390423	12,533692
53,5	125,978862	23,3619146	8,94120674
60,5	108,458346	37,2114962	12,3624461
67,5	59,6675181	51,1686813	15,6342362
74,5	14,5605004	65,0734441	18,1951074

Bt 2 tandems			
x	m+	m-	T
0	0	0	25,3728378
8,125	147,546093	25,48868	18,1608115
16,25	170,206123	50,9726179	15,3365642
24,375	107,387789	76,4612979	21,9463462
32,5	27,023759	101,542159	26,7954618
39,5	77,4728232	62,2389847	22,9650936
46,5	155,331237	45,5559969	18,2779238
53,5	183,715384	34,068756	13,0389908
60,5	158,165159	54,2656458	18,0281953
67,5	87,0133356	74,6194542	22,7994574
74,5	21,2336251	94,8968151	26,5339843

- ANNEXE -

Mc120			
x	m+	m-	T
0	0	0	43,9636906
8,125	241,66868	46,5827172	29,7556281
16,25	270,00817	92,507349	16,0940296
24,375	163,431039	139,739827	37,7443312
32,5	49,2983802	186,305886	47,8905682
39,5	115,514164	110,96977	39,8696727
46,5	244,301869	81,2187226	30,7155043
53,5	282,945539	61,6271694	20,8992934
60,5	247,734682	98,1539369	30,0044216
67,5	122,142762	134,966772	39,4855246
74,5	37,8508516	171,640657	47,1684864

D240			
x	m+	m-	T
0m	0	0	37,3219275
8,125	187,248335	43,24763	23,0544353
16,25	154,284398	86,4791325	9,49338225
24,375	113,617368	129,726763	32,45427
32,5	45,5604925	205,835108	46,9507925
39,5m	58,8247775	89,74359	37,954175
46,5m	187,990258	65,6827225	26,5059875
53,5m	200,93842	58,0505975	15,4545683
60,5m	191,78374	92,4435425	25,9285775
67,5m	67,356885	127,123583	37,4025725
74,5m	41,650885	194,406275	48,086255

- ANNEXE -

➤ **ELU :**

1,35G+1,6(AL+ST)			
X	M+	M-	T
0	0	0	119,15796
8,125	669,611953	97,84	45,66868
16,25	742,127393	196,0224	33,17146
24,375	241,92256	318,925575	101,30906
32,5	103,02464	1077,70414	176,008098
39,5	100,53248	546,02981	126,95702
46,5	631,48243	166,14784	77,8975225
53,5	833,252263	131,76384	22,104135
60,5	622,905928	210,48384	59,487295
67,5	116,9152	406,032735	133,305413
74,5	76,78848	1162,30921	177,23315

1,35G+1,6(Bc+ST)			
X	M+	M-	T
0	0	0	122,989228
8,125	664,422538	81,2028953	62,589689
16,25	683,858363	162,046221	50,0977198
24,375	246,625079	267,957097	112,227689
32,5	85,787413	954,109392	169,924893
39,5	155,943518	278,866751	129,585367
46,5	629,933818	135,103439	79,9798185
53,5	808,228749	114,937554	32,6803275
60,5	629,626272	173,941995	77,1366956
67,5	172,358888	355,815561	126,475461
74,5	77,5522608	1013,20739	173,209443

1,35G+1,35Mc120			
X	M+	M-	T
0	0	0	108,148082
8,125	588,06463	62,8866683	55,819298
16,25	618,808841	124,884921	39,2256399
24,375	220,631903	211,191741	101,601447
32,5	66,5528132	819,839321	149,219305
39,5	155,944122	226,504039	109,832858
46,5	545,220273	109,645276	68,9164933
53,5	689,58984	83,1966787	29,3217211
60,5	534,348809	132,507815	70,1715442
67,5	164,892729	289,911517	111,529271
74,5	51,0986497	846,528513	150,459507

- ANNEXE -

1,35G+1,35D240			
X	M+	M-	T
0	0	0	99,1817021
8,125	514,597165	58,3843005	46,7726876
16,25	462,581749	116,746829	30,314766
24,375	153,383446	197,674104	94,4598645
32,5	61,5066649	846,20377	147,950607
39,5	79,4134496	197,848697	107,246936
46,5	469,199598	88,6716754	63,2336456
53,5	578,88023	78,3683066	21,9713421
60,5	458,815037	124,798782	64,6691546
67,5	90,9317948	279,323211	108,717285
74,5	56,2286948	877,262096	151,698494

➤ **ELS:**

G+1,2(A(I) +ST)			
X	M+	M-	T
0	0	0	88,916645
8,125	499,78478	73,38	34,10661
16,25	554,240935	147,0168	24,71657
24,375	181,44192	238,98545	75,512845
32,5	77,26848	803,01582	131,223045
39,5	75,39936	408,81222	94,699165
46,5	471,61726	124,61088	58,16897
53,5	622,090925	98,82288	16,567845
60,5	465,328455	157,86288	44,34079
67,5	87,6864	303,52727	99,43995
74,5	57,59136	866,039185	132,121325

G+1,2(BC +ST)			
X	M+	M-	T
0	0	0	91,7900958
8,125	495,892719	60,9021715	46,7973668
16,25	510,539163	121,534665	37,4112648
24,375	184,968809	200,759091	83,7018169
32,5	64,3405597	710,319763	126,660642
39,5	116,957639	208,439925	96,6704252
46,5	470,455801	101,32758	59,730692
53,5	603,32329	86,2031658	24,4999894
60,5	470,368713	130,456496	57,5778405
67,5	129,269166	265,864389	94,3174861
74,5	58,1641956	754,212824	129,103545

- ANNEXE -

G+1,2MC120			
X	M+	M-	T
0	0	0	88,9024287
8,125	483,937166	55,8992607	47,2987538
16,25	512,378553	111,008819	32,2748355
24,375	196,117247	184,386292	82,8091975
32,5	59,1580562	644,549563	120,110932
39,5	138,616997	189,974724	89,3316073
46,5	452,727243	97,4624671	57,1923552
53,5	567,396397	73,9526033	25,8996521
60,5	445,360869	117,784724	57,9798059
67,5	146,571315	241,742627	90,5113795
74,5	45,421022	661,386289	120,885184

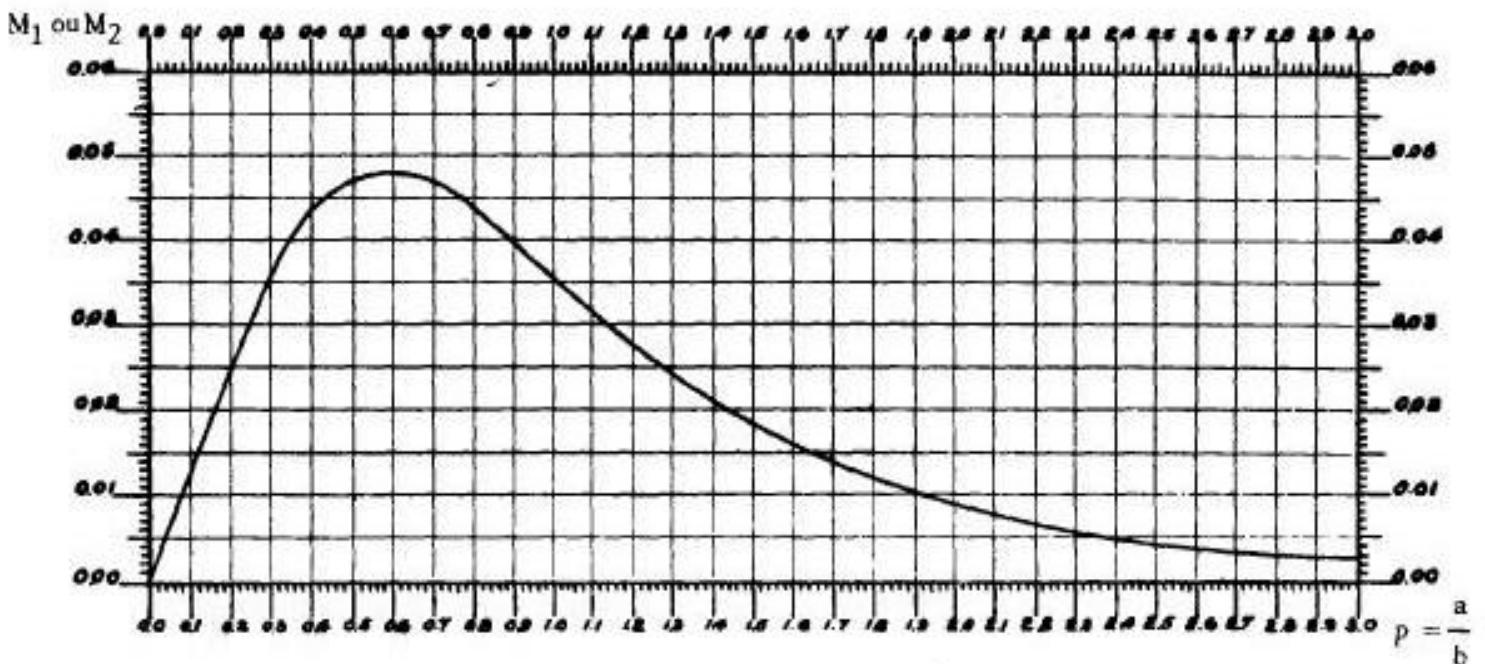
G+D240			
X	M+	M-	T
0	0	0	73,4679275
8,125	381,183085	43,24763	34,6464353
16,25	342,653148	86,4791325	22,4553823
24,375	113,617368	146,425263	69,97027
32,5	45,5604925	626,817608	109,593043
39,5	58,8247775	146,55459	79,442175
46,5	347,555258	65,6827225	46,8397375
53,5	428,80017	58,0505975	16,2750683
60,5	339,86299	92,4435425	47,9030775
67,5	67,356885	206,906083	80,5313225
74,5	41,650885	649,823775	112,369255

- ANNEXE -

- Abaque s de Pigeaud -

ABAQUE N° - 61 -

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
 $P = 1$ UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$)
et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

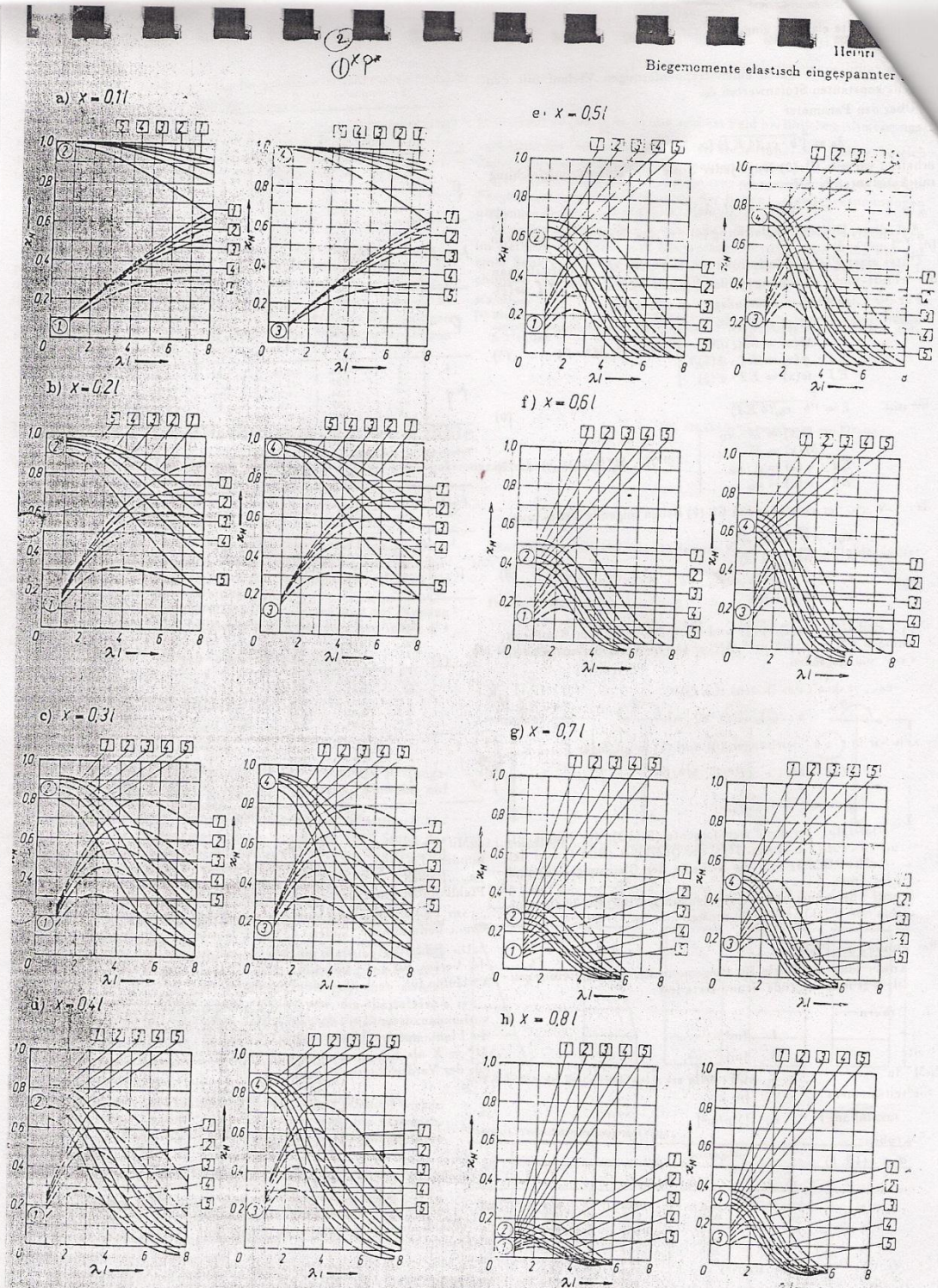
$$M_a = M_1 + \nu M_2 \quad (\text{à multiplier par la charge totale } P)$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

ν : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton
0,30 pour l'acier

- ANNEXE -

- Abaque de Werner -



Ab. 3. x_M - Werte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = x_M \cdot P^*/\lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = x_M \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnittten $x = 0,1 \cdot l$ bis $0,8 \cdot l$. (Bestimmungslinien 1 bis 5 nach Bild 2)