

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 ETUDE D'UN OUVRAGE
D'ART (OA 9.4) « DEDOUBLEMENT DE LA
RN1 SEGHOUAN-BOUGHAZOU »**

Proposé et Encadré par :

*Sebah Omar
(SAPTA)*

Présenté par :

*Goufi Taki Eddine
Medjhoud Noureddine*

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Ghardaïa, Kouba.

This is trial version
www.adultpdf.com

REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à **ALLAH** le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

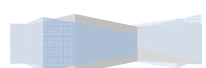
Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur Mr. SEBAH Omar pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Pour leurs précieux conseils et orientations, nous remercions vivement et infiniment, Mr ZERROUKI Oussama et Mr KHADRAOUI Chemseddine pour tout ce qu'il a fait pour nous.

Nous souhaitons exprimer nos gratitudes à tous les enseignants qui nous ont formés dès la 1ère à la 5ème Année à L'ESNTP :

Mr Djaafar Khoudja, Mr Gassis, Mr Khedraoui, Mme Bouafia, Mr Lebdiri.

Sans oublier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Je dédie ce modeste travail :

- ✿ *A ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis.*
- ✿ *A la mémoire de mon père qui aurait souhaité être présent à cet événement.*
- ✿ *A mes très chers frères et sœurs.*
- ✿ *A tous mes neveux,*
- ✿ *A toute ma famille sans exception.*
- ✿ *A tous mes amis.*
- ✿ *A tous mes camarades de L' ENSTP.*
- ✿ *A tous ceux que j'aime, et que je risque d'avoir oublié de citer.*
- ✿ *En fin, je remercie mon binôme GOUFI TAKI EDDINE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

MEDJHOUD NOUR EDDINE



**This is trial version
www.adultpdf.com**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Je dédie ce modeste travail :

- ◆ *A ma très chère mère.*
- ◆ *A mon très cher père.*

- ◆ *A mon frère Alilou et mes sœurs.*
- ◆ *A toute ma famille sans exception*
- ◆ *A tous mes amis.*
- ◆ *A tous mes camarades de L' ENSTP.*
- ◆ *A tous ceux que j'aime, et que je risque d'avoir oublié de citer.*
- ◆ *En fin, je remercie mon binôme MEDJHOUD NOUREDDINE ;) qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

GOUFI TAKI EDDINE

**This is trial version
www.adultpdf.com**





This is trial version
www.adultpdf.com

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : INTRODUCTION GENERALE

OBJECTIF ET ORGANISATION DU MEMOIRE.....	1
--	---

Chapitre 2 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE2

2.1 INTRODUCTION.....	3
-----------------------	---

2.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
------------------------------------	---

2.2.1 Données géométriques.....	3
---------------------------------	---

2.2.2 Données naturelles.....	4
-------------------------------	---

Chapitre 3 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1 INTRODUCTION.....	7
-----------------------	---

3.2 LE BETON.....	7
-------------------	---

3.3 L'ACIER.....	9
------------------	---

3.4 QUALITES ATTENDUES D'UN BETON POUR LES OUVRAGES D'ARTS.....	11
---	----

Chapitre 4 : CONCEPTION ET PREDIMENTONEMENT

4.1 INTRODUCTION.....	12
-----------------------	----

4.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	12
--	----

4.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	12
--	----

4.4 CONCEPTION DU TABLIER	13
---------------------------------	----

4.4.1 Variante N°1 : Pont Mixte Bipoutres	13
---	----

4.4.2 Variante N°2 : Pont en Béton Précontrainte Post Tension.....	23
--	----

4.4.3 Variante N°3 : Pont à voussoirs	29
---	----

4.4.4 Analyse multicritères.....	33
----------------------------------	----

4.4.5 Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées.....	38
---	----

Chapitre 5 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

5.1 DEFINITION DES ACTIONS.....	39
---------------------------------	----

5.1.1 Les actions permanentes.....	39
------------------------------------	----

5.1.2 Les actions variables.....	39
----------------------------------	----

5.2 CALCUL DES CHARGES.....	40
5.2.1 Calcul de la charge permanente (CP).....	40
5.2.2 Calcul du complément des charges permanentes (CPP).....	40
5.2.3 Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP ».....	44
5.3 CALCUL DES SURCHARGES	48
5.3.1 Caractéristiques du pont	48
5.3.2 Évaluation des surcharges	49
5.3.3 Application des lignes d'influence.....	59
5.3.4 Récapitulation des résultats.....	73
Chapitre 6 : REPARTITION TRANSVERSALE	
6.1 INTRODUCTION.....	75
6.2 METHODE DE CALCUL.....	77
6.3 CALCUL DES COEFFICIENT DE REPARTITION.....	77
6.3.1 Cas de charge permanente	77
6.3.2 Surcharge « A(l) ».....	78
6.3.3 Surcharge « Bc ».....	78
6.3.4 Surcharge « Bt ».....	79
6.3.5 Surcharge « Mc120 ».....	80
6.3.6 Surcharge « D240 ».....	80
6.3.7 Surcharge trottoir	80
6.4 COMBINAISONS DE CHARGES.....	81
Chapitre 7 : CALCUL DES ELEMENTS DE TABLIER	
7.1 CALCUL DE LA SECTION MIXTE	82
7.1.1 Définition.....	82
7.1.2 Hypothèse de calcul	83
7.1.3 Caractéristiques des sections	84
7.1.4 Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section.....	95
7.1.5 Étude de l'effet de retrait et de différence de température	99
7.1.6 Calcul de la dénivellation d'appuis	106
7.1.7 Vérification des contraintes	109

7.1.8 Vérification des contraintes de cisaillement « âmes ».....	114
7.1.9 Vérification de la poutre au déversement	117
7.1.10 Etude des connecteurs	120
7.1.11 Étude des assemblages par soudage.....	133
7.2 CALCUL DES ENTRETOISES.....	139
7.2.1 Introduction.....	139
7.2.2 Étude de l'entretoise d'about.....	139
7.2.3 Étude de l'entretoise intermédiaire.....	141
7.3 CALCUL DES DEFORMATIONS	143
7.3.1 Travée de 22.5m	144
7.3.2 Travée de 33.4m	146
Chapitre 8 : ETUDE DE LA DALLE	
8.1 INTRODUCTION.....	147
8.2 DALLE CENTRALE	148
8.2.1 Méthode de calcul	148
8.3 MOMENTS DE CONTINUITÉ	154
8.3.1 Moment de continuité sur poutre.....	155
8.3.2 Moment de continuité sur entretoise.....	155
8.4 DALLE EN ENCORBELLEMENT	156
8.4.1 Moment d'encastrement	156
8.4.2 Moments longitudinaux dans le consol.....	157
8.5 BILAN DES MOMENTS	158
8.6 Ferrailage de la dalle	158
8.6.1 Ferrailage Longitudinal	158
8.6.2 Ferrailage transversal	163
Chapitre 9 : EQUIPEMENTS DE PONT	
9.1 LES APPAREILS D'APPUI	164
9.1.1 Définitions	164
9.1.2 Charge permanente et surcharges.....	164
9.1.3 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et ΔT	164

9.1.4 Pré dimensionnement.....	165
9.1.5 Répartition des efforts horizontaux sur les appuis.....	165
9.1.6 Vérification au niveau des piles.....	168
9.1.7 Vérification au niveau de la culée	170
9.2 DES D'APPUI (BOSSAGE).....	172
9.3 JOINT DE CHAUSSEE	173
9.3.1 Définition	173
9.3.2 Calcul du Joint de Chaussée	173
9.4 Les Gargouilles	175
9.5 LE PLOT PARASISMIQUE.....	176
9.5.1 Conception des Plots Parasismique.....	176
9.5.2 Evaluation des efforts agissant sur le plot	177
9.5.3 Ferrailage des plots.....	177
Chapitre 10 : ETUDE DE LA PILE	
10.1 INTRODUCTION.....	179
10.2 Choix du type de pile	179
10.3 Conception et pré-dimensionnement	179
10.3.1 Le chevêtre	179
10.3.2 Le Fûts (deux fut)	180
10.3.3 La Semelle	180
10.3.4 Les pieux	181
10.4 Evaluation des efforts	182
10.4.1 Calcul de poids propre de la pile	182
10.4.2 Charges verticales	182
10.4.3 Charges horizontales	182
10.4.4 Combinaison des charges	182
10.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE	183
10.5.1- Etude du chevêtre	183
10.5.2 .Etude du fût	185
10.4.3-Etude de la semelle.....	188

10.4.4 Ferrailage des pieux	192
Chapitre 11 : ETUDE DE LA CULEE	
11.1 INTRODUCTION.....	196
11.2 ETUDE DE LA CULEE.....	197
11.2.1 PREDIMENTIONNEMENT DE LA CULEE	197
11.2.1.1. Mur Garde grève	198
11.2.1.2. Mur frontal	198
11.2.1.3. dalle de transition.....	198
11.2.1.4. Murs en retours	198
11.2.1.5. Corbeau.....	198
11.2.1.6. Sommier d'appui.....	199
11.2.1.7. Fondation	199
11.3 Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :.....	199
11.3.1 Charges horizontaux	200
11.3.2. Charges verticaux :.....	201
11.3.3. Surcharge d'exploitation :.....	202
11.3.4. Combinaison à l'ELS :	203
11.3.5. Combinaison à l'ELA 1 :	203
11.3.6. Combinaison à l'ELA 2 :	203
11.4. Vérification de stabilité:	204
11.4.1 Tiers central :	204
11.4.2 Le renversement:	204
11.4.3 le glissement :	204
11.5 Etude et ferrailage de la culée :	205
11.5.1 Mur garde grève :	205
11.5.2- Dalle de transition :	209
11.5.3- Corbeau d'appui de la dalle de transition	210
11.5.4- Ferrailage de mur en retour :.....	211
11.5.5- Le mur frontal :	215
11.5.6 Ferrailage de mur frontal :	217

11.5.7- La semelle	218
11.5.8.Etudes et ferrailage des pieux :	212
CONCLUSION.....	225
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE	

LISTE DES TABLEAUX

Tab 2.1 :Les résultats des sondages carottés coté sur le site.....	5
Tab. 4.1 PK des appuis et culées (pont mixte).	14
Tab. 4.2 Caractéristique géométriques des semelles des poutres.....	19
Tab. 4.3 PK des appuis et culées (pont à poutre précontrainte).....	24
Tab. 4.4 PK des appuis et culées (pont voussoir).....	30
Tab.4.5 Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.....	38
Tableau 5.1 : poids totale de tablier.....	41
Tab. 5.2 Résultat des efforts partie 1 de la phase bétonnage.....	42
Tab. 5.3 Résultat des efforts partie 2 de la phase bétonnage.....	43
Tab. 5.9 Résultats des efforts de la phase « 2 ».....	47
Tab. 5.10 Résultats des efforts dus à « ccp ».....	48
Tab. 5.12 : les valeurs des coefficients a_1	49
Tab. 5.13. Cas de charges pour A(L) une voie chargée.....	51
Tab. 5.14 Cas de charges pour A(L) deux voies chargées.....	51
Tab. 5.15 Cas de charges pour A(L) trois voies chargées.....	51
Tab 5.16: Tableau de coefficients b_t	53
Tab 5.17 sollicitations dus aux surcharges des trottoirs.....	55
Tab 5.148 : Les moments fléchissants en fonction de a et x (Lignes d'influence).....	71
Tab .5.19.Efforts dus a Bc « cas d'une file chargée ».....	73
Tab .5.2.Efforts dus a Bc « cas de deux files chargées ».....	74
Tab .5.21.Efforts dus a Bc « cas detrois files chargées ».....	74
Tab.6.1.Coefficients de répartition pour chaque cas de charge.....	79
Tab.7.1Coéfcient d'équivalence « n »	83
Tab.7.2 Caractéristiques géométrique de la section du béton.....	85
Tab 7.3 : Les valeurs de moments aller et retour.....	109
Tab.7.4 .Calcul des contraintes dans la section « $x=52.5m$ ».....	111
Tab.7.5 .Calcul des contraintes dans la section « $x=75m$ ».....	112
Tab.7.6.Calcul des contraintes dans la section « $x=75m$ » (surcharges $n=\infty$).....	113

Tab.7.7.Vérification des contraintes de cisaillement.....	114
Tab.7.8.Calcul de vérification au voilement.....	116
Tab.9.1 répartition des efforts statiques et dynamiques	169
Tab 9.2 :Répartition des efforts dus aux systèmes A et B sur les appuis.....	170
Tab10.1 Implantation des pile	182
Tab 10.2Réactions verticaux de la pile.....	183
Tab 10.3Réactions horizontaux et moments correspondants de la pile.....	183
Tab11.1: coefficients de poussée K	200
Tab 11.2 : valeurs des moments dus à la poussée due aux terres	200
Tab 11.3 :Calcul des poussées dues aux surcharges.....	201
Tab11.4 : Calcul des sollicitations.....	202
Tab.11.5 récapitulatif des efforts des surcharges	202
Tab 11.6 combinaisons de charges (ELS)	203
Tab 11.7 combinaisons de charges (ELA1)	203
Tab 11.8 combinaisons de charges (ELA2)	203
Tab11.9 Vérification de tiers central	204
Tab 11.20.Vérification de renversement	204
Tab 11.21 .Vérification de glissement.....	205
Tab 11.22: Efforts agissant sur la dalle de transition	209

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 :Tracé en plan de l'ouvrage	4
Figure 2.2 : Profil en long de l'ouvrage.....	4
Figure. 2.3 : profil en travers de l'ouvrage.....	4
Figure 3.1 Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355.....	7
Figure 4.1 : Implantation des appuis et culées.....	14
Figure 4.2 : Les éléments d'un pont mixte bipoutre.....	15
Figure 4.3 : profile de poutre métallique.....	15
Figure 4.4 : Une poutre métallique à hauteur variable.....	16
Figure 4.5 : La variation de la hauteur de la travée de rive.....	16
Figure 4.6 : La variation de la hauteur de la travée symétrique.....	17
Figure 4.7 : Caractéristique géométriques des poutres.....	19
Figure 4.8 : Coupe transversale dans le tablier en bipoutre.....	20
Figure 4.9 : Coupe transversale d'un ouvrage à entretoise	24
Figure 4.10 : Implantation des appuis et culées.....	26
Figure 4.11 : Pont poutre en BP par post tension.....	27
Figure 4.12 : Coupe transversale de la poutre.....	27
Figure 4.13 : Pont à poutre en BP avec des entretoises.....	28
Figure 4.14 : Implantation des appuis et culées.....	29
Figure 4.15 : coupe transversale d'un voussoir préfabriqué.....	30
Figure 4.16 : Dimensions du tablier à voussoir.....	32
Figure 4.17: les dimensions de la poutre.....	36
Figure. 5.1 coupe transversale du trottoir.....	40
Figure. 5.2 coupe transversale corniche.....	41
Figure. 5.3 coupe transversale garde-corps.....	41
Fig. 5.4 Chargement partie 1 de la 1ère phase (bétonnage).....	42
Fig. 5.5 Chargement partie 2 de la 1ère phase (bétonnage).....	43
Fig. 5.5 schéma statique du pont.....	44

Fig. 5.6 schéma statique descriptif de la méthode des 3 moments.....	44
Fig. 5.7 schéma statique du chargement phase « 2 ».....	44
Figure 5.8 La charge permanente sur un travée de rive	45
Figure 5.9 La charge permanente sur un travée intermédiaire	46
Figure5.10 : système Bc longitudinalement	52
Figure 5.11 : système Bt longitudinalement	54
Figure 5.12 : système Br longitudinalement	56
Figure5.13: convois Mc120 longitudinalement	57
Fig. 5.14 :espace d'impact Mc120	57
Fig. 5.15 Convoi D240 longitudinalement.....	58
Fig.5.16 ligne d'influence du moment fléchissant à la section ($x=7.5M$)	70
Fig.5.17 ligne d'influence du l'effort tranchant à la section ($x=7.5M$)	70
Fig.5.18 ligne d'influence du moment fléchissant d'une section « x ».....	72
Fig.5.19 ligne d'influence du l'effort tranchant d'une section « x ».....	72
Fig.5.20 Cas de chargement « M+ »	72
Fig.5.21 Cas de chargement « M- »	72
Fig.5.22 L.i soumise à des charges concentrées	73
Fig.5.23 L.i soumise à une charges répartie	77
Fig. 6.1. Cas de charge permanente.	78
Fig.6.2.System A(l) 3voies chargé.	78
Fig.6.3.System A(l) 2voies chargé.	78
Fig.6.4. System A(l) 1voie chargée	78
Fig.6.5.System Bc 1file chargé.	79
Fig.6.6. System Bc 2files chargées.	79
Fig.6.7. System Bc 3files chargées.	79
Fig.6.9. System Bt 2 tandems chargés.	79
Fig.6.10. System Bt 3 tandems chargés.	80
Fig.6.11. System Mc120.	80
Fig.6.12. System D240.....	80

Fig.6.13. Cas d'un trottoir chargé.	80
Fig.6.14. Cas de deux trottoirs chargés.	81
Fig. 7.1 Largeur participante d'une poutre.	84
Fig 7.2 Travée équivalente « L_e », pour la largeur efficace de la semelle en béton	84
Fig 7.3 Description de la section du béton	85
Fig.7.4-Description de la section mixte.	86
Fig.7.5.Comportement de la section mixte	100
Fig.7.6.Voilement d'une plaque mince.	114
Fig.7.7.Valeurs de « ψ » et « $S\sigma$ »	115
Figure.7.8 Déversement d'une poutre en I	117
Figure 7.8: L'emplacement des connecteurs sur les poutres	120
Figure 7.9 : Les différents types des connecteurs	121
Figure 7.10: Goujon soudé	122
Figure 7.11 : La dalle participante	123
Figure 7.12: Variation du flux de cisaillement	124
Figure 7.13: Disposition des goujons sur « L1 »	125
Figure 7.14: Variation du flux de cisaillement	127
Figure 7.15 : Disposition des goujons sur « L2 »	127
Figure7.16 : Variation du flux de cisaillement « L3 »	129
Figure 7.17: Disposition des goujons sur	129
Figure 7.18 : Variation du flux de cisaillement	131
Figure 7.19: Disposition des goujons sur « L4 »	131
Figure 7.20: Vérification -a-	132
Figure 7.21: Vérification -b-	132
Figure.7.22.Découpage et soudage automatique des PRS (complexe SAPTA « Ruiba ; Alger »).....	133
Figure 7.23 .Déformations angulaires et contraintes résiduelles longitudinales provenant du soudage	134
Figure 7.24 : Anomalies dans les soudures.....	135
Figure.7.25. condition et détails de soudure d'âme.	135
Figure 7.26: Disposition des vérins	140

Figure 7.27: Schema statique des verins	140
Figure 7.28: Effet du vent sur l'entretoise	142
Figure 7.29 : La flèche du tablier	143
Figure 7.30: Fabrication d'une poutre à contre flèche	144
Figure7.31 : Contre flèche de la travée de 30m	145
Figure 7.32: Contre flèche de la travée de 30m.....	147
Figure 8.1 : Vue en plan de la dalle	148
Figure 8.2 : Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.	149
Figure 8.3 : Diffusion de la charge sur l'hourdis	150
Figure 8.4: Moments de continuité « Mcp » et « Mce »	156
Figure 8.5 : La demi-largeur « A »	156
Figure 8.6: Poids propre sur la dalle d'encorbellement	157
Figure 8.7: Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement	158
Figure 8.8 : Surcharge Bt sur la dalle d'encorbellement.....	158
Figure.8.9.ferraillage transversal de la dalle.	164
Figure.8.10.ferraillage longitudinal de la dalle.....	164
Figure 9.2 : Appareil d'appui sur pile.....	171
Figure 9.3 : Appareil d'appui sur culée	172
Figure9.4:Ferraillage de dé d'appuis	173
Fig.9.5 Rotation d'extrémité sous chargement	175
Fig 9.6 : Joint de chaussée	176
Figure9.7 : L'emplacement de gargouille.	176
Fig.9.8 Disposition des plots parasismiques.	177
Figure9.10 Ferraillage de plots sur culée	179
Figure9.11Ferraillage de plots sur pile	179
Figure 10.1 :Schéma statique de la pile	183
Figure 10.2schéma statique du chevêtre	185
Fig.10.3 ferraillage du chevêtre	186
Fig 10.4: abaque de Walther	189
10.5Ferraillage du fut	189

Figure 10.6 Coupe transversale	190
Fig.10.7 Dimensions de la semelle	192
Figure 10.8 Ferrailage de la semelle	194
Figure 10.9 Ferrailage du pieu	196
Figure 11.1 : Les éléments de la culée.....	198
Figure 11.2 : Coupe longitudinal de la culée.....	198
Figure 11.3 : Vue en élévation de la culée.....	199
Figure 11.4 : Poussée de la charge locale située en arrière de mur.....	207
Figure 11.5: Ferrailage de mur garde grève.....	209
Fig.11.6 Dalle de transition.....	210
Figure 11.7:ferrailage de la dalle de transition.....	211
Figure 11.8 :Ferrailage de corbeau sur un ml.....	212
Figure 11.9 Efforts de poussées sur le mur en retour trouvée par la suite.....	212
Figure 11.10 Ferrailage de mur en retour	216
Figure 11.11 Férrailage de la semelle.....	222
Figure 11.12 Abaque de WARNER	224
Figure 11.13 Ferrailage de pieux	224

INTRODUCTION GENERALE

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaires la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, et marquer notamment par :

- La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation
- L'utilisation des possibilités énormes de l'informatique
- La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et des cadences ;
- Le recours très systématique au béton précontraint ;

Ainsi donc, et bien que la pérennité des grandes familles d'ouvrages et des principaux procédés d'exécution n'ait pas été démentie, le développement des besoins et des connaissances scientifiques et techniques a entraîné le recours à de nouvelles méthodes de conception, l'utilisation de nouveaux outils, en définitive, une transformation profonde du travail de l'ingénieur.

OBJECTIF ET ORGANISATION DU MEMOIRE :

L'objectif principal de notre mémoire de fin d'étude, est de réaliser une étude et conception d'un pont reliant la ville de SEGHOUANE à celle de BOUGHEZOUL ; L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de dédoublement de la RN1 reliant la ville de CHIFFA et la ville de BOUGHEZOUL sur 125 km, Sa longueur est d'environ 150 m et compris entre PK : 9+386.685 et PK : 9+536.985



Notre mémoire de fin d'études est principalement divisé en onze (11) chapitres :

Chapitre 02 : Présentation de l'ouvrage

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception.

Chapitre 03 : Caractéristiques des matériaux

Dans ce chapitre on s'intéresse aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

Chapitre 04 : Conception et pré dimensionnement du tablier

Dans ce chapitre on exposera le choix et le type d'ouvrage le plus économique qui sera capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Chapitre 05 : Calculs des charges et surcharges

Dans ce chapitre on procède à la définition et au calcul des charges et surcharges supportées par le pont, la détermination des efforts engendrés par les charges et surcharges supportées par le pont.

Chapitre 06 : répartition transversale

Dans ce chapitre est consacré à la répartition transversale des charges ; telle que cette dernière qui va nous permettre de déterminer le pourcentage de chargement pris par chaque poutre du tablier.

Chapitre 07 : calcul de la section mixte

Dans ce chapitre on exposera le calcul de la section mixte et de l'ossature métallique ainsi que les vérifications des poutres maîtresses et les entretoises par rapport aux instabilités.

Chapitre 08 : calcul de la dalle

Dans ce chapitre on exposera la détermination des ferraillements longitudinaux et transversaux de la dalle de compression.

Chapitre 09 : Équipements de pont

Dans ce chapitre on exprimera le calcul des équipements de pont car ils sont très importants pour la construction de ce dernier.

Chapitre 10 : Étude des piles

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des piles qui présente un élément très important dans la construction du pont, c'est sur ces piles que repose le tablier et le choix de ces dernières dépend du choix du tablier.

Chapitre 11 : Étude de la culée

Dans ce chapitre on procède à l'étude de la culée avec le calcul des sections de ferraillement.



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.1 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. Selon le cas on distingue : Pont-route, Pont-rail, Pont-canal.

Donc, c'est un ouvrage de franchissement en élévation construit in-situ

On peut également classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint...).
- la nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, ponts-canaux, ponts aqueduc ...).
- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles élégies, ponts en arc, ponts-cadres, pontssuspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ponts bow-strings, ...).
- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

2.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.2.1 Données géométriques :

- Tracé en plan :

L'ouvrage situé entre la ville de SEGHOUANE et la ville de BOUGHEZOUL est inscrit dans le cadre de dédoublement de la RN1 reliant la ville de CHIFFA et la celle de BOUGHEZOUL sur **125** km, Sa longueur est d'environ 150 m et compris entre PK : 9+386.685 et PK : 9+536.985

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée représenté sur la figure suivante :

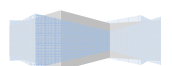




Figure 2.1 :Tracé en plan de l'ouvrage

- Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 0.5 %.



Figure 2.2 : Profil en long de l'ouvrage

- 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.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur rouable $L_r = 9.5$ m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- Dévers en toit de 2,5 %.
- Largeur de trottoir : $l = 0.5$ m

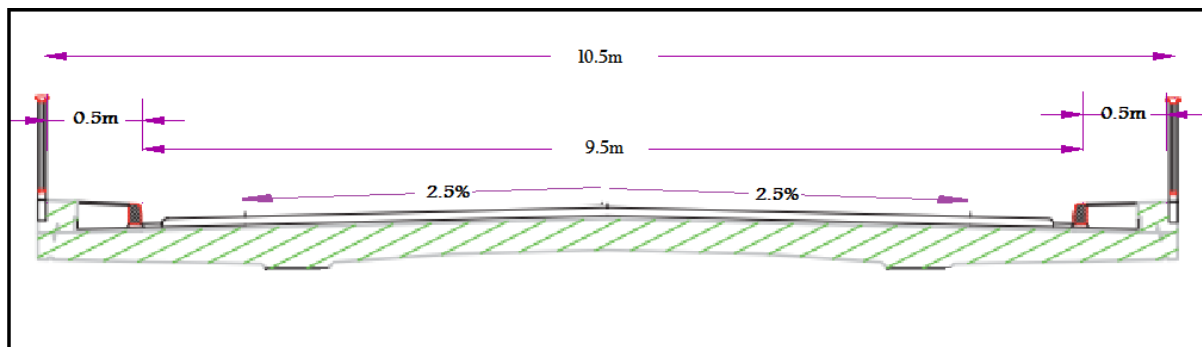
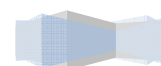


Fig. 2.3 profil en travers de l'ouvrage



2.2.2 Données naturelles :

- *Données géologiques (géotechniques) :*

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix du type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance, paramètre rhéologique pour les problèmes de tassement et le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

Dans les terrains attribuer au quaternaire on peut distinguer de bas en haut :

Une formation limono-argileuses qui occupe toute la surface du secteur mais qui affleure sur toute la partie septentrionale de ce dernier, il s'agit d'une couche de recouvrement issue de l'altération des formations anciennes environnantes.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de site présentent la structure suivante :

Nature du sols	Profondeurs (m)
Sable Fin Argileux	0 - 2.5
Argile Sableuse	2.5 - 3
Marne Brun-Verdâtre	3 - 6.5
Marne Grisâtre	6.5 - 11
Marne Grise	11-20

Tab 2.1 :Les résultats des sondages carottés coté sur le site

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

- *Données topographiques :*

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

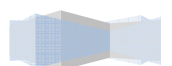
- *Données sismologiques :*

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

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

La région de BOUGHEZOUL est classée comme une zone de faible sismicité selon le règlement parasismique Algérien (RPOA2008).



- *Données climatiques :*

✓ La température

Les effets de température sont bien pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 15^{\circ}\text{C}$).

✓ La neige

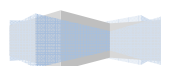
Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction)

✓ Le vent

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre pour les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de son comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (D.T.R charges à appliquer pour les calculs des ponts routes) leurs intensités assimilés à une valeur caractéristique vaut :

- 2 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1.25KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1 Introduction:

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers de construction en relation directe avec le calcul, et selon BAEL91modifié99.

3.2 Le 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/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

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

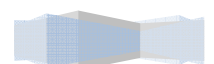
- Résistance du béton :

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

◆ La résistance caractéristique à la compression du béton

Pour un béton âgé de J jours, on a :

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



$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton du tablier} \\ 30 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton des appuis et des fondations} \end{cases}$$

◆ **La résistance caractéristique à la traction du béton**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton du tablier.} \\ 2,4 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

- **Contraintes admissibles**

On fixe une valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

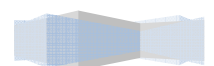
◆ **La contrainte limite de compression en service :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 21 \text{ MPa.} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 18 \text{ MPa.} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

◆ **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.



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

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83\text{MPa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 25,86\text{MPa} & \text{en situations accidentelles.} \\ 17\text{MPa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 22.17\text{MPa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

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 :

➤ 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 :

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

➤ Module de déformation différée (longue durée) :

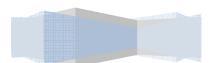
Pour les charges de longue durée (tel que poids p , superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

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

3.3 ACIER:

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

- ◆ Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- ◆ Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.



a. Aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe F eE400

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

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

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa.} & \text{Cas normal.} \\ 400 \text{ MPa.} & \text{Cas accidentel.} \end{cases}$$

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

c. Aciers de construction (PRS):

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

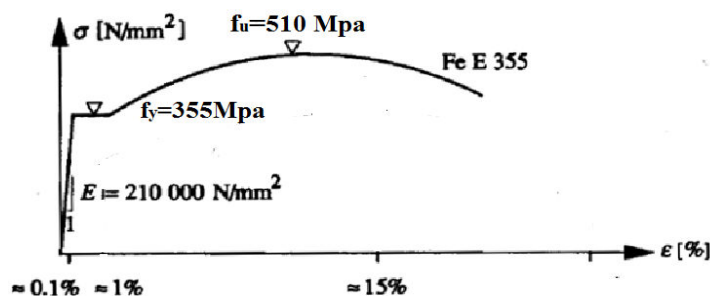
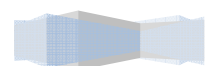


Figure 3.1 : Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355.



Caractéristiques mécaniques

- ◆ La contrainte admissible en compression simple est :

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

- ◆ La contrainte admissible en traction simple est :

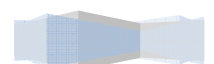
$$\sigma_a = \frac{3}{4} f_t = 266.25 \text{ MPa.}$$

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

- ◆ Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 87500 \text{ N/mm}^2$

3.4 QUALITES ATTENDUES D'UN BETON POUR LES OUVRAGES D'ARTS :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.



CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

4.1 INTRODUCTION :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et leurs modes d'exécution.

4.2 CRITERES 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 l'obstacle à franchir.
- ✚ Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- ✚ Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- ✚ Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- ✚ Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

4.3 LES PARAMETRES 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.



4.4 CONCEPTION DU TABLIER

(Tous les pré dimensionnements sont suivant SETRA)

Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont mixte bipoutre (hyperstatique).
- Variante 2 : pont en béton précontrainte post tension (isostatique).
- Variante 3 : pont voussoir

4.4.1 Variante 1 : Pont Mixte Bipoutres (hyperstatique)

Un pont mixte de tablier à poutres ou caissons métalliques sous chaussée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Tablier bipoutre ou tablier à poutres multiples ??

Les avantages technico-économique du bipoutre mixte par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples sont connus :

- Le premier est un gain sur le tonnage d'acier dû à un meilleur rendement des sections d'acier mis en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d'ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière.
- Le second avantage est un gain sur les coûts de construction : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage, ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage d'éléments transversaux d'entretoisement.

- Avantages et inconvénients :

• Les avantages :

- ✚ Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- ✚ La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts).
- ✚ Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines
- ✚ Le peu d'échafaudage nécessaire.
- ✚ La précision dimensionnelle des structures.
- ✚ La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- ✚ Des possibilités d'extension et de réparation.
- ✚ Pour des ouvrages délicats à réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, en béton de qualité).



◆ **Les inconvénients :**

- ✚ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- ✚ Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- ✚ Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- ✚ Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 4 travées de longueurs variables.

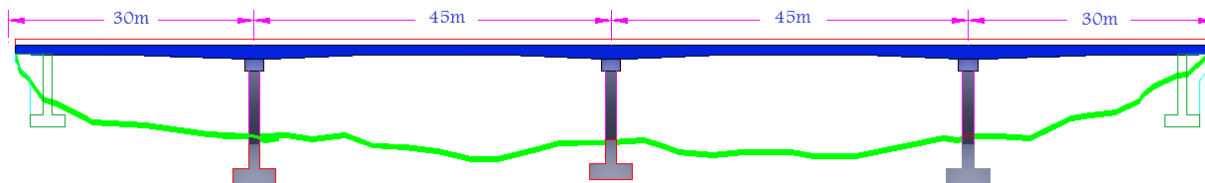
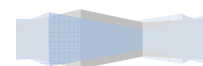


Figure 4.1 : Implantation des appuis et culées.

Pile/Culée	PK
Culée0	9+386.985
Pile1	9+416.985
Pile2	9+461.985
Pile3	9+506.985
Culée4	9+536.985

Tab. 4.1 PK des appuis et culées (pont mixte).



✚ Conception et pré-dimensionnement de la poutre principale

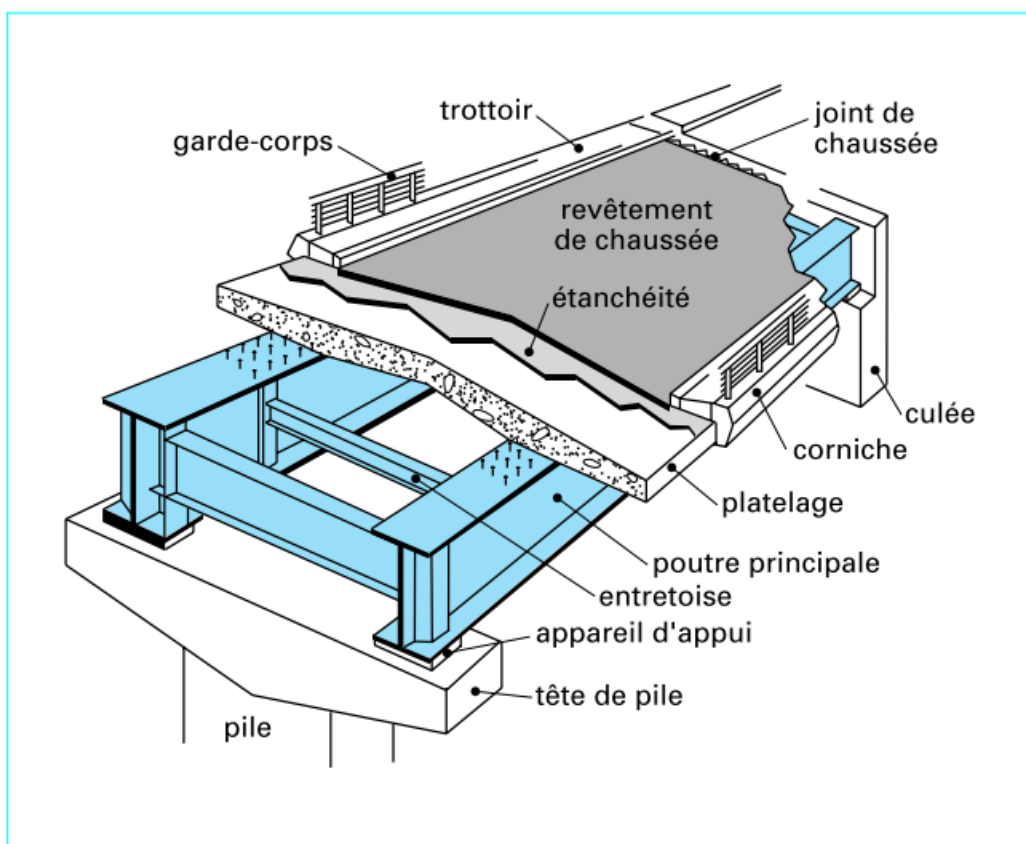


Figure 4.2 : Les éléments d'un pont mixte bipoutre

En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles. les notations habituellement employées sont représentées sur le dessin de la figure suivant :

- h : hauteur de la poutre
- h_w : hauteur de l'âme
- t_w : épaisseur de l'âme
- b_s : largeur de la membrure supérieure
- t_{fs} : épaisseur de la membrure supérieure
- b_i : largeur de la membrure inférieure
- t_{fi} : épaisseur de la membrure inférieure

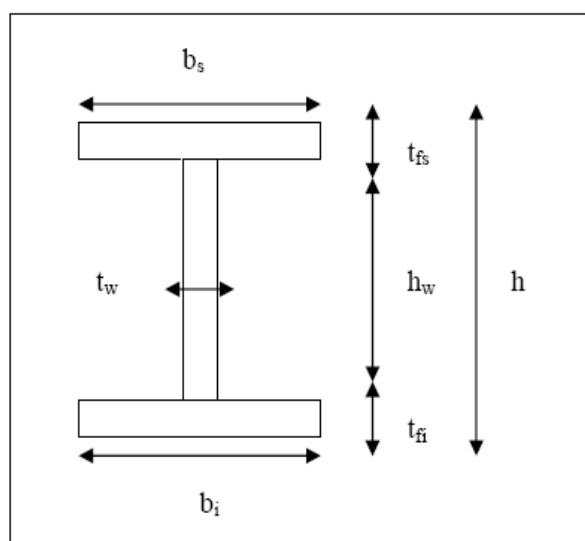
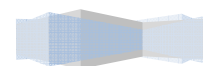


Figure 4.3 : profile de poutre métallique



➤ Hauteur de la poutre : $h(x)$

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir de la hauteur sur pile, à l'exception du voisinage des culées (les 3 m derniers coté de culée), où ce dernier prend une forme rectiligne avec hauteur constante $h_{culée}$.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie des matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Résal », inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.



Figure 4.4 : Une poutre métallique à hauteur variable

a) travée de rive :

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq l & : h(x) = h_{culée} + (h_{pile} - h_{culée}) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2 \\ l \leq x \leq l+3 & : h(x) = h_{culée} \end{cases}$$

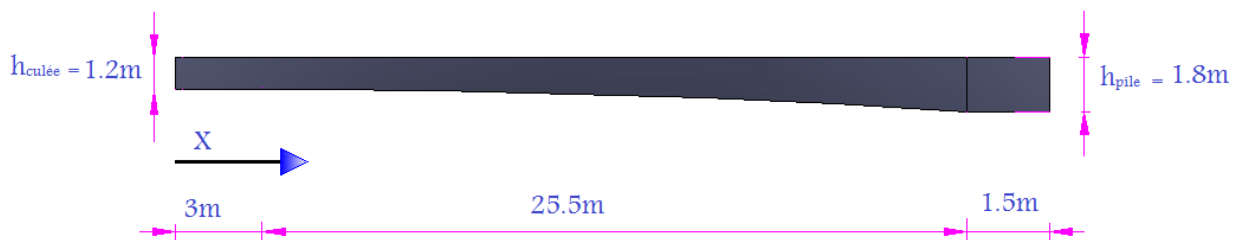


Figure 4.5 : La variation de la hauteur de la travée de rive.



Donc :

$$\begin{cases} 3 \leq x \leq l & : h(x) = 1.2 + (1.8 - 1.2) \times \left(\frac{x-3}{25.5}\right)^2 \\ 0 \leq x \leq 3 & : h(x) = 1.2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 3 \leq x \leq l & : h(x) = 1.2 + \frac{(x-3)^2}{1083.75} \\ 0 \leq x \leq 3 & : h(x) = 1.2 \end{cases}$$

b) travée Intermédiaire :

$$h(x) = h_{pile} - 2 \times (h_{pile} - h_{mi-travée}) \times \left(2 \frac{x}{L}\right) + (h_{pile} - h_{mi-travée}) \times \left(2 \frac{x}{L}\right)^2$$

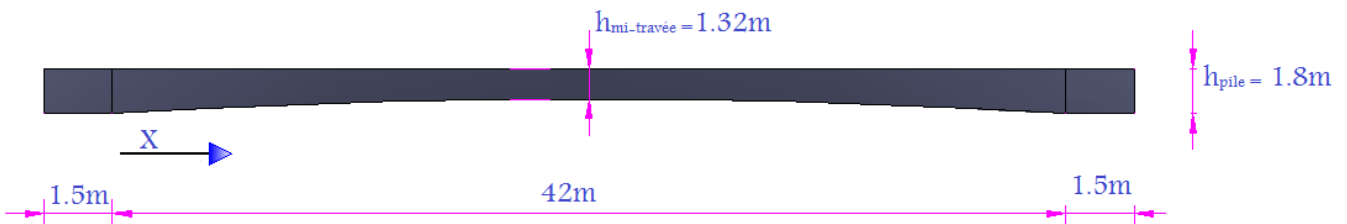


Figure 4.6 : La variation de la hauteur de la travée symétrique.

$$h(x) = 1.8 - 2 \times (1.8 - 1.32) \times \left(2 \frac{x}{42}\right) + (1.8 - 1.32) \times \left(2 \frac{x}{42}\right)^2$$

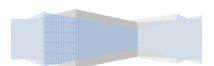
$$h(x) = \left[1.8 - \left(\frac{1.92x}{42}\right) + \frac{1.92x^2}{1764} \right]$$

La hauteur de la poutre est déterminée à partir de l'élancement :

$$h_{pile}/L = 1/25 ; h_{pile} = 45/25 \Rightarrow h_{pile} = 1.8m$$

$$h_{mi-travée}/L = 1/40 ; h_{mi-travée} = 45/40 \Rightarrow h_{mi-travée} = 1.32m$$

$$h_{culée} / L = 1/25 ; h_{culée} = 30/25 \Rightarrow h_{culée} = 1.2m$$



➤ Largeur semelle supérieur bs :

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

- De résistance.
- D'instabilité.

$$bs \text{ (mm)} = bs \text{ (mm)} = 1/7(40L + 1600)$$

$$bs \text{ (mm)} = 1/7(40 \times 45 + 1600)$$

$$bs = 485.7 \text{ mm}$$

bs-500 mm

➤ Largeur semelle inférieur bi :

$$bi \text{ (mm)} = 10L + 200$$

$$bi \text{ (mm)} = 10 \times 45 + 200$$

bi -650 mm

➤ Epaisseur de l'âme :

Pour déterminer L'épaisseur de l'âme de la poutre il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ❖ Résistance à la corrosion.
- ❖ Résistance au cisaillement.
- ❖ Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- ❖ Fatigue.

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$\left[\begin{array}{l} t_w \geq 0,005h_w \\ \frac{V}{h_w \times t_w} \leq 100N/mm^2 \\ t_w \geq 12mm \end{array} \right.$$

$$t_w \geq 0.005 h_w$$

$$t_w \geq 0.005 \times [h_{pile} - 2 \times (h_{pile} - h_{culée}) \times (2 \frac{x}{L}) + (h_{pile} - h_{culée}) \times (2 \frac{x}{L})^2]$$

On prend :

Sur Pile **t_w - 18 mm**

A Mi- Travée **t_w - 18 mm**

Sur Culée **t_w - 18 mm**



➤ Epaisseur t_s (semelle supérieure)

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en l'exploitation par des conditions :

- de résistance.

- d'instabilité. $\frac{b}{t} \leq 0.9 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \Rightarrow \frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22}$.

➤ Epaisseur t_i (semelle inférieure)

$$\frac{b_i}{t_i} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow t_i > 25 \text{ mm}$$

Position de la section	Semelle Supérieure (mm)		Semelle Inférieure (mm)	
	Epaisseur "ts"	Largeur "Bs"	Epaisseur "ts"	Largeur "Bs"
0 m < X < 6 m "S1"	25	500	35	650
6 m < x < 24.1 m "S2"	35	500	50	650
24.1 m < x < 35.2 m "S1"	25	500	35	650
35.2 m < x < 41.8 m "S3"	55	500	70	650
41.8 m < x < 63.2 m "S4"	40	500	60	650
63.2 m < x < 75 m "S3"	55	500	70	650

Tab. 4.2 Caractéristique géométriques des semelles des poutres.

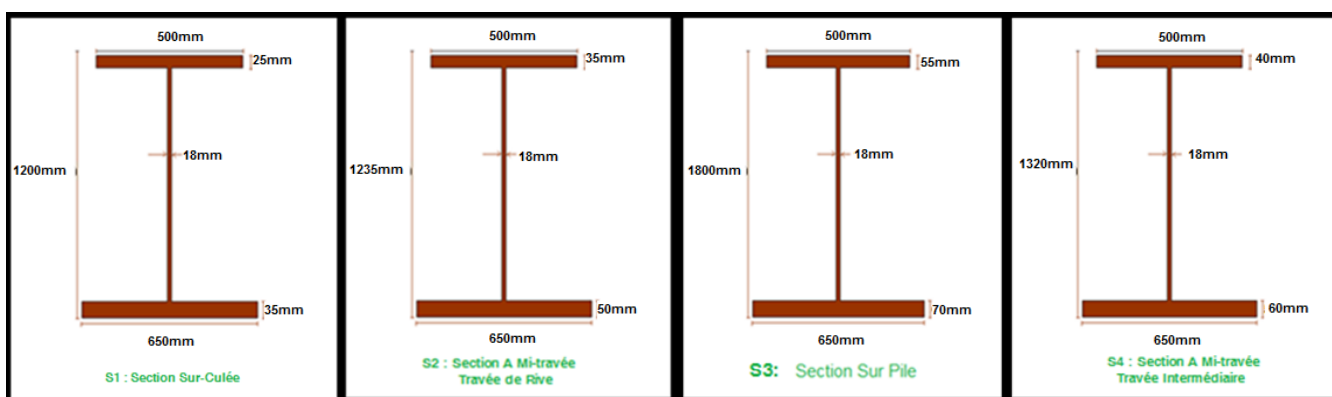
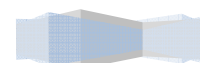


Figure 4.7 :Caractéristique géométriques des poutres.



➤ Excentricité des poutres :

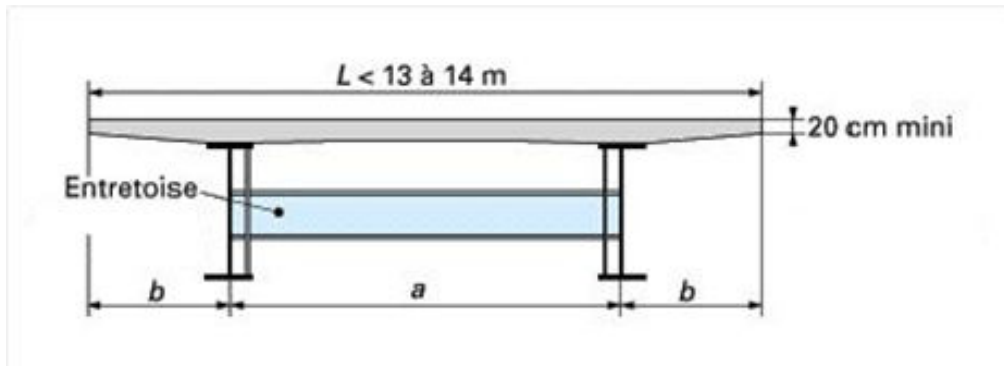


Figure 4.8 : Coupe transversale dans le tablier en bipoutre

Lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à entretoise. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont. Etant donné que les entretoises sont disposées à mi-hauteur des poutres, il reste un espace vide entre la partie supérieure de l'entretoise et la partie supérieure de la poutre. Cette espace peut donc être utilisé pour un coffrage mobile (lorsque la dalle est coulée sur place).
on fixe l'espacement à 5.5m.

$$0,50L < a < 0,55L$$

$$0,50 \times 10,5 < a < 0,55 \times 10,5$$

$$5,250 < a < 5,775$$

On prend : **a = 5,5 m**

b = 2,5 m



Prédimensionnement des entretoises :

La hauteur de l'entretoise est déterminé par :

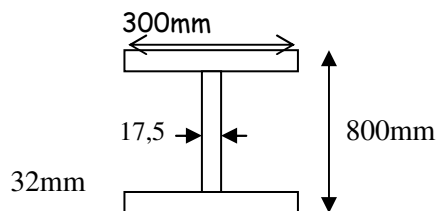
$$\frac{a}{15} \leq h_{\text{entretoise}} \leq \frac{a}{10} ;$$

a: excentricité des poutres =5.5 m

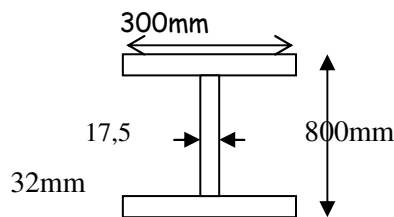
D'où : 36cm ≤ h_{entretoise} ≤ 55cm

D'où on opte à un :

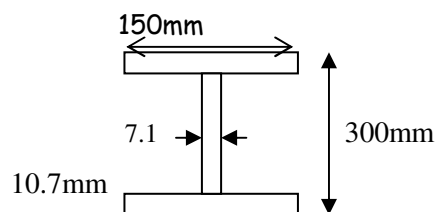
HEB800 sur pile



HEB800 sur culée



IPE300 en travée



Avec un espacement de 5.5 m on obtient 2 entretoises sur culées, 3 entretoises sur piles ,5 entretoises entre les poutres de travées de rive et 8 entretoises entre les poutres de travées intermédiaires.



La Dalle :

Nous indiquons ci-dessous un ordre de grandeur de l'épaisseur de la dalle .

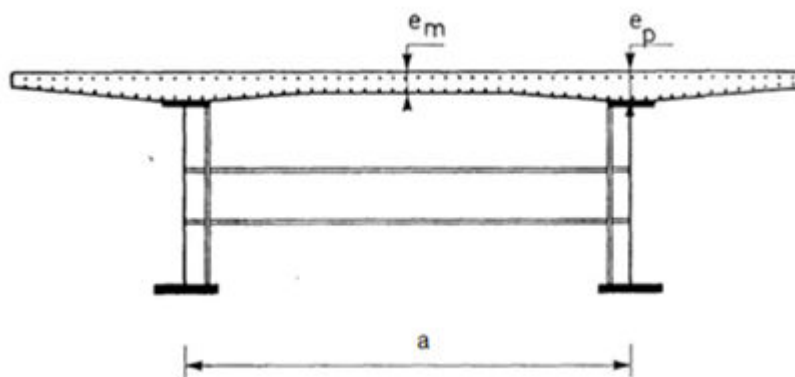


Figure 4.9 : Coupe transversale d'un ouvrage à entretoise

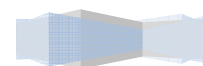
➤ Epaisseur de la Dalle :

	e_m (cm)	e_p (cm)	Epaisseur constante
5m	24	28	25
6m	25	30	27

Les valeurs ne sont données qu'à titre indicatif pour servir de base à un pré dimensionnement, les facteurs qui interviennent dans le choix d'une épaisseur sont en effet nombreux :

- largeur des encorbellements.
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux....)
- nature de charge (militaire, lourds...)

Pour notre dalle on prend $e = 25\text{cm}$



4.4.2 Variante 2 : Pont en Béton Précontrainte Post Tension

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

- Avantages et inconvénients :

◆ Les avantages :

- ✚ Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité.
- ✚ Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- ✚ Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- ✚ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- ✚ La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- ✚ La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, ces deniers gênant souvent le fonctionnement du chantier.

◆ Les inconvénients :

- ✚ Poids propre très important.
- ✚ Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- ✚ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✚ La nécessité d'avoir une main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps que la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- ✚ L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.
- ✚ La multiplicité des joints de chaussée engendre un coût d'ensemble très élevé, et l'inconfort de l'utilisateur au passage des joints.



Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 6 travées de longueurs variables.

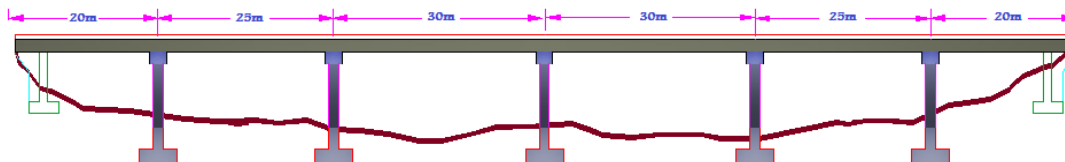


Figure 4.10 : Implantation des appuis et culées.

Pile/Culée	PK
Culée0	9+386.985
Pile1	9+411.985
Pile2	9+436.985
Pile3	9+461.985
Pile 4	9+486.985
Pile 5	9+511.985
Culée 6	9+536.985

Tab. 4.3 PK des appuis et culées (pont à poutre précontrainte).

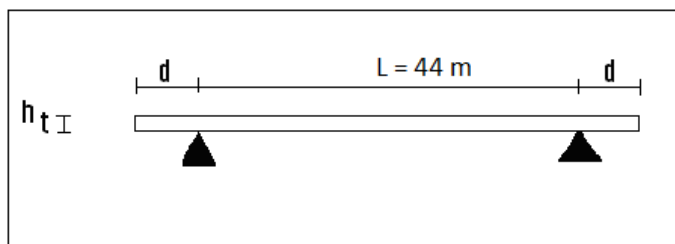
⚡ Pré dimensionnement de la poutre :

➤ la hauteur :

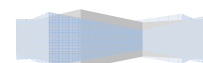
L'élancement des poutres : $= h/L$

Avec : h : la hauteur de la poutre

L : la portée du pont entre appuis (L = 45 m)



$$\frac{L}{30} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{et} \quad 0,5m \leq d \leq 0,6m$$



On fixe: **ht=1.75m**

➤ Table de compression :

Cette largeur doit être suffisante pour la stabilité au déversement de la poutre avant coulage des entretoises et réduire la largeur de hourdis coule en place. Elle assure aussi la jonction entre la table et la dalle.

Pour des raisons constrictives on prend :

$$0,6h_t < b < 0,7 h_t \Rightarrow 1.05m < b < 1.23 m$$

On fixe: **b=1,20m**

➤ Epaisseur de la table de compression e_c :

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

➤ Le talon :

Ces dimensions doivent être telles qu'on puisse y loger tous les câbles nécessaires dans l'axe de la travée et que les contraintes de compression à la construction n'accèdent pas la contrainte admissible

A : Largeur de talon l_t :

$$\text{On prend : } 40 < l_t < 60$$

On fixe : **$l_t = 50cm$**

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

B : Epaisseur du talon e_t :

On fixe : **$e_t = 20cm$**

➤ Epaisseur de l'âme en travée (b_0):

$$18 < b_0 < 25cm \quad \text{On prend: } b_0 = 22cm$$

➤ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0):

On prend : **$b_0 = 50cm$**



> Goussets :

A : Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45°. Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet où, selon le cas, le gousset épaisit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

En travée: $\alpha_1 = 8.75^\circ, e_1 - 6\text{cm}$ $\alpha_2 = 45^\circ, e_2 - 10\text{cm}$

Sur l'appui: $\alpha_1 = 8.75^\circ, e_1 - 5.38\text{cm}$

B : Gousset du talon :

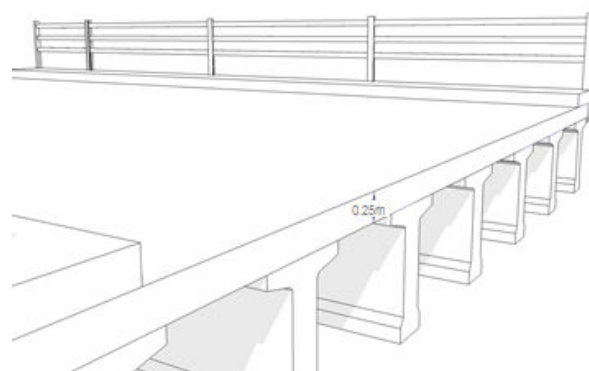
C'est l'angle dispos pour permettre d'améliorer la section et de placer l'armature d'acier et les câbles précontraints.

En travée :

$\alpha_3 = 30^\circ, e_3 - 24\text{cm}$ $e_4 - 20\text{cm}$

Hourdis (la dalle):

Notre dalle est définie comme un hourdis général



- Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,2 et 0,3m $20 < h_0 < 30$

On fixe: $h_0 - 25\text{cm}$

Nombre de poutres :

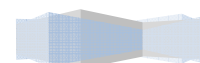
Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et

L'espacement $N = (L_a / \lambda) + 1$

L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure est égale à 8.7m

λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$

Donc on prend: $\lambda = 1.6$



Donc : **N= 7 poutres**

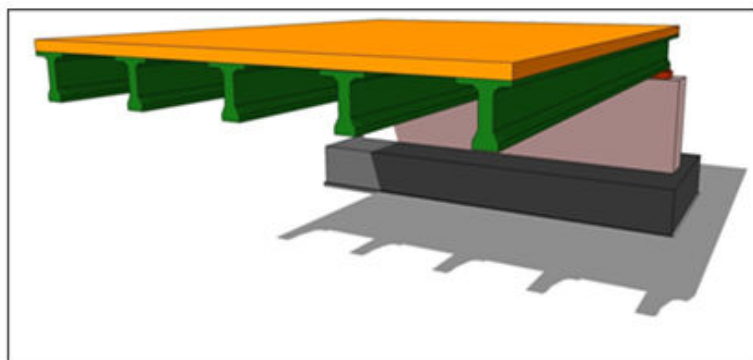


Figure 4.11 : Pont poutre en BP par post tension

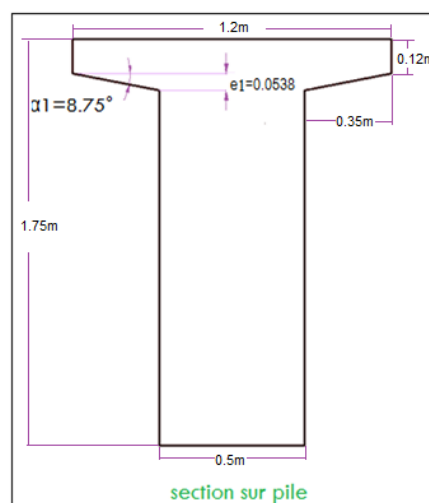
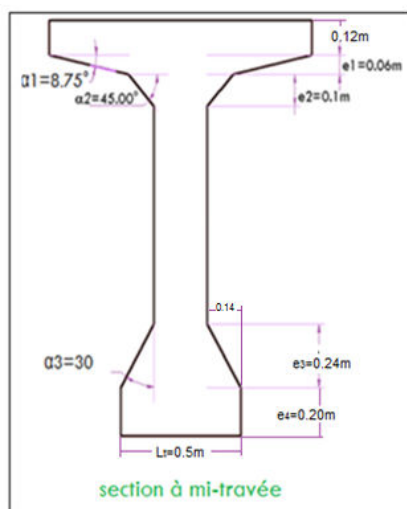


Figure 4.12 : Coupe transversale de la poutre

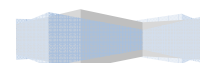
Les Entretoises :

L'épaisseur de l'entretoise $0.25\text{m} \leq e \leq 0.3\text{m}$
 on fixe : $e=0.3\text{m}$

La hauteur de l'entretoise : $h > 0.5\text{m}$
 On prend : $h=0.75\text{m}$



Figure 4.13 : Pont à poutre en BP avec des entretoises



4.4.3 Variante 3 : Pont à voussoirs (hauteur constante)

- Introduction :

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte.

Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/50 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

- Avantages et inconvénients :

◆ Les avantages

- ✚ Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- ✚ Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- ✚ L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations
- ✚ Une meilleure utilisation de la matière puisqu'il n'y a pas de béton inutile, le béton situé autour des armatures de précontraint est toujours comprimé, donc on limite ainsi le risque de corrosion des aciers.
- ✚ Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé.

◆ 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 conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- ✚ Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- ✚ Échafaudage important.
- ✚ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✚ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.



Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 4 travées de longueurs variables.

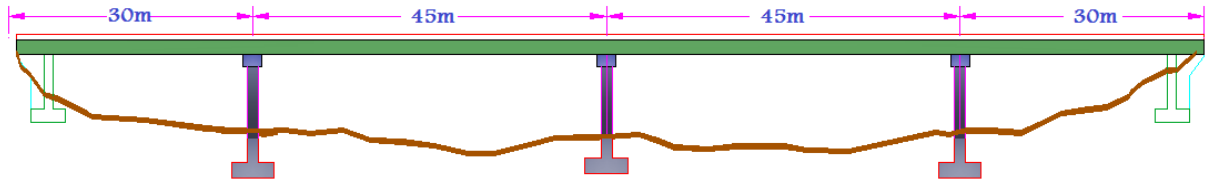


Figure 4.14 :Implantation des appuis et culées.

Pile/Culée	PK
Culée0	9+386.985
Pile1	9+416.985
Pile2	9+461.985
Pile3	9+506.985
Culée4	9+536.985

Tab. 4.4 PK des appuis et culées (pont voussier).

Pré dimensionnement des voussoirs :

Le pré dimensionnement des voussoirs consiste à choisir une section résistante et esthétique.

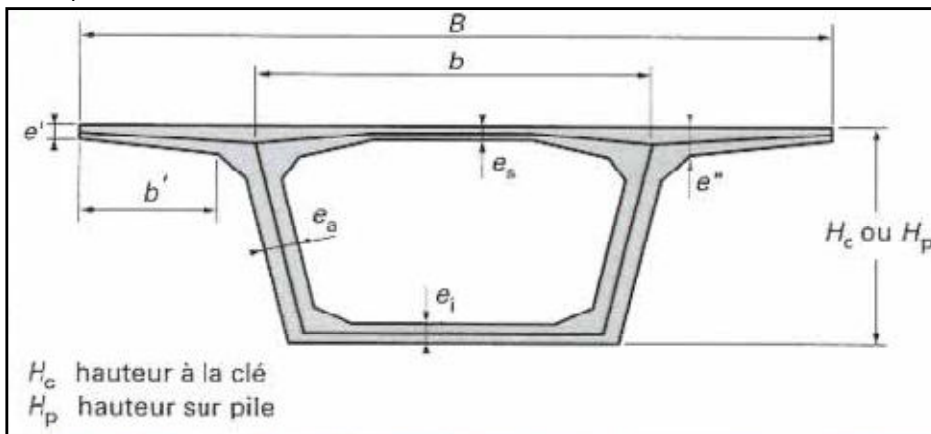


Figure 4.15 : coupe transversale d'un voussoir préfabriqué



D'après la figure on a : (documentation SETRA)

➤ Hauteur du voussoir :

La hauteur H est généralement

$$H = H_p = H_c = \frac{l}{22} a \frac{l}{20}$$

Tel que L désigne la portée déterminante du tablier.

$$\text{On a : } H = \frac{l}{22} = 2m$$

$$\begin{cases} b = \frac{B}{2} \\ B = 10.5m \end{cases} \Rightarrow b = 5.25m$$

➤ Épaisseur des âmes :

L'âme doit assurer une bonne résistance à l'effort tranchant ainsi qu'une bonne facilité de bétonnage et doit permettre l'ancrage des câbles de fléau.

Pour une portée déterminante de l'ouvrage L égale 150 m .

$$e_a(\text{cm}) = 26 + L(\text{m}) / 5(\text{cm})$$

$$\text{Donc : } e_a = 26 + 150 / 5 = 56\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de l'âme **55cm** constante sur toute la portée.

➤ Épaisseur de hourdis inférieur :

$$e_i \geq \text{Max}\{18\text{cm} , e_a/3\}.$$

$$e_i \geq \text{Max}\{18\text{cm} , 11.66\}$$

on prend **ei = 18cm(en travée).**

Au voisinage des piles ,l'épaisseur de l'hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale .Pour un dégrossissage rapide ,et avec les élancements définis au paragraphe précédent ,elle peut être prise égale a trois fois l'épaisseur minimale que nous avons défini pour un tablier de hauteur constant .

Donc : $e_i = 54\text{cm}$ on prend **ei = 55cm (sur pile).**



➤ Épaisseur l'hourdis supérieur :

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges concentrée.

Pour les caissons qui ne sont pas nervuré l'épaisseur est de l'ordre de 22 à 25 cm telle que $b/e_s = 25$ à 30

$$E_s = \frac{b}{25} = \frac{525}{25} = 21cm$$

On prend l'épaisseur de l'hourdis supérieur **25cm** constante sur toute la portée

➤ Épaisseur e', e'':

$$\begin{cases} e'' = \frac{b'}{5} \\ b' = 2,125 \end{cases} \Rightarrow e'' = 50cm$$

L'épaisseur é est comprise entre $b'/5$ et $b'/7$.

On prend : **é = 40cm**

➤ La longueur de voussoir L:

La longueur des voussoirs varie entre 2 et 3 m.

➤ la largeur de voussoir B:

La largeur de voussoir vaut 10 ,50 m

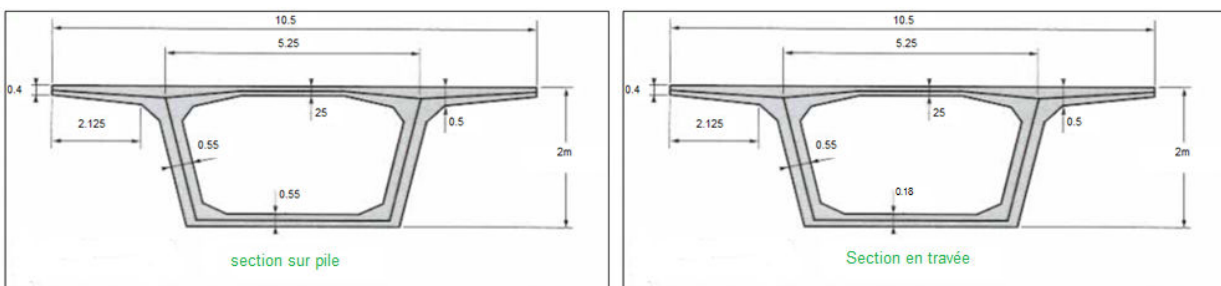


Figure 4.16 : Dimensions du tablier à voussoir



4.4.4 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 rations 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.

✚ 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.

✚ Fondations:

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.

Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre

➤ L'élément Dalle

$$V_{dalle} = L \times b \times e$$

L : la longueur du tablier



b : la largeur du tablier
 e : l'épaisseur du tablier
 $= 150 \times 10.5 \times 0.25$
 $V_{dalle} = 393.75 \text{ m}^3$

➤ *Les éléments poutres :*

$$P_1 = [(206.987 \times 0.018) + (0.025 \times 0.5 \times 57.6) + (0.035 \times 0.65 \times 57.6) + (0.035 \times 0.5 \times 17) + (0.05 \times 0.65 \times 17) + (0.055 \times 0.5 \times 36.2) + (0.07 \times 0.65 \times 36.2) + (0.04 \times 0.5 \times 39.2) + (0.06 \times 0.65 \times 39.2)] \times 7.87$$

$$P_1 = 77.7 \text{ t}$$

On a 2 poutres ; donc le poids total est :

$$P_p = 155.4 \text{ t}$$

➤ *Les éléments entretoises :*

On a :

$$3 \text{ HEB800 sur pile} : P = 3 \times 0.032 \times 5.5 \times 7.87 = 4.15 \text{ t}$$

$$2 \text{ HEB800 sur culée} : P = 2 \times 0.032 \times 5.5 \times 7.87 = 2.77 \text{ t}$$

$$26 \text{ IPE300 en travée} : P = 26 \times 0.00538 \times 5.5 \times 7.87 = 6.05 \text{ t}$$

$$P_E = 12.97 \text{ t}$$

$$P_{PRS} = 167.03 \text{ t}$$

◆ Variante2 : Voussoir

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

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

$$e = 0.925 \text{ m}$$

Aciers passifs: 120 à 140 kg par m³ de béton

Aciers actifs: 45 kg par m³ de béton

Le Volume Total des voussoirs :

$$V_{v,\text{total}} = 0.925 \times 150 \times 10.5 = 1456.875 \text{ m}^3 \text{ du Béton}$$



◆ Variante 3:Post Tension

➤ *Les éléments poutres :*

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

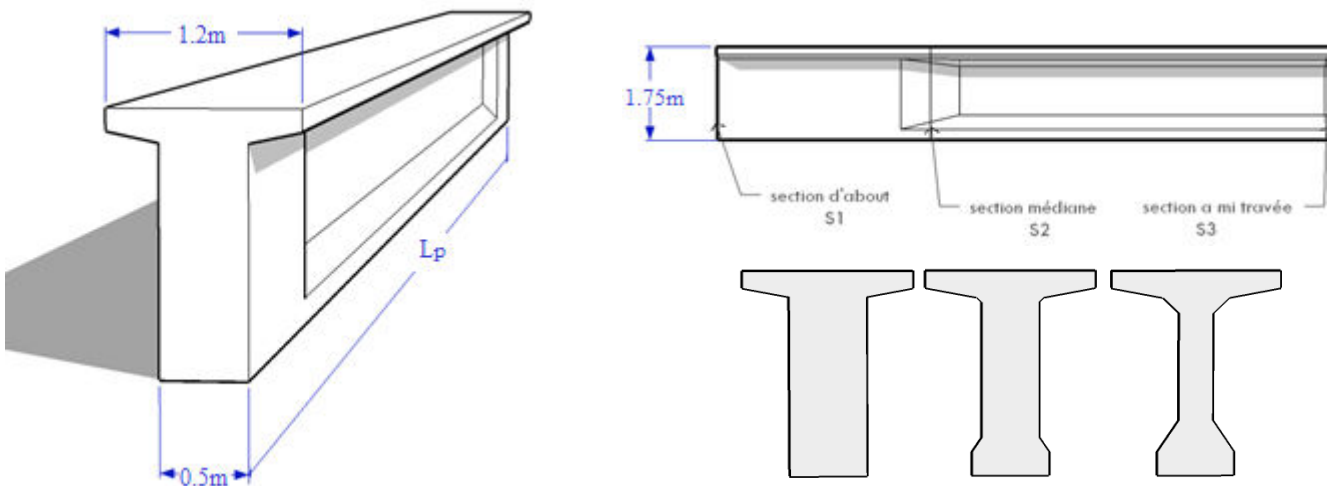


Figure4.17: les dimensions de la poutre

On a deux travées de rive et quatre travées intermédiaires :

Pour les poutres des travées de rive ($l_p=20m$) :

On a pour la moitié de la poutre :

$$V = V_{S1} + V_{S2} + V_{S3} \text{ et}$$

$$V_{Si} = Li \times \text{la surface de } Si$$

Tell que Li : longueur de la section

Donc:

$$V_{S1} = 3 \times 0.9778 = 2.9334 \text{ m}^3$$

$$V_{S2} = 0.8 \times 0.8077 = 0.6462 \text{ m}^3$$

$$V_{S3} = 6.2 \times 0.6376 = 3.9531 \text{ m}^3$$

Pour la totalité de la poutre :

$$V_{p1} = 2 \times \sum PS_i = 15.0654 \text{ m}^3$$

$$V_{pt1} = 2 \times 7 \times 15.0654 \quad V_{p1} = 210.9161 \text{ m}^3$$



Pour les poutres des travées intermédiaires ($l_p=25m$) :

On a pour la moitié de la poutre :

$$V = V_{S1} + V_{S2} + V_{S3} \text{ et}$$

$$V_{Si} = Li \times \text{la surface de } Si$$

Tell que Li : longueur de la section

Donc :

$$V_{S1} = 3 \times 0.9778 = 2.9334 \text{ m}^3$$

$$V_{S2} = 0.8 \times 0.8077 = 0.6462 \text{ m}^3$$

$$V_{S3} = 8.7 \times 0.6376 = 5.5471 \text{ m}^3$$

Pour la totalité de la poutre :

$$V_{p2} = 2 \times \sum PS_i = 18.2534 \text{ m}^3$$

$$V_{pt2} = 2 \times 7 \times 18.2534 \quad V_{pt2} = 255.5481 \text{ m}^3$$

Pour les poutres des travées intermédiaires ($l_p=30m$) :

On a pour la moitié de la poutre :

$$V = V_{S1} + V_{S2} + V_{S3} \text{ et}$$

$$V_{Si} = Li \times \text{la surface de } Si$$

Tell que Li : longueur de la section

Donc :

$$V_{S1} = 3 \times 0.9778 = 2.9334 \text{ m}^3$$

$$V_{S2} = 0.8 \times 0.8077 = 0.6462 \text{ m}^3$$

$$V_{S3} = 11.2 \times 0.6376 = 7.1411 \text{ m}^3$$

Pour la totalité de la poutre :

$$V_{p2} = 2 \times \sum PS_i = 21.4414 \text{ m}^3$$

$$V_{pt2} = 2 \times 7 \times 21.4414 \quad V_{pt2} = 300.1801 \text{ m}^3$$

Donc le volume total des poutres :

$$V_{p \text{ totale}} = V_{p1} + V_{p2} = 255.5481 + 210.9161 + 300.1801$$

$$V_{p \text{ totale}} = 766.6445 \text{ m}^3$$

➤ *Les Prédalles :*

$$V = 0.05 \times 150 \times 0.4 \times 7 = 21 \text{ m}^3$$

➤ *Les Entretoises :*

L'épaisseur de l'entretoise $0.25\text{m} \leq e \leq 0.3\text{m}$

on fixe : $e=0.3\text{m}$

La hauteur de l'entretoise : $h > 0.5\text{m}$

On prend : $h=0.75\text{m}$

Le Volume des entretoises :

$$V_{\text{entretoises}} = 0.3 \times 0.75 \times 1.6 \times 6 = 2.16 \text{ m}^3$$

On a 40 entretoises, donc $V = 40 \times 2.16 = 86.4 \text{ m}^3$



➤ *L'élément Dalle :*

$$V_{dalle} = L \times b \times e$$

L : la longueur du tablier

b : la largeur du tablier

e : l'épaisseur du tablier

$$= 150 \times 10.5 \times 0.25$$

$$V_{dalle} = 393.75 \text{ m}^3$$

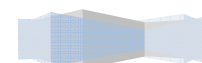
Avec une majoration de 10% $V_{dalle} = 433.125 \text{ m}^3$

Quantités et Prix Unitaires	Mixte Bipoutre	Voussoire	Poutres VIPP
Épaisseur utile(m)	/	0.925	/
Largeure utile (m)	/	10.5	/
Surface utile (m2)	/	/	/
Volume du Béton	433.125	1602.56	1397.01
AcierActif	0	72.12	62.87
AcierPassif	47.64	224.36	282.21
Tonnage d'acier PRS t/m2	0.106	/	/
Tonnage d'acier PRS t	167.03	0	0
Prix Unitaire Béton Da/m3	21000	32000	21000
Prix unitaire acier actif DA/m3 de béton	0	12000	10000
Prix unitaire acier passif DA/t « tablier »	150000	150000	150000
Prix unitaire acier PRS DA	390000	0	0
Prix unitaire du joint de chaussée DA/ml	80000	80000	80000
Prix unitaire appareil d'appuis	90000	90000	90000
Cout total béton DA	9095625	51281984	29337231
Cout total acier actif DA	0	19230744	13970110
Cout total acier passifs DA	7146562.5	33653802	42330981
Cout total PRS DA	86486400	0	0
Cout total des joints de chaussées DA	1600000	1600000	5600000
Cout total des appareils d'appuis DA	900000	900000	7560000
Cout final de tablier DA	82422925	106666530	98798322

Tab.4.6 Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.

4.4.5 Synthèse des avantages et inconvénients des variantes étudiées

Après avoir analysé les variantes adéquates à notre ouvrage, d'après les données à notre disposition notre choix s'est porté sur le tablier mixte bipoutre.



CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

5.1 DEFINITION DES ACTIONS

5.1.1 Les actions permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

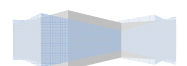
Les actions permanentes comprennent :

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

5.1.2 Les actions variables

Les actions variables sont les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Ces actions comprennent :

- les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que les forces de freinage, effet dynamique, etc....)
- Les efforts (poids, poussées et pressions) exercés par des solides ou des liquides dont le niveau est variable.
- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc....).
- Les actions naturelles : neige, vent, température climatique ou d'exploitation.



5.2 Calcul des charges :

On peut deviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis a leurs rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- *Charge permanente (CP)
- *Complément de charge permanente(CPP)

5.2.1. Calcul de la charge permanente (CP):

✚ Les éléments poutres :

$$P_p = 155.4 \text{ t}$$

$$P_p = 1.036 \text{ t/ml}$$

✚ L'élément dalle :

Épaisseur de la dalle est de 25 cm.

$$P_D = 0.25 \times 10.5 \times 2.5 = 6.5625 \text{ t/ml.}$$

Les Connecteurs :

$$P_C = 2 \times (0.55 + 0.65) / 2 \times 0.05 \times 2.5 = 0.15 \text{ t/ml}$$

✚ Les éléments entretoises :

On a :

$$3 \text{ HEB600 sur pile: } P = 3 \times 0.027 \times 5.5 \times 7.87 = 3.51 \text{ t}$$

$$2 \text{ HEB500 sur culée: } P = 2 \times 0.02386 \times 5.5 \times 7.87 = 2.07 \text{ t}$$

$$26 \text{ IPE300 en travée: } P = 26 \times 0.00538 \times 5.5 \times 7.87 = 6.05 \text{ t}$$

$$P_E = 11.63 \text{ t} \quad \Rightarrow P_E = 0.078 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour CP : } CP = PP + PD + PE = 1.036 + 6.5625 + 0.15 + 0.078 = 7.826 \text{ t/ml.}$$

Donc on a la charges permanente : **CP = 7.826 t/ml.**

5.2.2. Calcul du complément des charges permanente (CPP) :

✚ Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

$$Pr = (0,06\text{m} + 0,02\text{m}) \times 2,2\text{t/m}^3 \times 9.5\text{m} \text{ Donc}$$

$$Pr = 1.672 \text{ t/ml.}$$

✚ Le trottoir

$$St = 0,1225 \text{ m}^2$$

Tell que St : c'est la surface du trottoir transversalement.

$$\text{Donc } Pt = 0.1225 \times 2(\text{sym}) \times 2.5 = 0.6125 \text{ t/ml}$$

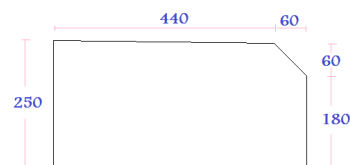
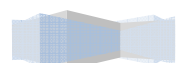


Fig. 5.1 coupe transversale du trottoir.



✚ la corniche:

$S_c = 0,0762 \text{ m}^2$

S_c : c'est la surface de la corniche transversalement.

Donc $P_c = 0.0762 \times 2(\text{sym}) \times 2.5 = \mathbf{0.381 \text{ t/ml}}$

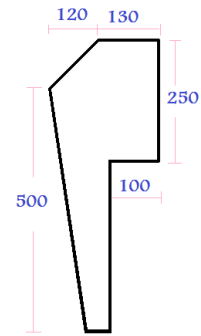


Fig. 5.2 coupe transversale corniche.

✚ Garde corps:

$P_{gc} = 0,10 \text{ t/ml} \times 2(\text{sym}) = \mathbf{0.20 \text{ t/ml}}$.

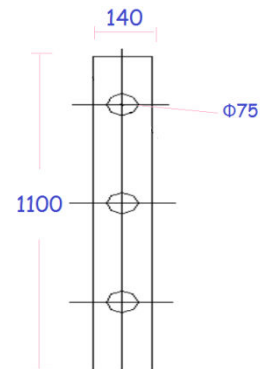


Fig. 5.3 coupe transversale garde-corps.

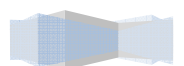
✚ En fin on a:

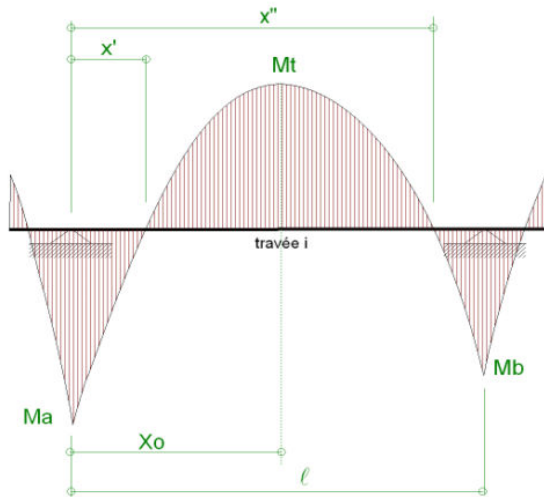
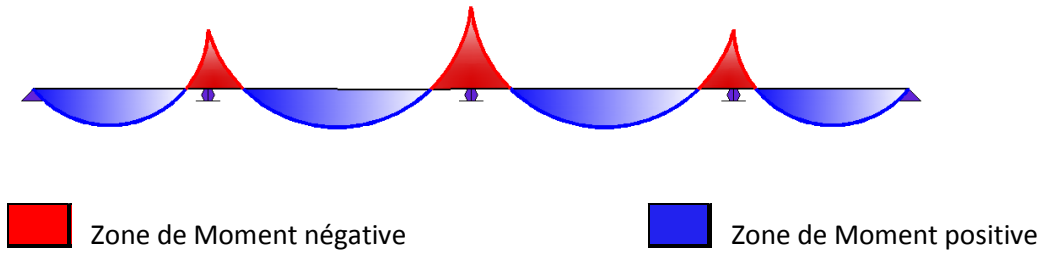
$CCP = 1.672 + 0.6125 + 0.381 + 0.20 = \mathbf{2.865 \text{ t/ml}}$

Donc on a les résultats suivants:

	Eléments	Poids(t/ml)	Poids(t)
CP	POUTRES	1.036	155.4
	DALLE+GOUSSET	6.7125	1006.875
	ENTRETOISES	0.0775	11.63
CCP	TROTTOIR	0.6125	91.875
	REVETEMENT ETANCHITTE	1.672	250.8
	G CORPS	0.2	75
	CORNICHE	0.381	57.15
POIDS TOTALE DE TABLIER		10.691	1648.77

Tableau 5.1 : poids totale de tablier





$$X_0 = \frac{1}{2} + \frac{Mb - Ma}{8M_0}$$

$$X' = X_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{Ma}{Mt}}} \right)$$

$$X'' = X_0 + \frac{1 - X_0}{\sqrt{1 - \frac{Mb}{Mt}}}$$

M_0 : Moment isostatique en milieu de travée
 Ma et Mb : Moment sur appui en valeur algébrique
 X_0 : abscisse relatif de Mt
 x' et x'' : abscisse relatif de moment nul

La phase de Bétonnage

1ere partie

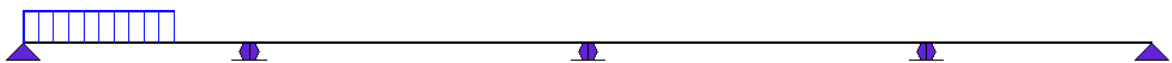
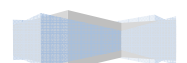


Fig. 5.4 Chargement partie 1 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M -(t.m)	t
x = 0 m	0	/	-94.157
x = 7.5 m	486.089	/	-35.461
x = 15 m	531.914	/	23.236
x = 22.5 m	151.095	/	68.44
x = 30 m	/	393.527	107.501
x = 37.5 m	/	194.52	-22.358
x = 45 m	/	58.159	-14
x = 52.5 m	15.556	/	-5.652
x = 60 m	26.625	/	2.7



x = 67.5 m	/	24.95	11.053
x = 75 m	/	139.171	43.613
x = 82.5 m	11.057	/	-15.854
x = 90 m	98.64	/	-7.501
x = 97.5 m	123.577	/	0.851
x = 105 m	85.869	/	9.204
x = 112.5 m	/	14.484	17.557
x = 120 m	/	177.484	48.532
x = 127.5 m	/	39.145	-14.269
x = 135 m	36.549	/	-5.916
x = 142.5 m	49.597	/	2.437
x = 150 m	0	/	10.789

Tableau 5.2 Résultat des efforts partie 1 de la phase bétonnage

2eme partie

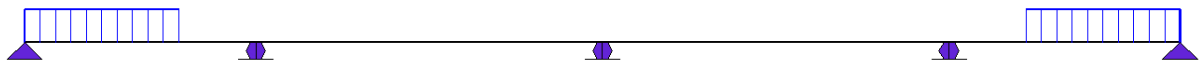
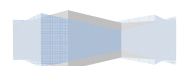


Fig. 5.5 Chargement partie 2 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M -(t.m)	t
x = 0 m	0		-93.521
x = 7.5 m	481.298		-34.825
x = 15 m	522.373		23.872
x = 22.5 m	136.783		69.067
x = 30 m		412.609	109.978
x = 37.5 m		199.816	-24.196
x = 45 m		49.668	-15.843
x = 52.5 m	37.833		-7.491
x = 60 m	62.689		0.862
x = 67.5 m	24.9		9.215
x = 75 m		75.534	17.568

Tableau 5.3 Résultat des efforts partie 2 de la phase bétonnage



Phase « 2 » :

L'ouvrage en question peut être schématisé comme étant une poutre continue :

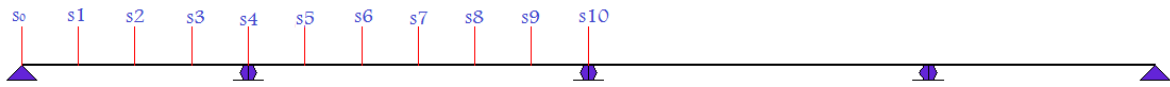


Fig. 5.5 schéma statique du pont.

Le faîte de l'hyperstaticité de la structure :

- ✚ Nous allons discrétiser chaque travée en sections de 7.5m
- ✚ Détermination des sollicitations sur appuis (0, 1, 2, 3, 4) et a chaque section par la méthode des trois moments.

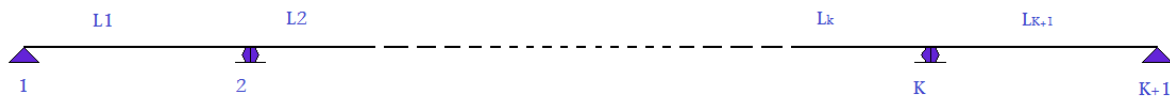


Fig. 5.6 schéma statique descriptif de la méthode des 3 moments.

5.2.3. Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP »

- Application de la méthode des 3 moments

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

M_{k-1} : moment fléchissant a l'appui k-1, L_{k+1} : longueur de la travée k+1.

M_k : moment fléchissant a l'appui k, L_k : longueur de la travée k.

$R_k^{g(f)}$: rotation de l'appui gauche de la travée k en poutre simple due aux charges.

$R_k^{d(f)}$: rotation de l'appui droit de la travée k en poutre simple due aux charges.

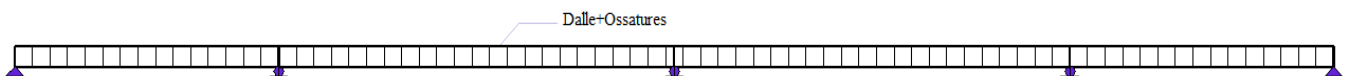


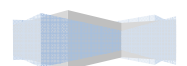
Fig. 5.7 schéma statique du chargement phase « 2 ».

Pour k=1 on a :

$$\frac{M_0}{I_1}L_1 + 2\frac{M_1}{I_2}(L_1 + L_2) + \frac{M_2}{I_3}L_2 = -6E(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)}).$$

$$M_0 = 0, L_1 = 30m, L_2 = 45m.$$

$$\begin{cases} R_1^{g(f)} = R_0^{d(f)} = \frac{qL_1^3}{24EI_1} \\ R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI_2} \end{cases}$$



$$150M_1 + 45 M_2 = -29531.25 q \dots\dots\dots 1$$

Pour K=2 :

$$\frac{M_1}{I_2}L_2 + 2\frac{M_2}{I_3}(L_2+L_3) + \frac{M_3}{I_3}L_3 = -6E (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)}).$$

$M_2 = M_3, L_2 = L_3 = 45m.$

$$\left\{ \begin{aligned} R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} &= \frac{qL_2^3}{24EI_2} \\ R_2^{d(f)} = R_3^{g(f)} &= \frac{qL_3^3}{24EI_3} \end{aligned} \right.$$

$$M_1 + 4 M_2 + M_3 = - 1012.5 q \dots\dots\dots 2$$

Pour K=3

$$\frac{M_2}{I_3}L_3 + 2\frac{M_3}{I_2}(L_3+L_4) + \frac{M_4}{I_1}L_4 = -6E (R_3^{g(f)} + R_3^{d(f)}).$$

$M_4 = 0, L_3 = 45m, L_4 = 30m.$

$$\left\{ \begin{aligned} R_3^{g(f)} = R_2^{d(f)} &= \frac{qL_3^3}{24EI_1} \\ R_3^{d(f)} = R_4^{g(f)} &= \frac{qL_4^3}{24EI_2} \end{aligned} \right.$$

$$150M_4 + 45 M_3 = -29531.25 q \dots\dots\dots 3$$

$$\begin{cases} 150 M_1 + 45 M_2 = -29531.25 q \dots\dots\dots 1 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = - 1012.5 q \dots\dots\dots 2 \\ 150 M_3 + 45M_2 = - 29531.25 q \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

Après la résolution de ce system on trouve :

$$M_1 = M_3 = -142.27q \text{ et } M_2 = -181.98q$$

Avec : $q = C_p = 7.826 \text{ t/ml}$

Donc : $\begin{cases} M_1 = - 1113.40 \text{ t.m} \\ M_2 = -1424.17 \text{ t.m} \\ M_3 = - 1113.40 \text{ t.m} \end{cases}$

Calcul des réactions

Travée 1(L=30m)

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_0 + R_1^g = 7.826 \times 30 = 234.78 \text{ t}$$

$$\sum M_{/i} = 0 \Rightarrow R_0 L_1 - \frac{C_p L_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{C_p L_1}{2} + \frac{M_1}{L_1}$$

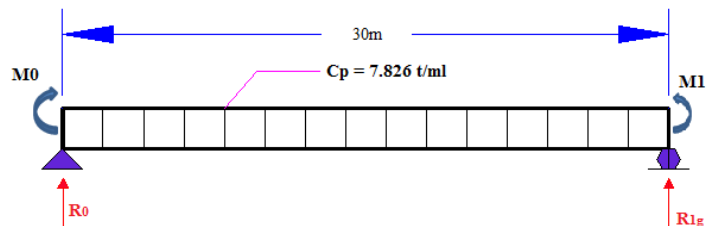
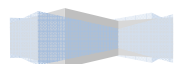


Figure 5.8 La charge permanente sur un travée de rive



$$R_0 = 80.27t \quad , \quad R_1^g = 154.5t$$

R_0 : réaction à l'appui « 0 ».

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

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

Travée 2 ($L=45m$)

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_2^g + R_1^d = 7.826 \times 45 = 352.17 t$$

$$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow R_1^d L_2 - \frac{Cp.L_2^2}{2} - M_2 = 0$$

$$R_1^d = \frac{Cp.L_2}{2} + \frac{M_2}{L_2} - \frac{M_1}{L_2}$$

$$R_1^d = 169.17t \quad , \quad R_2^g = 182.99 t$$

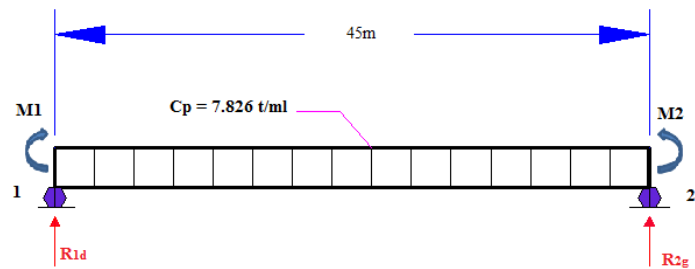


Figure 5.9 La charge permanente sur un travée intermédiaire

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant

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

$$M_i(x) = \mathcal{M}_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

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

$\mathcal{M}_i(x)$: moment fléchissant de la travée isostatique en travée « i ».

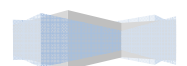
Travée 1: $0 \leq x \leq 30m$, $120m \leq x \leq 150m$ (à cause de la symétrie de l'ouvrage)

$$Z_1(x) = R_0 - Cpx \quad , \quad R_0 = \frac{Cp L_1}{2}$$

$$T(x) = \frac{Cp L_1}{2} - cp x + \frac{M_1 - M_0}{L_1} \Rightarrow T(x) = -7.826 x + 82.84$$

$$\mathcal{M}(x) = \frac{Cp L_1}{2} x - Cp \frac{x^2}{2} + M_0 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_1 \frac{x}{L_1}$$

$$\mathcal{M}(x) = -3.913x^2 + 82.84x$$



Travée 2: $30 \leq x \leq 75\text{m}$, $75\text{m} \leq x \leq 120\text{m}$ (à cause de la symétrie de l'ouvrage)

$$Z_1(x) = R_1^d - C_p x , R_1^d = \frac{C_p L_2}{2}$$

$$T(x) = \frac{C_p L_2}{2} - c_p x + \frac{M_2 - M_1}{L_2} \Rightarrow T(x) = -7.826 x + 169.65$$

$$M(x) = \frac{C_p L_2}{2} x - C_p \frac{x^2}{2} + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \frac{x}{L_2}$$

$$M(x) = - 3.913x^2 + 169.65x - 1036.64$$

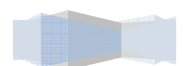
Le tableau 5.9 Représente les résultats de calcul des efforts dus au poids de l'ossature métallique et la dalle dans chaque section.

SECTIONS	EFFORTS		
	M + (t.m)	M-(t.m)	t
x = 0 m	0	/	-80.27
x = 7.5 m	381.91875	/	-21.575
x = 15 m	323.625	/	37.12
x = 22.5 m	/	-174.88125	95.815
x = 30 m	/	-1113.6	313.02
x = 37.5 m	/	-64.731	-110.475
x = 45 m	543.725	/	-51.78
x = 52.5 m	662.97625	/	6.915
x = 60 m	440	/	65.61
x = 67.5 m	/	-272.18125	124.305
x = 75 m	/	-1424.575	366

Tableau 5.9 Résultats des efforts de la phase « 2 ».

Charge permanente « ccp » :

Les efforts dûs au complément des charges seront calculés de la même manière que « cp » cad en utilisant la méthode des trois moments dans le cas d'une charge répartie, le tableau 5.10 donne les résultats des efforts dus à « ccp » à chaque section.



SECTIONS	EFFORTS		
	M + (t.m)	M-(t.m)	t
x = 0 m	0	/	-29.394
x = 7.5 m	139.861	/	-7.903
x = 15 m	118.538	/	13.589
x = 22.5 m	/	63.969	35.08
x = 30 m	/	407.66	205.79
x = 37.5 m	/	23.67	-40.453
x = 45 m	199.135	/	-18.962
x = 52.5 m	260.757	/	2.529
x = 60 m	161.194	/	24.021
x = 67.5 m	/	99.552	91.024
x = 75 m	/	521.484	134.006

Tableau 5.10 Résultats des efforts dus à « ccp »

5.3. Calcul des surcharges :

SELON FASCICULE N°61 TITRE II

5.3.1. Caractéristiques du pont :

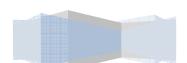
➤ Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées roulable $L_r \geq 7m$ sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

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

Tab 5.11 Classe du pont

Dans notre cas on a la largeur roulable =9.5 m
 Donc : le pont est classé en 1ère classe



➤ Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière

On a : $L_c = 9.5\text{m}$

$N = (L_c/3) = [9.5/3] = 3.17$

Donc on a trois voies de circulation.

➤ Largeur de voie :

Les voies de circulation d'une même $V_0 = 3.5\text{m}$, D'après le fascicule 61 titre II (pont 1ere classe)

5.3.2. Évaluation des surcharges

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- * La surcharge de type A(L)
- * Système B : (Bc, Bt, et Br)
- * La surcharge militaire MC 120
- * Le convoi exceptionnel D240
- * Les surcharges sur trottoirs

système A(l) :

$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \dots\dots(Kg/m^2)$.

$A(L) = 1087.143$

Tell que L : la longueur de tablier

Déterminer a_1, a_2 :

a_1 Est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

En fonction de la classe du pont

$a_2 = V_0 / V$

$V = L_c / N = 9.5 / 3 = 3.17 \text{ m}$

V_0 : dépend de la classe, on a 1ère classe

Donc : $V_0 = 3,5 \text{ m}$

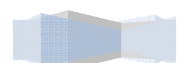
$a_2 = 3,50 / 3.17 = 1.104$

donc $a_2 = 1.104$

Classe de pont	V_0 (m)
1ere	3.5
2eme	3
3eme	2.75

Nb VOIES CHARGEES		1	2	3
Classe du pont	1ère	1	1	0.9
	2ème	1	0.9	-
	3ème	0.9	0.8	-

Tableau 5.12 : les valeurs des coefficients a_1



Pour une travée de 30m chargée :

1^{ère} cas : une voie chargée :

$$A_1 = A(L) \times a_1$$

$$A(L)_{1v} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times \frac{L_c}{3}$$

$$A_1 \text{ est obtenue par : } A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(L) = 1087,143 \text{ Kg/m}^2. \\ 400 - 0,2 L = 397 \text{ Kg/m}^2. \end{array} \right.$$

$$A(L)_{1v} = 1087.143 \times a_2 \times 3.17 = 3804,6 \text{ Kg/ml}$$

$$A(L)_{1v} = 3,805 \text{ t/ml}$$

2^{ème} cas : deux voies chargées :

$$A(L)_{2v} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times \frac{2}{3} L_c \quad \text{avec } a_1=1, a_2=1.104 \text{ (1ère classe , 2 voies chargé)}$$

$$A(L)_{2v} = A_1 \times a_2 \times \frac{L_c}{3} \times 2$$

$$A(L)_{2v} = 1087.143 \times 1,104 \times 6.34 = 7609.3 \text{ Kg/ml}$$

$$A(L)_{2v} = 7.609 \text{ t/ml}$$

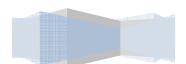
3^{ème} cas : trois voies chargées :

$$A(L)_{3v} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times L_c \quad \text{avec } a_1=1, a_2=1.104 \text{ (1ère classe , 3 voies chargées)}$$

$$A(L)_{3v} = A_1 \times a_2 \times L_c$$

$$A(L)_{3v} = 1087.143 \times 1,104 \times 9.5 = 10261.7 \text{ Kg/ml}$$

$$A(L)_{3v} = 10.262 \text{ t/ml}$$



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

cas de charge		L(m)	A(l) (Kg/m ²)	a1	a2	L voie chargée	A(l) _{1v} (t/ml)
1ère cas	1	30	1087.143	1	1.104	3.17	3.805
2ème cas	2	45	861.579	1	1.104	3.17	3.015
3ème cas	1_2	75	643.793	1	1.104	3.17	2.253
4ème cas	1_4	60	730.000	1	1.104	3.17	2.555
5ème cas	2_3	90	582.941	1	1.104	3.17	2.040
6ème cas	1_2_3	120	502.727	1	1.104	3.17	1.759
7ème cas	1_2_4	105	537.692	1	1.104	3.17	1.882
8ème cas	1_2_3_4	150	452.222	1	1.104	3.17	1.583

Tab.5.13. Cas de charges pour A(L) une voie chargée.

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

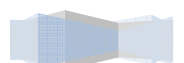
cas de charge		L(m)	A(l) (Kg/m ²)	a1	a2	L voie chargée	A(l) _{2v} (t/ml)
1ère cas	1	30	1087.143	1	1.104	6.34	7.609
2ème cas	2	45	861.579	1	1.104	6.34	6.031
3ème cas	1_2	75	643.793	1	1.104	6.34	4.506
4ème cas	1_4	60	730.000	1	1.104	6.34	5.110
5ème cas	2_3	90	582.941	1	1.104	6.34	4.080
6ème cas	1_2_3	120	502.727	1	1.104	6.34	3.519
7ème cas	1_2_4	105	537.692	1	1.104	6.34	3.764
8ème cas	1_2_3_4	150	452.222	1	1.104	6.34	3.165

Tab.5.14 Cas de charges pour A(L) deux voies chargées

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

cas de charge		L(m)	A(l) (Kg/m ²)	a1	a2	L voie chargée	A(l) _{3v} (t/ml)
1ère cas	1	30	1087.143	0.9	1.104	9.5	10.262
2ème cas	2	45	861.579	0.9	1.104	9.5	8.133
3ème cas	1_2	75	643.793	0.9	1.104	9.5	6.077
4ème cas	1_3	75	643.793	0.9	1.104	9.5	6.077
5ème cas	2_3	90	582.941	0.9	1.104	9.5	5.502
6ème cas	1_2_3	120	502.727	0.9	1.104	9.5	4.745
7ème cas	1_2_4	105	537.692	0.9	1.104	9.5	5.075
8ème cas	1_2_3_4	150	452.222	0.9	1.104	9.5	4.269

Tab.5.15 Cas de charges pour A(L) trois voies chargées



Calcul des efforts :

La détermination des efforts à chaque cas de charge, et au niveau de chaque section a été élaborée par un calcul automatique en utilisant le logiciel sap2000, les tableaux des résultats des efforts son joint a l'annexe.

système B.

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

- Le système Bc se compose de camions types.
 - Le système Br se compose d'une roue isolée.
 - Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.
- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (fascicule 61 titres II).

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

***Le sens physique de ce coefficient :**

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

TEL QUE:

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

G : sa charge permanente

S : sa charge maximale de B

système Bc.

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

système Bc longitudinalement
"masses relatives à une file des camions"

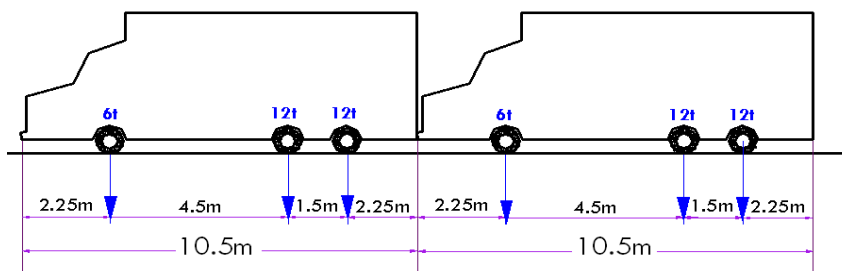
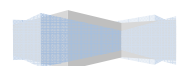


Figure5.10 : système Bc longitudinalement



Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

➤ **1ere cas : une file de Bc**

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargée = 1
D'après le tableau d'bc :
bc =1.20

NB FILES CONSIDERES		1	2	3
Classe du pont	1ère	1.20	1.10	0.95
	2ème	1.00	1.00	-
	3ème	1.00	0.8	-

Tab 5.11 : Tableau de coefficients bc

Coefficient majoration dynamiques :

✚ Travée de 30m :

$$S=60t \times 1.2$$

$$G=1648.77 t$$

$$\delta\delta \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{60 \times 1.2}}$$

Donc $\delta = 1,0636$

✚ Travée de 45m.

$$S=60t \times 1.2$$

$$G=1648.77 t$$

$$\delta\delta \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 45} + \frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{60 \times 1.2}}$$

Donc $\delta = 1,0464$

➤ **2eme cas : deux files de Bc**

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 2
D'après le tableau d'bc : bc =1.10

Coefficient majoration dynamique :

✚ Travée de 30m

$$S=120t \times 1.1$$

$$G=1648.77 t$$

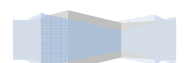
$$\delta\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{120 \times 1.1}}$$

Donc $\delta = 1,0689$

✚ Travée de 45m .

$$S=120t \times 1.1$$

$$G=1648.77 t$$



$$\delta\delta\beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 45} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{120 \times 1,1}}$$

Donc $\delta\delta = 1,0517$

➤ **3eme cas : trois files de Bc**

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 3

D'après le tableau d'bc : bc = 0.95

Coefficient majoration dynamique :

✚ Travée de 30m

$$S = 180t \times 0,95$$

$$G = 1648,77 t$$

$$\delta\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{180 \times 0,95}}$$

Donc $\delta\delta = 1,0732$

✚ Travée de 45m :

$$S = 180t \times 0,95$$

$$G = 1648,77 t$$

$$\delta\delta\beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 45} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{180 \times 0,95}}$$

Donc $\delta\delta = 1,0551$

systèmeBt.

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

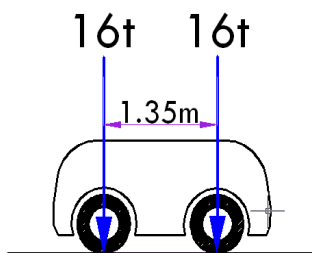
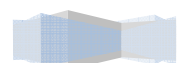


Figure 5.11 : système Bt longitudinalement



Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :

Coefficient bt :

Pont de 1ere classe

D'après le tableau de bt : bt =1.00

B FILES CONSIDERES		bt
Classe du pont	1ère	1.00
	2ème	0.9

Tableau 5.12: Tableau de coefficients bt

➤ **1ere cas : un tandem de Bt**

Coefficient majoration dynamiques :

✚ Travée de 30m .

$$S=32 \text{ t} \times 1.0$$

$$G=1648.77 \text{ t}$$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{32\times 1.00}}$$

Donc $\delta=1,06$

✚ Travée de 45m .

$$S=32 \text{ t} \times 1.0$$

$$G=1648.77 \text{ t}$$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 45}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{32\times 1.00}}$$

Donc $\delta=1,0429$

➤ **2eme cas : deux tandems de Bt**

Coefficient majoration dynamiques :

✚ Travée de 30m .

$$S=64 \text{ t} \times 1.0$$

$$G=1648.77 \text{ t}$$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{64\times 1.00}}$$

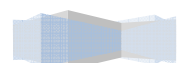
Donc $\delta=1,0629$

✚ Travée de 45m .

$$S=64 \text{ t} \times 1.0$$

$$G=1648.77 \text{ t}$$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{64\times 1.00}}$$



Donc $\delta=1,0457$

➤ **3eme cas : deux tandems de Bt**

Coefficient majoration dynamiques :

✚ Travée de 30m .

$S=96 \text{ t} \times 1.0$

$G=1648.77 \text{ t}$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{96\times 1.00}}$$

Donc $\delta=1,0657$

✚ Travée de 45m .

$S=96 \text{ t} \times 1.0$

$G=1648.77 \text{ t}$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{96\times 1.00}}$$

Donc $\delta=1,048$

Système Br.

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- une roue isolée, porte une masse de 10t
- sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60m×0.30m
- le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

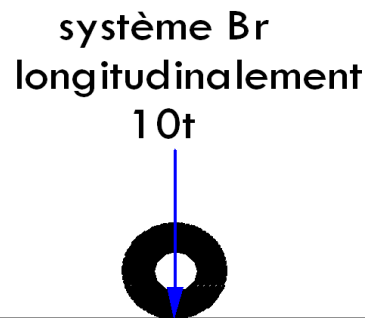


Figure 5.12 : système Br longitudinalement

Calcul du coefficient majoration dynamique:

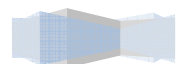
✚ Travée de 30m .

$S=10 \text{ t}$

$G=1648.77 \text{ t}$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2\times 30}+\frac{0.6}{1+4\frac{1648.77}{10}}$$

Donc $\delta= 1,0580$



Travée de 45m .

S=10 t
G=1648.77 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 45} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{10}}$$

Donc $\delta = 1,0409$

Système Mc120.

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- masse totale : 110t
- longueur d'une chenille : 6.10m
- largeur d'une chenille : 1.00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti

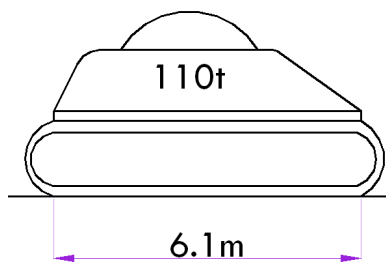


Figure 5.13: convois Mc120 longitudinalement

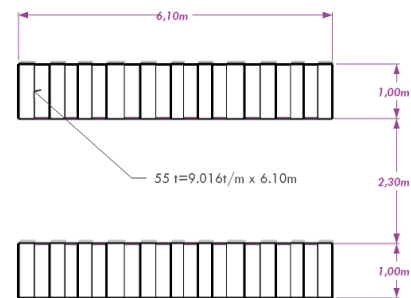


Figure 5.14 :espace d'impact Mc120

Calculé du coefficient majoration dynamique :

Travée de 30m

S=110 t
G=1648.77 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{110}}$$

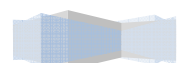
Donc $\delta = 1,0669$

Travée de 45m

S=110 t
G=1648.77 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 45} + \frac{0,6}{1+4\frac{1648,77}{110}}$$

Donc $\delta = 1,0498$



Système D 240 « charge exceptionnelles ».

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longue.

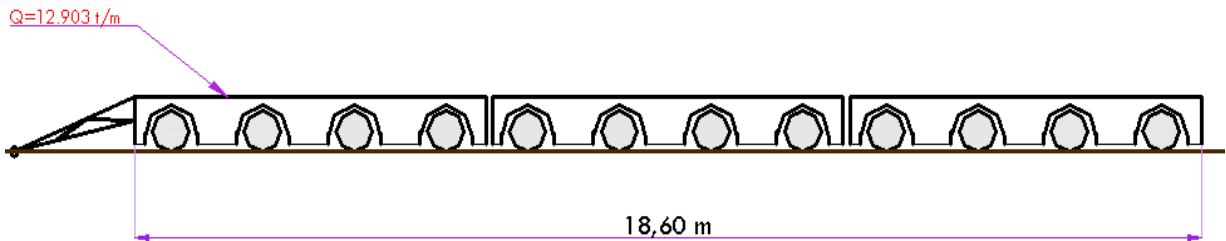


Fig. 5.15 Convoi D240 longitudinalement.

Surcharges trottoirs :

1ere cas : un trottoir chargé :

Trottoir de 1.25m et chargé de 0.150t/ m² donc $Tr (1t) = 1.25m \times 0.150t = 0.1875 t/ml$

2eme cas : deux trottoirs chargés :

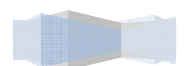
$Tr (2t) = 1.25m \times 0.150t \times 2 = 0.375 t/ml$

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 calculé a chaque section sont définis dans le tableau 5.13 ci-dessous :

SECTIONS	EFFORTS					
	1 trottoir chargé			2 trottoirs chargées		
	M + (t.m)	M - (t.m)	t	M + (t.m)	M - (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-0.769	0	/	-1.539
x = 7.5 m	3.66	/	-0.206	7.321	/	-0.414
x = 15 m	3.102	/	0.355	6.205	/	0.711
x = 22.5 m	/	1.674	0.918	/	3.348	1.836
x = 30 m	/	10.66	3.101	/	21.33	6.204
x = 37.5 m	/	0.619	-1.058	/	1.239	-2.118
x = 45 m	5.212	/	-0.496	10.424	/	-0.993
x = 52.5 m	6.824	/	0.066	13.649	/	0.132
x = 60 m	4.219	/	0.628	8.438	/	1.257
x = 67.5 m	/	2.605	1.191	/	5.211	2.382
x = 75 m	/	1.364	3.506	/	1.364	7.014

Tableau 5.13 sollicitations dus aux surcharges des trottoirs.



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=2.00kN/m² pour les ouvrages en service.

P=1.25kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

5.3.3 Application des lignes d'influence

Une surcharge mobile sur un pont produit des moments fléchissant différents. Afin d'avoir les efforts extrême des moments fléchissant et efforts tranchant, on se doit de tracer les lignes d'influences respectives.

On place la charge unitaire en a et on calcule le moment en x. L'équation sera donc :

$$M_i(x, a) = M_i(x, a) + M_{i-1}(a) \left(1 - \frac{x_i}{L_i}\right) + M_i(a) \frac{x_i}{L_i}$$

$M_i(x, a)$: moment sous charge unitaire à la section x.

Si la charge unitaire est en i alors $M_i(x, a) = 0$

$M_i(a), M_{i-1}(a)$: moments aux appuis (i, i-1) sous l'effet de la charge unitaire

On fait la même chose pour l'effort tranchant et l'équation sera donc :

$$T_i(x, a) = Z_i(x, a) + \frac{M_i(a) - M_{i-1}(a)}{L_i} \text{ avec } Z_i(x, a) = \frac{d}{dx} M_i(x, a)$$

Calcul des moments aux appuis dus à la charge unitaire, p=1 t

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6 \left(S_i^A / L_i + S_{i+1}^B / L_{i+1} \right)$$

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6 \left(A_i d_i / L_i + A_{i+1} e_{i+1} / L_{i+1} \right)$$

➤ Détermination de $M(x, \alpha)$ et $T(x, \alpha)$

✚ Première travée chargée:

● Calcul des Moments aux appuis :

Méthode des trois moments :

Appuis 0, 1 et 2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

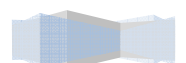
On a:

$$M_0 = 0.$$

$$S_1^A = A_1 d_1 = \frac{\alpha(L_1 - \alpha)(L_1 + \alpha)}{6} \dots \dots \dots \text{Formulaire RDM}$$

$$\text{Et } S_2^B = 0.$$

$$150M_1 + 45M_2 = \frac{-\alpha(30 - \alpha)(30 + \alpha)}{30} \dots \dots \dots 1$$



Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

On a :

$$S_2^A = 0.$$

$$S_3^B = 0.$$

$$45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = 0 \dots\dots 2$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

On a :

$$M_4 = 0.$$

$$S_3^A = 0.$$

$$S_4^B = 0.$$

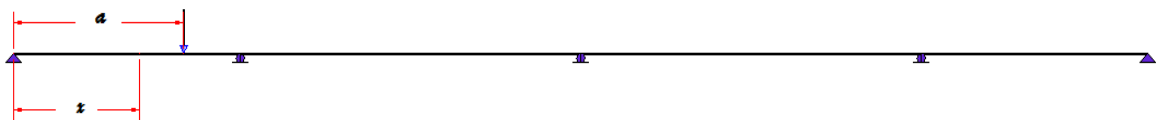
$$45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = 0 \dots\dots 3$$

$$\begin{cases} 150M_1 + 45M_2 = \frac{-\alpha(30-\alpha)(30+\alpha)}{30} \dots\dots 1 \\ 45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = 0 \dots\dots 2 \\ 45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = 0 \dots\dots 3 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = \frac{37\alpha^3}{153000} - \frac{37\alpha}{170} \\ M_2 = -\frac{\alpha^3}{15300} + \frac{\alpha}{17} \\ M_3 = \frac{\alpha^3}{51000} - \frac{3\alpha}{170} \end{array} \right.$$

◆ Calcul des sollicitations

0 ≤ X ≤ α ≤ 30 :



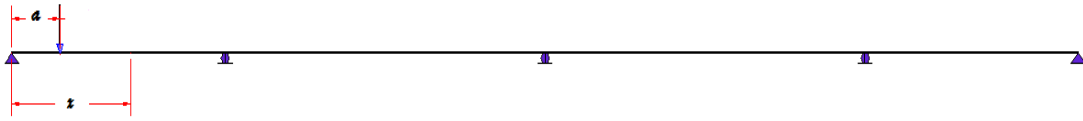
$$M(x, \alpha) = R_0 x, \quad R_0 = ?$$

Calcul de R_0 :

$$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 30 R_0 - p(30-\alpha) + M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{30} + p \frac{(30-\alpha)}{30}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_1}{30} + \frac{30-\alpha}{30} \right) x \\ T(x, \alpha) = \left(\frac{M_1}{30} + \frac{30-\alpha}{30} \right) \end{cases}$$

$0 \leq a \leq X \leq 30$:



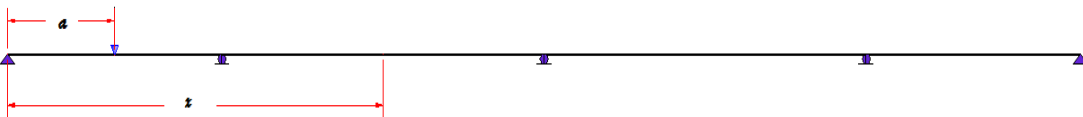
$$M(x, a) = R_0 \cdot x - p(x-a)$$

$$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 30 R_0 - M_1 - p(30-a) = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1 + (30-a)p}{30}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \left(\frac{M_1 + (30-a)p}{30} \right) x - (x-a)p \\ T(x, a) = \left(\frac{M_1 + (30-a)p}{30} \right) - 1 \end{cases}$$

$0 \leq a \leq 30 \leq X \leq 75$:



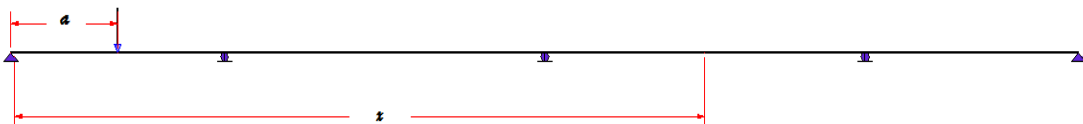
$$M(x, a) = R_1^d (x-30) + M_1, \quad R_1^d = ?$$

$$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow 45 R_1^d + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{45}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \left(\frac{M_2 - M_1}{45} \right) (x-30) + M_1 \\ T(x, a) = \frac{M_2 - M_1}{45} \end{cases}$$

$0 \leq a \leq 30 ; 75 \leq X \leq 120$:

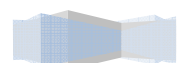


$$M(x, a) = R_2^d (x-75) + M_2, \quad R_2^d = ?$$

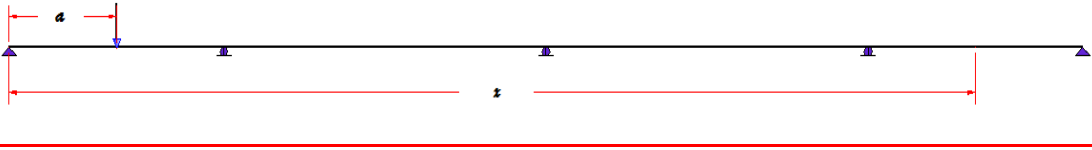
$$\sum M_{/3} = 0 \Rightarrow 45 R_2^d + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3 - M_2}{45}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \left(\frac{M_3 - M_2}{45} \right) (x - 75) + M_2 \\ T(x, a) = \frac{M_3 - M_2}{45} \end{cases}$$



$0 \leq \alpha \leq 30 ; 120 \leq X \leq 150 :$



$$M(x, \alpha) = R_3^d (x-120) + M_3 \quad , \quad R_3^d = ?$$

$$\sum M_{/4} = 0 \Rightarrow 45 R_3^d + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{M_4 - M_3}{30}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_4 - M_3}{30} \right) (x - 120) + M_3 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_4 - M_3}{30} \end{array} \right.$$

Deuxième travée chargée :

Calcul des Moments aux appuis :

Méthode des trois moments :

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a :

$$M_0 = 0 .$$

$$S_1^A = 0 .$$

$$\text{Et } S_2^B = \frac{(L_1 - \alpha)(L_1 + L_2 - \alpha)(2L_2 + L_1 - \alpha)}{6}$$

$$150M_1 + 45M_2 = \frac{-(\alpha - 30)(75 - \alpha)(120 - \alpha)}{45} \dots\dots 1$$

Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

On a :

$$S_2^A = \frac{(L_1 - \alpha)(L_1 + L_2 - \alpha)(L_2 - L_1 + \alpha)}{6}$$

$$S_3^B = 0 .$$

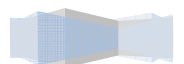
$$45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = \frac{-(\alpha - 30)(75 - \alpha)(15 + \alpha)}{45} \dots\dots 2$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2 L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

On a :

$$M_4 = 0 .$$



$S_3^A = 0.$

$S_4^B = 0.$

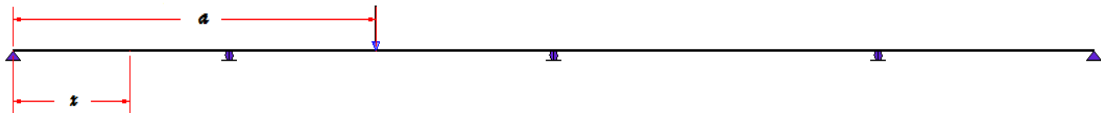
$45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = 0 \dots \dots 3$

$$\begin{cases} 150M_1 + 45M_2 = \frac{-(\alpha - 30)(75 - \alpha)(120 - \alpha)}{45} \dots \dots \dots 1 \\ 45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = \frac{-(\alpha - 30)(75 - \alpha)(15 + \alpha)}{45} \dots \dots \dots 2 \\ 45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = 0 \dots \dots \dots 3 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -\frac{47\alpha^3}{229500} + \frac{41\alpha^2}{1020} - \frac{206\alpha}{85} + \frac{715}{17} \\ M_2 = \frac{13\alpha^3}{68850} - \frac{7\alpha^2}{306} + \frac{51}{38\alpha} - \frac{51}{350} \\ M_3 = -\frac{13\alpha^3}{229500} + \frac{7\alpha^2}{1020} - \frac{19\alpha}{85} + \frac{35}{17} \end{array} \right.$$

◆ *Calcul des sollicitations*

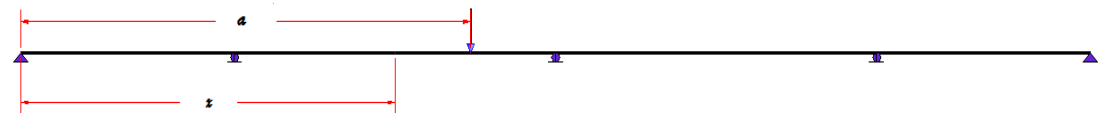
$0 \leq X \leq 30 \leq a \leq 75$



$M(x, a) = R_0 \times x$, $R_0 = ?$
 $M(x, a) = R_0 \times x$, $R_0 = ?$
 $\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 30 R_0 - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{30}$
 D'où :

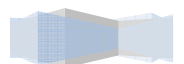
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x, a) = \frac{M_1}{30} x \\ T(x, a) = \frac{M_1}{30} \end{array} \right.$$

$30 \leq x \leq a \leq 75$:



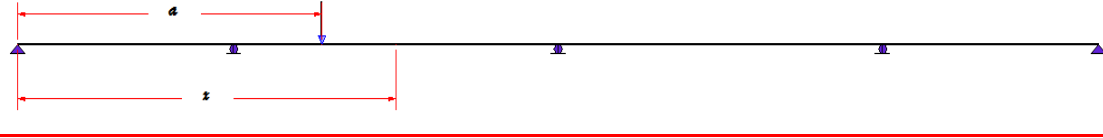
$M(x, a) = R_1^d(x - L_1) + M_1$
 $\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow 45 R_1^d - p(75 - a) + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{(75 - a) + M_2 - M_1}{45}$
 D'où :

$$M(x, a) = \left(\frac{(75 - a) + M_2 - M_1}{45} \right) (x - 30) + M_1$$



$$T(x, \alpha) = \frac{(75-\alpha)+M_2-M_1}{45}$$

30 ≤ α ≤ x ≤ 75 :



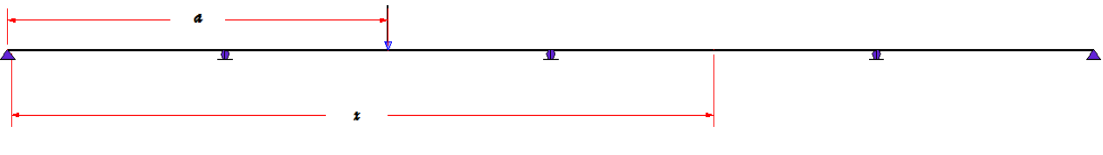
$$M(x, \alpha) = R_1^d (x-L_1) - p(x - \alpha) + M_1$$

$$\sum M_{/2}=0 \Rightarrow 45 R_1^d + M_1 - M_2 - p(75 - \alpha) = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{p(75-\alpha)+M_2-M_1}{45}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{(75-\alpha)+M_2-M_1}{45} \right) (x-30) - (x - \alpha) + M_1 \\ T(x, \alpha) = \frac{(75-\alpha)+M_2-M_1}{45} - 1 \end{cases}$$

30 ≤ α ≤ 75 ≤ x ≤ 120 :



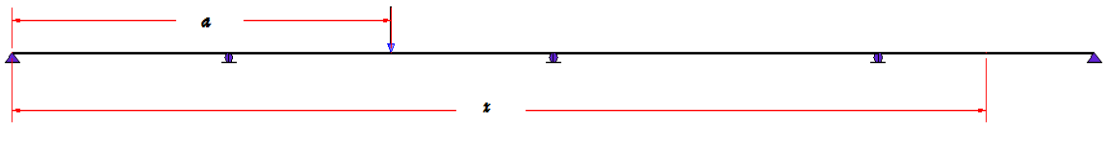
$$M(x, \alpha) = R_2^d (x-L_1-L_2) + M_2, \quad R_2^d = ?$$

$$\sum M_{/3}=0 \Rightarrow 45 R_2^d + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3-M_2}{45}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_3-M_2}{45} \right) (x - 75) + M_2 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_3-M_2}{45} \end{cases}$$

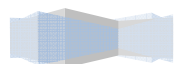
30 ≤ α ≤ 75 ; 120 ≤ x ≤ 150 :



$$M(x, \alpha) = R_3^d (x-120) + M_3, \quad R_3^d = ?$$

$$\sum M_{/4}=0 \Rightarrow 30 R_3^d + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{M_4-M_3}{30}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_4-M_3}{30} \right) (x-120) + M_3 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_4-M_3}{30} \end{cases}$$



+ Troisième travée chargée :

◆ Calcul des Moments aux appuis :

Méthode des trois moments :

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a :

$$M_0 = 0.$$

$$S_1^A = 0.$$

$$\text{Et } S_2^B = 0.$$

$$150M_1 + 45M_2 = 0 \dots\dots 1$$

Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

On a :

$$S_2^A = 0.$$

$$S_3^B = \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(3L_2 + L_1 - \alpha)}{6}$$

$$45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = \frac{-(\alpha - 75)(120 - \alpha)(165 - \alpha)}{45} \dots\dots 2$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

On a :

$$M_4 = 0.$$

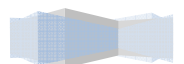
$$S_3^A = \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(L_3 + \alpha - L_1 - L_2)}{6}$$

$$S_4^B = 0.$$

$$45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = \frac{-(\alpha - 75)(120 - \alpha)(\alpha - 30)}{45} \dots\dots 3$$

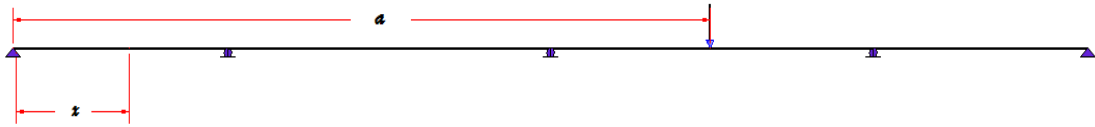
$$\begin{cases} 150M_1 + 45M_2 = 0 \dots\dots\dots 1 \\ 45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = \frac{-(\alpha - 75)(120 - \alpha)(165 - \alpha)}{45} \dots\dots 2 \\ 45M_2 + 150M_3 + 45M_4 = \frac{-(\alpha - 75)(120 - \alpha)(\alpha - 30)}{45} \dots\dots 3 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = \frac{13\alpha^3}{229500} - \frac{19\alpha^2}{1020} + \frac{169\alpha}{85} - \frac{1160}{17} \\ M_2 = -\frac{13\alpha^3}{68850} + \frac{19\alpha^2}{306} - \frac{338\alpha}{51} + \frac{11600}{51} \\ M_3 = \frac{13\alpha^3}{229500} - \frac{19\alpha^2}{1020} + \frac{169\alpha}{85} - \frac{1160}{17} \end{array} \right.$$



• Calcul des sollicitations

$0 \leq x \leq 30 ; 75 \leq a \leq 120:$



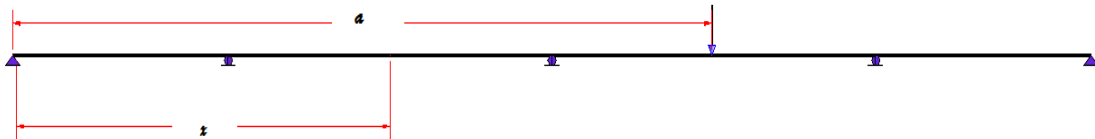
$M(x, a) = R_0 \times x$, $R_0 = ?$

$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 30 R_0 - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{30}$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \frac{M_1}{30} x \\ T(x, a) = \frac{M_1}{30} \end{cases}$$

$30 \leq x \leq 75 \leq a \leq 120:$



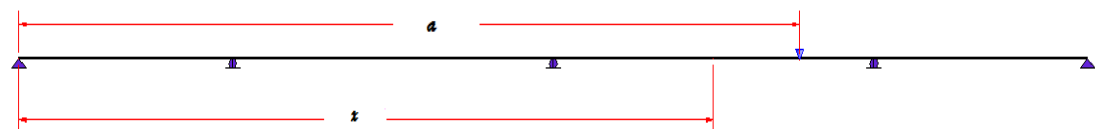
$M(x, a) = R_1^d(x-L_1) + M_1$

$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow 45 R_1^d + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{45}$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \left(\frac{M_2 - M_1}{45} \right) (x - 30) + M_1 \\ T(x, a) = \frac{M_2 - M_1}{45} \end{cases}$$

$75 \leq x \leq a \leq 120 :$

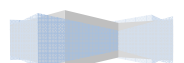


$M(x, a) = R_2^d (x-L_1-L_2) + M_2$, $R_2^d = ?$

$\sum M_{/3} = 0 \Rightarrow 45 R_2^d - P(120 - a) + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3 - M_2 + (120 - a)}{45}$

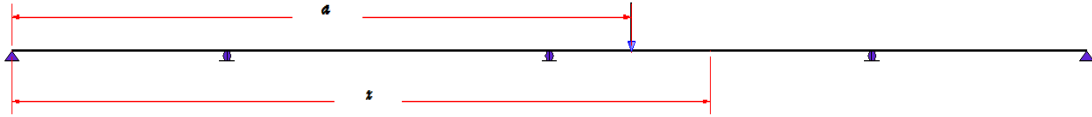
D'où :

$$\begin{cases} M(x, a) = \left(\frac{M_3 - M_2 + (120 - a)}{45} \right) (x - 75) + M_2 \end{cases}$$



$$T(x, \alpha) = \frac{M_3 - M_2 + (120 - \alpha)}{45}$$

75 ≤ α ≤ x ≤ 120 :



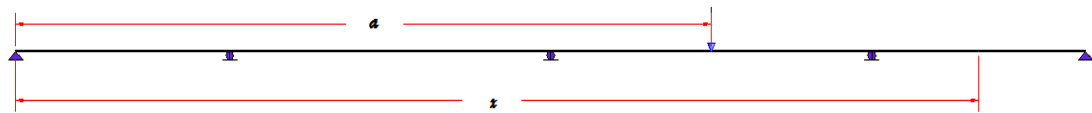
$$M(x, \alpha) = R_2^d (x - L_1 - L_2) - p(x - \alpha) + M_2$$

$$\sum M_{/3} = 0 \Rightarrow 45 R_2^d + M_2 - M_3 - p(x - L_1 - L_2) = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3 - M_2 + (120 - \alpha)}{45}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_3 - M_2 + (120 - \alpha)}{45} \right) (x - 75) - (x - \alpha) + M_2 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_3 - M_2 + (120 - \alpha)}{45} \end{array} \right.$$

75 ≤ α ≤ 120 ≤ x ≤ 150 :



$$M(x, \alpha) = R_3^d (x - L_1 - L_2 - L_3) + M_3, \quad R_3^d = ?$$

$$\sum M_{/4} = 0 \Rightarrow 30 R_3^d + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{M_4 - M_3}{30}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_4 - M_3}{45} \right) (x - 120) + M_3 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_4 - M_3}{45} \end{array} \right.$$

🚧 Quatrième travée chargée :

🔵 Calcul des Moments aux appuis :

Méthode des trois moments :

Appuis 0,1 et 2 :

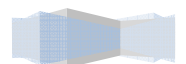
$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a :

$$M_0 = 0.$$

$$S_1^A = 0.$$

$$\text{Et } S_2^B = 0.$$



$$150M_1 + 45M_2 = 0 \dots\dots 1$$

Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3L_3 = -6\left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3}\right)$$

On a :

$$S_2^A = 0.$$

$$S_3^B = 0$$

$$45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = 0 \dots\dots\dots 2$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4L_4 = -6\left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4}\right)$$

On a :

$$M_4 = 0.$$

$$S_3^A = 0$$

$$S_4^B = \frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3)(L_1 + 3L_2 - \alpha)(4L_2 + L_1 - \alpha)}{6}$$

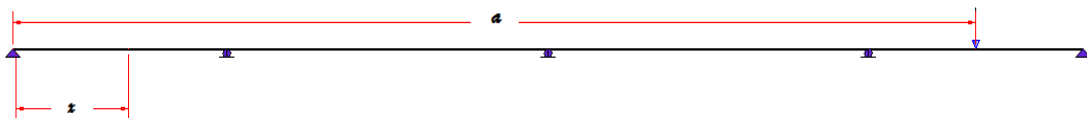
$$45M_2 + 150M_3 + 30M_4 = \frac{-(\alpha - 120)(165 - \alpha)(210 - \alpha)}{30} \dots\dots\dots 3$$

$$\begin{cases} 150M_1 + 45M_2 = 0 \dots\dots\dots 1 \\ 45M_1 + 180M_2 + 45M_3 = 0 \dots\dots\dots 2 \\ 45M_2 + 150M_3 + 30M_4 = \frac{-(\alpha - 120)(165 - \alpha)(210 - \alpha)}{30} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -\frac{(165 - \alpha)(210 - \alpha)(\alpha - 120)}{51000} \\ M_2 = \frac{(165 - \alpha)(210 - \alpha)(\alpha - 120)}{15300} \\ M_3 = -\frac{37(165 - \alpha)(210 - \alpha)(\alpha - 120)}{153000} \end{array} \right.$$

• Calcul des sollicitations

$0 \leq x \leq 30 ; 120 \leq \alpha \leq 150$

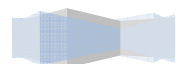


$$M(x, \alpha) = R_0 \times x, \quad R_0 = ?$$

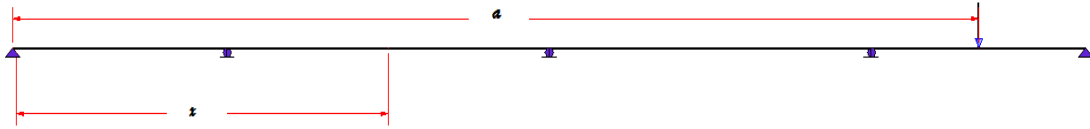
$$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 30 R_0 - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{30}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x, \alpha) = \frac{M_1}{30} x \\ T(x, \alpha) = \frac{M_1}{30} \end{array} \right.$$



$30 \leq x \leq 75 ; 120 \leq a \leq 150$



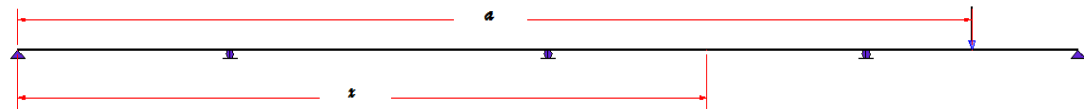
$$M(x, \alpha) = R_1^d(x-L_1) + M_1$$

$$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow 45 R_1^d + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{45}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_2 - M_1}{45} \right) (x - 30) + M_1 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{45} \end{cases}$$

$75 \leq x \leq 120 \leq a \leq 150$:



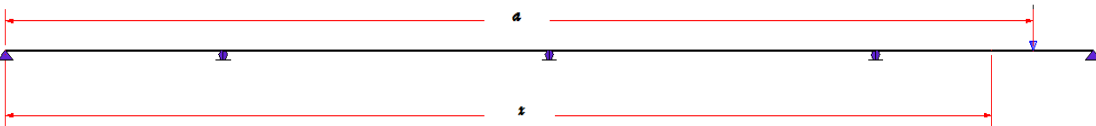
$$M(x, \alpha) = R_2^d(x-L_1-L_2) + M_2, R_2^d = ?$$

$$\sum M_{/3} = 0 \Rightarrow 45 R_2^d + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3 - M_2}{45}$$

D'où

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{M_3 - M_2}{45} \right) (x - 75) + M_2 \\ T(x, \alpha) = \frac{M_3 - M_2}{45} \end{cases}$$

$120 \leq x \leq a \leq 150$:

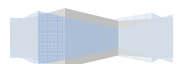


$$M(x, \alpha) = R_3^d(x-L_1-L_2-L_3) + M_3, R_3^d = ?$$

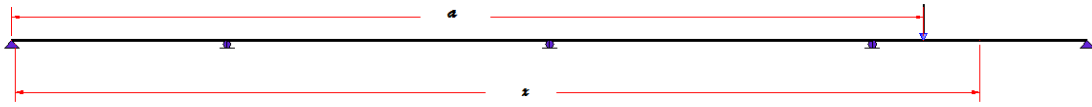
$$\sum M_{/4} = 0 \Rightarrow 30 R_3^d - P(150 - \alpha) + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{(150 - \alpha) + M_4 - M_3}{30}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \left(\frac{(150 - \alpha) + M_4 - M_3}{30} \right) (x - 120) + M_3 \\ T(x, \alpha) = \frac{(150 - \alpha) + M_4 - M_3}{30} \end{cases}$$



120 ≤ a ≤ x ≤ 150:



$$M(x,a) = R_3^d (x - L_1 - L_2 - L_3) - P(x - a) + M_3, \quad R_3^d = ?$$

$$\sum M_{/4} = 0 \Rightarrow 30 R_3^d + M_3 - p(150 - a) = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{(150 - a) + M_4 - M_3}{30}$$

D'où :

$$\begin{cases} M(x,a) = \left(\frac{(150 - a) + M_4 - M_3}{30} \right) (x - 120) + M_3 - (x - a) \\ T(x,a) = \frac{(150 - a) + M_4 - M_3}{30} - 1 \end{cases}$$

Traçage des lignes d'influence

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

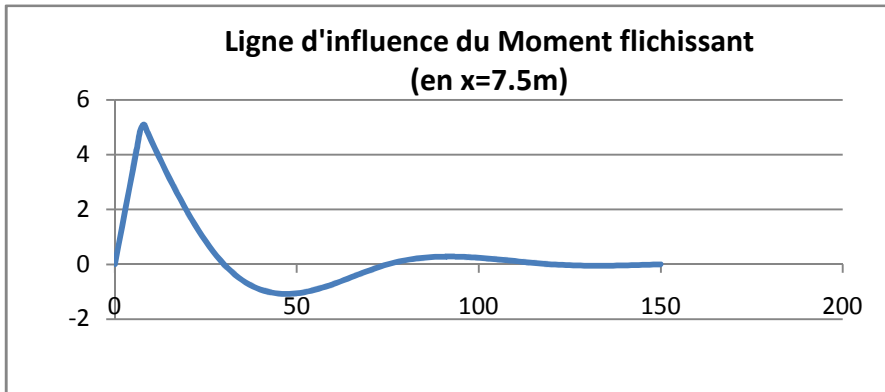


Fig.5.16 ligne d'influence du moment fléchissant à la section (x=7.5M)

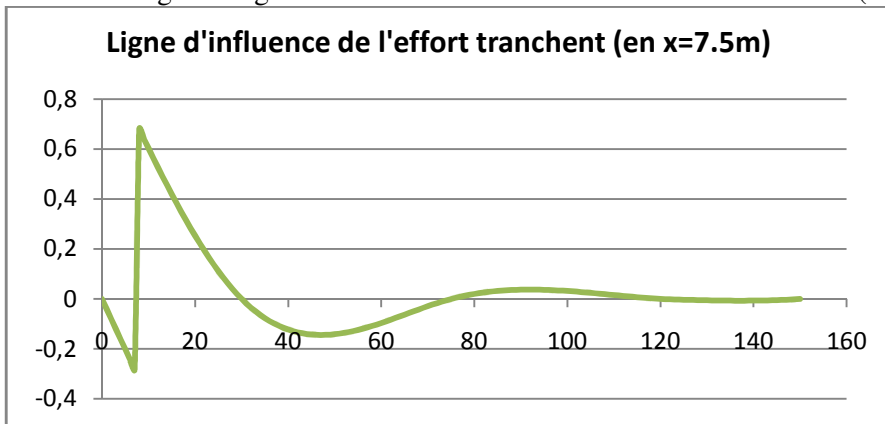
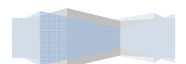
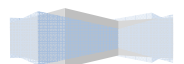


Fig.5.17 ligne d'influence du l'effort tranchant à la section (x=7.5M)



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



α/x	x=7.5	x=15	x=22.5	x=30	x=37.5	x=45	x=52.5	x=60	x=67.5	x=75
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.6956	0.3913	0.0869	-0.2174	-0.1714	-0.1254	-0.0793	-0.0333	0.0127	0.0588
2	1.3917	0.7833	0.1750	-0.4334	-0.3416	-0.2499	-0.1581	-0.0664	0.0254	0.1171
3	2.0884	1.1768	0.2652	-0.6464	-0.5096	-0.3727	-0.2359	-0.0990	0.0379	0.1747
4	2.7862	1.5724	0.3587	-0.8551	-0.6741	-0.4930	-0.3120	-0.1310	0.0501	0.2311
5	3.4855	1.9710	0.4565	-1.0580	-0.8340	-0.6100	-0.3860	-0.1620	0.0620	0.2859
6	4.1866	2.3732	0.5598	-1.2536	-0.9882	-0.7228	-0.4574	-0.1920	0.0734	0.3388
7	4.8899	2.7797	0.6696	-1.4406	-1.1356	-0.8306	-0.5256	-0.2206	0.0844	0.3893
8	5.0957	3.1913	0.7870	-1.6174	-1.2749	-0.9325	-0.5901	-0.2477	0.0947	0.4371
9	4.8044	3.6087	0.9131	-1.7825	-1.4051	-1.0278	-0.6504	-0.2730	0.1044	0.4818
10	4.5163	4.0327	1.0490	-1.9346	-1.5251	-1.1155	-0.7059	-0.2963	0.1133	0.5229
11	4.2319	4.4639	1.1958	-2.0722	-1.6335	-1.1948	-0.7561	-0.3174	0.1213	0.5601
12	3.9515	4.9031	1.3546	-2.1939	-1.7294	-1.2649	-0.8005	-0.3360	0.1285	0.5929
13	3.6755	5.3509	1.5264	-2.2981	-1.8116	-1.3250	-0.8385	-0.3520	0.1346	0.6211
14	3.4041	5.8083	1.7124	-2.3835	-1.8789	-1.3743	-0.8696	-0.3650	0.1396	0.6442
15	3.1379	6.2757	1.9136	-2.4485	-1.9301	-1.4118	-0.8934	-0.3750	0.1434	0.6618
16	2.8770	5.7541	2.1311	-2.4918	-1.9643	-1.4367	-0.9092	-0.3816	0.1459	0.6735
17	2.6220	5.2441	2.3661	-2.5119	-1.9801	-1.4483	-0.9165	-0.3847	0.1471	0.6789
18	2.3732	4.7464	2.6195	-2.5073	-1.9765	-1.4456	-0.9148	-0.3840	0.1468	0.6776
19	2.1309	4.2617	2.8926	-2.4766	-1.9523	-1.4279	-0.9036	-0.3793	0.1450	0.6693
20	1.8954	3.7908	3.1863	-2.4183	-1.9063	-1.3943	-0.8824	-0.3704	0.1416	0.6536
21	1.6673	3.3345	3.5018	-2.3310	-1.8375	-1.3440	-0.8505	-0.3570	0.1365	0.6300
22	1.4467	2.8934	3.8401	-2.2132	-1.7447	-1.2761	-0.8075	-0.3390	0.1296	0.5982
23	1.2341	2.4682	3.7023	-2.0635	-1.6267	-1.1898	-0.7529	-0.3160	0.1208	0.5577
24	1.0299	2.0598	3.0896	-1.8805	-1.4824	-1.0842	-0.6861	-0.2880	0.1101	0.5082
25	0.8344	1.6687	2.5031	-1.6626	-1.3106	-0.9586	-0.6066	-0.2546	0.0974	0.4493
26	0.6479	1.2958	1.9437	-1.4084	-1.1102	-0.8121	-0.5139	-0.2157	0.0825	0.3807
27	0.4709	0.9417	1.4126	-1.1165	-0.8801	-0.6438	-0.4074	-0.1710	0.0654	0.3018
28	0.3036	0.6073	0.9109	-0.7855	-0.6192	-0.4529	-0.2866	-0.1203	0.0460	0.2123
29	0.1466	0.2931	0.4397	-0.4138	-0.3262	-0.2386	-0.1510	-0.0634	0.0242	0.1118
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab 5.14 : Les moments fléchissants en fonction de a et x (Lignes d'influence)

Exploitation des lignes d'influences :

Après avoir tracé les lignes d'influences à chaque section, on dispose les surcharges considérées

de sorte que le moment ou l'effort tranchant soit le maximum possible.

Les surcharges retenues : Bc, Bt, Mc120, D240

Exemple :

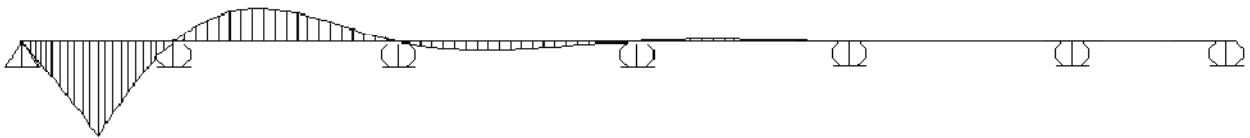


Fig.5.18 ligne d'influence du moment fléchissant d'une section « x ».

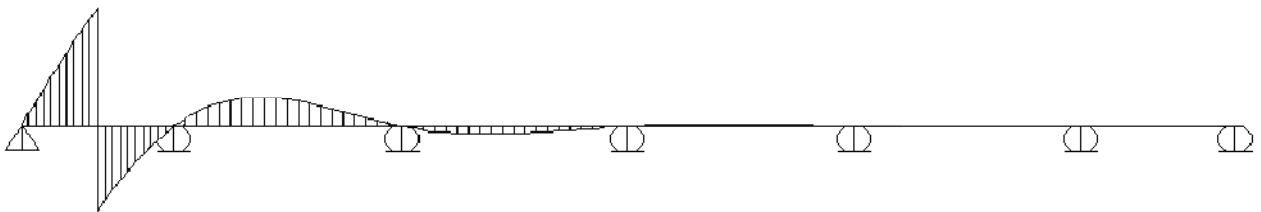


Fig.5.19 ligne d'influence du l'effort tranchant d'une section « x ».

Les figures ci-dessous 4.20 et 4.21 montrent les cas de chargement pour l'obtention du moment fléchissant max positif « M+ » ou négatif « M- ».

Moment positif :

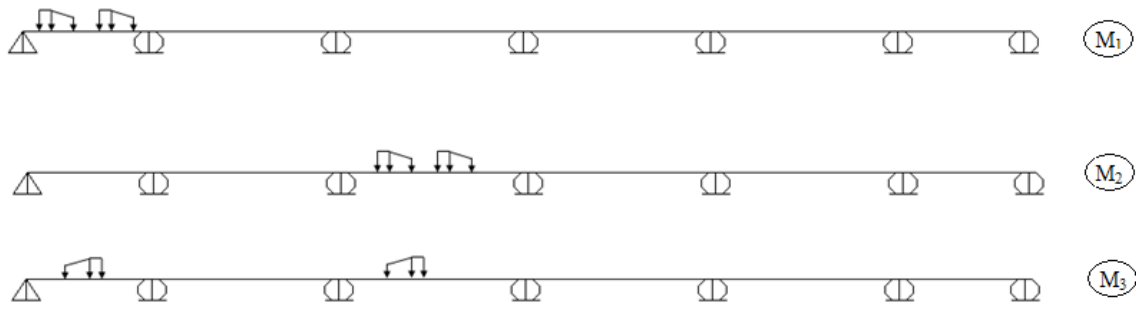


Fig.5.20 Cas de chargement « M+ »

$$M_+ = \max (M_1, M_2, M_3)$$

Moment négatif :

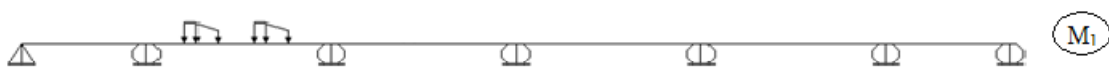
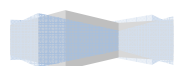


Fig.5.21 Cas de chargement « M- »



$$M = M_1$$

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

Cas de charges répartie

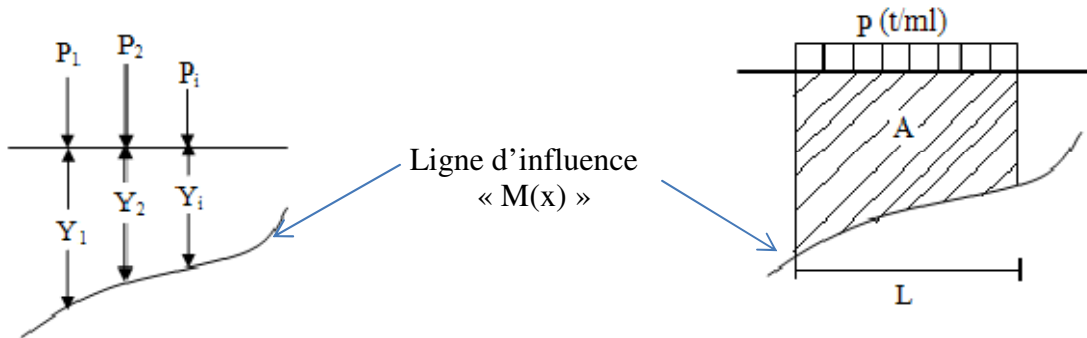


Fig.5.22L.i soumise à des charges concentrées Fig.5.23L.i soumise à une charges répartie

$$M = \sum P_i Y_i = P_1 Y_1 + P_2 Y_2 \dots + P_i Y_i \quad M = PL \cdot A$$

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

Remarque :

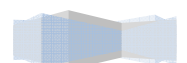
De la même manier on calcul l'effort tranchant, sauf que pour ce dernier $T = \max(|T^+|, |T^-|)$.

5.2.4 Récapitulation des résultats

Convoi Bc

SECTIONS	Une file chargée		
	Bc :		
	EFFORTS		
	m +	m -	T
x = 0 m	0	0	43.338
x = 7.5 m	159.736	59.6	30.358
x = 15 m	213.849	118.798	23.983
x = 22.5 m	354.112	174.83	37.263
x = 30 m	60.79	233.149	48.969
x = 37.5 m	85.54	99.97	44.116
x = 45 m	251.593	66.94	34.9
x = 52.5 m	311.688	70.92	21.81
x = 60 m	277.94	114.837	33.79
x = 67.5 m	121.558	161.95	43.096
x = 75 m	39.71	222.6	51.649

Tableau .5.15.Efforts dus a Bc « cas d'une file chargée ».



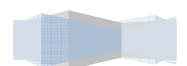
SECTIONS	Bc : Deux files charges		
	EFFORTS		
	m +	m -	T
x = 0 m	0	0	86.676
x = 7.5 m	319.472	119.2	60.716
x = 15 m	427.698	237.596	47.966
x = 22.5 m	708.224	349.66	74.526
x = 30 m	121.58	466.298	97.938
x = 37.5 m	171.08	199.94	88.232
x = 45 m	503.186	133.88	69.8
x = 52.5 m	623.376	141.84	43.62
x = 60 m	555.88	229.674	67.58
x = 67.5 m	243.116	323.9	86.192
x = 75 m	79.42	445.2	103.298

Tableau .5.16.Efforts dus a Bc « cas de deux files chargées ».

SECTIONS	Bc : Trois files charges		
	EFFORTS		
	m +	m -	T
x = 0 m	0	0	130.014
x = 7.5 m	479.208	178.8	91.074
x = 15 m	641.547	356.394	71.949
x = 22.5 m	1062.336	524.49	111.789
x = 30 m	182.37	699.447	146.907
x = 37.5 m	256.62	299.91	132.348
x = 45 m	754.779	200.82	104.7
x = 52.5 m	935.064	212.76	65.43
x = 60 m	833.82	344.511	101.37
x = 67.5 m	364.674	485.85	129.288
x = 75 m	119.13	667.8	154.947

Tableau .5.17.Efforts dus a Bc « cas detrois files chargées ».

Remarque : les tableaux des surcharges des autres convois(Bt ; Mc120 ; D240) son situé dans l'annexe.



REPARTITION TRANSVERSALE

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

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \cdot \begin{cases} \text{Si } \theta < 0,3 \rightarrow & \text{La méthode de J.Courbon.} \\ \text{Si } \theta > 0,3 \rightarrow & \text{La méthode de Guyon-Massonnet.} \end{cases}$$

$$\rho_p = \frac{E x I_p}{b_0} \quad ; \quad \rho_E = \frac{E x I_E}{b_1}$$

b : demi-largeur du tablier.

l : portée de la travée.

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

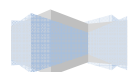
ρ_E : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$E I_p$: rigidité flexionnelle des poutres.

$E I_E$: rigidité flexionnelle des entretoises.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.



Largeur active :

Le pont est constitué de 2 poutres d'entre axes = 5.5 m

Sa largeur droite est 10.5 m

Donc la largeur active du pont est : $2b = (n-1)\lambda = 1 \times 5.5 = 5.5\text{m}$

$\Rightarrow b=5,5 \text{ m}$

Moment d'inertie équivalent :

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

I_0 = moment d'inertie de la section d'about .

I_m = moment d'inertie de la section médiane .

On a :

$$I_0 = 3841699.860 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 1542188.238 \text{ cm}^4$$

A-N:

$$I_p = 3841699.860 + \frac{8}{3 \times 3.14} (1542188.238 - 3841699.860)$$

$$I_p = 710140.096 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0} = \frac{710140.096}{550} E = 1291.1638 E \text{ cm}^4$$

$$I_E = 166679.100 \text{ cm}^4$$

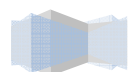
$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{b_1} = \frac{166679.100}{550} E = 303.0529 E \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{5.5^4}{30} \sqrt{\frac{12911.638 E}{3030.529 E}} = 0.263$$

$$\theta = 0.263$$

Donc 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 des 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.



6.2 Méthodes de calcul :

Les charges sont appliquées sur le hourdis, cette méthode montre que la réaction R_i , comptée positivement vers le haut appliquée par la poutre (i) sur l'hourdis supportant une charge concentrée « P » à l'abscisse « a » est donnée par :

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

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 :

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

n = nombre de poutre (2)

λ = entre axes des poutres (5,5m)

i = rang de la poutre

$$\text{Donc : } M_i = \frac{1}{n} M \Delta_i$$

$$T_i = \frac{1}{n} T \Delta_i$$

M_i : moment pris par la poutre (i).

M : moment total calculé.

T_i : effort tranchant pris par la poutre (i).

T : effort tranchant total calculé.

6.3 Calcul des Coefficients de repartition :

A cause de la symétrie, on fait le calcul pour une seule poutre.

$$\Delta_i = 1 + \frac{2+1-2}{4-1} \times \frac{6e}{5.5} = 1 + \frac{3}{11} e$$

6.3.1 Cas de charge permanente

$$e=0$$

$$\Delta=1$$

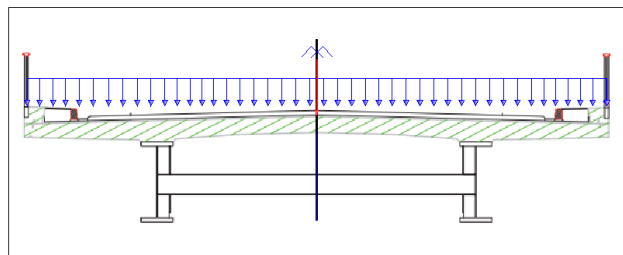
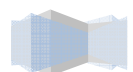


Figure 6.1. Cas de charge permanente.



6.3.2 Surcharge « A(l) »

Trois voies chargées:

$e=0$

$\Delta = 1$

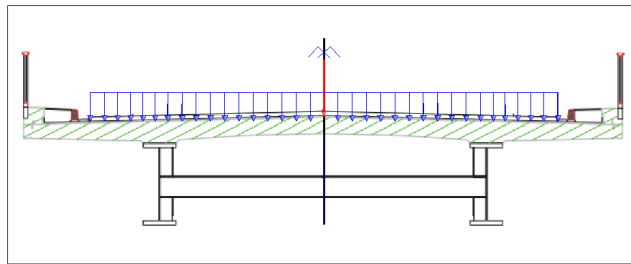


Fig.6.2.System A(l) 3voies chargé.

Deux voies chargées :

$e= 1.58$

$\Delta= 1 + \frac{3 \times 1.58}{11} = 1.43$

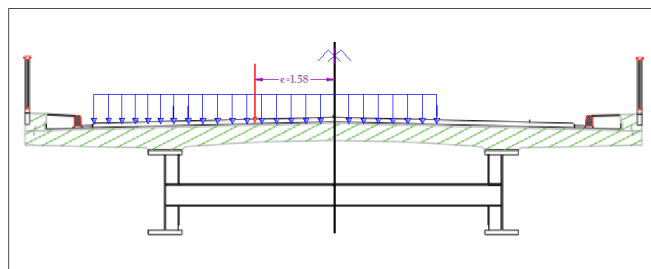


Fig.6.3.System A(l) 2voies chargé.

Une voie chargée :

$e= 3.17$

$\Delta= 1 + \frac{3 \times 3.17}{11} = 1.86$

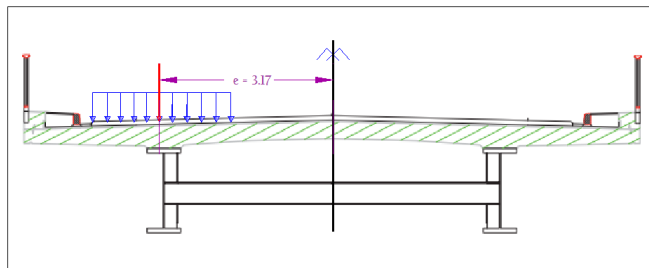


Fig.6.4. System A(l) 1voie chargée.

6.3.3.Surcharge « Bc »

Une file chargée :

$e= 3.5$

$\Delta= 1 + \frac{3 \times 3.5}{11} = 1.95$

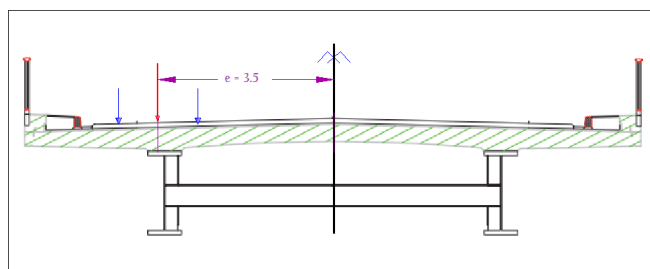
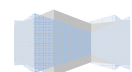


Fig.6.5.System Bc 1file chargé.



Deux files chargées :

$e = 2.25$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 2.25}{11} = 1.61$

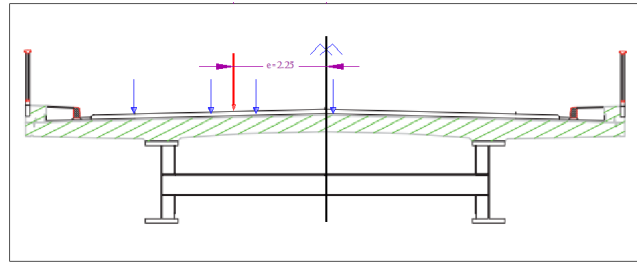


Fig.6.6. System Bc 2files chargées.

Trois files chargées:

$e = 1$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 1}{11} = 1.27$

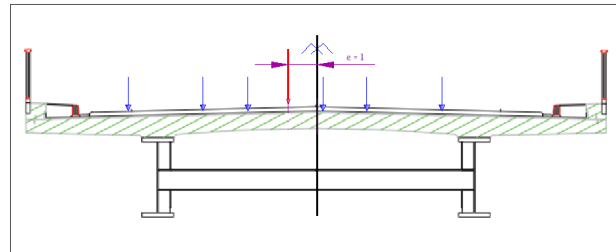


Fig.6.7. System Bc 3files chargées.

6.3.4. Surcharge « Bt »

Un tandem chargé

$e = 3.25$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 3.25}{11} = 1.88$

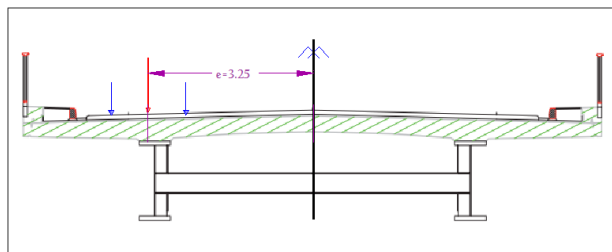


Fig.6.8. System Bt 1 tandem chargé.

Deux tandems chargés

$e = 2$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 2}{11} = 1.54$

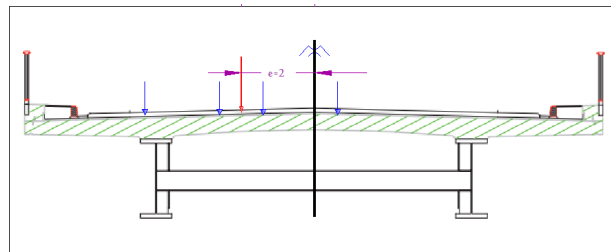
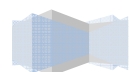


Fig.6.9. System Bt 2 tandems chargés.



Trois tendems chargés:

$e = 0.25$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 0.25}{11} = 1.068$

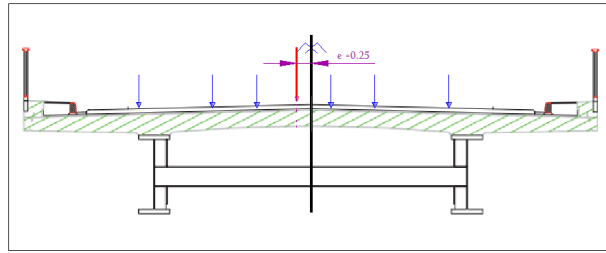


Fig.6.10. System Bt 3 tandems chargés.

6.3.5. Surcharge «Mc120 »

$e = 2.1$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 2.1}{11} = 1.57$

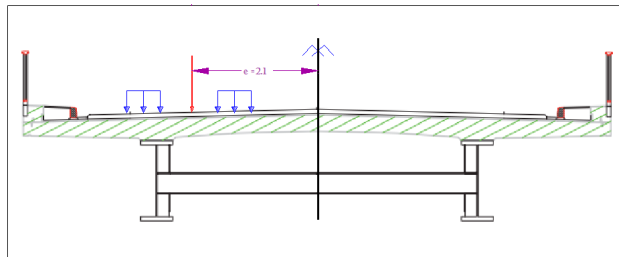


Fig.6.11. System Mc120.

6.3.6. Surcharge «D240 »

$e = 0$

$\Delta = 1$

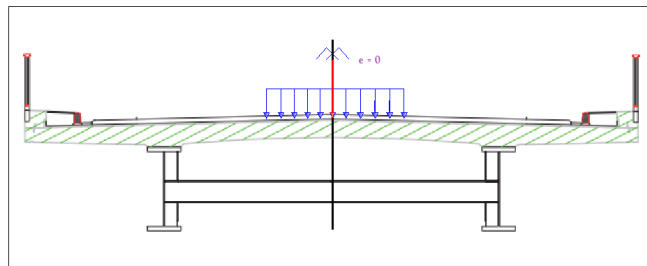


Fig.6.12. System D240.

6.3.7. Surcharge de Trottoirs :

Un trottoir chargé

$e = 5$

$\Delta = 1 + \frac{3 \times 5}{11} = 2.363$

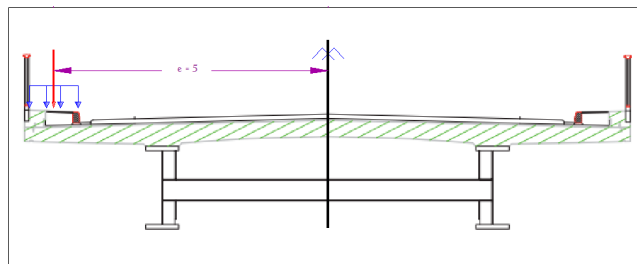
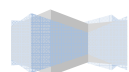


Fig.6.13. Cas d'un trottoir chargé.



Deux trottoirs chargés

$e = 0$

$\Delta = 1$

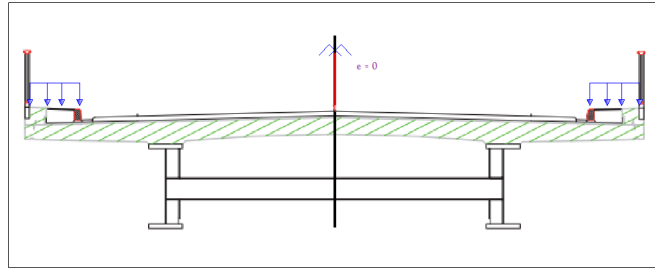


Fig.6.14. Cas de deux trottoirs chargés.

Charges et Surcharges	A(l)			B _c			B _t			Mc120	D240	Trottoirs		Cp	Ccp
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	/	/	1	2	/	/
nbr de files et voies	1	2	3	1	2	3	1	2	3	/	/	1	2	/	/
Δ	1.9	1	1	1.95	1.61	1.27	1.88	1.54	1.068	1.57	1	5	1	1	1

Tab.6.1.Coefficients de répartition pour chaque cas de charge.

6.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Le CPC titre 5 fixe le coefficient de pondération des diverses charges et surcharges comme suit

$\alpha = 1.35$ pour les charges de longue durée (pds propre SL, retrait et SM)

$\alpha = 1,5$ pour la différence de température (ST)

$\alpha = 1,6$ pour les surcharges routières (SR)

Les combinaisons :

Suivant la conception générale des Eurocodes les actions agissant sur une structure sont effectuées d'un facteur de pondération.

- A L' ELU:

1.35 G+1.6 (A(L) +surcharges trottoirs)

1.35 G+1.6 (Bc +surcharges trottoirs)

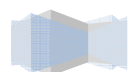
1.35 G+1.35 Mc 120 ou D 240+

-A L' ELS :

1.0 G+1.2 (A(L) +surcharges trottoirs)

1.0 G+1.2 (Bc +surcharges trottoirs)

1.0 G+1.2 Mc 120 ou D 240+ (Pour les tableaux des efforts voir l'annexe)



CALCUL DES ELEMENTS DE TABLIER

7.1 Calcul de la Section Mixte:

7.1.1 DEFINITION :

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 équerres clouées). Cette liaison est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, l'interface se situant à la face de la semelle supérieure.



7.1.2 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 :

Pour l'acier: $(\delta l / l) a = \sigma a / E_a$.

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 de **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 de **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.7.1 Coefficient d'équivalence « n »



7.1.3 Caractéristiques des sections

Caractéristique de la section béton

Pour pouvoir étudier le tablier comme un ensemble de poutres en I indépendantes, il est nécessaire de calculer la largeur participante « beff » de la dalle, cette dernière contribue à la flexion générale du tablier

➤ **Largeur de la dalle participante « beff » :**

Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de dalle est:

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

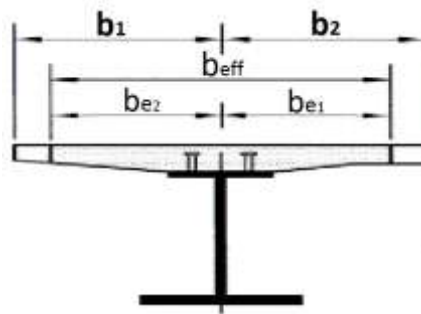


Figure 7.1 Largeur participante d’une poutre.

Avec :

$$b_{ei} = \min \left(\frac{L_e}{8}, b_i \right)$$

L_e : est la portée équivalente.

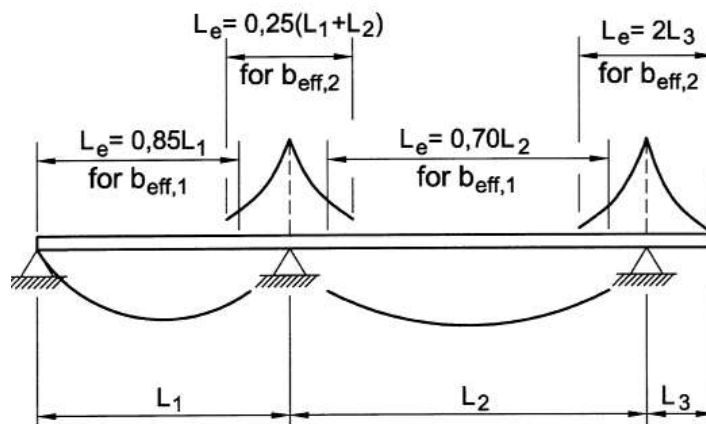


Figure 7.2 Travée équivalente « L_e », pour la largeur efficace de la semelle en béton



➤ **Calcul de b_{eff_1} :**

On a

- $b_1 = 2.25$ m
- $b_2 = 2.5$ m

-Donc : -nous avons $L_e = 0.85 L_1$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{0.85 L_1}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0.85 \cdot 30}{8}, 2.25\right) = 2.25 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{0.85 L_1}{8}, b_2\right) = \min\left(\frac{0.85 \cdot 35}{8}, 2.5\right) = 2.5 \text{ m}$$

- Alors :

$$b_{eff_1} = b_{e1} + b_{e2} = 2.25 + 2.5 = 4.75 \text{ m}$$

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

$$b_{eff_2} = \left(\frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.25\right) + \min\left(\frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.5\right) = 4.59 \text{ m}$$

$$b_{eff_3} = \min\left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.25\right) + \min\left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.5\right) = 4.75 \text{ m}$$

$$b_{eff_4} = \min\left(\frac{2 L_3}{8}, 2.25\right) + \min\left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.5\right) = 4.75 \text{ m}$$

Pour le calcul des sollicitations avec une analyse globale on peut utiliser une largeur constante

$b_{eff} = 4.6$ m

Caractéristiques géométrique de la section du béton .



Description de la Section du Béton

Figure 7.3 Description de la section du béton

Désignation	Dimensions	B (mm ²)	Z (mm)	Z ² (mm ²)	SΔ=B.Z (mm ³)	B.Z ² (mm ⁴)	I _{xx}	IΔ	V'	I _G
Dalle	4600x250	1150000	175	30625	201250000	3.52E+10	5.99E+09	4.12E+10		
Gousset	(650+500)x50/2	28750	26.08	680.1664	749800	19554784	3.93E+06	2.35E+07		
Σ		1178750			201999800		5.99E+09	4.12E+10	171.4	6.62E+09

Tab.7.2 Caractéristiques géométrique de la section du béton

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

IΔ : Moment d'inertie / Δ.

SΔ : Moment statique / Δ.

V'= (S/Δ) , B : Distance du CDG de la fibre inférieur.

I_o : Moment d'inertie /CDG



Pour une section rectangulaire $I_o = bh^3/12$.

Pour une section trapezoidale $I_o = b^2 + 4bB + B^2 / 36(b+B)$.

B : Section de la poutre. $I_\Delta = I_o + BZ^2$.

$V' = S\Delta / BI_G = I\Delta - S\Delta \cdot V'$

Caractéristiques géométrique de la section mixte

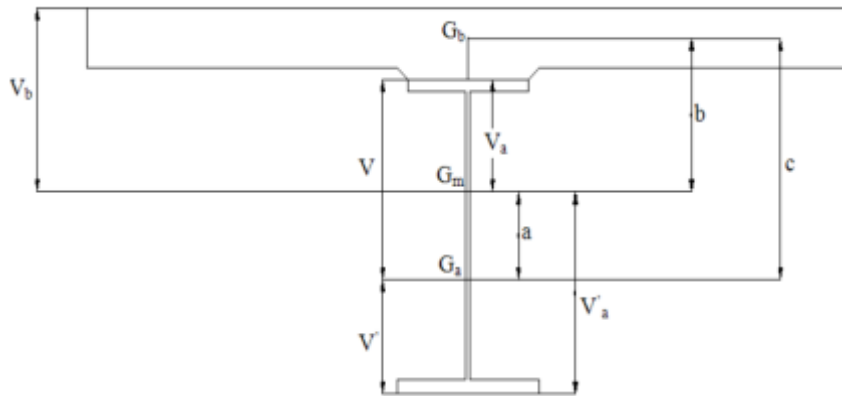


Fig.7.4-Description de la section mixte.

$$V_b = b + 128.632 \quad V'_a = a + V' = a + 769.014$$

$$V_a = b - 121.367 - 50 = b - 171.367$$

Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier

$$C = V + 121.367 + 50 = 1202.35 \text{ mm}, \quad v = 1030.98$$

$$a = \frac{s_b c}{n s}, \quad b = \frac{s_a c}{s}, \quad s = s_a + \frac{s_b}{n}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + a b s = 3.84 \cdot 10^{10} + \frac{6.6 \cdot 10^9}{n} + a b s$$

$$W_a = \frac{I}{V_a}, W'_a = \frac{I}{V'_a}, W_b = \frac{I}{V_b}$$

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 acier.

W_b : moment statique par rapport à la section béton

W_a : moment statique par rapport à la semelle supérieur.

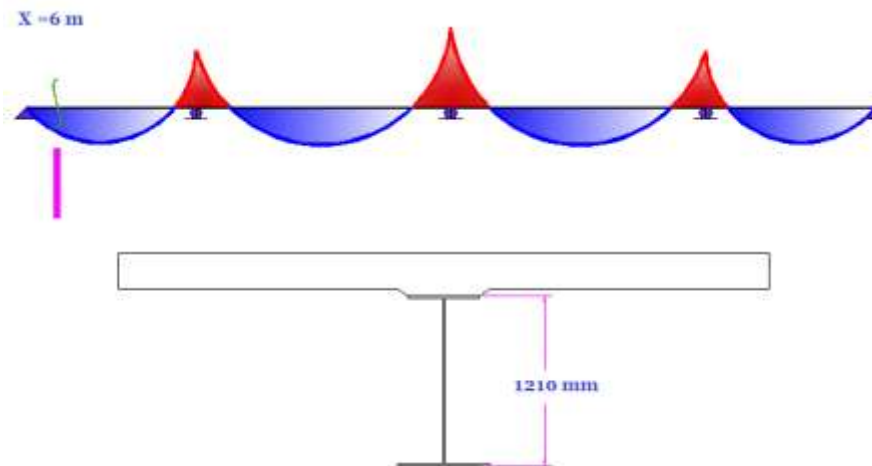
W'_a : moment statique par rapport à la semelle inférieur.

$-B_n = \frac{B}{n} B_n$: section du béton rendue homogène



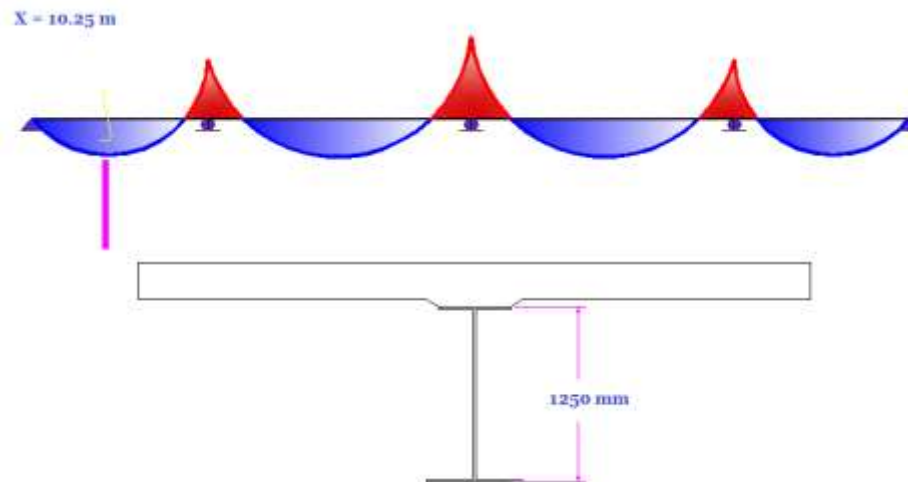
X=6 m		H=1210mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ² (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ² (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}	
semelle sup	500x25	12500	1197.5	1434006	1.5E+07	1.793E+10	651041.67	1.79E+10				
l'ame	18x1150	20700	610	372100	1.3E+07	7.702E+09	2.281E+09	9.98E+09				
semelle inf	650x35	22750	17.5	306.25	398125	6967187.5	2322395.8	9289583				
		55950			2.8E+07		2.284E+09	2.79E+10	500.337	1.391E+10	6.616E+09	

X=6 m		H=1210mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	55950.00	881.04	0.00	881.04	1.8954E+10	500.33	709.67	1009.36	2.6708E+07	3.7883E+07	1.8778E+07	0.00
18	121436.11	881.04	475.11	405.93	3.7700E+10	975.44	234.56	534.25	1.60728E+08	3.8649E+07	7.0566E+07	65486.11
15	134533.33	881.04	514.63	366.41	3.9722E+10	1014.96	195.04	494.73	2.03658E+08	3.9136E+07	8.0289E+07	78583.33
6	252408.33	882.04	686.52	195.52	4.8895E+10	1186.85	24.15	323.84	2.024678E+09	4.1197E+07	1.50983E+08	196458.33



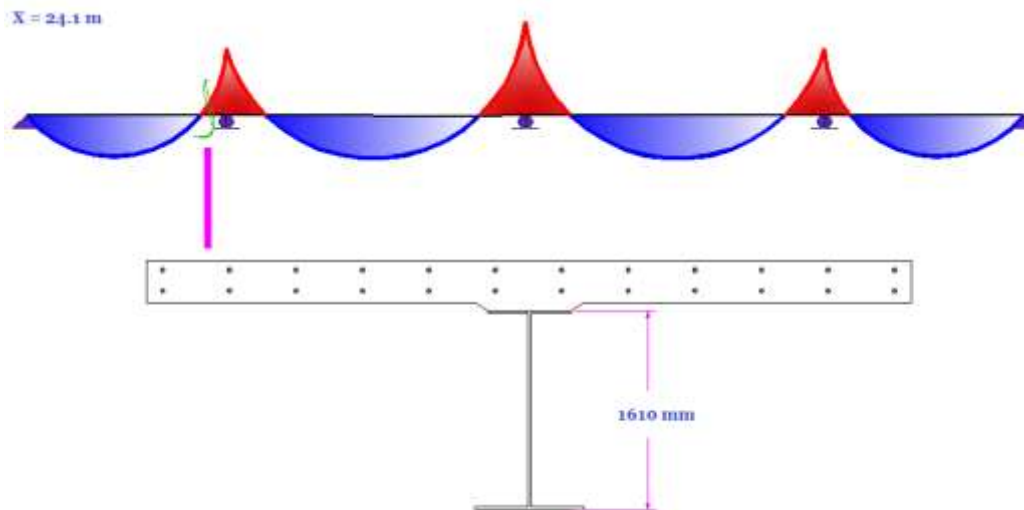
X=10.25 m		H=1250mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ² (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ² (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}	
semelle sup	500x35	17500	1217.5	1482306	21306250	2.594E+10	1786458.3	2.6E+10				
l'ame	18x1165	20700	625	390625	12937500	8085937500	2.281E+09	1E+10				
semelle inf	650x50	32500	25	625	812500	20312500	6770833.3	2.7E+07				
		70700			35056250		2.29E+09	3.6E+10	495.845	1.895E+10	6.616E+09	

X=10.25 m		H=1250mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	70700.00	910.53	0.00	910.53	1.8954E+10	495.84	739.16	1038.85	2.5643E+07	3.8226E+07	1.8245E+07	0.00
18	136186.11	910.53	437.83	472.69	4.7507E+10	933.67	301.33	601.02	1.57659E+08	5.0882E+07	7.9044E+07	65486.11
15	149283.33	910.53	479.30	431.22	5.0250E+10	975.14	259.86	559.55	1.93377E+08	5.1531E+07	8.98045E+07	78583.33
6	267158.33	910.53	669.57	240.96	6.3160E+10	1165.41	69.59	369.29	9.07566E+08	5.4195E+07	1.71032E+08	196458.33



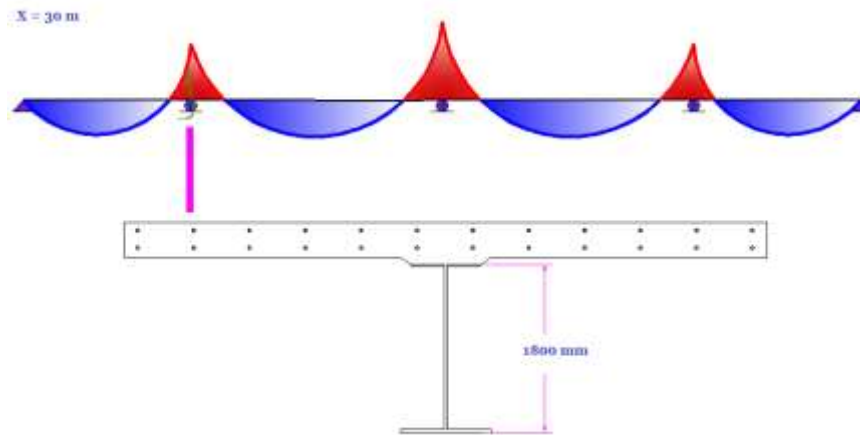
X=24.1 m		H=1510mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ₂ (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ₂ (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}	
semelle sup	500x25	12500	1597.5	2552006	19968750	3.19E+10	651041.67	3.2E+10				
l'ame	18x1550	27900	810	656100	22599000	1.8305E+10	5.586E+09	2.4E+10				
semelle inf	650x35	22750	17.5	306.25	398125	6967187.5	2322395.8	9289583				
Acier Passif	24Ha25	11784	1785	3186225	21034440	3.75E+10	4.60E+05	3.8E+10				
		74934			64000315		5.59E+09	9.3E+10	854.089	3.869E+10	6.616E+09	

X=24.1 m		H=1610mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	74934.00	927.28	0.00	927.28	3.8686E+10	854.09	755.91	1055.60	5.1178E+07	4.5295E+07	3.6648E+07	0.00
18	140420.11	927.28	432.44	494.83	6.9102E+10	1286.53	323.47	623.16	2.1363E+08	5.3712E+07	1.1089E+08	65486.11
15	153517.33	927.28	474.66	452.62	7.2109E+10	1328.75	281.25	580.94	2.563857E+08	5.42680E+07	1.24123E+08	78583.33
6	271392.33	927.28	671.25	256.03	8.6430E+10	1525.34	84.66	384.36	1.020868E+09	5.66629E+07	2.24869E+08	196458.33



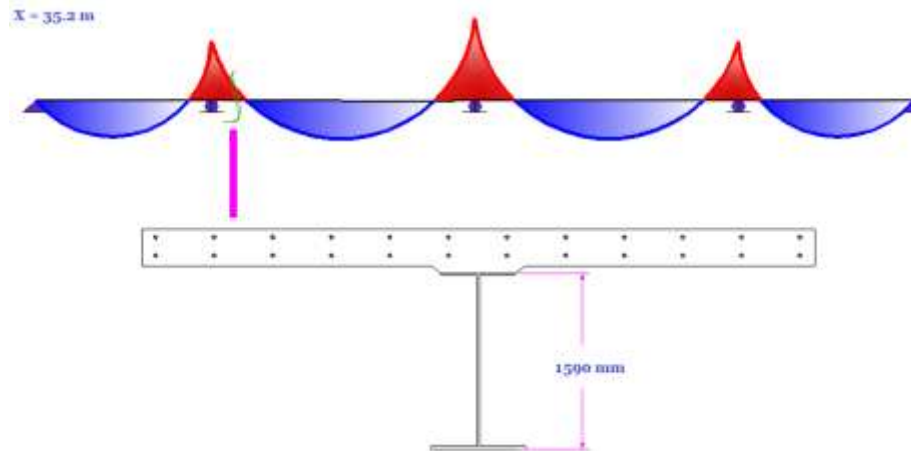
X=30m		H=1800mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ₂ (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ₂ (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	I _{ga}	I _{gmb}	
semelle sup	500x55	27500	1772.5	3141756	48743750	8.6398E+10	6932291.7	8.6E+10				
l'ame	18x1675	30150	907.5	823556.3	27361125	2.483E+10	7.049E+09	3.2E+10				
semelle inf	650x70	45500	35	1225	1592500	55737500	18579167	7.4E+07				
Acier Passif	24Ha25	11784	1975	3900625	23273400	4.60E+10	4.60E+05	4.6E+10				
		114934			100970775		7.08E+09	1.6E+11	878.51	7.562E+10	6.616E+09	

X=30m		H=1800mm										
n	s	C	a	b	l	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	114934.00	1092.86	0.00	1092.86	7.5620E+10	878.51	921.49	1221.18	82063258.08	86077922.45	61923932	0.00
18	180420.11	1092.86	396.67	696.19	1.2581E+11	1275.18	524.82	824.51	239723408.1	98662293.92	152589200	65486.11
15	193517.33	1092.86	443.79	649.07	1.3180E+11	1322.30	477.70	777.40	275911308.7	99677995.13	169545163	78583.33
6	311392.33	1092.86	689.49	403.37	1.6333E+11	1568.00	232.00	531.70	703985365.2	104162813.2	307180880	196458.33



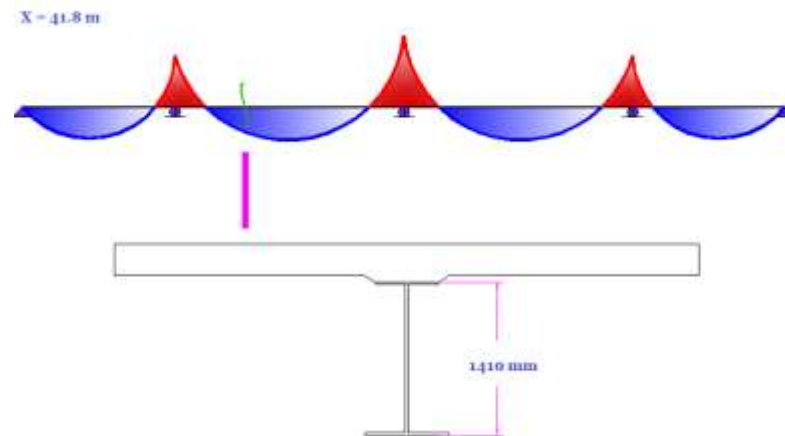
X=35.2 m		H=1610mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z2 (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z2 (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}	
semelle sup	500x25	12500	1597.5	2552006	19968750	3.19E+10	651041.67	3.2E+10				
l'ame	18x1550	27900	810	656100	22599000	1.8305E+10	5.586E+09	2.4E+10				
semelle inf	650x35	22750	17.5	306.25	398125	6967187.5	2322395.8	9289583				
Acier Passif	24Ha25	11784	1785	3186225	21034440	3.75E+10	4.60E+05	3.8E+10				
		74934			64000315		5.59E+09	9.3E+10	854.089	3.869E+10	6.616E+09	

X=35.2 m		H=1610mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	74934.00	927.28	0.00	927.28	3.8686E+10	680.38	755.91	1055.60	5.1178E+07	5.6860E+07	3.6648E+07	0.00
18	140420.11	927.28	432.44	494.83	6.9102E+10	1112.82	323.47	623.16	2.1363E+08	6.2096E+07	1.1089E+08	65486.11
15	153517.33	927.28	474.66	452.62	7.2109E+10	1155.04	281.25	580.94	2.56386E+08	6.2430E+07	1.24123E+08	78583.33
6	271392.33	927.28	671.25	256.03	8.6430E+10	1351.63	84.66	384.36	1.020868E+09	6.3945E+07	2.24869E+08	196458.33



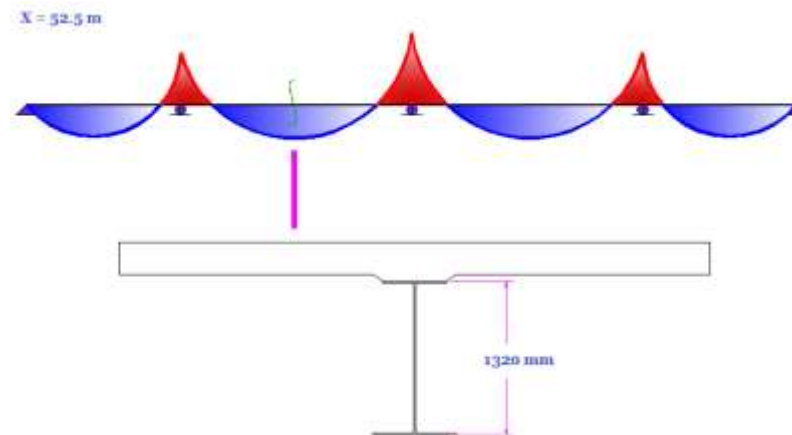
X= 41.8m		H=1410mm									
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ₂ (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ₂ (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}
semelle sup	500x25	12500	1347.5	1815756	16843750	2.2697E+10	651041.67	2.3E+10			
l'ame	18x1300	23400	685	469225	16029000	1.098E+10	3.296E+09	1.4E+10			
semelle inf	650x35	22750	17.5	306.25	398125	6967187.5	2322395.8	9289583			
		58650			33270875		3.298E+09	3.7E+10	567.278	1.81E+10	6.616E+09

X= 41.8m		H=1410mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	58650.00	964.09	0.00	964.09	18108411806	567.28	792.72	1092.42	2.2843E+07	3.1922E+07	1.6576E+07	0.00
18	124136.11	964.09	508.59	455.50	4.7234E+10	1075.87	284.13	583.82	1.6624E+08	4.3903E+07	8.0904E+07	65486.11
15	137233.33	964.09	552.06	412.03	4.9765E+10	1119.34	240.66	540.35	2.06786E+08	4.4459E+07	9.2098E+07	78583.33
6	255108.33	964.09	742.44	221.65	6.1192E+10	1309.72	50.28	349.97	1.217032E+09	4.6721E+07	1.74847E+08	196458.33



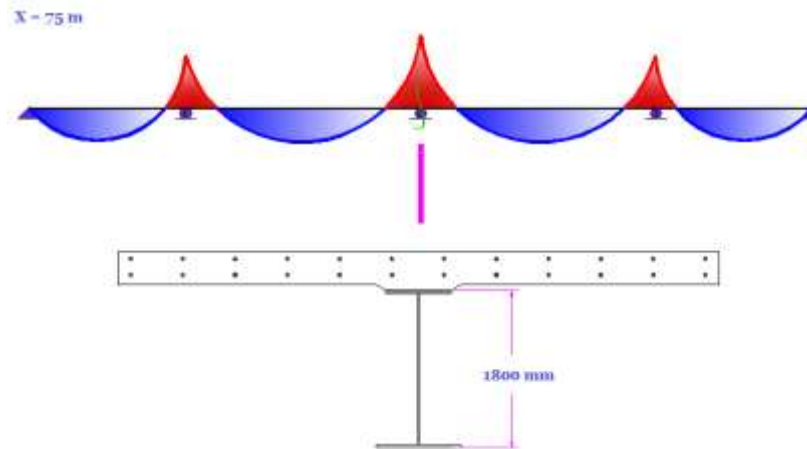
X= 52.5m		H=1320mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z2 (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z2 (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	IG	I _{gmb}	
semelle sup	500x40	20000	1300	1690000	26000000	3.38E+10	2666666.7	3.4E+10				
l'ame	18x1220	21960	660	435600	14493600	9565776000	2.724E+09	1.2E+10				
semelle inf	650x60	39000	30	900	1170000	35100000	11700000	4.7E+07				
		80960			41663600		2.738E+09	4.6E+10	514.62	2.47E+10	6.616E+09	

X= 52.5m		H=1320mm										
n	s	C	a	b	I	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	80960.00	976.75	0.00	976.75	2.47E+10	514.62	805.38	1105.07	3.0666E+07	4.7993E+07	2.2350E+07	0.00
18	146446.11	976.75	436.77	539.98	5.96E+10	951.39	368.61	668.30	1.61701E+08	6.26498E+07	8.91877E+07	65486.11
15	159543.33	976.75	481.10	495.65	6.32E+10	995.72	324.28	623.97	1.94840E+08	6.3455E+07	1.01259E+08	78583.33
6	277418.33	976.75	691.70	285.05	8.050E+10	1206.32	113.68	413.37	7.081108E+08	6.6731E+07	1.94736E+08	196458.33



X=75m		H=1800mm										
Désignation	Dimensions	A (mm ²)	Z (mm)	Z ₂ (mm ²)	S=A.Z (mm ³)	A.Z ₂ (mm ⁴)	I _{xx}	I _Δ	V'	I _{ga}	I _{gmb}	
semelle sup	500x55	27500	1772.5	3141756	48743750	8.6398E+10	6932291.7	8.6E+10				
l'ame	18x1675	30150	907.5	823556.3	27361125	2.483E+10	7.049E+09	3.2E+10				
semelle inf	650x70	45500	35	1225	1592500	55737500	18579167	7.4E+07				
Acier Passif	24Ha25	11784	1975	3900625	23273400	4.60E+10	4.60E+05	4.6E+10				
		114934			100970775		7.08E+09	1.6E+11	878.51	7.562E+10	6.616E+09	

X=75m		H=1800mm										
n	s	C	a	b	l	V'a	Va	Vb	Wa	W'a	Wb	Bn
∞	114934.00	1092.86	0.00	1092.86	7.5620E+10	878.51	921.49	1221.18	82063258.08	86077922.45	61923932	0.00
18	180420.11	1092.86	396.67	696.19	1.2581E+11	1275.18	524.82	824.51	239723408.1	98662293.92	152589200	65486.11
15	193517.33	1092.86	443.79	649.07	1.3180E+11	1322.30	477.70	777.40	275911308.7	99677995.13	169545163	78583.33
6	311392.33	1092.86	689.49	403.37	1.6333E+11	1568.00	232.00	531.70	703985365.2	104162813.2	307180880	196458.33



7.1.3. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section :

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisiées de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

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} :

Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.

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 $\cdot 10^{-6}$ 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.

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 $2 \text{ et } 6 \times 10^{-4}$, 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.
- 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 :

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 [(220 + 110 a_{ds1}) \exp(-a_{ds2} (f_{cm}/f_{cm0}))] \times 10^{-6} \beta_{rh}.$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 80 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{rh} = 1,55 [1 - (RH/100)^3] = 1,21$$

f_{cm0} est une valeur de référence de la résistance à la compression égale à 10 MPa.

résistance caractéristique à la compression sur cylindre :

$$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$$

résistance moyenne en compression à 28 jours :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$$

Les coefficients a_{ds1} et a_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a : $a_{ds1} = 4$; $a_{ds2} = 0,12$.

$$\text{D'où on déduit : } \varepsilon_{cd0} = 4,06 \times 10^{-4}.$$

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen

$$h_0 = (2Ac/u) = (2 \times 2,625 / 10,5) = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}.$$

$Ac = 2,625 \text{ m}^2$ est l'aire de la section de béton et u le périmètre exposé à la dessiccation.



U s'obtient en soustrayant au périmètre réel $p=21\text{m}$ 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) :

$$U=10.5\text{m} \Rightarrow k_h=0.7$$

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / (t - t_s + 0.04(h_0^3)^{0.5}) = 0.16$$

$$\text{D'où on déduit : } \varepsilon_{cd}(t) = 0.16 \times 0.7 \times 4.06 \times 10^{-4} = 4.54 \times 10^{-5}$$

■ Retrait à la mise en service :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 5.31 \times 10^{-5} + 4.54 \times 10^{-5} = 9.85 \times 10^{-5}$$

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 :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 6,25 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) k_h \varepsilon_{cd0} = 1 \times 0.7 \times 4.06 \times 10^{-4} = 2.842 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = (0.625 + 2.842) \times 10^{-4} = 3.467 \times 10^{-4}$$

a) Calcul du retrait 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.

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 :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \Delta T / 2 = 1 \times 10^{-4}$$

b) Bilan de retrait :

Pour les vérifications à la mise en service, on applique un retrait de $9.85 \times 10^{-5} + 10^{-4} = 1.98 \cdot 10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné. Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $3,47 \cdot 10^{-4}$ à la totalité de la dalle, après achèvement des phases de bétonnage.

7.1.4. Étude de l'effet de retrait et de différence de température

- Effet du retrait

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement.

Au contact des deux matériaux, le béton freiné par les connecteurs ne peut effectuer son retrait librement, ce phénomène engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Hypothèse de calcul :

Nous sommes dans le cas d'une poutre mixte simple.

$n = 15$ (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 Δx dû au retrait peut se faire librement

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.



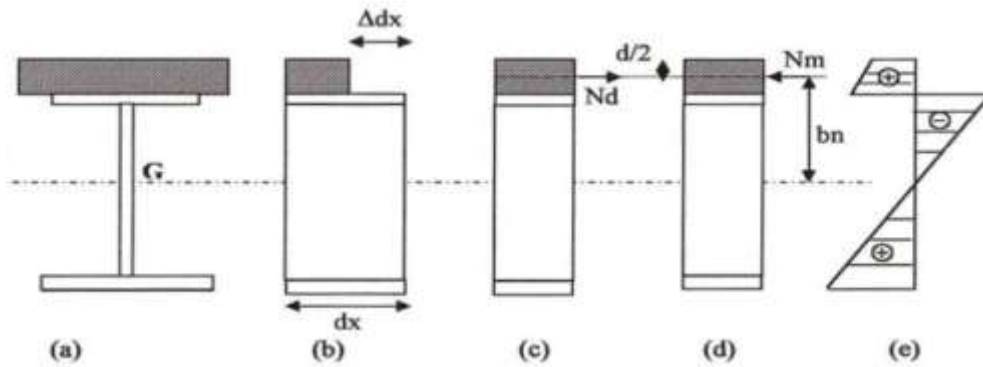


Fig 7.5. Comportement de la section mixte

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 : $\varepsilon_r = 1.98 \times 10^{-4}$.

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité bn ($n=15$) une force de réaction (fig d), et on obtient :

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$.
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m \cdot bn = \sigma_b \cdot \omega$.

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 : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot bn \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot Va$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- ◆ Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b$
- ◆ Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot bn \Rightarrow \sigma_{b2} = (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot Vb$.

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b \pm \eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot Va$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \cdot \sigma_b - (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot Vb$.



La section X=6m , h=1210mm**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 $n=15$; $\omega = B_{15} \times b_{15}$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=15$.

$$\beta = B_{15} / (B_{15} + A) = (78583.33) / (78583.33 + 55950) = 0.58$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15} = 366.41 \times 78583.33 = 28793.71 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r = (E_a / n) \varepsilon_r = (2.1 \times 10^6 / 15) \times 1.98 \times 10^{-4} = 27.7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 27.7 \times 28793.71 = 797585.98 \text{ Kg.cm}$$

Contraintes résultantes:

Dans le béton :

$$\sigma_{br} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - (M / W_b) = 27.7(1 - 0.58) - (797585.98 / 80289) = 1.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

Dans l'acier:

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (M / W_s) = -15 \times 0.58 \times 27.7 - 15(797585.98 / 203658) = -299.73 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ar} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b + n \cdot (M / W_i) = -15 \times 0.58 \times 27.7 + 15(797585.98 / 39136) = 64.71 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 1.70 = 2.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1.32 \times -299.73 = -395.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1.32 \times 64.71 = 85.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Calcul de la contrainte due à ΔT :



$n = 6$ (coefficient d'équivalence).

$$\beta = Bn / (Bn + A) = B_6 / (B_6 + A).$$

B_6 : Section du béton rendue homogène pour $n = 6$.

B : Section du béton.

A : Section d'acier.

w : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour $n=6$; $w = B_6 \times b_6$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=6$.

$$\beta = B_6 / (B_6 + A) = (196458.33) / (196458.33 + 55950) = 0.77$$

$$W_6 = b_6 \times B_6 = 195.52 \times 196458.33 = 38411.5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{b0} = \pm 10^{-4} \times (2,1 \times 10^6) / 6 \Rightarrow \sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_6 = \sigma_{b0} \times W_6 = 35 \times 38411.5 = 1344403.6 \text{ Kg.cm}$$

Contraintes résultantes:

Dans le béton :

$$\sigma_{br} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - (M / Wb) = 35(1 - 0.77) - (1344403.6 / 150983) = 0.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Dans l'acier:

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (M / Ws) = -6 \times 0.77 \times 35 - 6(1344403.6 / 2024678) = -165.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ar} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b + n \cdot (M / Wi) = -6 \times 0.77 \times 35 + 6(1344403.6 / 71197) = -48.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times 0,85 = 1,28 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -165,68 = -248,52 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -48,41 = -72,60 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times -0,85 = -1,28 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 165,68 = 248,52 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 48,41 = 72,60 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$



La section X=41.8m , h=1360mmContraintes résultantes:Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 6.78 = 8.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -301.89 = -389.5 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 65.76 = 86.81 \text{Kg/cm}^2$$

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1.5 \times 0.66 = 0.99 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -169.23 = -253.82 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 34.02 = 51.05 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1.5 \times -0.66 = -0.99 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 169.23 = 253.82 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -34.02 = -51.05 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

La section X=10.25m ; h=1250mmContraintes résultantes:Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 2.48 = 3.75 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -288.87 = -381.31 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 57.17 = 75.46 \text{Kg/cm}^2$$

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1.5 \times 0.23 = 0.34 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -164.25 = -246.37 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 30.13 = 45.19 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1.5 \times -0.23 = -0.34 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 164.25 = 246.37 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -30.13 = -45.19 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$



La section X=52.5 ; h=1320mm

Contraintes résultantes:

Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1,32 \times 3,47 = 4,58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -286,65 = -378,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 51,44 = 67,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times 0,234 = 0,35 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -163,93 = -245,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 32,73 = 49,1 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times -0,499 = -0,75 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 164,09 = 246,13 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -29,2 = -43,8 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Cas de moment négatif :

Dans ce cas nous allons étudier les sections les plus sollicitées des poutres sur appuis

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.

$$B = 1178750 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\text{armature}} = 0,01 \times 1178750 = 117,785 \text{ cm}^2.$$

Pour une valeur de 117,785 cm², on opte pour le choix de 24HA25, qui nous donne une section d'armature $A_s + A_i = 117,84 \text{ cm}^2$

La section X=24.1m , h=1610mm

Contraintes résultantes:

Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1,32 \times 5,91 = 7,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -286,72 = -378,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 64,57 = 85,24 \text{ Kg/cm}^2$$



Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,50$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -164,90 = -247,35 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 95,86 = 143,52 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times -0,65 = -0,975 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 164,90 = 247,35 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -95,86 = -143,52 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

La section X=30m , h=1800mm

Contraintes résultantes:

Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1,32 \times 8,28 = 10,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -243,01 = -320,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 46,41 = 61,26 \text{ Kg/cm}^2$$

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,50$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times 3,92 = 5,88 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -155,93 = -233,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 27,46 = 41,19 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times -3,92 = -5,88 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 155,93 = 233,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -27,46 = -41,19 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

La section X=35.2m , h=1610mm

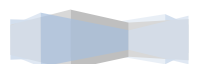
Contraintes résultantes:

Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1,32 \times 4,52 = 5,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1,32 \times -286,16 = -377,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1,32 \times 8,19 = 10,82 \text{ Kg/cm}^2$$



Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,50$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times 1,62 = 2,43 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times -161,54 = -242,32 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times 13,98 = 20,97 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{br} = 1,5 \times -1,62 = -2,43 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{sr} = 1,5 \times 161,54 = 242,32 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{ir} = 1,5 \times -13,98 = -20,97 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

7.1.5 Calcul de la dénivellation d'appuis

La parfaite liaison acier-béton étant assurée, nous pouvons en tirer certes des avantages, mais il faudra porter remède aux inconvénients qu'elle engendre, parce que le fonctionnement normal d'une section mixte est celui où le béton est comprimé. Or nous savons que deux facteurs peuvent être à l'origine de traction dans le béton.

- Les moments négatifs sur appui intermédiaire d'une travée continue.
- Les effets linéaires différés (retrait et température).

Notons que les prescriptions relatives à la limitation de la traction dans le béton sont :

- **A vide** : c'est-à-dire sous l'effet combiné des charges permanentes et des effets linéaires différés, le béton ne doit pas être tendu.
- **En charge** : sous l'action conjuguée des surcharges permanentes des effets linéaires et des surcharges, il est admis de faible traction dans le béton. Quoiqu'il en soit, le béton sera alors supposé fissuré (fissuration non préjudiciable) ce qui implique une vérification de la section tendue.

Pour compenser les tractions à vide dans le béton, il s'impose donc de créer artificiellement une compression de la dalle cette précompression se fait par :

- Dénivellation d'appuis
- ou par une précontrainte dans la section de béton tendu.

Dans notre étude, la dénivellation d'appuis était prise en considération.

Principe de calcul

Pour le calcul de la dénivellation, on doit pré-comprimer la dalle avec une contrainte σ_b telle que sous l'action des charges permanentes ; la contrainte dans le béton soit tout au plus nulle :



$$M = \frac{\sigma_b (ccp + cp)}{w_b} \leq \frac{\sigma_b}{W_b}$$

Pour reprendre ce moment on procède au soulèvement de l'ossature métallique avec un coefficient d'équivalence $n = \infty$

Appliquons la méthode de "CLAPYRON" dite méthode des trois moments pour calculer la valeur de la dénivellation.

Dénivellation retour « n=18 » :

La dénivellation d'appui est calculée à partir de la formule de Clapeyron.

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

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

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 » :

Après la résolution du système :

$$M_1 = \left(\frac{\frac{1}{\alpha_1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) - 1 \frac{6EI}{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} L^2 \Delta_1 \quad \text{tell que : } \alpha_1 = \frac{L_1}{L_2} = \frac{30}{45} = 0.66$$

Donc:

$$\Delta_1 = \frac{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1}{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{L^2}{6EI} M_1$$

$$\Delta_1 = \frac{(2x + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1}{\left(\frac{1}{0.66} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{3000^2}{6 \times 21 \times 10^5 \times 1.379 \times 10^7} \times 756.03 \times 10^5 \Delta_1 = \mathbf{4.29 \text{ cm}}$$

pour le deuxième appui « i=2 » :

$$M_2 = \left(\frac{1}{\alpha_2} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) - 1 \frac{6EI}{(2\alpha_2 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} L^2 \Delta_1 \quad \text{tell que : } \alpha_2 = \frac{L_2}{L_3} = \frac{45}{45} = 1$$

Donc:

$$\Delta_2 = \frac{(2x + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1}{\left(\frac{1}{1} + 1 \right) (2 + \sqrt{3}) - 1} \frac{4500^2}{6 \times 21 \times 10^5 \times 1.379 \times 10^7} 972.87 \times 10^5 \Delta_2 = \mathbf{18.65 \text{ cm}}$$

Dénivellation aller (n= 9) :

Pour le premier appui :



$$M_1 = \left(\frac{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) - 1}{(2\alpha_1 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{6EI}{L^2} \right) \Delta_2 \quad \text{avec : } \alpha_1 = 0.66 \quad \Delta_1 = 4.29 \text{ cm}$$

$$M_1 = \left(\frac{\left(\frac{1}{0.66} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) - 1}{(2 \times 0.66 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{6 \times 21 \times 10^5 \times 0.756 \times 10^7}{3000^2} \right) 4.29$$

$$M_1 = 414.14 \text{ t.m}$$

Pour le deuxième appui :

$$M_2 = \left(\frac{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) - 1}{(2\alpha_2 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{6EI}{L^2} \right) \Delta_2 \quad \text{avec : } \alpha_2 = 1 \quad \Delta_2 = 18.64 \text{ cm}$$

$$M_2 = \left(\frac{\left(\frac{1}{1} + 1\right)(2 + \sqrt{3}) - 1}{(2 + 2)(2 + \sqrt{3}) + 1} \frac{6 \times 21 \times 10^5 \times 0.756 \times 10^7}{4500^2} \right) 18.64$$

$$M_2 = 532.61 \text{ t.m}$$

Moment Fléchissant :

Dénivellation aller (n= 09 :

0 < X < 30 :

$$M(x) = R_0 \cdot x \quad R_0 ?$$

Calcul de R₀ :

$$R_0 + R_1 g = 0$$

$$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow R_0 L_1 + M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = -\frac{M_1}{L_1}$$

$$\text{D'où : } M(x) = -\frac{M_1}{L_1} x$$

$$M(x) = -\frac{414.14}{30} x$$

30 < X < 45 :

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

$$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow M_1 + R_1^d L_2 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$\text{D'où : } M(x) = -\frac{M_2 - M_1}{L_2} (x - L_1) + M_1$$

$$M(x) = -\frac{532.61 - 414.14}{45} (x - 30) + 414.14$$

$$M(x) = 2.63 X - 493.12$$



Dénivellation retour

0 ≤ X ≤ 30 :

$$M(x) = -\frac{M_1}{L_1} x M(x) = -\frac{756.03}{30} x$$

30 ≤ X ≤ 45 :

$$M(x) = -\frac{M_2 - M_1}{L_2} (x - L_1) + M_1 M(x) = 4.81 X - 900.59$$

SECTIONS	Aller	Retour
	M	M
x = 6 m	-82.83	100.79
x = 10.25 m	-141.50	258.31
x = 24.1 m	-332.69	404.89
x = 30 m	-414.14	756.03
x = 35.2 m	-506.80	731.278
x = 41.8 m	-524.15	699.532
x = 52.5 m	-552.30	648.032
x = 75 m	-532.61	972.67

Tab 7.2 : Les valeurs de moments aller et retour

7.1.6 Vérification des contraintes

On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inférieure « σ_i » est supérieur « σ_s » ainsi que les contraintes « σ_{bc} , σ_{bt} » dans le béton. Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

$$\begin{array}{l}
 \text{Acier} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a \leq \sigma_{ac} = 2/3 f_e = 2366.66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a \leq \sigma_{at} = 3/4 f_e = 2662.5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Béton} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{bt} \leq \sigma_{bc} = 0.06 + 0.6 f_{tj} = 27 \end{array} \right.
 \end{array}$$

σ_{ac} : La contrainte admissible à la compression dans la semelle.

σ_{at} : La contrainte admissible à la traction dans la semelle.

σ_{bc} : Contrainte admissible dans le béton en compression.

σ_{bt} : Contrainte admissible dans le béton traction.



Étapes 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 surcharges sont considérées.

(04) quatre étapes de calcul sont considérées pour le calcul des contraintes, ces dernières suivent les phases de construction de l'ouvrage.

Étape (1) :

Mise en place de l'ossature métallique et de dénivellation aller.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = (M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / w_a \\ n = \infty \quad \sigma_{i1} = -(M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / w_a' \\ \sigma_b = 0 \end{array} \right.$$

Étape (2) :

Dans cette étape on procède à la dénivellation retour après prise du béton, la section travaille en mixte:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + M_{\Delta(\text{retour})} / w_a \\ n = 18 \quad \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - M_{\Delta(\text{retour})} / w_a' \\ \sigma_{b2} = M_{\Delta(\text{retour})} / n x w_b \end{array} \right.$$

Étape (3) :

Sous l'effet du CCP n=18 et retrait n=15

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} + M_{(\text{CCP})} / w_a \\ n = 18 \quad \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{\text{retrait}} - M_{(\text{CCP})} / w_a' \\ \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + M_{(\text{CCP})} / n x w_b \end{array} \right.$$

Étape (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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} + M / w_a \\ n = 6 \quad \sigma_{i4} = \sigma_{i3} - M / w_a' \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + M / n x w_b \end{array} \right.$$



X=52.5m

Charges	n	M(t.m)	ob	σ_s	σ_i
Cp 1	∞	445.42	/	-1452.49	928.09
Cp 2	∞	356.075	/	-1161.14	741.93
Δ aller	∞	-355.045	/	1157.78	-739.78
$\Sigma 1 = \sigma_{cp} + \sigma_{aller}$			0	-294.71	188.31
Δ retour	18	648.065	-40.37	-400.78	1034.44
Ccp	18	130.375	-8.12	-80.63	208.10
$\Sigma 2 = \Sigma 1 + \sigma_{retour} + \sigma_{ccp}$			-48.49	-776.11	1430.85
Retrait	15	/	4.58	-378.38	67.90
ΔT	6	/	0.35	-245.90	49.10
$1 - \Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta T)}$			-43.56	-1400.39	1547.86
$2 - \Sigma 3 = \Sigma 2 - \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta T)}$			-44.26	-908.59	1449.65
Surcharges	6	722.025	-63.03	-107.31	1081.99
		-91.665	8.00	13.62	137.36
1+surcharges (-)			-35.56	-1386.77	1685.22
1+ surcharges(+)			-106.59	-1507.70	2629.85
2+ surcharges(-)			-36.26	-894.97	1587.01
2+ surcharges (+)			-107.29	-1015.90	2531.64
Contraintes admissible			27 / -210	-2366.66	2662.5

Tab.7.3 .Calcul des contraintes dans la section « x=52.5m ».

La poutre est vérifiée



x=75m

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i
Cp 1	∞	-587.5	/	715.91	-682.52
Cp 2	∞	-712.16	/	867.82	-827.34
Δ aller	∞	-532.61	/	649.03	-618.75
$\Sigma 1 = \sigma_{cp} + \sigma_{aller}$			0	1364.94	-1446.10
Δ retour	18	414.14	-15.08	-172.76	419.76
Ccp	18	-260.75	9.49	108.77	-264.29
$\Sigma 2 = \Sigma 1 + \sigma_{retour} + \sigma_{ccp}$			-5.58	1300.95	-1290.63
Retrait	15	/	10.39	-320.77	61.26
ΔT	6	/	5.88	-233.90	41.19
1- $\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta t)}$			10.69	746.28	-1188.18
2- $\Sigma 3 = \Sigma 2 - \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta t)}$			-1.07	1214.08	-1270.56
Surcharges	6	-618.76	33.57	87.89	-594.03
		-251.1	13.62	35.67	-241.06
1+surcharges (-)			24.31	781.95	-1429.24
1+ surcharges(+)			44.26	834.18	-1782.21
2+ surcharges(-)			12.55	1249.75	-1511.62
2+ surcharges (+)			32.50	1301.98	-1864.59
Contraintes admissible			27 / -210	-2366.66	2662.5

Tab.7.4 .Calcul des contraintes dans la section « x=75m ».

La contrainte dans le béton $\sigma_b = 44.26 \text{ Kg/cm}^2 > 27 \text{ kg/cm}^2$ donc il y a traction dans le béton, on vérifiera la section avec $n = \infty$ pour les surcharges.



charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i
Cp 1	∞	-587.5	/	715.91	-682.52
Cp 2	∞	-712.16	/	867.82	-827.34
Δ_{aller}	∞	-532.61	/	649.03	-618.75
$\Sigma 1 = \sigma_{Cp} + \sigma_{aller}$			/	1364.94	-1446.10
Δ_{retour}	18	414.14	/	-172.76	419.76
Ccp	18	-260.75	/	108.77	-264.29
$\Sigma 2 = \Sigma 1 + \sigma_{retour} + \sigma_{Ccp}$			/	1300.95	-1290.63
Retrait	15	/	/	-320.77	61.26
ΔT	6	/	/	-233.90	41.19
$1-\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta t)}$			/	746.28	-1188.18
$2-\Sigma 3 = \Sigma 2 - \sigma_{retrait} + \sigma_{(\Delta t)}$			/	1214.08	-1270.56
Surcharges	6	-618.76	/	754.01	-718.84
		-251.1	/	305.98	-291.71
1+surcharges (-)			/	1052.27	-1479.89
1+ surcharges(+)			/	1500.29	-1907.01
2+ surcharges(-)			/	1520.07	-1562.27
2+ surcharges (+)			/	1968.09	-1989.39
Contraintes admissible			27 / -210	2662.5	-2366.66

Tab.7.5.Calcul des contraintes dans la section « $x=75m$ » (surcharges $n=\infty$).

La poutre est vérifiée

Remarque :

Les tableaux de la vérification des contraintes des autres sections ($x=6m, x= 10.25m, x= 24.1m, x=30m, x=35.2m, x=41.8m$) son situé dans l'annexe.



7.1.7 Vérification des contraintes de cisaillement « âmes »

D'après le règlement CM66 :

$$\tau \leq 0.65 \sigma_e = \bar{\tau} \quad \text{avec : } \tau = \frac{T}{a \cdot h}$$

τ : Contrainte de cisaillement max.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible. σ_e : contrainte limite d'élasticité ($f_e=355\text{Mpa}$).

a : l'épaisseur de l'âme, h : hauteur de l'âme.

T : l'effort tranchant max.

section	H ame	a	T max(t)	τ (Kg/mm ²)	τ adm	Situation
x=6	1655	18	197.5	6.63	23.075	Vérifié
x=10.25	1405	18	157	6.21		Vérifié
x=24.1	1720	18	318	10.27		Vérifié
x=30	1700	18	434.5	14.20		Vérifié
x=35.2	1550	18	388	13.91		Vérifié
x=41.8	1450	18	258	9.89		Vérifié
x=52.5	1200	18	132.32	6.13		Vérifié

Tab.7.6.Vérification des contraintes de cisaillement

Vérification au voilement de l'âme de la poutre

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques mince soumise à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement)

Contrainte critique : (selon le fascicule 61 titre V article 18)

L'élément de panneau à vérifier est délimité par des semelles et les montants d'entretoises

les contraintes critique de voilement ok et

τ_k s'écrivent :

$$\sigma_k = k_\sigma \sigma_c \tau_k = k_\tau \sigma_c$$



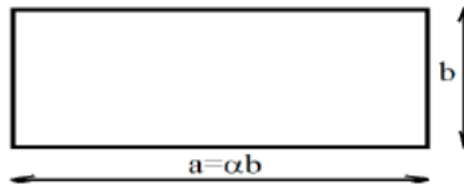
Fig.7.6.Voilement d'une plaque mince.



Tell que : $\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$

E : Module d'élasticité de l'acier.

$\nu = 0.3$: Coefficient de poisson.



$k\sigma, k\tau$ coefficient en fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normaliser sur celui-ci .

a : Distance entre 2 entretoises, b : hauteur de l'âme, t : l'épaisseur de l'âme.

Principe de vérification :

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Les lings définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire.

$$\left(S_{\sigma_{\sigma_K}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_K}\right)^2 \leq 1.8$$

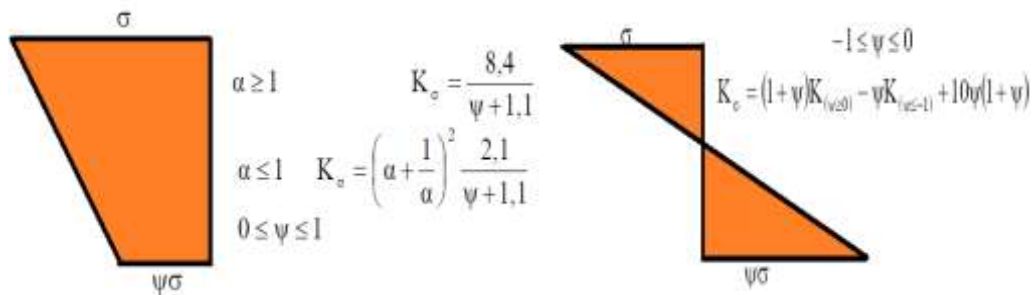


Fig.7.7. Valeurs de « ψ » et « Sσ »

σ_c, σ_k : valeurs algébriques des contraintes normales de compression et de traction évaluées dans la section médiane du panneau considéré.

σ_c : Contrainte de traction dans la semelle inférieure.

σ_k : Contrainte de compression dans la semelle supérieure.

τ_k : contrainte de cisaillement critique de voilement.



$$\tau_k = k\tau\sigma \text{ avec : } k\tau \begin{cases} = 5,34 + (4/\alpha^2) \\ = 4+(5.34/\alpha^2) \end{cases} \text{ tel que : } \alpha = \frac{a}{b}$$

X=6m

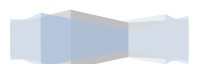
a(cm)	550
h(cm)	128
tw(cm)	1.8
α	4.297
$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.557
$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	375.337
$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	2085.616
$(\tau/\tau_k)^2$	0.101
$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	-1259.980
$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	1061.150
ψ	-1.187
S σ	1
K σ	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	8970.556
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.020
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.014
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.121
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.115
vérification	1.8

Tab.7.7.Calcul de vérification au voilement.

La poutre est vérifiée vis-à-vis du voilement

Remarque :

Les tableaux de la vérification des contraintes des autres sections (x= 10.25m , x= 24.1m , x=30m , x=35.2m , x=41.8m ,x=52.5m) son situé dans l'annexe.



7.1.8 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, fléchie 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.7.8 Déversement d'une poutre en I

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le titre V du fascicule 61 de C.P.C 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.

Si σ_f^* est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_f due à la flexion satisfait à :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{ll} f(\sigma_f^*) = 0,66 \cdot \sigma_f^* & \text{si } \sigma_f^* \leq 0,75 \sigma_e \\ f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) & \text{si } \sigma_f^* \geq 0,75 \sigma_e \end{array} \right.$$



σ_f : Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure. σ^* :
Contrainte critique de déversement.

Le moment critique de déversement : $M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_y GK}$

Avec :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$$

$$a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b} \right)^2$$

L : portée de la pièce fléchie (5.5m) entraxe des entretoises.

I_y : inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.

b : hauteur de la pièce (b = 1,8m).

K : le moment d'inertie à la torsion de la pièce considérée.

E : module d'élasticité longitudinal = $2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

G : module d'élasticité transversale.

$$G = \frac{1}{2 \times (1 + \nu)} E = \frac{1}{2 \times (1 + 0,3)} 2,1 \times 10^6 = 0,8077 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

Les caractéristiques de la section de la poutre :

$$A = 0,091 \text{ m}^2$$

$$I_{yy} = \frac{7 \times 65^3}{12} + \frac{167.5 \times 1.8^3}{12} + \frac{5.5 \times 50^3}{12}$$

$$I_{yy} = 2,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Le moment d'inertie à la torsion de la pièce :

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i \times t_i^3$$

$$k = \frac{1}{3} (50 \times 5.5^3 + 167.5 \times 1.8^3 + 65 \times 7^3)$$

$$K = 1,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$



$$a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b} \right)^2 = 0,0695 \Rightarrow a^2 = 0,0695 \Rightarrow a = 0,263$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{a^2}} - \frac{1,45}{a} \right] = 0,2612 \Rightarrow m_1 = 0,2612$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = 11,958 \Rightarrow m_2 = 11,958$$

Alors que le moment critique est égal à :

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_y GK} = 3530,43 t.m$$

$$M^* = 3530,43 t.m$$

Calcul de σ_f^* :

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{w_s} = \frac{3530,43}{0,08206} = 43020,83 t/m^2 = 430,20 MPa$$

$$0,75 \times \sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 MPa$$

Donc :

$$\sigma_f^* \geq 0,75 \times \sigma_e \Rightarrow f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) = 245,14 MPa$$

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 :

$$\sigma_f = \frac{M}{w_s} = \frac{532,61}{0,05355} = 9946,03 t/mm^2 = 99,46 MPa$$

σ_f : La contrainte calculée sous charge permanente (avec prise du béton) dans la semelle supérieure.

$$\text{On a bien : } \sigma_f < f(\sigma_f^*)$$

NB : La sécurité au déversement est assurée.



7.1.9. Etude des connecteurs :



Figure 7.8: L'emplacement des connecteurs sur les poutres

Définition:

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.

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

On distingue quatre genres de connexion se différenciant par leur mode de fonctionnement :

- ✓ La connexion par butée, qui bloque l'effort horizontal avec plus ou moins de brutalité selon son degré de raideur.
- ✓ La connexion par ancrages, qui travaille en traction comme des barres d'ancrage ou comme des étriers de ferrailage.
- ✓ La connexion par butées et ancrage, qui reprend les deux modes précédents.
- ✓ La connexion par frottement, peu employée qui consiste à mobiliser le frottement entre le béton et un plat vertical continue soudée sur la semelle de la poutre au moyen d'une précontraintes transversale de la dalle.



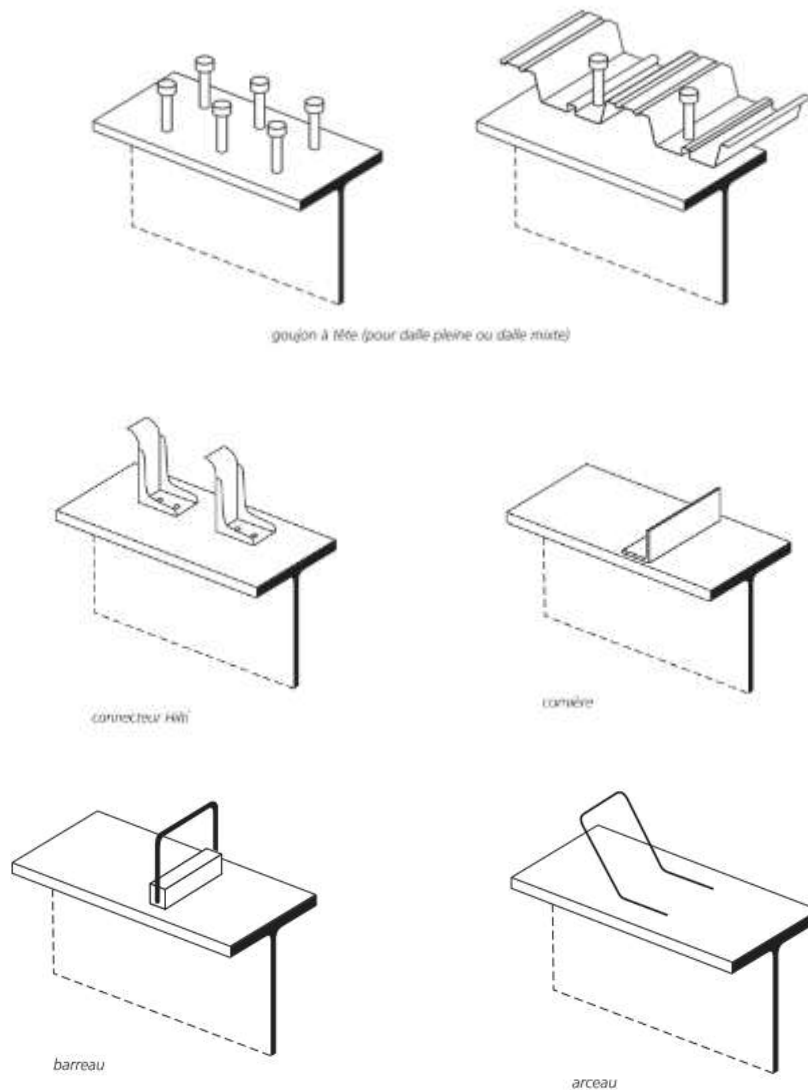


Figure 7.9 : Les différents types des connecteurs

Pour notre cas, le choix c'est porté sur des connecteurs de type **Goujons**. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



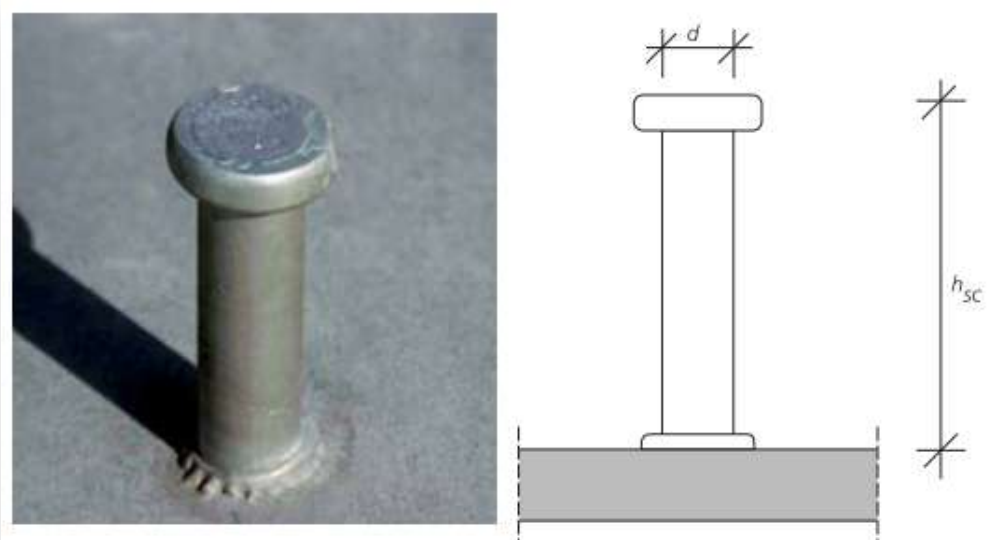


Figure 7.10: Goujon soudé

Caractéristiques des connecteurs choisis :

- $h=180\text{mm}$, $d=22\text{mm}$.
- Goujons Nelson ST37 3K
- Limite élastique $\sigma_e=350\text{Mpa}$

La détermination du nombre des connecteurs pour chaque tronçon:

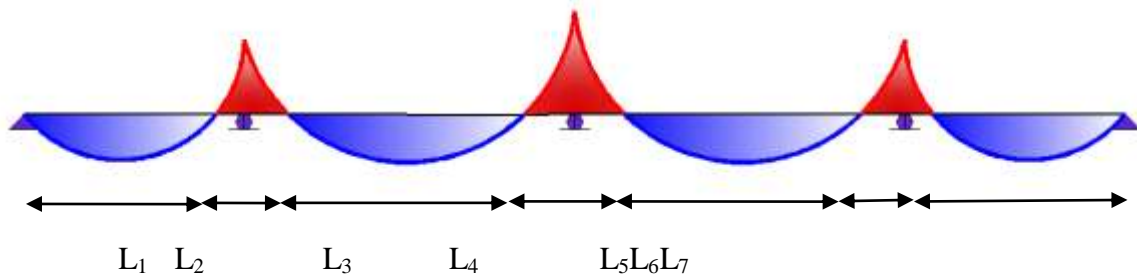


Figure Variation des distances L en fonction du moment fléchissant.

$L_1=L_7=20.5\text{m}$

$L_2=L_6=17.5\text{m}$

$L_3= L_5=27\text{m}$

$L_4=20\text{m}$



$$b_{eff} = 4600 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 2050 \text{ mm}$$

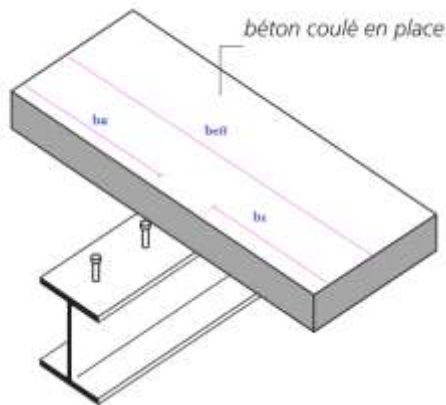


Figure 7.11 : La dalle participante

Résistance de calcul des connecteurs:

➤ Tronçon L_1 :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min (F_a, F_b)$

$$F_a = \frac{As \times \sigma_e}{1,05}$$

$$F_a = \frac{810,40 \times 35}{1,05} = 27013.33 \text{ KN}$$

$$F_b = \left[\frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_c} \right] \times b_{eff} \times b_h$$

$$F_b = \left[\frac{0,85 \times 35}{1,5} \right] \times 4600 \times 250 \times 10^{-3} = 22808.33 \text{ KN}$$

$$F_{cj} = 30 \text{ MPa}, \quad \text{Donc:} \quad \mathbf{FG = 22808.33 \text{ KN}}$$

$$\sigma = FG/B = \frac{22808.33}{4600 \times 250} = 0.019 \text{ KN/mm}^2 \quad \sigma = 19 \text{ N/mm}^2$$

✚ Section a: $F_G^a = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h \times L_1} = \frac{b_2 \times \sigma \times h}{h \times L_1} = \frac{2050 \times 19 \times 250}{250 \times 20500} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

✚ Section b: $F_G^b = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^b = \tau_u^a = 1.9 \text{ N/mm}^2$$



Vérification: $\tau_u = \text{Max}(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min}(0,13 f_{cj}, 5\text{MPa}) \Rightarrow 1.9 \leq 3.9 \Rightarrow$ Donc c'est vérifié

A'ELU:

$R_{ELU} = \text{min}(R_1, R_2)$ avec:

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{F_{cj}}}{1.3} \qquad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sigma_c}{1}$$

On a pris $\Phi = 22\text{mm}$; $F_{cj} = 30\text{ MPa}$.

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \times \sqrt{30}}{1.3} \times 10^{-3} = 136.62\text{KN} \qquad , \qquad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}{1} \times 355 \times 10^{-3} = 94.41\text{KN}$$

$$R_{ELU} = 94.41\text{KN} \quad ; \quad N = \frac{F_G}{R_{ELU}} N = \frac{22808.33}{94.41} \Rightarrow \mathbf{N = 242 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = 2050 / 242 = 8.47 \Rightarrow e = 8.5\text{ cm}$.

L'espacement « e » est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre deux files de goujons, ce qui nous donne : $242 / 2 = 121$ goujons, espacés entre eux de :

$$e = 2050 / 121 = 16.94\text{ cm}$$

Donc on obtient : **2 files de 121 goujons**, avec $e = 17\text{ cm}$.

A'ELS: $R_{ELS} = 0.6 \times 94.41 = 56.64\text{KN}$

On calcule le flux de cisaillement 'q' : $q = \frac{V \times S}{I_m}$ et $S = A_b \times (C_b/n)$

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.

$$S = A_b \times (C_b/n) = 11787.50 \times (105.76/18) \qquad S = 69258.11\text{ cm}^3$$

$$q = \frac{1575.2 \times 69258.11}{7286782.57} = 14.94\text{ KN/cm} \qquad q = 1.49\text{KN/mm}$$

Règle de ±15% :

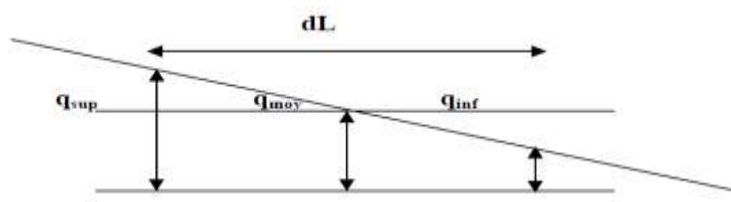


Figure 7.12: Variation du flux de cisaillement

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement sur dL}}}{R_{ELS}} \quad \text{et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

q est majoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{sup}} = 1.49 \times 1,15 = 1.7135$

q est minoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{inf}} = 1.49 \times 0,85 = 1.2665$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{1.7135 + 1.2665}{2} \times 4600 \quad F_{\text{glissement}} = 6854 \text{ KN}$$

$$N = \frac{6854}{56.64} \quad \mathbf{N = 122 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons : $E = \frac{460}{122} = 3.77 \text{ cm}$

on prend $E = 12 \text{ cm}$

Nombre de goujon par files = $460/12 = 38.33$

on prend 39 goujons.

Donc on va mettre **3 files de 39 goujons**.

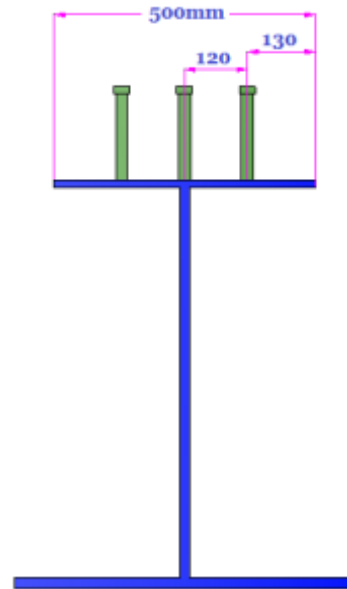


Fig 7.13: Disposition des goujons sur « L1 »

➤ Tronçon L₂ :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min(F_a, F_b)$

$$F_a = \frac{A_s \times \sigma_e}{1.05}$$

$$F_a = \frac{1149.34 \times 35}{1.05} = 38311.33 \text{ KN}$$

$$F_b = \left[\frac{0.85 \times F_{cj}}{\gamma_c} \right] \times b_{\text{eff}} \times b_h$$

$$F_b = \left[\frac{0.85 \times 35}{1.5} \right] \times 4600 \times 250 \times 10^{-3} = 22808.33 \text{ KN}$$

$F_{cj} = 30 \text{ MPa}$, Donc: $\mathbf{FG = 22808.33 \text{ KN}}$

$$\sigma = FG/B = \frac{22808.33}{4600 \times 250} = 0.019 \text{ KN/mm}^2 \quad \sigma = 19 \text{ N/mm}^2$$



✚ **Section a:** $F_G^a = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h \times L_1} = \frac{b_2 \times \sigma \times h}{h \times L_1} = \frac{2050 \times 19 \times 250}{250 \times 17500} = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

✚ **Section b:** $F_G^b = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^b = \tau_u^a = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

Vérification: $\tau_u = \text{Max} (\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min} (0,13 f_{cj}, 5 \text{MPa}) \Rightarrow 2.22 \leq 3.9 \Rightarrow$ Donc c'est vérifié

A l'ELU:

$R_{ELU} = \text{min} (R_1, R_2)$ avec:

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{F_{cj}}}{1.3}$$

$$R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sigma_c}{1}$$

On a pris $\Phi = 22 \text{mm}$; $F_{cj} = 30 \text{ MPa}$.

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \times \sqrt{30}}{1.3} \times 10^{-3} = 136.62 \text{ KN} \quad , \quad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{22^2}{4} \times 355}{1} \times 10^{-3} = 94.41 \text{ KN}$$

$$R_{ELU} = 94.41 \text{ KN} \quad ; \quad N = \frac{F_G}{R_{ELU}} = \frac{22808.33}{94.41} \Rightarrow \mathbf{N = 242 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = 1750 / 242 = 7.23 \text{ cm}$

L'espacement « e » est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre deux files de goujons, ce qui nous donne : $242 / 2 = 121$ goujons, espacés entre eux de :

$$e = 1750 / 121 = 14.46 \text{ cm}$$

Donc on obtient : **2 files de 121 goujons**, avec $e = 14.5 \text{ cm}$.

A l'ELS: $R_{ELS} = 0.6 \times 94.41 = 56.64 \text{ KN}$

On calcule le flux de cisaillement 'q' : $q = \frac{V \times S}{I_m}$ et $S = A_b \times (C_b / n)$

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.



$$S = A_b \times (C_b/n) = 11787.50 \times (109.28/18)$$

$$S = 71563.22 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{4348.3 \times 71563.22}{12581202.5} = 24.73 \text{ KN/cm}$$

$$q = 2.47 \text{ KN/mm}$$

Règle de $\pm 15\%$:

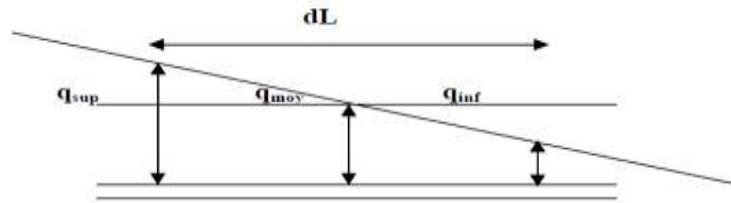


Figure 7.14: Variation du flux de cisaillement

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement}} \text{ sur } dL}{R_{ELS}} \quad \text{et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

$$q \text{ est majoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{sup}} = 2.47 \times 1,15 = 2.8405$$

$$q \text{ est minoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{inf}} = 2.47 \times 0,85 = 2.0995$$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{2.8405 + 2.0995}{2} \times 4600$$

$$F_{\text{glissement}} = 11362 \text{ KN}$$

$$N = \frac{11362}{56.64} = 201 \text{ goujons}$$

Espacement des goujons :

on prend $E = 10 \text{ cm}$

Nombre de goujon par files = $460/10 = 46$

on prend 46 goujons.

Donc on va mettre 4 files de 46 goujons.

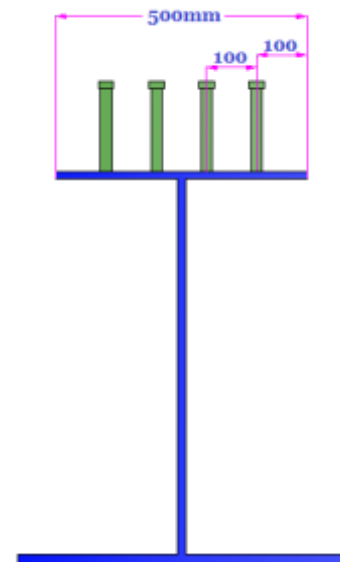


Fig 7.15 : Disposition des goujons sur « L2 »

➤ Tronçon L₃ :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min (F_a, F_b)$

$$F_a = \frac{A_s \times \sigma_e}{1,05}$$

$$F_a = \frac{824 \times 35}{1,05} = 27466.66 \text{ KN}$$

$$F_b = \left[\frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_c} \right] \times b_{\text{eff}} \times b_h$$



$$F_b = \left[\frac{0,85 \times 35}{1,5} \right] \times 4600 \times 250 \times 10^{-3} = 22808.33 \text{ KN}$$

$$F_{c_j} = 30 \text{ MPa}, \quad \text{Donc:}$$

$$FG = 22808.33 \text{ KN}$$

$$\sigma = FG/B = \frac{22808.33}{4600 \times 250} = 0.019 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma = 19 \text{ N/mm}^2$$

Section a:

$$F_G^a = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h \times L_1} = \frac{b_2 \times \sigma \times h}{h \times L_1} = \frac{2050 \times 19 \times 250}{250 \times 27000} = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

Section b:

$$F_G^b = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^b = \tau_u^a = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

Vérification: $\tau_u = \text{Max}(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min}(0,13 f_{c_j}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow 1.44 \leq 3.9 \Rightarrow$ Donc c'est vérifié

A'ELU:

$R_{ELU} = \text{min}(R_1, R_2)$ avec:

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{F_{c_j}}}{1.3} \quad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sigma_c}{1}$$

On a pris $\Phi = 22 \text{ mm}$; $F_{c_j} = 30 \text{ MPa}$.

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \times \sqrt{30}}{1.3} \times 10^{-3} = 136.62 \text{ KN}, \quad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{22^2}{4} \times 355}{1} \times 10^{-3} = 94.41 \text{ KN}$$

$$R_{ELU} = 94.41 \text{ KN} ; \quad N = \frac{FG}{R_{ELU}} = \frac{22808.33}{94.41} \Rightarrow \mathbf{N = 242 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = 2700 / 242 = 11.15 \Rightarrow e = 11.15 \text{ cm}$.

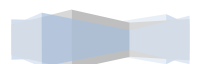
Donc on obtient : **1 file de 242 goujons**, avec $e = 12 \text{ cm}$.

A l'ELS: $R_{ELS} = 0.6 \times 94.41 = 56.64 \text{ KN}$

On calcule le flux de cisaillement 'q' : $q = \frac{V \times S}{I_m}$ et $S = A_b \times (C_b/n)$

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.

$$S = A_b \times (C_b/h) = 11787.50 \times (83.6/18)$$

$$S = 54746.38 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{1323.2 \times 54746.38}{6602374.28} = 10.97 \text{ KN/cm}$$

$$q = 1.09 \text{ KN/mm}$$

Règle de $\pm 15\%$:

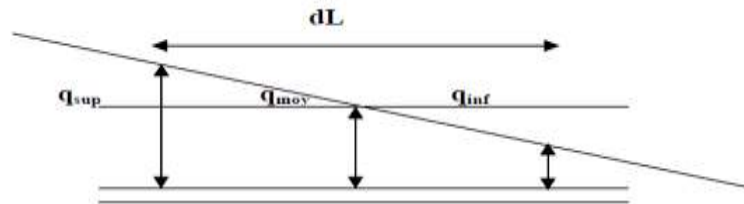


Figure 7.16 : Variation du flux de cisaillement

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement sur } dL}}{R_{ELS}} \quad \text{et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

$$q \text{ est majoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{sup}} = 1.09 \times 1,15 = 1.2535$$

$$q \text{ est minoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{inf}} = 1.09 \times 0,85 = 0.9265$$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{1.2535 + 0.9265}{2} \times 4600$$

$$F_{\text{glissement}} = 5014 \text{ KN}$$

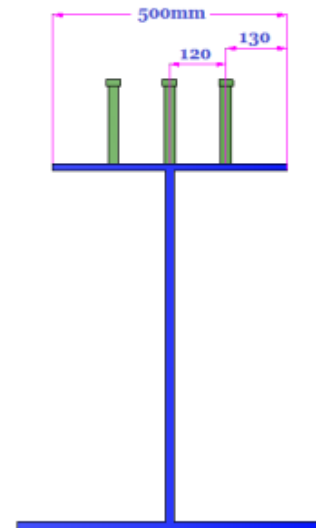
$$N = \frac{5014}{56.64} = 89 \text{ goujons}$$

Espacement des goujons :

on prend $E=10\text{cm}$

$$\text{Nombre de goujon par files} = 460/12 = 38.3$$

on prend 39 goujons.



Donc on va mettre 3 files de 39 goujons.

Fig 7.17: Disposition des goujons sur « L3 »

➤ Tronçon L_4 :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min(F_a, F_b)$

$$F_a = \frac{A_s \times \sigma_e}{1,05} \quad F_a = \frac{1149.34 \times 35}{1,05} = 38311.33 \text{ KN}$$

$$F_b = \left[\frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_c} \right] \times b_{\text{eff}} \times b_h \times F_b = \left[\frac{0,85 \times 35}{1,5} \right] \times 4600 \times 250 \times 10^{-3} = 22808.33 \text{ KN}$$

$$F_{cj} = 30 \text{ MPa}, \quad \text{Donc:}$$

$$FG = 22808.33 \text{ KN}$$

$$\sigma = FG/B = \frac{22808.33}{4600 \times 250} = 0.019 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma = 19 \text{ N/mm}^2$$



Section a: $F_G^a = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h \times L_1} = \frac{b_2 \times \sigma \times h}{h \times L_1} = \frac{2050 \times 19 \times 250}{250 \times 20000} = 1.94 \text{ N/mm}^2$$

Section b: $F_G^b = b_2 \times \sigma \times h = (2050 \times 19 \times 250) \Rightarrow F_G = 9737.5 \text{ KN.}$

$$\tau_u^b = \tau_u^a = 1.94 \text{ N/mm}^2$$

Vérification: $\tau_u = \text{Max}(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min}(0,13 f_{cj}, 5\text{MPa}) \Rightarrow 1.94 \leq 3.9 \Rightarrow$ Donc c'est vérifié

A'ELU:

$R_{ELU} = \text{min}(R_1, R_2)$ avec:

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{F_{cj}}}{1.3} \quad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sigma_c}{1}$$

On a pris $\Phi = 22\text{mm}$; $F_{cj} = 30 \text{ MPa.}$

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \times \sqrt{30}}{1.3} \times 10^{-3} = 136.62 \text{ KN} \quad , \quad R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{22^2}{4} \times 355}{1} \times 10^{-3} = 94.41 \text{ KN}$$

$$R_{ELU} = 94.41 \text{ KN} \quad ; \quad N = \frac{F_G}{R_{ELU}} = \frac{22808.33}{94.41} \Rightarrow \mathbf{N = 242 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = 2000 / 242 = 8.26 \Rightarrow e = 8.5 \text{ cm.}$

Donc on obtient : **2 file de 121 goujons**, avec $e = 16 \text{ cm.}$

A'ELS: $R_{ELS} = 0.6 \times 94.41 = 56.64 \text{ KN}$

On calcule le flux de cisaillement 'q' : $q = \frac{V \times S}{I_m}$ et $S = A_b \times (C_b/n)$

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.

$$S = A_b \times (C_b/n) = 11787.50 \times (109.2/18) \quad \mathbf{S = 71510.83 \text{ cm}^3}$$

$$q = \frac{3476.4 \times 71510.83}{12581202.5} = 19.75 \text{ KN/cm} \quad \mathbf{q = 1.97 \text{ KN/mm}}$$



Règle de ±15% :

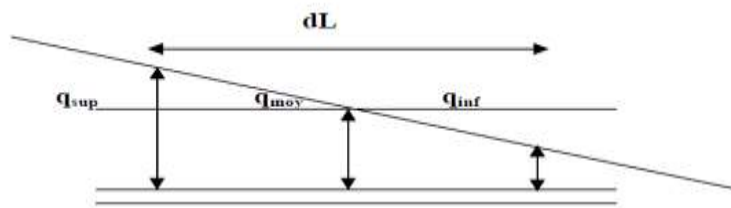


Figure 7.18 : Variation du flux de cisaillement

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement}} \text{ sur } dL}{R_{ELS}} \quad \text{et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

q est majoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{sup}} = 1.97 \times 1,15 = 2.2655$

q est minoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{inf}} = 1.97 \times 0,85 = 1.6745$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{2.2655 + 1.6745}{2} \times 4600 \quad F_{\text{glissement}} = 9062 \text{ KN}$$

$$N = \frac{9062}{56.64} \quad \mathbf{N = 160 \text{ goujons}}$$

Espacement des goujons : $E = \frac{460}{160} = 2.875 \text{ cm}$

on prend $E = 12 \text{ cm}$

Nombre de goujon par files = $460/12 = 38.33$

on prend 39 goujons.

Donc on obtient : **4 files de 39 goujons**, avec $e = 12 \text{ cm}$.

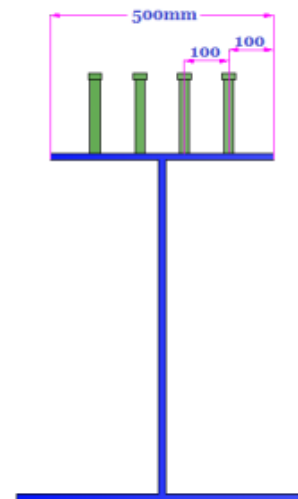


Fig 7.19: Disposition des goujons sur « L4 »

Conclusion : le nombre de connecteurs qui sera pris en compte est celui à **L'ELS** qui est le plus défavorable.

Vérification des conditions de résistance à la fatigue

D'après le document SETRA (guide de conception des ponts mixtes acier-béton bipoutres)



a) L'épaisseur de la membrure :

$\phi \leq 1.5 t_s$ si la membrure est tendue

$\phi \leq 2.5 t_s$ dans les autres cas

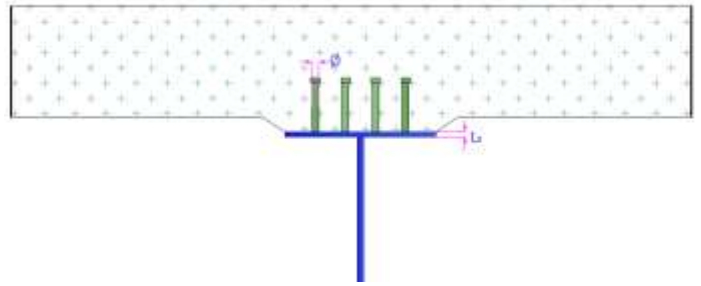


Figure 7.20: Vérification -a-

b) Distance entre le bord de la membrure et le bord du goujon « d » :

$d \geq 2.5\text{cm}$

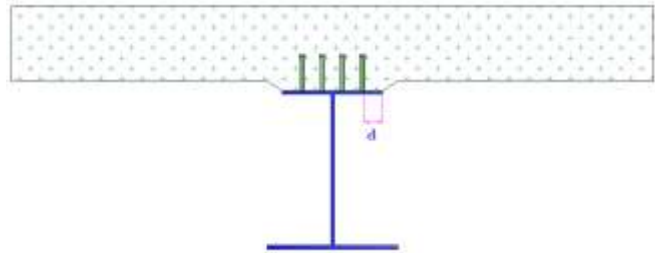
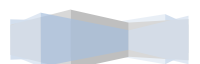


Figure 7.21: Vérification -b-

Les deux conditions a et b son vérifie



7.1.10. Étude des assemblages par soudage

- 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 cette partie, il nous semble utile dedéfinir les termes suivants :

Joint soudé : ensemble de l'élément de liaison entre les pièces assemblées constitué par lessoudures 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.

- Principe du soudage :

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 lafusion 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 crée.



Fig.7.22.Découpage et soudage automatique des PRS (complexe SAPTA « Ruiba ; Alger »)



Les avantages d'assemblage par soudage :

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Son emploi sur chantier 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.

Précaution constructives :

Le soudage de l'acier exige des températures élevées, qui vont provoquer une dilatation locale des pièces. Lors du refroidissement de la zone de cordon de soudure, le retrait va :

- ✚ soit provoquer des déformations dans les pièces, si ces dernières sont librement dilatables (figure a).
- ✚ soit générer des contraintes internes dans les pièces, si ces dernières sont bridées (figure b)

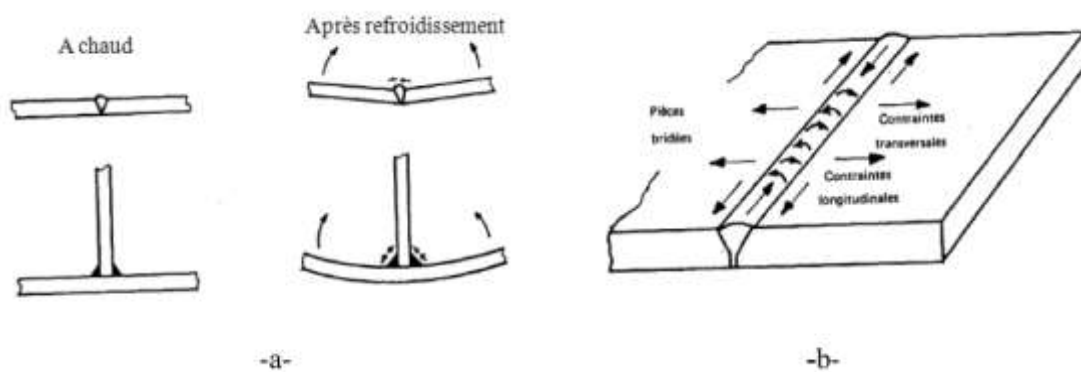
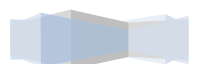


Fig 7.23. Déformations angulaires et contraintes résiduelles longitudinales provenant du soudage

Dans le premier cas, pour remédier aux déformations, il est possible :

- ✚ Donner aux pièces des prédéformations initiales inverses, qui compenseront les déformations de retrait.
- ✚ redresser les pièces à froid, sous presse.



- ✚ Effectuer des coronas par tronçons discontinus et espacés dans le temps.
- ✚ Préchauffer les pièces pour éviter un refroidissement brusque.

Dans le second cas (pièces bridées), pour limiter les contraintes internes, il est possible :

- ✚ assouplir le bridage, ce qui autorisera de faibles déformations, acceptables.
- ✚ Post-chauffer les pièces.

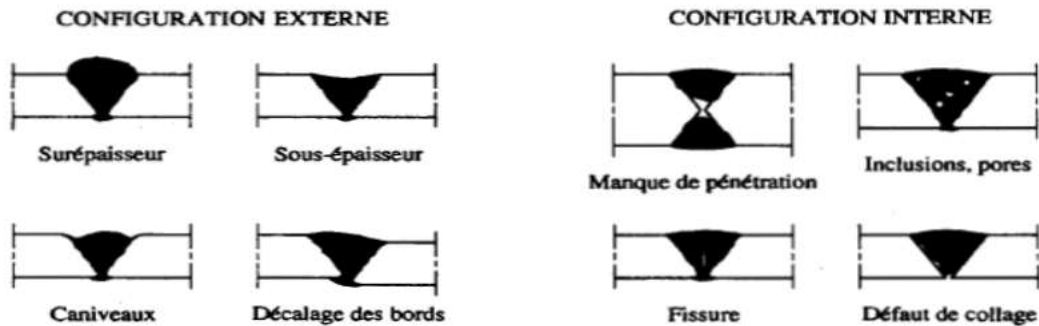


Figure 7.24 : Anomalies dans les soudures

Les différents types de soudure utilisée (normes françaises NF P 22-470)

◆ **Soudures bout a bout :**

- Joint d'âmes :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 20mm,

bout à bout verticalement, Il faut utiliser un chanfreiné en X car l'épaisseur est supérieure a

15mm, avec un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$ et un espacement de 9mm.

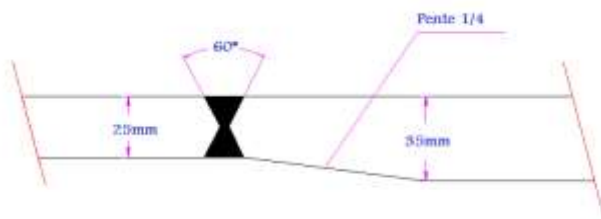


Fig.7.25. condition et détails de soudure d'âme.

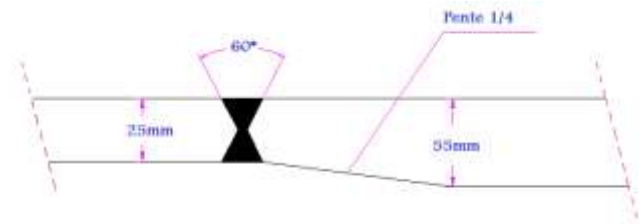
- Joint de semelle :

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 :

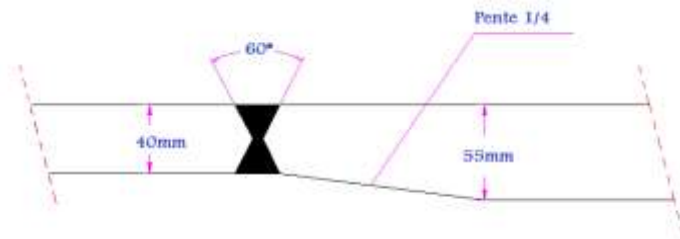




Section 1-2

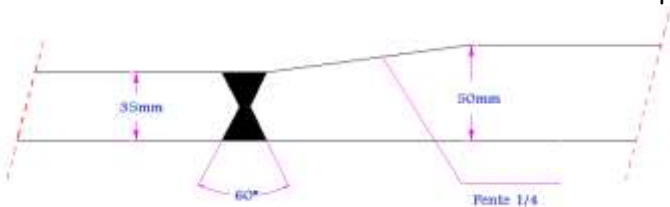


section 2-3

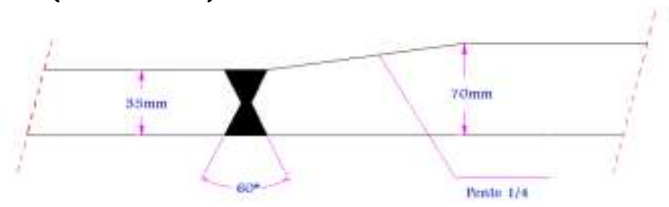


Section 4-3

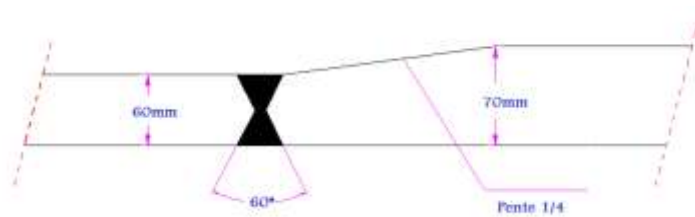
- Soudure semelle supérieure (vue latérale)-



Section 1-2



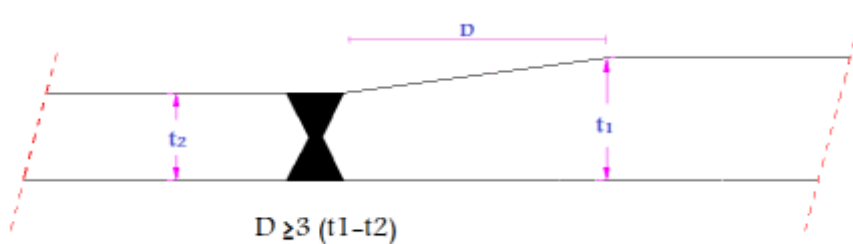
Section 1-3



Section 4-3

- Soudure semelle inferieure (vue latérale)-

Tous les joins des semelles vérifient la condition suivante :



◆ **Soudures d'angle**

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Dimensionnement des cordons de soudures :

- Cordon entre âme et semelle d'une poutre à âme pleine

(Selon la norme française NF 22-470)

$$\text{Contraintes dans les cordons : } \tau = \frac{V S}{2 a I_{xx}}$$

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 : $a \geq \frac{K\sqrt{3}}{2\sigma_e} \frac{V}{h_a}$

En admettant que $\tau \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$ la condition ci-dessus devient, avec : $V = \tau h_a e_a$; $a \geq \frac{K e_a}{2}$

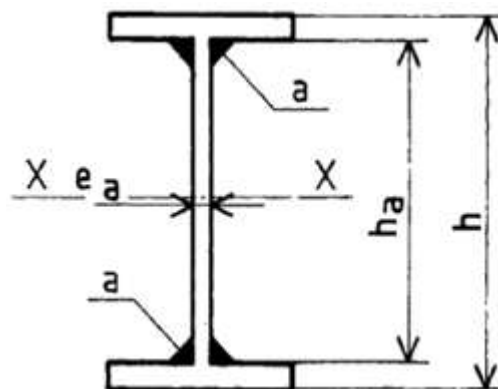
K : coefficient minorateur en fonction de la nuance d'acier.

Pour des aciers S355 : K=0.9

Dans notre cas nous avons des âmes de même épaisseur à chaque poutre ($e_a = 18\text{mm} = \text{cste}$).

$$a \geq \frac{K e_a}{2} = 0.9 \times 18 / 2 = 8.1\text{mm}$$

On prend : a=10mm



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.

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 ne faut pas 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 gouttes avoisinant des soudures.



La corrosion métallique

Les ouvrages métalliques doivent résister aux dégradations pendant leur durée d'utilisation et avoir un excellent comportement vis-à-vis du phénomène de la corrosion.

En effet les zones de corrosion peuvent affaiblir la structure et en diminuer ainsi sa durée de vie.

Protection par peintures :

La protection contre la corrosion se fera par préparation de la surface comme suit :

- Lavage à haute pression,
- Brossage manuel,
- Projection d'abrasifs,

La protection par peinture représente au total 85% des surfaces protégées car elle apporte les avantages :

- D'économie,
- De facilité d'emploi,
- De facilité de réparation,
- De facilité de mise en œuvre,

Système utilisé :

Pour la protection anti-corrosion, qui est un procédé de revêtement qui consiste à recouvrir le métal d'une couche superficielle protectrice.

Cette couche est généralement un alliage très souvent composé de zinc (particulièrement intéressant pour ses propriétés anti corrosion).

Il est nécessaire que l'épaisseur de peinture soit suffisante pour boucher les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituant la rugosité

7.2 CALCUL DES ENTRETOISES

7.2.1 Introduction :

L'importance de l'entretoise réside dans le fait qu'elles sont susceptibles de répartir les surcharges et le poids propre sur les poutres. Elles servent aussi de contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres. Leurs déformations sont négligeables puisqu'elles sont supposées infiniment rigides.

Pour notre calcul, nous aurons à considérer de types d'entretoises :

- ✓ Entretoises d'about
- ✓ Entretoises intermédiaire



7.2.2 Entretoises d'about HEB800

Leur vérification se fera vis-à-vis de l'effort des vérins, lors du soulèvement du tablier pour changer les appareils d'appuis, les entretoises vont supporter le poids propre du tablier sans surcharges d'exploitation.

❖ *Disposition des vérins :*

Les vérins seront disposés de façon à avoir les mêmes réactions à leur niveau.

❖ *Schéma de calcul :*

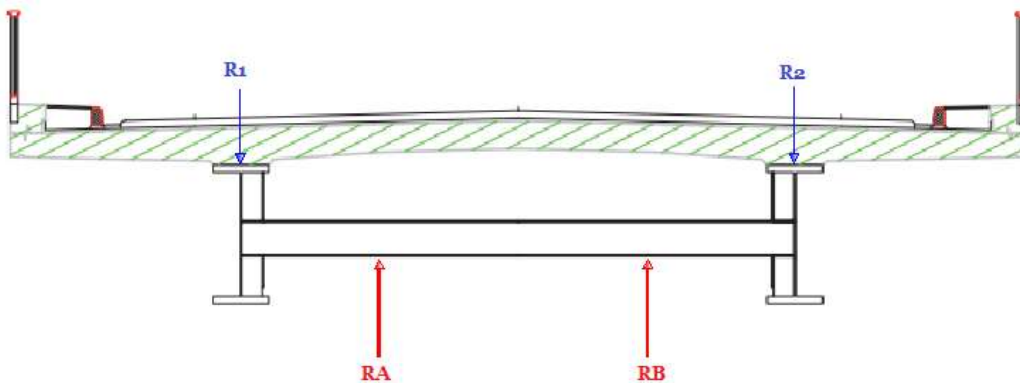


Figure 7.26: Disposition des vérins

R1 et R2 sont respectivement les réactions ramenées par la poutre 1 et 2 dues au poids du tablier : $R1=R2=221.1$

❖ *Calcul des réactions des vérins :*

Les vérins seront placés de façon à avoir $R_A=R_B$, leur disposition est la suivantes :



Figure 7.27: Schéma statique des vérins

Vérification de résistance :

On a $M_{max}=176.88 \text{ t.m}$ et $T_{max}=221.1\text{t}$, $W= 8726.302 \text{ cm}^3$.



$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{176.88 \times 10^5}{8726.302} = 2026.79 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{donc : } \sigma_f < \sigma = 3550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Contrainte vérifiée}$$

- vérification au cisaillement :

$$\tau \leq 0.65 \sigma_e = \bar{\tau} \quad \tau = \frac{T}{h \times a} = \frac{221.1 \times 10^3}{73.4 \times 1.75} = 1721.29 \leq 2307.5 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte vérifiée

Vérification au voilement du panneau :

Calcul de « kτ » :

L'entretoise est vérifiée vis-à-vis du voilement

a(cm)	550
h(cm)	73
tw(cm)	1.8
α	7.493
kτ=5,34 + (4/α ²)	5.411
σc(kg/cm ²)	1078.898
τk(kg/cm ²)	5838.176
(τ/τk) ²	0.011
σs(kg/cm ²)	2027
σi(kg/cm ²)	-2026.79
ψ	-1
Sσ	1
Kσ	23.9
σk=Kσ.σc(kg/cm ²)	25785.7
(Sσ.σs/σk) ²	0.006
(Sσ.σi/σk) ²	0.006
(τ/τk) ² + (Sσ.σs/σk) ²	0.017
(τ/τk) ² + (Sσ.σi/σk) ²	0.017
vérification	1.8

Vérification au voilement de la semelle :

$$\frac{\text{Largeur de la semelle}}{\text{Epaisseur de la semelle}} \leq 15 \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \Leftrightarrow \frac{300}{33} = 9.09 \leq 15 \sqrt{\frac{24}{35.5}} = 12.33 \text{ vérifié}$$

une autre condition de disposition constructives pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant :

$$e_a \geq 0.006 h_a \Leftrightarrow 14.5 \geq 0.006 \times 734 = 4.404 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

7.2.3 Étude de l'entretoise intermédiaire IPE300

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 :



$Q_{ELU} = 3,0 \text{ KN/m}^2$.

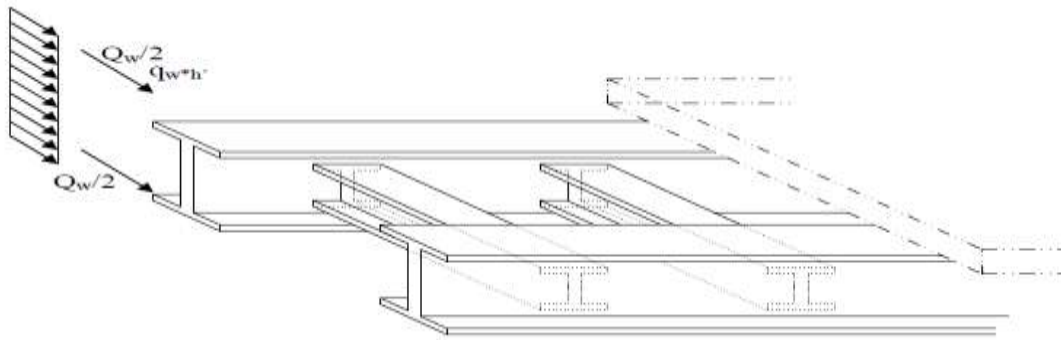


Figure 7.28: Effet du vent sur l'entretoise

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{corniche} = 2,42 \text{ m.}$$

La force résultante de vent est alors : $Q_w = 3 \times 6 \times 2,42 = 43.56 \text{ KN} = 4,3 \text{ t}$.

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

D'où les efforts suivant sur l'entretoise est :

Moment fléchissant :

$$M_w = \frac{Q_w}{2} \cdot \frac{h_{\text{poutre}}}{2} = 1.419 \text{ t.m}$$

$$T_w = \frac{Q_w}{2} \cdot \frac{\text{hauteur de l'entretoise}}{\text{largeur de la semelle d'entretoise}} = 4.3 \text{ t}$$

vérification de résistance :

On a $M_w = 1.419 \text{ t.m}$ et $T_{\text{max}} = 4.3 \text{ t}$, $W = 533.2658 \text{ cm}^3$.

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{1.419 \times 10^5}{533.2658} = 266.09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{donc : } \sigma_f < \sigma = 3550 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte vérifiée

- vérification au cisaillement :

$$\tau \leq 0.65 \sigma_e = \tau \quad \tau = \frac{T}{h \times a} = \frac{4.3 \times 10^3}{27.86 \times 0.71} = 217.38 \leq 2307.5 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte vérifiée



7.3 Calcul des déformations :

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.

La déformation (Flèche) du tablier est en fonction:

- De la longueur du tablier.
- De la nature des matériaux utilisés.
- De la forme des matériaux (profilés) utilisés.

Pour limiter cette déformation, on utilise:



Figure 7.29 : La flèche du tablier

1-des techniques différentes :

- Un ou plusieurs piliers porteurs (sous le tablier) lorsque ceci est possible,
- Un système de haubanages
- Ou un procédé de suspension du tablier.

2- des matériaux adaptés :

De nos jours, on utilise principalement, l'acier, le béton armé et le béton précontraint.

3- des formes adaptées

- Lors de l'utilisation d'une poutre, sa forme est primordiale (hauteur supérieure à la largeur)
- Poutre en treillis (acier)
- Une contre-flèche

Pour notre pont on fabrique des poutres à contre flèche.



Donc à l'usine et au cours de fabrication des poutres on doit donner aux poutres des contres flèches prises sous les charges permanentes (poutre et dalle) et les compléments des charges permanentes (couche de roulement et l'équipement).

Le calcul de ces flèches se fait avec des moments fléchissant mais sans pondération, tout en distinguant les deux types de charge permanente.

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 pour $n = \infty$ (supposant que le béton est fissurer)

Y'' : la courbure (la deuxième dérivée de la flèche).

M : le moment fléchissant.

Donc on donne les poutres une contre flèche calculée y .



Figure 7.30: Fabrication d'une poutre à contre flèche

Calcul de la flèche :

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est max.

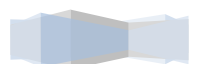
Donc :

➤ Travée de 30m :

NB : les efforts ne sont ni majorés ni pondérés pour le calcul des flèches.

✚ **Charge permanente :**

$$y_{\max} = \frac{ql^4}{192EI_n}$$



-Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP » = 7.826t/ml

-La charge qui revient a chaque poutre égale à = 7.826/2 = 3.913 t/ml

Et : $n = \infty$; $I_{\infty} = 0,0408 m^4$

$$\text{Donc : } y_{\max} = \frac{ql^4}{192EI_n} = \frac{3,913 \times 30^4}{192 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0408} = 0,019 m = 1,9 cm$$

✚ **Complément de charges permanentes :**

$$q = 2,8655 \text{ t/ml}$$

-La charge qui revient a chaque poutre égale à = 2,8655/2 = 1,432 t/ml

Et : $n = 18$; $I_{18} = 0,0728 m^4$

$$y_{\max} = \frac{ql^4}{192EI_n} = \frac{1,432 \times 30^4}{192 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0728} = 0,0038 m = 0,38 cm$$

✚ **Surcharge de trottoir :**

$$q = 0,15 \times 0,5 = 0,075 \text{ t/ml}$$

Et : $n = 6$; $I_6 = 0,0972 m^4$

$$y_{\max} = \frac{ql^4}{192EI_n} = \frac{0,075 \times 40^4}{192 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0972} = 1,89 \cdot 10^{-4} m = 1,89 \cdot 10^{-2} cm$$

✚ **La surcharge D240 :**

$$y_{\max} = p \times \alpha \times \frac{3L^2 - 5\alpha^2}{96EI_n} = 240 \times 15 \times \frac{3 \times 30^2 - 5 \times (15)^2}{96 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0972} = 0,028 m = 2,8 cm$$

(α : position du milieu de D240 qui produit la plus grande flèche)

Donc La flèche maximum égale à $y_{\max} = 1,9 + 0,38 + 0,0189 + 2,8 = 5,269 cm$

On va fabriquer des éléments de poutre en contre flèche (voir schéma), afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments.

$$Y_{cf} = Y_{CP} + Y_{CCP} = 1,9 + 0,38 = 2,28 cm$$



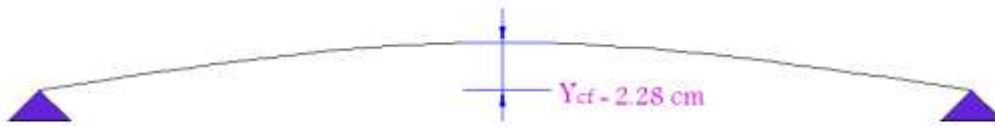


Figure7.31 : Contre flèche de la travée de 30m

➤ Travée de 45m :

✚ **Charge permanente :**

$$y_{\max} = \frac{ql^4}{384EI_n}$$

-Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP » = 7.826t/ml

-La charge qui revient a chaque poutre égale à=7.826/2=3.913 t/ml

Et : $n=\infty$; $I_{\infty}=0,0274m^4$

$$\text{Donc : } y_{\max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{3,913 \times 45^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0402} = 0,0726m = 7.26cm$$

✚ **Complément de charges permanentes :**

$$q = 2.8655 \text{ t/ml}$$

-La charge qui revient a chaque poutre égale à=2,8655/2=1,432 t/ml

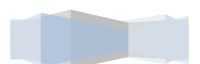
Et : $n=18$; $I_{18}=0,0596m^4$

$$y_{\max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{1,432 \times 45^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0596} = 0,0121m = 1.2cm$$

✚ **Surcharge de trottoir :**

$$q = 0,15 \times 0,5 = 0,075 \text{ t/ml}$$

Et : $n=6$; $I_6=0,0805m^4$



$$y_{\max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{0,075 \times 45^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0805} = 4,73 \cdot 10^{-4} m = 4,73 \cdot 10^{-2} cm$$

✚ La surcharge D240 :

$$y_{\max} = \frac{PL^3}{196EI_n} = \frac{240 \times 45^3}{196 \times 2,1 \times 10^7 \times 0,0805} = 0,0673 m = 6,73 cm$$

Donc La flèche maximum égale à $y_{\max} = 7.26 + 1.21 + 0,0473 + 6.73 = 15.24$ cm

Donc il faut prévoir la fabrication des éléments de poutre en contre flèche (voir schéma), afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments.

$$Y_{cf} = Y_{cp} + Y_{ccp} = 7.26 + 1.21 = 8.46$$
 cm

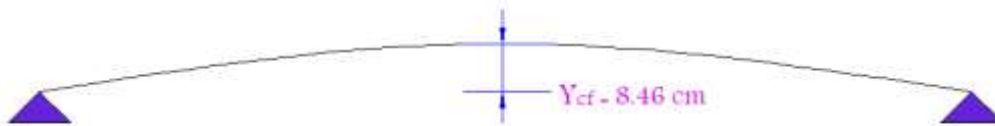
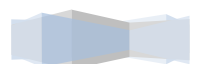


Figure 7.32: Contre flèche de la travée de 30m



ETUDE DE LA DALLE

8.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. 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 10.5 m de largeur, elle possède 2 encorbellement de 2.37m chacun

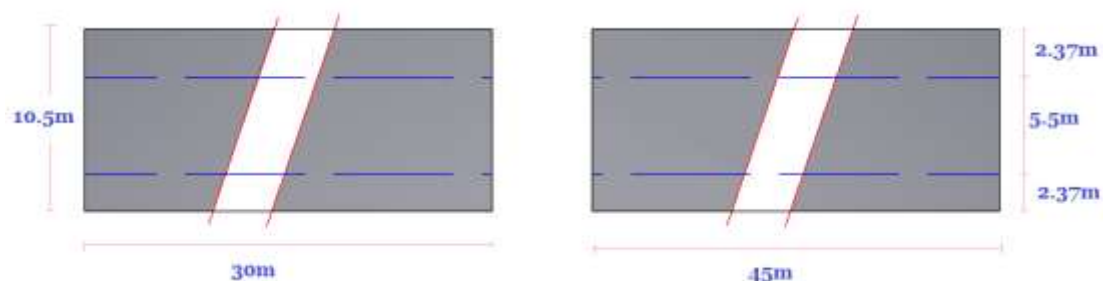


Figure 8.1 : Vue en plan de la dalle

Nous aurons à calculer deux types de dalles :

- Dalle centrale : appuyée sur 4 cotés

Travée de rive : $a = 5.5m$; $b = 30 m$



Travée intermédiaire : $a = 5.5\text{m}$; $b = 45\text{ m}$

- Dalle en encorbellement : appuyée sur 1 seul coté

Travée de rive : $a = 2.37\text{m}$; $b = 22.5\text{m}$

Travée intermédiaire : $a = 2.37\text{ m}$; $b = 45\text{ m}$

8.2 DALLE CENTRALE

8.2.1 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 (B_c , B_t ou B_r) ou militaire (système M_c 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 ».

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

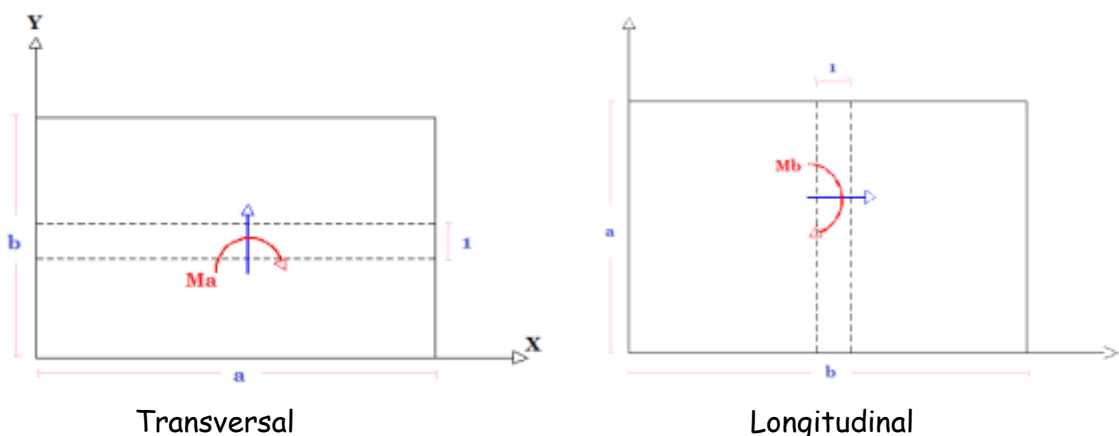


Figure 8.2 : Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.



Moments M_a et M_b au centre de la dalle

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

E : l'épaisseur équivalente

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y

Calcul de l'épaisseur équivalente « E »

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{1}{2} h = 6 + 12.5 = 18.5 \text{ m}$$

Avec :

e : épaisseur de la chaussée

h : épaisseur de la dalle

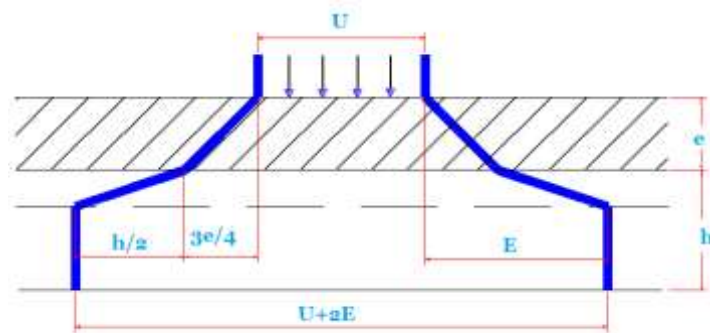


Figure 8.3 : Diffusion de la charge sur l'hourdis

Calcul des moments fléchissant

Charges Permanentes

Évaluation des charges

- Dalle : $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$

- Étanchéité + revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$

- La charge permanente pour cette dalle est : 0.801 t/m^2

Travée de rive :

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 30 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.183 \quad \Rightarrow \frac{1}{\rho} = 5.45$$

Du moment que $\rho < 0.4$ on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\rho = 0.183 \Rightarrow M_1 = 0.024 ; \quad \frac{1}{\rho} = 5.45 \Rightarrow M_2 = 0 \quad (\text{Abaque 61})$$

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



On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$$M_a = M_1 + \nu M_2 \text{ (à multiplier par la charge totale } P)$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

ν : coefficient de Poisson égal à 0,2 pour le béton armé.

$$Q_{TOT} = 0.801 \times 5.5 \times 30 = 132.165 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.024 + 0.2 (0)) \times 132.165 = 3.1719 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.024)) \times 132.165 = 0.6344 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 0.7929 > 0.6344$$

\Rightarrow dans le ferrailage suivant b on prend : $M_b = 0.7929 \text{ t.m/ml}$

Soit $M_a = 3.1719 \text{ t.m/ml}$; $M_b = 0.7929 \text{ t.m/ml}$

Travée Intermédiaire :

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 45 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.122 \quad \Rightarrow \frac{1}{\rho} = 8.18$$

$$\rho = 0.122 \Rightarrow M_1 = 0.016 ; \quad \frac{1}{\rho} = 8.18 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$Q_{TOT} = 0.801 \times 5.5 \times 45 = 198.24 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.016 + 0.2 (0)) \times 198.24 = 3.1718 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.016)) \times 198.24 = 0.63436 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 0.7929 > 0.63436 \Rightarrow \text{dans le ferrailage suivant b on prend : } M_b = 0.7929 \text{ t.m/ml}$$

Soit $M_a = 3.1719 \text{ t.m/ml}$; $M_b = 0.7929 \text{ t.m/ml}$

➤ Surcharges A (L)

Travée de rive :

– Dans le cas fréquent où $b/a > 2,5$, les effets sont pratiquement les mêmes que dans une dalle de longueur infinie. Le moment transversal M_a se calcule très simplement en considérant que la dalle travaille comme une poutre de portée a . On a

$$M_a = \frac{q a L^2}{8}$$

$M_b = \nu M_a$ (on prend généralement $\nu = 0,2$)



$$A (L) = 1087.143 \text{ kg/m}^2; L = 30 \text{ m} ; a_1 = 0.9 ; a_2 = 1.104 \Rightarrow A = 1080.21 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1080.21 \times 5.5^2}{8} = 4.084 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = 0.2 M_a = 0.2 \times 4.084 = 0.8168 \text{ t.m/ml}$$

Travée Intermédiaire :

$$A (L) = 861.579 \text{ kg/m}^2; L = 45 \text{ m} ; a_1 = 0.9 ; a_2 = 1.104 \Rightarrow A = 856.06 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{856.06 \times 5.5^2}{8} = 3.236 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = 0.2 M_a = 0.2 \times 3.236 = 0.647 \text{ t.m/ml}$$

➤ Surcharges Bc

$$\left[\begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N° 9)} \Rightarrow M_a = 5.4 \text{ t.m/ml} \\ \text{(Abaque N° 25)} \Rightarrow M_b = 3.18 \text{ t.m/ml} \\ a = 5.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Surcharges Bt

$$\left[\begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N° 10)} \Rightarrow M_a = 6 \text{ t.m/ml} \\ \text{(Abaque N° 15)} \Rightarrow M_b = 3.56 \text{ t.m/ml} \\ a = 5.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Convoi MC120

$$\left[\begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N° 35)} \Rightarrow M_a = 7.54 \text{ t.m/ml} \\ \Rightarrow M_b = 0.25 M_a = 1.885 \text{ t.m/ml} \\ a = 5.5 \text{ m} \end{array} \right.$$



➤ Convoi D240 :

Travée de rive :

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 30 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.183 \quad \Rightarrow \frac{1}{\rho} = 5.45$$

$$\rho = 0.183 \Rightarrow M_1 = 0.024 ; \quad \frac{1}{\rho} = 5.45 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.57 \times 18.97 = 272.92 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + v M_2) Q = (0.03 + 0.2(0)) \times 272.92 = 8.1876 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + v M_1) Q = (0 + 0.2(0.03)) \times 272.92 = 1.6375 \text{ t.m/ml}$$

Travée Intermédiaire :

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 45 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.122 \quad \Rightarrow \frac{1}{\rho} = 8.18$$

$$\rho = 0.122 \Rightarrow M_1 = 0.016 ; \quad \frac{1}{\rho} = 8.18 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.57 \times 18.97 = 272.92 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + v M_2) Q = (0.016 + 0.2(0)) \times 272.92 = 4.366 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + v M_1) Q = (0 + 0.2(0.016)) \times 272.92 = 0.8733 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de coefficient de majoration dynamique

$L = \inf. [\sup. (\text{entre axe des poutres de rive, largeur roulable}) ; \text{portée de la poutre}]$

$$L = \inf. [\sup. (5.5, 9.5) ; 22.5] = 9.5 \text{ m}$$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté 7.5 m

$$G = (9.5 \times 9.5 \times 2.5 \times 0.25) + 9.5 \times 9.5 \times 2.2 \times 0.08) = 72.29 \text{ t}$$



✚ Systeme Bc

3 files $\Rightarrow S = 3 \times bc \times Bc = 3 \times 0.95 \times 30t = 85.5 t$ (une bande de 9.5m x 9.5m)

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{6}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 9.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{72.29}{85.5}} = 1.2748$$

✚ Systeme Bt

3 tandems sont placés sur la section de couverture :

$$S = 3 \times 1 \times 32 = 96 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{6}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 9.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{72.29}{96}} = 1.2874$$

✚ Systeme Br

$$S = 10 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{6}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 9.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{72.29}{10}} = 1.1579$$

✚ Systeme MC120

$$S = 110 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{6}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 9.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{72.29}{110}} = 1.3032$$

Coefficients de pondération

ELS :

- Charges permanentes $\Rightarrow \alpha = 1$
- Surcharges civiles B ; A(L) $\Rightarrow \alpha = 1.2$
- Surcharges militaires MC120 + D240 $\Rightarrow \alpha = 1$

ELU :

- Charges permanentes $\Rightarrow \alpha = 1.35$
- Surcharges civiles B ; A(L) $\Rightarrow \alpha = 1.6$
- Surcharges militaires MC120 + D240 $\Rightarrow \alpha = 1.5$



ELS

Charge	α	δ	b	travée de rive		travée intermédiaire	
				Ma	Mb	Ma	Mb
PoidsPropre	1	/	/	3.1718	0.4757	3.1719	0.7929
A(I)	1.2	/	/	4.9008	0.9802	3.8832	0.7764
Bc	1.2	1.2748	0.95	7.8477	4.6214	7.8477	4.6214
Bt	1.2	1.2874	1	9.2693	5.4998	9.2693	5.4998
Mc120	1	1.3032	/	9.8261	2.4565	9.8261	2.4565
D240	1	/	/	8.1876	1.6375	4.3660	0.8733
				12.9979	5.9755	12.9980	6.2927

Tab 8.1

ELU

Charge	α	δ	b	travée de rive		travée intermédiaire	
				Ma	Mb	Ma	Mb
PoidsPropre	1.35	/	/	4.2819	0.6422	4.2821	1.0704
A(I)	1.6	/	/	6.5344	1.3069	5.1776	1.0352
Bc	1.6	1.2748	0.95	10.4636	6.1619	10.4636	6.1619
Bt	1.6	1.2874	1	12.3590	7.3330	12.3590	7.3330
Mc120	1.35	1.3032	/	13.2653	3.3163	13.2653	3.3163
D240	1.35	/	/	11.0533	2.2106	5.8941	1.1790
				17.5472	7.9752	17.5473	8.4034

Tab 8.2

8.3 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 O_x , ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à O_x , donc son axe est parallèle à O_y .

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 30m (travée de rive) et de 45m (travée intermédiaire), découpée de cette plaque parallèle à O_y , ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à O_y , donc son axe est parallèle à O_x .



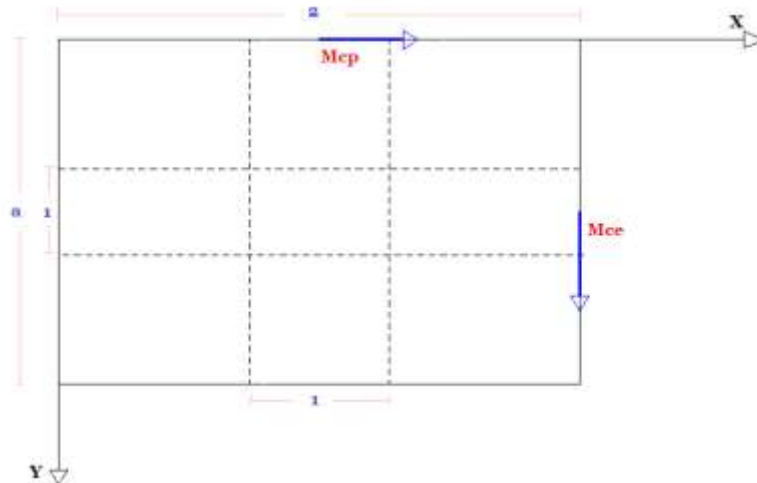


Figure 8.4: Moments de continuité « M_{cp} » et « M_{ce} »

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.

$$A = \frac{500}{2} + 50 = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m}$$

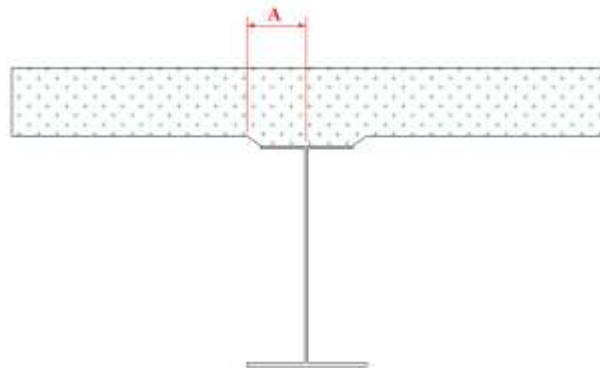


Figure 8.5 : La demi-largeur « A »

8.3.1 Moment de continuité sur poutre

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bt .

MC120 :

L'impact de MC120 est 6.1×1 ; $A = 0.3$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \Rightarrow M_{cp} = 2.20 \text{ t.m/ml}$ (Abaque N°27)

Bt :

$A = 0.3$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \Rightarrow M_{cp} = 2.03 \text{ t.m/ml}$ (Abaque N°10)



8.3.2 Moment de continuité sur entretoise

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bc.

MC120 :

L'impact de MC120 est 6.1x1 ; A = 0.3 ; E = 18.5cm ; b = ∞ =>M_{ce} = 2.38t.m/ml (Abaque N°28)

Bc : A = 0.3 ; E = 18.5cm ; b = ∞ =>M_{ce} = 2.65t.m/ml (Abaque N°42)

ELS					
Charge	α	Δ	b	Mp	Me
Mc120	1	1.3032	/	2.8670	3.1016
Bc	1.2	1.2748	0.95	/	3.8512
Bt	1.2	1.2874	1	3.1361	/

Tab 8.3

ELU					
Charge	α	δ	b	Mp	Me
Mc120	1.35	1.3032	/	3.8705	4.1872
Bc	1.6	1.2748	0.95	/	5.1349
Bt	1.6	1.2874	1	4.1815	/

Tab 8.4

Donc on prend pour moment sur poutre M_{cp} = 3.1016 t.m/ml

et sur appui M_{ce}= 3.1361 t.m/ml

8.4DALLE EN ENCORBELLEMENT

8.4.1. Moment d'encastrement

Charge permanente

Trottoir : 0,1702 x 2.5 = 0.4255 t/ml.

Dalle : 2.37 x 0.25 x 2.5 = 1.481 t/ml

Garde-corps : 0,10 t/ml, Corniche : 0.0762 x 2.5 = 0.1905 t/ml, alors : G = 2.097t/ml

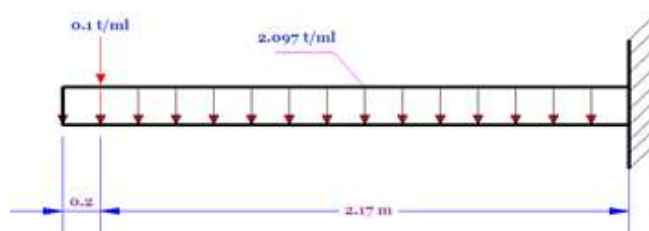


Figure 8.6: Poids propre sur la dalle d'encorbellement



$$M_{pp} = 0.1 \times 2.17 + 2.097 \times \frac{2.37^2}{8} = 1.689 \text{ t.m/ml}$$

Donc : $M_{pp} = 1.689 \text{ t.m/ml}$

Surcharge de trottoir 450kg/ml

$$M_t = 0.450 \times 0.37 \times \left(2 + \frac{0.37}{2}\right) = 0.363 \text{ t.m/ml}$$

$M_t = 0.363 \text{ t.m/ml}$

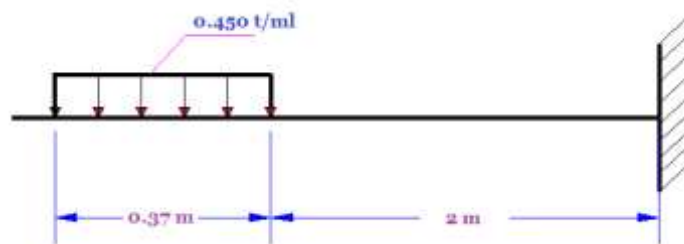


Figure 8.7: Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement

Roue B(6t)

$$u = a + 2E = 25 + 2 \times 18.5 = 62 \text{ cm}$$

Le rectangle (u,u) => (62,62)

$$L_i = 0.62 + 2 \times 2.27 = 5.16 \text{ m}$$

$$MR = \frac{P \cdot d_i}{L_i} = \frac{6 \times 1.96}{5.16} = 2.279 \text{ t.m/ml}$$

$MR = 2.279 \text{ t.m/ml}$

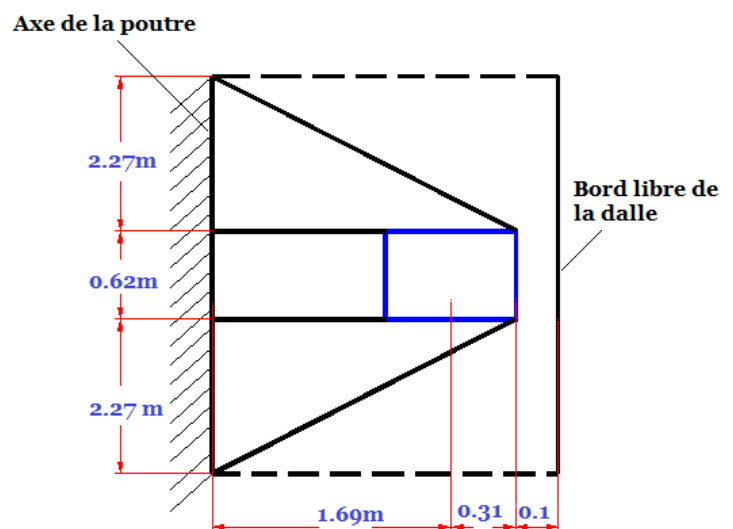


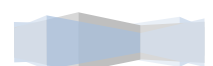
Figure 8.8 : Surcharge Bt sur la dalle d'encorbellement

8.4.2 Moments longitudinaux dans le consol

Charge permanente : $M_b = vMa = 0.15 \times 1.689 = 0.2533 \text{ t.m/ml}$

Surcharge de trottoir : $M_b = vMa = 0.05445 \text{ t.m/ml}$

Roue isolée : d'après l'abaque N°8(SETRA)



$$M_b = 0.6tm/ml \Rightarrow M_b = 0.6 \times 1.2 \times 1.1579 = 0.83 \text{ t.m /ml} = M_{Ri}$$

Combinaison de charges :

ELS

$$\text{Transversal} \Rightarrow M_{enc} = M_{pp} + M_R = 1.689 + 1.2(2.279) = 4.423 \text{ t.m/}$$

$$\text{Longitudinal} \Rightarrow M_{long} = M_{pp} + M_{Ri} = 0.2533 + 1.2(0.694) = 1.0833 \text{ t.m/ml}$$

ELU

$$\text{Transversal} \Rightarrow M_{enc} = M_{pp} + M_R = 1.35(1.689) + 1.6(2.279) = 5.926 \text{ t.m/}$$

$$\text{Longitudinal} \Rightarrow M_{long} = M_{pp} + M_{Ri} = 1.35(0.2533) + 1.6(0.694) = 1.452 \text{ t.m/ml}$$

8.5 BILAN DES MOMENTS :

Les moments fléchissant à prendre en compte dans le ferrailage de l'hourdis sont mentionnés dans le tableau suivant :

Les Moments	Dalle Centrale		Dalle Sur Poutre / Entretoise		Dalle en encorbellement	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Moments transversaux (t.m/ml)	17.547	12.998	-5.135	-3.851	-5.926	-4.423
Moments longitudinaux (t.m/ml)	8.403	6.293	-4.181	-3.136	-1.452	-1.083

8.6 Ferrailage de la dalle :

8.6.1 Ferrailage Longitudinal :

Nappe inferieure : mi- travée

➤ **Calcul de section d'armature à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 19,83 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5 \text{ (en situation durables)}$$

$$\theta = 1$$

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



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.403 \times 10^{-2}}{1 \times 0,225^2 \times 19,83} = 8,37 \times 10^{-2}$$

$$\rho_M = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.403}{6.293} = 1,33 \Rightarrow \mu_c = 0,305$$

donc : $\mu_c \geq \mu \Rightarrow$ Section sans acier comprimé.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,1094$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,2151m$$

$$et : \mu \leq 0,186$$

$$Donc : \xi_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$Et \quad \xi_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,65 \times 10^{-3} \text{ avec } E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$Donc \quad \xi_s > \xi_{es}$$

$$on a : \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec } \gamma_s = 1,15 (\text{cas général}), f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$donc : A_s = \frac{M_u}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{8.403 \times 10^{-2}}{0,215 \times 347,82} = 1.123 \times 10^{-4} m^2 = 11.23 cm^2$$

Donc la section d'acier $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$, soit **6 HA16**.

Calcul de section d'armature à l'ELS :

La combinaison la plus défavorable donne des moments maximums égale à : 6.293 t.m

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}, \quad \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 266,66 \text{ MPa.}$$

Remarque : Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

$$-M_{ser} = 6.293 \text{ t.m}$$

$$- b = 1 \text{ m, } h = 0,25 \text{ m}$$



$$- d = 0,9h = 0,225 \text{ m.}$$

$$- x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow x = 0,1218 \text{ m.}$$

$$- Z = d - \frac{x}{3} = 0,1843 \text{ m.}$$

$$- \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot x \cdot Z = 23,57 \text{ t.m}$$

Donc : $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$ donc la section sans acier comprimé.

$$A_s = \frac{\bar{M}_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

Vérification :

$$\text{Condition de fragilité est vérifiée } A_s \geq A_{min} = 0,23b.d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{Donc } A_{min} = 0,23 \times 100(\text{cm}) \times 22,5(\text{cm}) \frac{2,7}{400} = 3,493 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section minimale d'acier : } \rho_{min} = \frac{A_s}{A_b} = 0,35\%$$

$$\text{Donc : } A_s = 0,0035 \times 100 \times 25 = 8,75 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'acier est vérifiée

Donc la section d'acier $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$, soit **7 HA16**.

Conclusion :

L'ELU est plus défavorable et donc l'aire de la section d'acier transversaux nécessaire vaut : $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$, soit **7 HA16**.

Nappe Supérieure : sur appuis

➤ **Calcul de section d'armature à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 19,83 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5 (\text{en situation durables})$$

$$\theta = 1$$



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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.181 \times 10^{-2}}{1 \times 0,225^2 \times 19,83} = 4.164 \times 10^{-2}$$

$$\rho_M = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.181}{3.136} = 1,34 \Rightarrow \mu_c = 0,305$$

donc : $\mu_c \geq \mu \Rightarrow$ Section sans acier comprimé.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0531$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,2202 \text{ m}$$

$$\text{et : } \mu \leq 0,186$$

$$\text{Donc : } \xi_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\text{Et } \xi_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,65 \times 10^{-3} \text{ avec } E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \xi_s > \xi_{es}$$

$$\text{on a : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec } \gamma_s = 1,15 \text{ (cas général), } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } A_s = \frac{M_u}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{4.181 \times 10^{-2}}{0,220 \times 347,82} = 5.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.45 \text{ cm}^2$$

Calcul de section d'armature à l'ELS :

La combinaison la plus défavorable donne des moments maximums égale à : 3.249 t.m

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}, \quad \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 266,66 \text{ MPa.}$$

Remarque : Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

$$-M_{ser} = 3.249 \text{ t.m}$$

$$- b = 1 \text{ m, } h = 0,25 \text{ m}$$

$$- d = 0,9h = 0,225 \text{ m.}$$



$$- x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow x = 0,1218 \text{ m.}$$

$$- Z = d - \frac{x}{3} = 0,1843 \text{ m.}$$

$$- \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot x \cdot Z = 23,57 \text{ t.m}$$

Donc : $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$ donc la section sans acier comprimé. $A_s = \frac{\bar{M}_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 6,61 \text{ cm}^2$.

Vérification :

Condition de fragilité est vérifiée $A_s \geq A_{min} = 0,23b.d \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$\text{Donc } A_{min} = 0,23 \times 100(\text{cm}) \times 22,5(\text{cm}) \frac{2,7}{400} = 3,493 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'acier : $\rho_{min} = \frac{A_s}{A_b} = 0,35\%$

$$\text{Donc } A_s = 0,0035 \times 100 \times 25 = 8,75 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'acier n'est pas vérifiée et dans ce cas on prendre la section égale à la section minimale d'acier.

Donc la section d'acier $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$, soit **4 HA16**.

Conclusion :

L'ELS est plus défavorable et donc l'aire de la section d'acier transversaux nécessaire en S2 vaut : **$A_s S2 = 8,04 \text{ cm}^2$** , soit **4 HA16**.

Nappe Inferieure :

$M_{max} = -1,083$ nappe sup $A_s = 3,91$ $A_s = 4,52$ **4HA12**



8.6.2 Ferrailage Transversale

La dalle Centrale (nappe inf) : $M_s=12.998$ $A_s=33.46$ $A_s=37.7$ 12HA20

La dalle en Encorbellement(nappe sup) $M=-4.423$ $A_s=10.66$ $A_s=12.06$ 6HA16

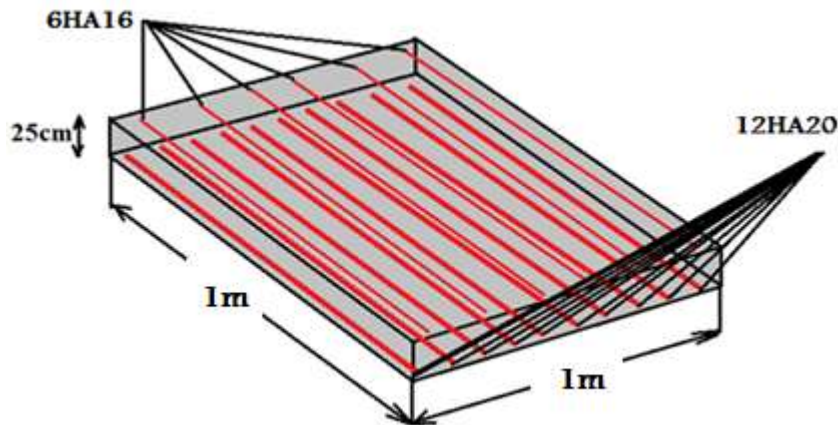


Figure.8.9.ferrailage transversal de la dalle.

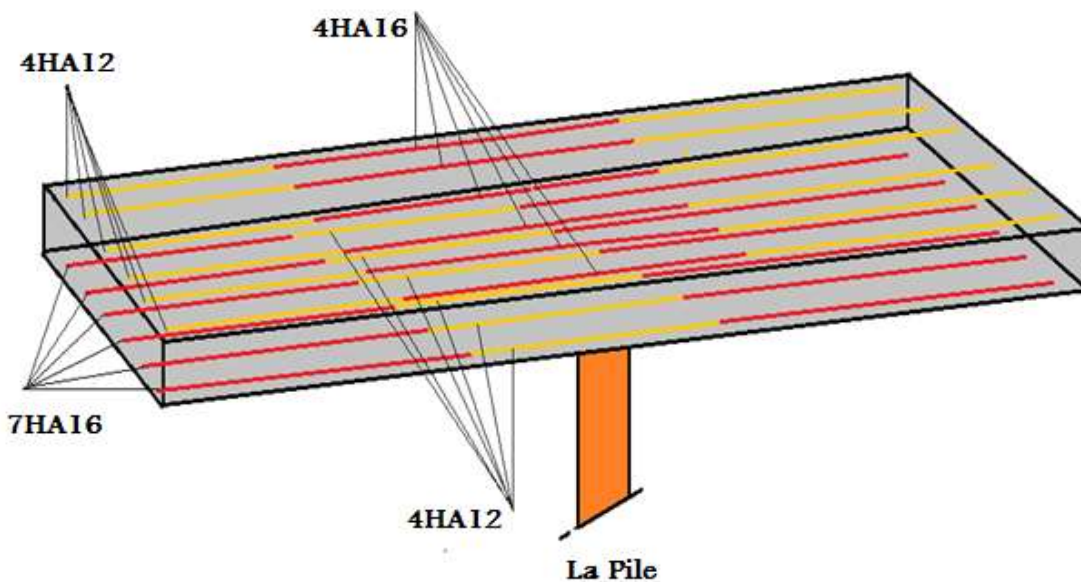


Figure.8.10.ferrailage longitudinal de la dalle.



EQUIPEMENT DU PONT

9.1 LES APPAREILS D'APPUI

9.1.1 Définitions :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.
-

9.1.2 Charge permanente et surcharges :

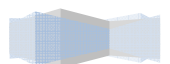
Les réactions sur pile et culée à l'ELU réparties sur l'appareil d'appui la plus sollicitées sont comme suit :

Appareil d'appui sur pile : $R_{\max} = 434.83t$

Appareil d'appui sur culée : $R_{\max} = 159.23 t$

9.1.3 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et ΔT :

- Différence de température: $\varepsilon_t = 10^{-4} = \frac{\Delta L}{L}$
 - Sur culée : $\Delta L = 10^{-4} \times \frac{150}{2} \times 10^3 = 7.5 \text{ mm}$
 - Sur pile : $\Delta L = 10^{-4} \times \frac{90}{2} \times 10^3 = 4.5 \text{ mm}$
- Retrait: $\varepsilon_r = 1.98 \cdot 10^{-4} = \frac{\Delta L}{L}$
 - Sur culée $\Delta L = 1.98 \cdot 10^{-4} \times \frac{150}{2} \times 10^3 = 14.85 \text{ mm}$
 - Sur pile $\Delta L = 1.98 \cdot 10^{-4} \times \frac{90}{2} \times 10^3 = 8.91 \text{ mm}$



9.1.4 Pré dimensionnement

- Appareil d'appui sur pile :

Sachant que

$$\sigma_n = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow a \times b \geq \frac{434.83}{150} \times 10^3$$

$$a \times b \geq 2898.87 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

En respectant la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T = nt \leq \frac{a}{5} \quad \frac{60}{10} \leq T = nt \leq \frac{60}{5} \quad 6 \leq T = nt \leq 12$$

$$\text{Soit } T = 4 \times 2 \quad t = 20 \text{ mm et } n = 4$$

- Appareil d'appui sur culée :

Sachant que

$$\sigma_n = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow a \times b \geq \frac{159.23}{150} \times 10^3$$

$$a \times b \geq 1061.53 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } a \times b = 35 \times 55 = 1925 \text{ cm}^2$$

En respectant la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T = nt \leq \frac{a}{5} \quad \frac{35}{10} \leq T = nt \leq \frac{55}{5} \quad 3.5 \leq T = 6 \leq 7$$

$$\text{Soit } T = 4 \times 1.5t = 15 \text{ mm et } n = 4$$

9.1.5 Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

L'effort horizontal se répartit sur les différents appuis suivant leur rigidité.

Ces rigidités seront calculées à partir des coefficients d'amortissement des éléments constituant l'appui

u_0 : pour l'appareil d'appui ; u_1 : pour le fut ; u_2 : pour le pieux

La rigidité d'un appui K est : $K = \frac{1}{u_0 + u_1 + u_2}$

- ◆ Rigidité :

$$K_p = K_{\text{app}} + K_{\text{fut}} + K_{\text{pieux}}; K_c = K_{\text{app}} + K_{\text{pieux}}$$

Les efforts repris par chaque appui seront :

$$H_p = \frac{H \cdot K_p}{\sum K_p + K_c} \quad H_c = \frac{H \cdot K_c}{\sum K_p + K_c}$$

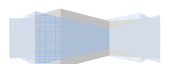
- ◆ Calcul :

- Pile :

- ◆ Amortissement (déplacement) de l'appareil d'appui est :

$$u_0 = \frac{1}{n} \frac{T \cdot H}{G \cdot a \cdot b} \text{ avec :}$$

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$; $T = 80 \text{ mm}$; $a = 60 \text{ cm}$, $b = 60 \text{ cm}$; n : nombre d'appareil d'appuis



$$D'où u_0 = \frac{8.1}{2.8.60.60} = 1.39 \times 10^{-4} \text{ cm} \Rightarrow u_0 = 1.39 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Amortissement des futs :

La hauteur de fut est de :

- Hauteur des fut de la pile intermédiaire : 7.7 m tandis que le diamètre est 1.8 m :

$$u_1 = \frac{1}{q} \frac{H.L^3}{3EI}; L=7.7\text{m}; I=5.153 \times 10^7 \text{ cm}^4; E=11000 \sqrt[3]{30} = 341795.57 \text{ kg/cm}^2, q: \text{ nombre de fut}$$

$$u_1 = \frac{1 \times 770^3}{2.3.341795,57.5,153.10^7} = 4.32 \times 10^{-6} \Rightarrow u_1 = 4.32 \times 10^{-6} \text{ cm}$$

- Hauteur des futs des piles de rive : 7 m tandis que le diamètre est 1.8 m :

$$u_1 = \frac{1}{q} \frac{H.L^3}{3EI}; L=7\text{m}; I= 5.153 \times 10^7 \text{ cm}^4; E=11000 \sqrt[3]{30} = 341795,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_1 = \frac{1 \times 700^3}{2.3.341795,56.153.10^7} = 3.25 \times 10^{-6} \Rightarrow u_1 = 3.25 \times 10^{-6} \text{ cm}$$

Amortissement des pieux :

$$u_2 = \frac{2 \times l^2 \times L}{q \times d^2 \times E \times A} \text{ avec } L: \text{ longueur des pieux}$$

l : largeur des semelle

d : entre axe des pieux

A : section des pieux

q : nombre de pieux par file

$$u_2 = 9.92 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

La rigidité de la pile intermédiaire est : $K_{pi} = \frac{1}{1.39 \times 10^{-4} + 4.32 \times 10^{-6} + 9.92 \times 10^{-4}} = 880.08 \text{ kg/cm}$

La rigidité des piles de rive est : $K_{pr} = \frac{1}{1.39 \times 10^{-4} + 3.25 \times 10^{-6} + 9.92 \times 10^{-4}} = 881.64 \text{ kg/cm}$

- Culée :

Amortissement de l'appareil d'appui :

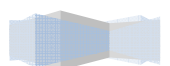
$$u_0 = \frac{1}{n} \frac{T.H}{G.a.b} \text{ avec } G = 8 \text{ kg/cm}^2; T = 60\text{mm}; a = 35 \text{ cm}, b = 55 \text{ cm}$$

$$u_0 = 1.95 \times 10^{-4} \text{ cm} \Rightarrow u_0 = 1.95 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

On suppose que le déplacement ne touche que l'appareil d'appui et les pieux tandis que le reste est supposé infiniment rigide $u_1=0$

Amortissement des pieux :

$$u_2 = 9.92 \times 10^{-4} \text{ cm};$$



la rigidité de la culé est : $K_c = \frac{1}{1.95 \times 10^{-4} + 9.92 \times 10^{-4}} = 842.6 \text{ kg/cm}$

◆ Répartition des efforts statiques :

- **Pile:** $H_{Pi} = \frac{H.K_P}{2.K_C + K_{Pi} + 2.K_{Pr}}$

$H_{Pi} = \frac{1 \times 880.08}{2 \times 842.6 + 880.08 + 2 \times 881.64} = 0.2033 H_P = 0.2033 = 20.33\%$

$H_{Pr} = \frac{H.K_P}{2.K_C + K_{Pi} + 2.K_{Pr}}$

$H_{Pr} = \frac{1 \times 881.64}{2 \times 842.6 + 880.08 + 2 \times 881.64} = 0.2037 H_P = 0.2037 = 20.37\%$

- **Culée:** $H_c = \frac{H.K_C}{2.K_C + K_{Pi} + 2.K_{Pr}}$

$H_c = \frac{1 \times 842.6}{2 \times 842.6 + 880.08 + 2 \times 881.64} = 0.1947 H_c = 0.1947 = 19.47\%$

◆ Répartition des efforts dynamiques :

Relativement au document SETRA (appareil d'appui en élastomère fretté), le module d'élasticité transversal vaut 2 fois sa valeur en cas statique :

$E_{dyn} = \frac{1}{3} E_{sta}$

$G_{dyn} = 2 \times G_{stat} = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ MPA}$

Pile :

❖ Appareil d'appui : $u_0 = \frac{T.H}{n.2.G_{sta}.a.b}$ $u_0 = 0.7 \times 10^{-4} \text{ cm}$

❖ Fut : $u_1 = 4.32 \times 10^{-6} \times 3$ $u_1 = 12.96 \times 10^{-6} \text{ cm}$
 $u_1 = 3.25 \times 10^{-6} \times 3$ $u_1 = 9.75 \times 10^{-6} \text{ cm}$

❖ Pieux : $u_2 = 9.92 \times 10^{-4} \times 3$ $u_2 = 29.76 \times 10^{-4} \text{ cm}$

D'où

$K_{pi} = 326.91 \text{ kg/cm}$

$K_{pr} = 327.25 \text{ kg/cm}$

Culée :

❖ Appareil d'appui : $u_0 = 1 \times 10^{-4} \text{ cm}$

❖ Pieux : $u_2 = 29.76 \times 10^{-4} \text{ cm}$

D'où

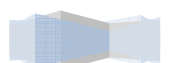
$K_C = 325.09 \text{ kg/cm}$

◆ Répartition des efforts Dynamique :

- **Pile:** $H_P = \frac{H.K_P}{2.K_C + K_{Pi} + 2.K_{Pr}}$

$H_{Pi} = \frac{1 \times 326.91}{2 \times 325.09 + 2 \times 327.25 + 326.91} = 0.2004$

$H_{Pi} = 0.2004 = 20.04\%$



$$H_{Pr} = \frac{1 \times 327.25}{2 \times 325.09 + 2 \times 327.25 + 326.91} = 0.2006$$

$$H_{Pr} = 0.2006 = 20.06 \%$$

- Culée: $H_c = \frac{H \cdot K_c}{2 \cdot K_C + K_{Pi} + 2 \cdot K_{Pr}}$

$$H_c = \frac{1 \times 325.09}{2 \times 325.09 + 2 \times 327.25 + 326.91} = 0.1992$$

$$H_c = 0.1992 = 19.92 \%$$

Tableau récapitulatif :

Etat	Statique (%)	Dynamique (%)
Pile intermédiaire	20.33	20.04
Pile de rive	20.37	20.06
Culée	19.47	19.92

Tab.9.1 répartition des efforts statiques et dynamiques

9.1.6 Vérification au niveau des piles :

Contraintes: $\sigma_n = \frac{R_{max}}{a \times b}, a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

$$\sigma_n = \frac{434.83 \cdot 10^3}{3600} = 120.78 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_R < 5G$

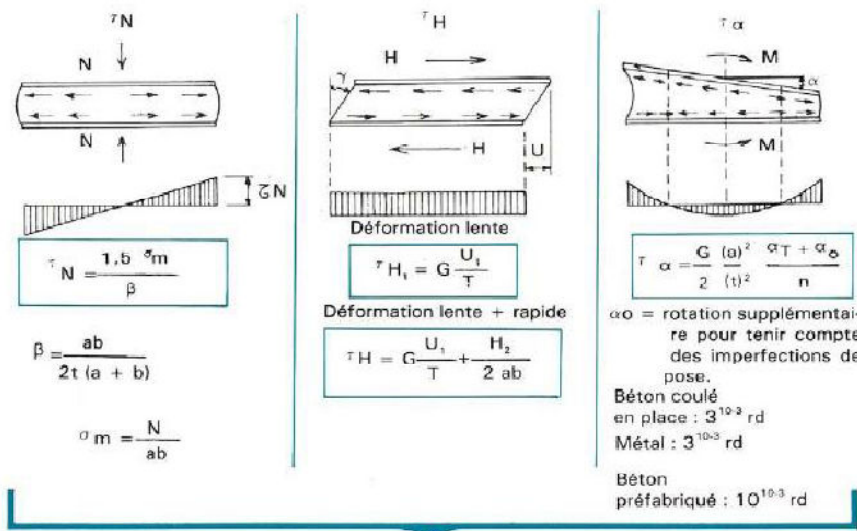
Telle que τ_N : cisaillement provoqué par l'effort normal R_{max}

τ_H : cisaillement provoqué par ΔT , retrait et le freinage de A(l) ou Bc

τ_α : cisaillement provoqué par la rotation d'appui

τ_R : cisaillement provoqué par la distorsion de l'appareil d'appui

LIMITATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT



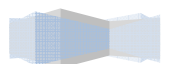
ON DOIT VÉRIFIER

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G \leq 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_1} \leq 0,5 G \quad \tau_H \leq 0,7 G \quad \tau_\alpha \leq \tau_N$$

$$TN = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{60 \times 60}{2 \times 2(60+60)} = 7.5$$



$$T_N = \frac{1.5 \times 120.78}{7.5} = 24.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = T_{H1} + T_{H2}$$

u₀: déformation lente dû au retrait +ΔT

$$T_{H1} = G \times \frac{u_0}{T} = 8 \times \frac{0.45 + 0.891}{8} = 1.341 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{H2} = \frac{F}{2.a.b}$$

F: effort de freinage de A(l) ou B_c

➤ Système A(l) selon le fascicule 61 titre 2

$$F_{A(l)} = A(l) \times \frac{1}{20 + 0.0036 \times S} \text{ avec } S : \text{ surface chargée}$$

$$A(l) = 10260 \text{ kg/ml}$$

$$F_{A(l)} = \frac{10260 \times 150}{20 + 0.0036 \times 150 \times 9.5} = 61.24 \text{ t}$$

➤ Système B selon le fascicule 61 titre 2 => est égale à 30t => F_{Bc} = 30t

Les efforts développés ne sont pas susceptibles de majoration dynamique

Etat	Systeme A(l)	Systeme BC
Pile intermediaire	12.27	6.012
Pile de rive	12.28	6.018
Culée	12.2	5.98

Tab 9.2 : Répartition des efforts dus aux systèmes A et B sur les appuis

Par appareil l'effort de freinage vaut $F = \frac{6.012}{2} = 3.006 \text{ t}$

$$T_{H2} = \frac{3.006}{2.60.60} = 0.4175 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 \times G = 1.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = 1.341 + 0.4175 = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = \frac{G \times a^2}{2 \times t} \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 0.003 + 4 \times 10^{-3} = 0.007 \text{ rd}$$

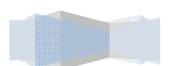
$$\alpha_T = \frac{0.007}{4} = 0.001 \text{ rd} \quad \text{D'où } \tau_\alpha = \frac{8 \times 60^2}{2 \times 2} \times 0.001 = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

À la fin on vérifie le cisaillement total: $\tau = 24.156 + 1.341 + 0.4175 + 7.2 = 33.1 \times 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$

Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m,\min} = \sigma_n = \frac{R_{\max}}{a \times b}$$

$$\sigma_{m,\min} = \frac{434.83.10^3}{3600} = 120.78 > 20 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{vérifier}$$



Condition de non glissement

$$H < f \times N_{min} ; f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{120.78} = 0.122$$

$$f \times N_{min} = 434.83 \times 0.122 = 52.9 > 3.006t \quad \Rightarrow \quad \text{verifier}$$

Condition de non soulèvement (α' > αt)

$$\alpha' = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{7.5} \times \frac{2^2}{60^2} \times \frac{120.78}{8} = 0.0067 \text{rd} > 0.002 \text{rd} \quad \Rightarrow \quad \text{verifier}$$

Dimensionnement des frettes ts

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{60}{7.5} \times \frac{120.78}{3600} = 0.26 \text{cm} \\ t_s \geq 2 \text{mm} \end{array} \right. \quad \text{on prend } t_s = 3 \text{mm}$$

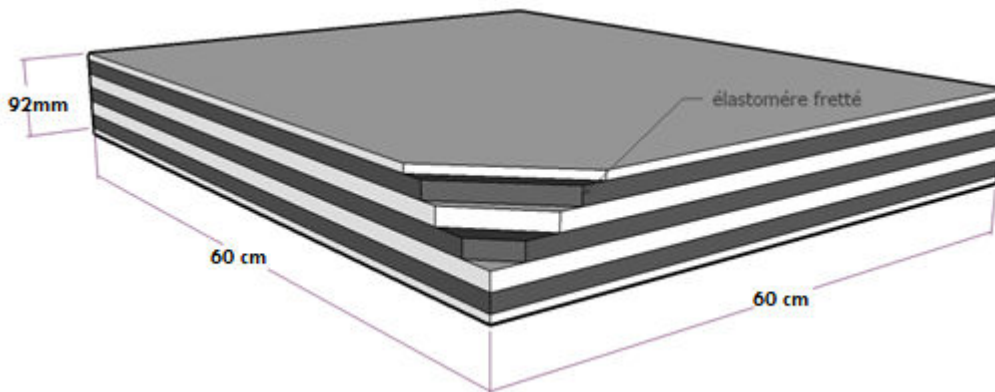


Figure 9.2 : Appareil d'appui sur pile

9.1.7 Vérification au niveau des culées :

Contraintes: $\sigma_n = \frac{R_{max}}{a \times b}$, $a \times b = 35 \times 55 = 1925 \text{cm}^2$

$$\sigma_n = \frac{159.23 \cdot 10^3}{1925} = 82.72 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a + \tau_R < 5G$

$$\tau_N \approx \tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{35 \times 55}{2 \times 1.5(35+55)} = 7.13$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 82.72}{7.13} = 17.40 \text{ kg/cm}^2$$

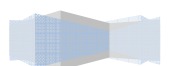
$$\tau_H \approx \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

u_0 : déformation lente dû au retrait $+\Delta T$

$$\tau_{H1} = G \times \frac{u_0}{T} = 8 \times \frac{0.75+1.485}{6} = 2.98 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H2} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot b}$$

Par appareil l'effort de freinage vaut $F = \frac{5.98}{2} = 2.99 \text{ t}$



$$\tau_{H2} = \frac{2.99}{2 \times 35 \times 55} = 0.776 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = 2.98 + 2.99 = 5.97 \text{ t}$$

$$T_a = \frac{G \times a^2}{2 \times t} \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 0.003 + 0.015 = 0.018 \text{ rd}$$

$$\alpha_T = \frac{0.023}{4} = 4.5 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \quad \text{D'où } T_a = \frac{8 \times 35^2}{2 \times 1.5} 4.5 \cdot 10^{-3} = 14.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 2.98 + 2.99 + 17.40 + 14.7 = 38.07 \leq 40 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m, \min} = \sigma_n = \frac{R_{\max}}{a \times b}$$

$$\sigma_{m, \min} = \frac{159.23 \cdot 10^3}{1925} = 82.72 > 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \text{vérifier}$$

Condition de non glissement :

$$H < f \times N_{\min}; \quad f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{82.72} = 0.122$$

$$f \times N_{\min} = 159.23 \times 0.122 = 19.42 > 2.99 \text{ t} \quad \Rightarrow \text{vérifier}$$

Condition de non soulèvement ($\alpha_t' > \alpha_t$) :

$$\alpha_t' = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{7.13} \times \frac{1.5^2}{35^2} \times \frac{82.72}{8} = 0.008 \text{ rd} > 0.002 \text{ rd} \quad \Rightarrow \text{vérifier}$$

Dimensionnement des frettes t_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{35}{7.13} \times \frac{82.72}{3600} = 0.11 \text{ cm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{on prend } t_s = 2 \text{ mm}$$

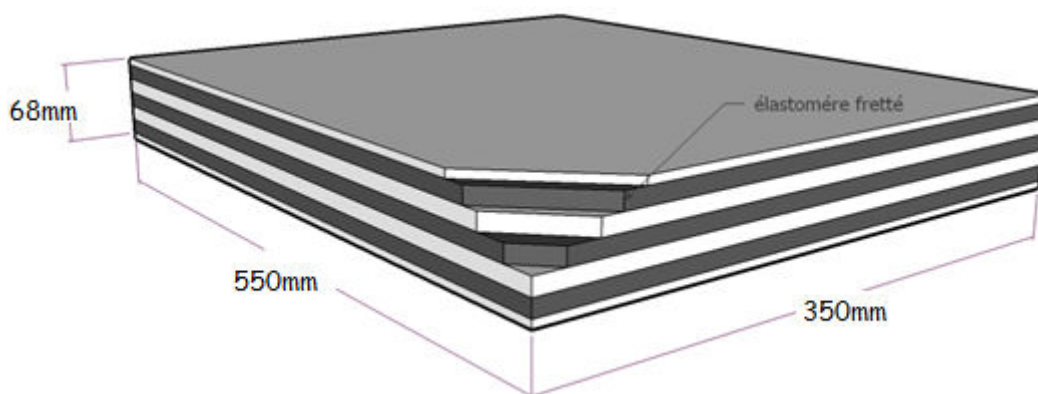
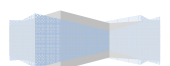


Figure 9.3 : Appareil d'appui sur culée



9.2 DES D'APPUI (BOSSAGE) :

Pré-dimensionnement :

$$A = a + 100 = 600 + 100 = 700 \text{ mm. On fixe } \quad A = 700 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 = 600 + 100 = 700 \text{ mm. On fixe } \quad B = 700 \text{ mm.}$$

$$E = 150 \text{ mm.}$$

A : Largeur de bossage.

B : Longueur de bossage.

a : Largeur d'appareil d'appui.

b : Longueur d'appareil d'appui.

E : épaisseur de bossage.

Ferraillage des dés d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier.

$$R_{\max} = 1.35 G + 1.6(AI + St) = 434.83 \text{ t}$$

R_{\max} : effort normal de compression maximal (réaction max).

$$\text{On a } \sigma' = \frac{R_{\max}}{S}$$

Tel que :

σ' : contrainte de compression dans le dé d'appui due à « R_{\max} »

S : l'aire du dé d'appui ($S = 700 \times 700 \text{ mm}$)

$$\sigma' = \frac{434.83}{70 \times 70} 10^3 = 88.74 \text{ kg/cm}^2 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

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 $0.04 R_{\max}$.

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.04 \times 434.83}{2666.66} 10^3 = 6.522 \text{ cm}^2$$

On prend : 7 HA12 ; $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 2 = 6.52 / 2 = 3.26 \text{ cm}^2$$

On prend 3 HA10 ; $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$

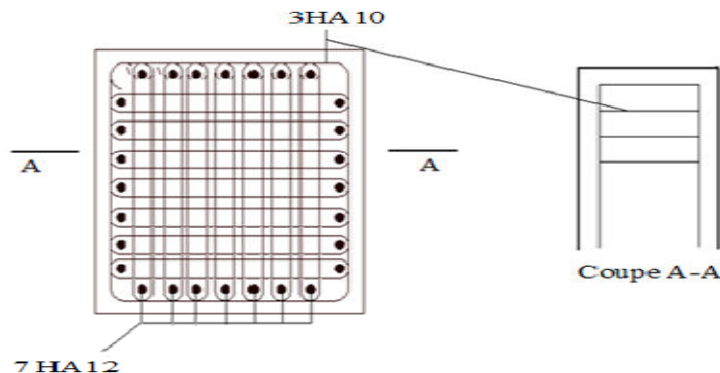
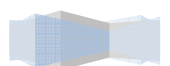


Figure 9.4 : Ferraillage de dé d'appuis



9.3 Joint de Chaussée

9.3.1 Définition :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, le joint 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, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- La résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garanti et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- L'étanchéité : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.
- Confort et esthétique : Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.

9.3.2 Calcul du Joint de Chaussée :

Deux conditions, limiterons le calcul du joint de chaussée :

- ✓ Déplacement du aux variations linéaire (retrait, fluage, température)
- ✓ Déplacement du au freinage
- ✓ Rotation d'extrémité sous chargement

◆ Déplacement du aux variations linéaire :

➤ Dilatation Thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée.

On prend généralement un raccourcissement relatif de : $\epsilon_t = \frac{\Delta L}{L} = 10^{-4}$

Pour notre cas : $L=150$ m donc : $\Delta L = 150 \times 10^{-4} = 1.5$ cm

➤ Retrait :

$$\epsilon_r = \frac{\Delta L}{L} = 1.98 \times 10^{-4}$$

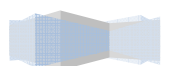
Pour $L=150$ m on aura :

$$\Delta L = 1.98 \times 10^{-4} \times 150 \times 10^2 = 2.97 \text{ cm} \quad \Delta L = 2.97 \text{ cm}$$

➤ Fluage:

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

On pourra prendre en première approximation : $\epsilon_f = \frac{\Delta L}{L} = K_f \times 10^{-4}$



K_f : coefficient de fluage qui est de 2 à 3. $\epsilon_f = 2 \times 10^{-4}$

Pour $L=150$ m on aura :

$$\Delta L = 2 \times 10^{-4} \times 150 = 2.56 \text{ cm} \quad \Delta L = 3 \text{ cm}$$

◆ Déplacement dû au chargement :

➤ Effort de freinage :

$$\epsilon_f = \frac{T \times H}{G \times S}$$

$$Q = 12.20T$$

Donc : $H = 12.20T$

G : module de déformation transversale

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations lentes

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations instantanées

$$\epsilon_f = \frac{7 \times 12200}{16 \times 35 \times 55} \epsilon_f = 2.77 \text{ cm}$$

➤ Rotation d'extrémité sous chargement :

$$\Delta l = h \times \text{tg } \alpha$$

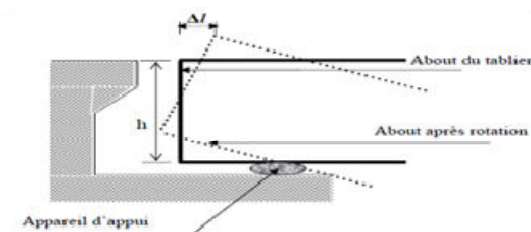


Fig.9.5 Rotation d'extrémité sous chargement

$$\Delta l = 1.82 \times 102 \times \text{tg } 0.003 = 0.55 \text{ cm}$$

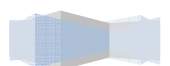
◆ Déplacement total

$$\Delta L = 1.5 + 2.97 + 3 + 2.77 + 0.55 = 10.79 \text{ cm}$$

Pour une valeur de $\Delta l = 10,79 \text{ cm}$, on choisit un joint de chaussée de type FT150-Freyssinet, qui a les caractéristiques suivantes :

Déplacement transversal en service $\pm 10 \text{ mm}$.

Déplacement longitudinal de 20 à 170 mm



Ce type de joint peut absorber des rotations jusqu'à 0,03 rad.

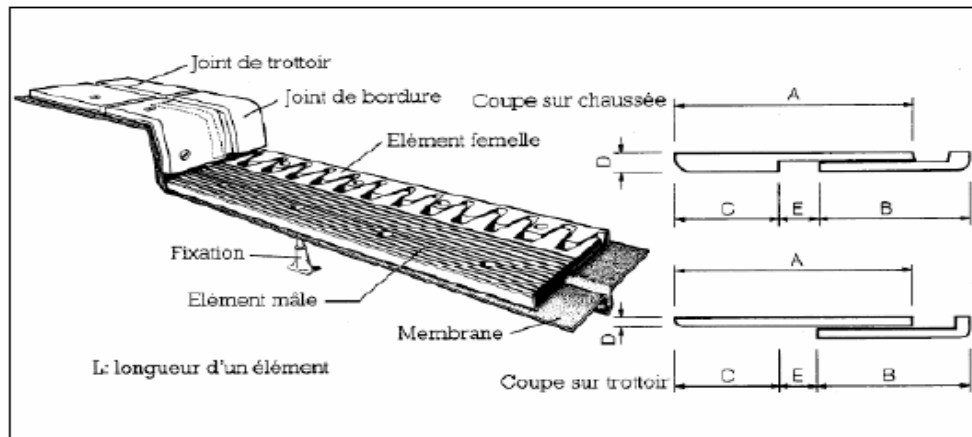


Fig 9.6 : Joint de chaussée

9.4. Les Gargouilles :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux 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) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.



Figure 9.7 : L'emplacement de gargouille.

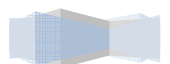
Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale. La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%

(2,5% pour notre cas).

La forme de 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 2,5% 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

9.5 Plot Parasismique

Ils sont en béton armé, ils sont encastrés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure.

Ils sont distingués à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

9.5.1 Conception des Plots Parasismique

La conception des plots parasismique consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieure.
- Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on a choisie deux plots parasismiques sur chaque appui qui prend les caractéristiques suivantes :

Sur pile :

- Une hauteur de 50cm.
- Une section de 50x100cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

Sur culée :

- Une hauteur de 50cm.
- Une section de 50x80cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

La composante horizontale de séisme est égale au 12% (G +Q)

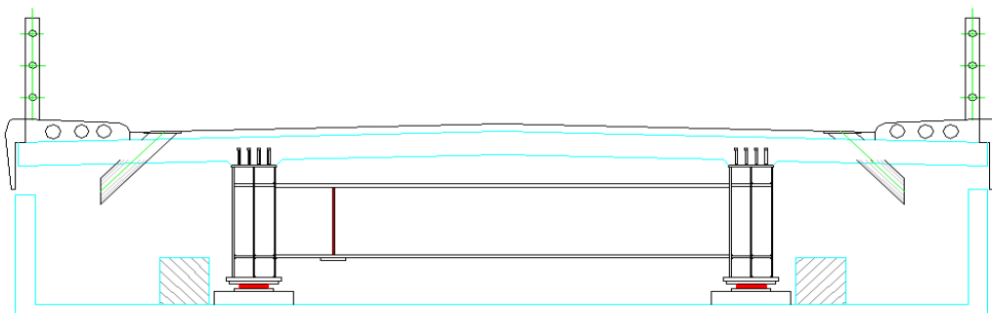
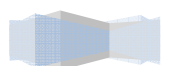


Fig.9.8 Disposition des plots parasismiques.



9.5.2 Evaluation des efforts agissant sur le plot :

Pile :

G : le poids propre du tablier qui revient à l'appui.

$$G = CP + CCP = 321.33 \text{ t}$$

$$A(l)+St = 283.33 \text{ t}$$

$$H = 0.12 \times (321.33 + 1.2 \times 283.33) = 79.36 \text{ t}$$

Avec : H : effort horizontal transmis au plot.

h : la hauteur de plot.

e : distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inf. de plot = 0,40m

$$M = H \times e = 79.36 \times 0,4 = 31.74 \text{ t.m} \Rightarrow M = 31.74 \text{ t.m}$$

Culée :

$$G = 319.45 \text{ t}$$

$$D240 = 155.628 \text{ t}$$

$$H = 0.12 \times (319.45 + 155.628) = 57.01 \text{ t}$$

$$M = H \times e = 57.01 \times 0,4 = 22.8 \text{ t.m} \Rightarrow M = 22.8 \text{ t.m}$$

9.5.3 Ferrailage des plots:

Pile :

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple

$$b_0=0.50 \text{ m} \quad h=0.50 \text{ m} \quad M=29.02 \text{ t.m}$$

$$f_{c28}=30 \text{ MPa} \quad f_{e400}$$

$$A_s=18.69 \text{ cm}^2 \quad A_s = 4 \text{ HA } 25 = 19.63 \text{ cm}^2$$

Armatures de construction

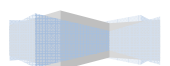
$$A = A_s / 3 = 19.33 / 3 = 6.44 \text{ cm}^2$$

On prend pour armatures : 4 HA 16 = 8.04 cm²e = 10 cm

Culée :

Le ferrailage se fait a l'aide de logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple

$$f_{c28}=30 \text{ MPa} \quad f_{e400} \quad b_0=0.50 \text{ m} \quad h=0.50 \text{ m} \quad M=22.80 \text{ tm}$$



$$A_s = 13.11 \text{ cm}^2 \quad A_s = 7\text{HA } 16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

Armatures de construction

$$A = A_s / 3 = 14.73 / 3 = 4.91 \text{ cm}^2$$

On prend pour armatures : 3 HA 16 = 6.03 cm²

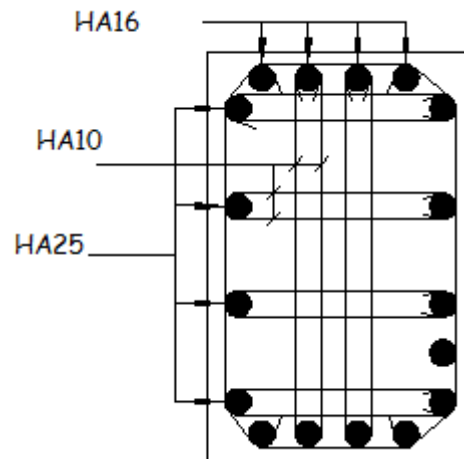
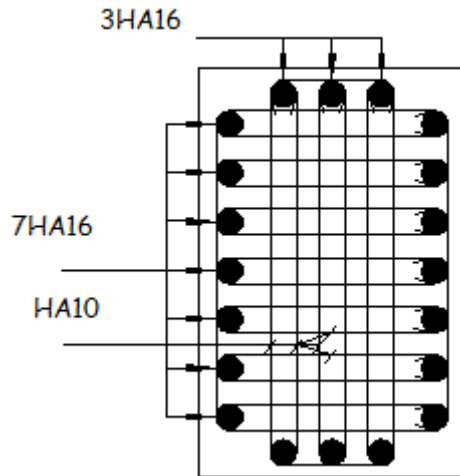
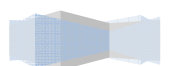


Figure 9.10 Ferrailage de plots sur culée Figure 9.11 Ferrailage de plots sur pile



ETUDE DE LA PILE

10.1 Définition :

Une pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts jusqu'au sol de fondation, composé d'une superstructure et d'une fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que celui-ci est simplement appuyé sur elle, ou partiellement ou totalement encastéré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur.

- La nature et le mode de construction.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

10.2 Choix du type de pile :

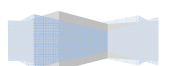
L'ouvrage est un pont bipoutres hyperstatique la pile portiques, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle et pour des nombreux avantages :

- Modélisation simple.
- Résister aux chocs
- Facilement exécutable.
- Plus esthétique.

10.3 Conception et pré-dimensionnement :

10.3.1 Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. La tête des piles doit être dimensionnée de façon à donner au tablier porté une assise appropriée elle doit permettre l'implantation :



- Des appareils d'appuis définitifs lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile
- Des éventuels appareils d'appuis provisoires
- De niche à vérins pour le chargement des appareils d'appuis définitifs ou le passage des appareils d'appuis provisoires ou définitifs

1- Epaisseur du chevêtre :

Prise de telle façon à augmenter sa rigidité par rapport au fut L` épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante

$$hc \leq 1,25ht \text{ (avec } ht = 2.1m \text{ hauteur du tablier) } \quad hc \leq 2.625 \text{ m}$$

On fixe : $hc=1.3m$

2- Largeur du chevêtre :

Elle est parallèle à la longueur droite de l'ouvrage

$$lc = (\Phi_{fut} + 2 \times 0.1) \quad \text{Donc : } lc = 2m.$$

3- Longueur du chevêtre : elle est parallèle a la largeur de l'ouvrage $Lc \leq 10.5m$

Donc : On prend : $Lc=9.5m$

10.3.2 Le Fûts (deux fut) :

Leurs rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Deux futs circulaires à section pleine

- Φ : diamètre du fût : $\Phi_{ext}=1.8m.$
- e_f : entraxe des fûts $e_f = \frac{Lc\sqrt{2}}{1+\sqrt{2}} = \frac{9.5\sqrt{2}}{1+\sqrt{2}}$ on prend $e_f=5.5m$
- x : distance entre l'axe du fût et l'arrête extérieur du chevêtre $x=2m$

La hauteur des futs es donnée dans le tableau ci-dessous :

Fûts	P1	P2	P3
Hauteurs	7	7.7	7

10.3.3 La Semelle :

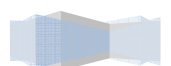
Nous avons choisi une semelle rectangulaire, reposant sur des pieux battus, elle sera donc une semelle de liaison que solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

Les dimensions de la semelle seront conditionnées par la dimension du fût à sa base ou par la disposition des pieux (soit nombre de rangées, soit écartement entre les rangées extrêmes pour assurée la stabilité de l'appui aux sollicitations du pont transversale)

$$e_s : \text{ épaisseur de la semelle } e_s = 1,2 \times \Phi = 1.44m \quad e_s = 1.5m$$

$$L_s : \text{ longueur de la semelle } L_s = 10m$$

$$l_s : \text{ largeur de la semelle } B \geq 5 \Phi = 6m \quad l_s = 6m$$



10.3.4 Les pieux :

Aquatique, nous avons opté pour des pieux forés avec tubage. Le diamètre des pieux sera égal à 1.20m.

Intérêt des pieux forés :

Au moyen de pieux forés ou peut confectionner de véritables colonnes de grande longueur allant jusque 70m mètres, offrant une bonne résistance à la flexion, en règle générale, tous les pieux forés sont équipés d'un nombre de tubes fixés à la cage d'armatures, variable selon le diamètre, par lesquels on peut descendre des sondes soniques. La mesure de la vitesse du son dans le béton à tous les niveaux entre un émetteur et un récepteur permet de contrôler son intégrité

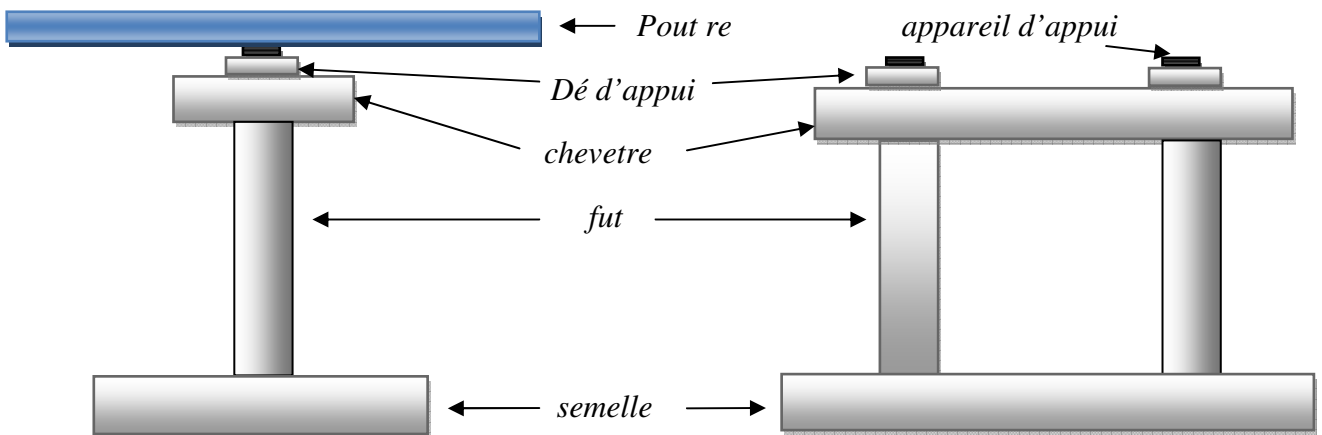


Figure 10.1 :Schéma statique de la pile

Implantation Des Piles :

La conception et le pré - dimensionnement de la pile sont déjà fait précédemment

La hauteur H des pile sont définies par :

$H \text{ pile} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (h \text{ appareil} + \text{dé appui} + h \text{ tablier}) + \text{épaisseur de la semelle}$

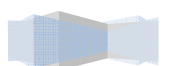
$h \text{ appareil} + \text{dé appui} = 0,25\text{m.}$

$h \text{ tablier} = 2,18\text{m.}$

Epaisseur de la semelle =1.5m

PILE :	Pile1	Pile2	Pile3
Points kilométriques	9+416.985	9+461.985	9+506.985
Côte projet (m)	665.08	665.305	665.53
Côte TN (m)	655.95	655.47	656.4
Côte fondation (m)	654.15	653.675	654.6
Hauteur de la pile (m)	10	10.7	10

Tab10.1 Implantation des pile



10.4 Evaluation des efforts :

10.4.1 Calcul de poids propre de la pile :

- poids chevêtre : $2 \times 9,5 \times 1,3 \times 2,5 = 61,75 \text{ t}$
- poids fûts : $2 \times (\pi \times 0,9^2 \times 7,7) \times 2,5 = 97,97 \text{ t}$
- poids de la semelle : $1,50 \times 6 \times 10 \times 2,50 = 225 \text{ t}$
- poids dés d'appui : $0,15 \times 0,70 \times 0,70 \times 2,5 \times 2 = 0,367 \text{ t}$
- poids des terres : $[(10 \times 6) - (\pi \times 0,9^2 \times 2)] \times 2 \times 1,8 = 197,68 \text{ t}$

10.4.2 Charges verticales :

	Réactions(t)
Poids propre du tablier	442.203
A(l)	276
Bc	154.947
Mc120	104.093
D240	190.994
Séisme V	11.57
Trottoir 2 T.C	7.33

Tab 10.2 Réactions verticaux de la pile

10.4.3 Charges horizontales :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Réactions (t)	M (t.m)
Freinage A(l)	12.27	130.67
Freinage Bc	6.012	64.03
Séisme H	38.56	410.66

Tab 10.3 Réactions horizontaux et moments correspondants de la pile

10.4.4 Combinaison des charges :

ELS: $R_1 = R_G + 1,2 (R_{A(L)} + R_{ST})$

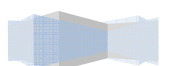
$R_2 = R_G + R_{D240}$

ELU: $R_1 = 1,35 R_G + 1,6 (R_{A(L)} + R_{ST})$

$R_2 = 1,35 R_G + 1,35 R_{D240}$

La réaction max est donnée par la combinaison (1.35G+1.6 (A(l)+STR))

Rmax = 1050.3t.



10.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE :

10.5.1- Etude Du chevêtre :

Le ferrailage se fait en flexion simple

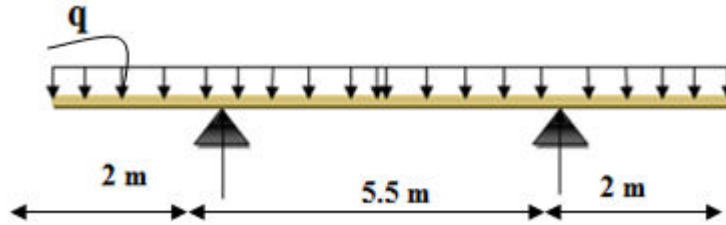


Figure 10.2 schéma statique du chevêtre

- Evaluation des efforts :

q : poids propre de chevêtre $61.75 / 9.5 = 6.5 \text{ t / ml}$

Les combinaisons des charges

ELU : $1,35 G \quad q_{ELU} = 1.35 G = 1.35 \times 6.5 = 8.775 \text{ t/ml} \quad R_{ELU} = 41.68 \text{ t}$

ELS : $G \quad q_{ELS} = G = 6.5 \text{ t/ml} \quad R_{ELS} = 30.87 \text{ t}$

- Moment fléchissant :

Sur appui : $M_{ELU} = M_1 = M_2 = -8.775 \times \frac{2^2}{2} = -17.55 \text{ t.m}$

$M_{ELS} = M_1 = M_2 = -6.5 \times \frac{2^2}{2} = -13 \text{ t.m}$

A mi travée : $M_{ELU} = 41.68 \times 2,75 - \frac{4.75^2}{2} \times 8.775 = 15.62 \text{ t.m}$

$M_{ELS} = 30.78 \times 2,75 - \frac{4.75^2}{2} \times 6,5 = 11.32 \text{ t.m}$

- Ferrailage le chevêtre en flexion simple:

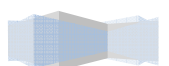
Les données

Béton :	$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 30 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$	Acier :	$\left\{ \begin{array}{l} \text{FeE40HA} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$
$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$		$\gamma_s = 1,15$	
$\gamma_b = 1,5$			

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right)$.

A- ferrailage longitudinal : (BAEL)

ELU :



Sur appui :(la nappe supérieure)

MELU=-17.55 t.m

MELS= -13 t.m

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{17.55 \times 10^{-2}}{1,167 \times 348} A_s = 4.31 \text{ cm}^2$$

▪ A mi travée :(la nappe inférieure)

M_{ELU}15.62 t.m

M_{ELS}= 11.56 t.m

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{15.62 \times 10^{-2}}{1,168 \times 348} A_s = 3.84 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on opte pour des armatures: **13HA25 =63.81cm²**.

- condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad A_{min} = 0,23 \frac{2,4 \times 2 \times 1,17}{400} \quad A_{min} = 32.3 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on opte pour des armatures: **7HA25 =34.36cm²**

Pour les barres on prend :

La nappe inférieure :7HA25 =34.36cm²

La nappe supérieure : 7HA25 =34.36cm²

Espacement

$$S_t \leq \min [12\Phi_L, b, 20\text{cm}] = S_t = \min [38.4, 200, 20\text{cm}] = 20 \text{ cm}$$

B-Armatures longitudinales intermédiaires :

$$A_s = A/3 = 34.36/3 = 11.45 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2 e_v = 19 \text{ cm}$$

C-ferraillage transversal :

$$A_t = A/3 = 34.36/3 = 11.45 \text{ cm}^2 \text{ on prend des cadres de } 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

On prend un espacement de 20cm et 15cm dans la zone de jonction

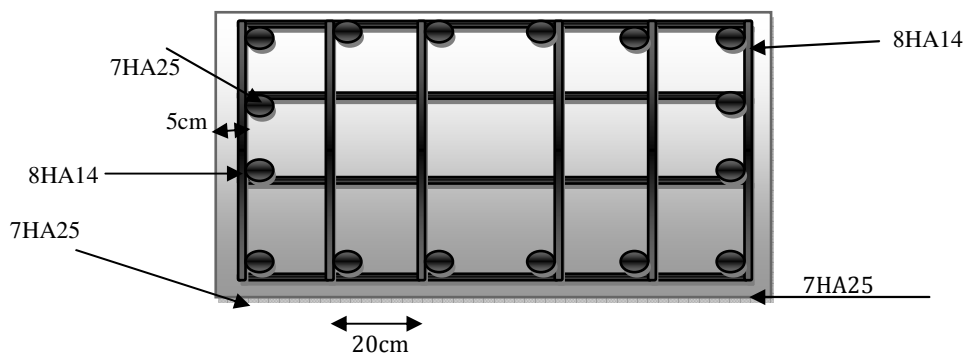
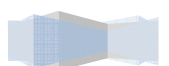


Fig.10.3 ferrailage du chevetre



10.5. 2 .Etude du fût :

A-Evaluation des charges et surcharges :

On supposant le fut un poteau encastré dans la semelle; a soumise les charges suivantes.

➤ Charges verticales

1- Charge permanente de la pile:

$$\begin{aligned} \text{Poids propres de chevêtre :} &= 61.75 \text{ t} \\ \text{Poids propre de la fut :} &= 97.97 \text{ t} \\ \text{Poids propre de d'appui :} &= 0.366 \text{ t} \\ \text{Poids total} &= 160.087 \text{ t} \end{aligned}$$

2-force de séisme N :

En conditions sismique on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone 1} \\ \text{pont dixieme groupe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_h = 0.12 \\ K_v = 0.3 \times K_h = 0.036 \end{array} \right.$$

$$N_1 = K_v \times G = 0,036 \times 160.087 = 5.763 \text{ t}$$

$$N = N_1 + V = 5.763 + 11.57 = 17.33 \text{ t}$$

$$V = G_{\text{tablier}} \times 0.036 \times 20.04\% = 10.691 \times 150 \times 0.036 \times 0.2004 = 11.57 \text{ t}$$

➤ Charges horizontales :

$$\begin{aligned} \text{Freinage A(l) :} & F_{A(l)} = 12,27 \text{ t} \\ \text{Freinage de Bc} & F_{Bc} = 6.012 \text{ t} \end{aligned}$$

Force de séisme H

Effort sismique horizontal : $H_s = k_h \cdot G$

$$H = (0.12 \times 160.087 + 38.56) \quad H_s = 57.77 \text{ t}$$

B-Détermination de l'effort sollicitant sur chaque fut :

➤ Charges verticales :

$$\text{a- Charge permanente : } P = \frac{\text{poids propre de la pile} + \text{poids propre de du tablier}}{2}$$

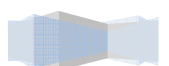
$$P = \frac{160.087 + 442.203}{2} = 301.14 \text{ t}$$

$$\text{b- La surcharge A(l) +ST: } \frac{276 + 7.33}{2} = 141.66 \text{ t}$$

➤ Charges horizontales :

$$\text{Freinage A(l) :} \quad F_{A(l)} = 12,27 \text{ t}$$

$$\text{Freinage de Bc} \quad F_{Bc} = 6.012 \text{ t}$$



Effort sismique horizontal : $H_s = kh.G$

$$H = (0.12 \times 160.087 + 38.56) \quad H_s = 57.77 \text{ t}$$

➤ Combinaisons des charges

E.L.U :

$$N_u = 1.35G + 1.6Q = 1.35 \times 301.14 + 1.6 \times 141.66 \quad N_u = 633.20 \text{ t}$$

$$M_{Fa(l)} = \frac{12.27}{2} \times 9.25 = 56.75 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1.6 \times (M_{Fa(l)}) = 90.80 \text{ t.m}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G + 1.2Q = 301.14 + 1.2 \times 141.66 \quad N_{ser} = 471.13 \text{ t}$$

$$M_{ser} = 1.2 \times (M_{Fa(l)}) = 68.1 \text{ t.m}$$

E.L.A :

$$N_a = G + E + 0.2Q = 301.14 + \frac{17.33}{2} + 0.2 \times 141.66 = 338.14 \text{ t}$$

$$M_a = \frac{57.77}{2} + 0.2 \times (M_{Fa(l)}) = 40.23 \text{ t.m}$$

C- Vérification de flambement :

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 7,7 = 3,85 \text{ m}; \quad \lambda = \frac{L_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \Phi^4 / 64}{\pi \times \Phi^2 / 4}} = \frac{\Phi}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{5,39}{0,45} = 11,97$$

L'élancement λ étant inférieur à **50**, donc pas de risque de flambement

D- Ferrailage du fût :

Le ferrailage se calcule en flexion composée, pour cela nous utiliserons l'abaque de WALTHER

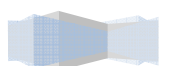
$$\text{On doit calculer:} \quad K_a = \frac{M_u}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{90,80 \times 10^{-2}}{3,14 \times 0,9^2 \times 1,8 \times 30} \quad K_a = 0,007$$

$$K_e = \frac{N}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{633,20 \times 10^{-2}}{3,14 \times 0,9^2 \times 30} \quad K_e = 0,08$$

$$\frac{h'}{D} = \frac{8}{160} = 0,05$$

D'après les abaques de WELTHER: $\omega = 0.10$

ω : degré mécanique d'armature (totale)



h' : enrobage

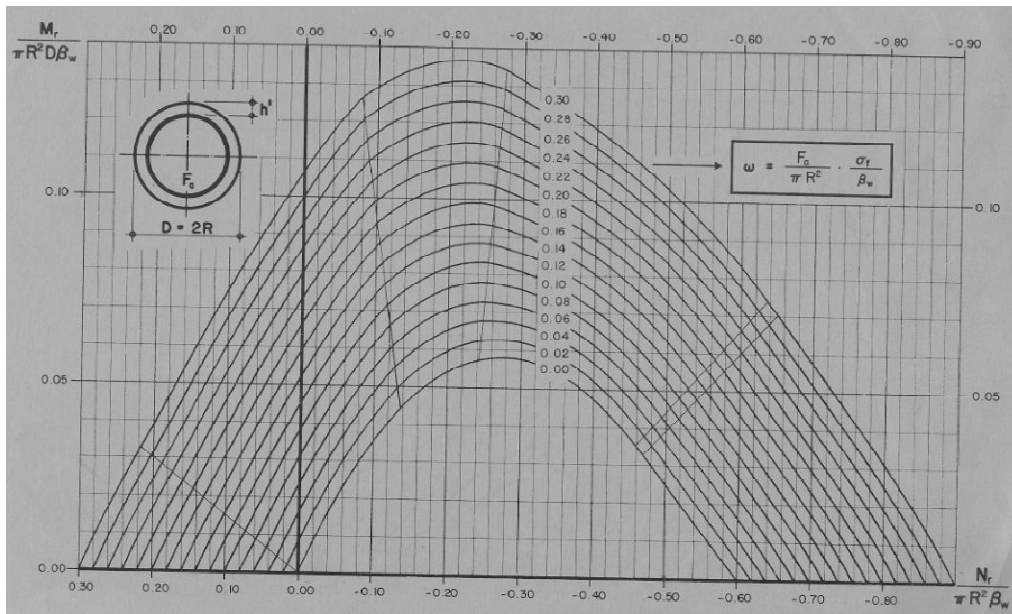


Fig 10.4: abaque de Walther

1- Détermination de la section d'armature :

La section des armateurs est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} \omega = \frac{3,14 \times 0,9^2 \times 30 \times 0,10}{400} = 190,85 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 24 \text{ HA } 32 = 193,02 \text{ cm}^2$$

2- Condition de non fragilité :

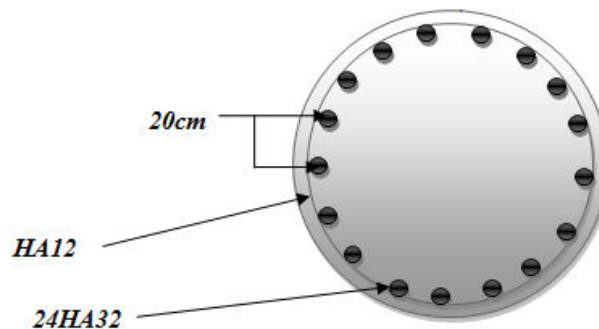
$$A_s = 0,23 \frac{\pi D^2 f_{t28}}{4 f_e} \omega = 3,51 \text{ cm}^2 < 193,02 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

3- Les armatures transversales :

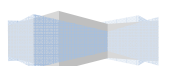
$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} \text{ Donc, } \phi = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ mm} \quad \Phi_t = 14 \text{ mm}$$

$$S_t = \frac{2\pi r}{23} = 24,57 \text{ on prend} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

On prend des cercles de diamètre $\bar{\Phi}_t = 14 \text{ mm}$, avec un espacement de **20 cm** et **15cm** dans la zone de jonction



10.5 Ferrailage du fut



10.4.3-Etude de la semelle:

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables, les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Etant donné que la semelle surmonte un groupe de pieux, elle doit être armée de façon à transmettre les charges et surcharges de la superstructure sans qu'elle soit sujette de fissurations ou de ruine.

Les armatures inférieures des semelles sur pieux sont en générale calculées par la méthode des bielles en répondant à certaines conditions de validité. Cette méthode suppose que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui sont transmises au sol par des bielles obliques. Les efforts de traction devant être équilibrés par les armatures sont déterminés par le biais de l'obliquité de ces bielles.

- Caractéristique de la semelle:

Longueur: 10m

Largeur: 6m

Epaisseur: 1,5m

Calcul les efforts sollicitant la semelle sous pile :

Les charges permanentes :

- Poids propre de la semelle : $10 \times 6 \times 1,5 \times 2,5 = 225t$
- poids des terres: $[(10 \times 6) - (\pi \times 0,9^2 \times 2)] \times 2 \times 1,8 = 197,68 t$
- Poids propres (superstructure + dé d'appui+chevêtre+futs)= $160,087+442,203=602,29t$

Les surcharges :

- La charge max $A(I) + ST = 276 + 7,33 = 283,33t$
- La force sismique :

$$H = Kh \times G = 19,21 + 38,56 + 0,12 \times (225 + 197,68) = 108,49t$$

$$V = K_v \times G = 0,036 \times (225 + 197,68) + 5,76 + 11,57 = 32,54t$$

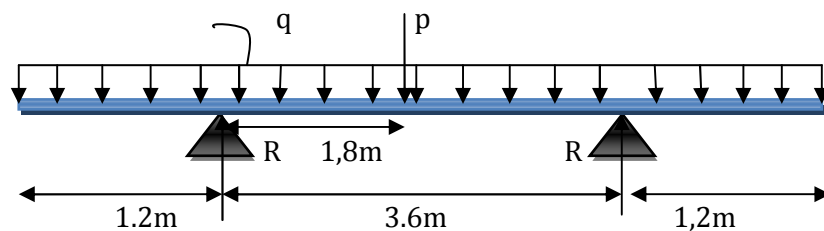
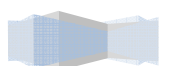


Figure 10.6 Coupe transversale



A-Conditions normales :

➤ **ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.6Q$$

$$P = 1.35 \times 602.29 + 1.6 \times 283.33 = 1266.42 \text{ t}$$

$$q = 1.35 \times (225 + 197.68) = 570.62 \text{ t}$$

$$R = \frac{1266.42}{2} + \frac{570.62}{2} = 918.52 \text{ t}$$

$$N = 2R = 1837.03 \text{ t}$$

$$M_{ELU} = 1.6 \times (12.27) \times 10.65 = 209.08 \text{ t.m}$$

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = G + 1.2Q$$

$$P = 602.29 + 1.2 \times 283.33 = 942.28 \text{ t}$$

$$q = 225 + 197.68 = 422.68 \text{ t}$$

$$R = \frac{942.28}{2} + \frac{422.68}{2} = 682.48 \text{ t}$$

$$N = 2R = 1364.96 \text{ t}$$

$$M_{ELS} = 1.2 \times (12.27) \times 10.65 = 156.81 \text{ t.m}$$

B- Condition sismique :

➤ **ELA:**

$$N_a = G + E + 0.2Q \quad \text{avec } E = \pm kv G$$

$$E^+ \rightarrow N_a = (602.29 + 197.68 + 225) + (15.22 + 17.33) + 0.2(283.33) = 1114.18 \text{ t}$$

$$E^- \rightarrow N_a = (602.29 + 197.68 + 225) - (15.22 + 17.33) + 0.2(283.33) = 1049.08 \text{ t}$$

$$M_{ELA} = (0.2 \times (12.27) + 0.12 \times (225 + 197.68) + 57.77) \times 10.65 = 1181.57 \text{ t.m}$$

C-Détermination des nombres des pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1364.96}{255} = 5.35$$

On prend 6 pieux de 3 files

• **Calcul les réactions max et min : (SETRA)**

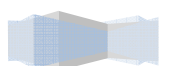
Les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY).

Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est

donné par la formule suivante:
$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

- R : l'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule précédente.
- n : nombre de pieux.
- M_x : moment suivant l'axe X.
- M_y : moment suivant l'axe Y.



Conditions normales

$$R_{\max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{6 \times 1,8} = \frac{1364,96}{6} + \frac{156,81 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} \quad R_{\max} = 242,01 \text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{6 \times 1,8} = \frac{1364,96}{6} - \frac{156,81 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} \quad R_{\min} = 212,97 \text{ t}$$

Conditions sismiques

$$R_{\max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{6 \times 1,8} = \frac{1114,18}{6} + \frac{1181,57 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} \quad R_{\max} = 295,09 \text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{6 \times 1,8} = \frac{1114,18}{6} - \frac{1181,57 \times 1,8}{6 \times 1,8^2} \quad R_{\min} = 76,29 \text{ t}$$

Avec, les hypothèses suivantes

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide.
- ✓ Pieux identiques

- **Vérification de soulèvement :** $R_{\min} = 76,29 \text{ t} > 0$ condition vérifiée
- **Vérification de poinçonnement :** $R_{\max} = 242,01 \text{ t} < 255 \text{ t}$ condition vérifiée

2-Ferraillage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \quad \text{tga} = \frac{h-d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5-0,1}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4}} = 1,037 \end{array} \right.$$

$\alpha = 46^\circ$ (c'est vérifié)
 $h \geq \frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4} = 1,35 \text{ m}$ (c'est vérifié)

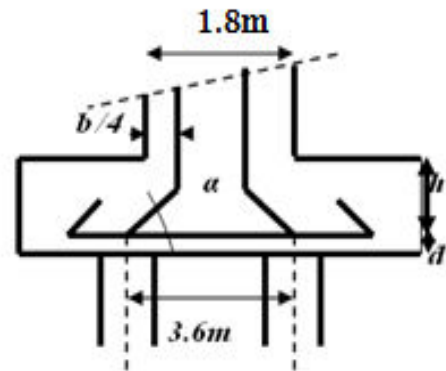


Fig.10.7 Dimensions de la semelle

A- Ferraillage transversal inférieur:

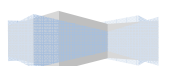
Conditions normales:

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,66 \text{ MPa}; \quad A_1 = \frac{R_{\max} \frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{\sigma'_a h} = \frac{2,42 \times 1,35}{266,66 \times 1,5} A_1 = 81,68 \text{ cm}^2$$

Condition sismique:

$$\sigma'_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa} \quad A_1 = \frac{R_{\max} \frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{\sigma'_a h} = \frac{2,95 \times 1,35}{400 \times 1,5} A_2 = 66,37 \text{ cm}^2$$

Les conditions normales sont les plus défavorable $A_1 = 81,68 \text{ cm}^2$



$$17 \text{ HA } 25 = 83.45 \text{ cm}^2$$

L'espacement est de $S_r = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$

$$\left. \begin{array}{l} N : \text{Nombre de barre} \\ d : \text{Enrobage } 10 \text{ cm} \\ \Phi : \text{Diamètre de pieu} \end{array} \right\} S_r = \frac{120 + 150 - 10}{17 - 1} = 16.25 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_r = 16 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$

Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que

$$A_r = \frac{1}{3} A_1 = \frac{1}{3} \cdot 83.45 = 27.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 14 \text{ HA } 16 = 28.15 \text{ cm}^2$$

B-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise les armatures de répartition, tel que :

$$A_{li} = \frac{1}{3} A_1 = \frac{1}{3} \cdot 83.45 = 27.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 14 \text{ HA } 16 = 28.15 \text{ cm}^2$$

$$S_r = \frac{\Phi + h - 10}{14 - 1} = 20 \text{ cm on prend } S_r = 18 \text{ cm}$$

C-Armatures de construction :

Armatures transversales :

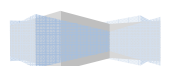
$$A_t = \frac{A}{10} = \frac{83.45}{10} = 8.345 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 6 \text{ HA } 14 = 9.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement } S_r = \frac{\Phi + h - 10}{6 - 1} = 52 \text{ cm on prend } S_r = 50 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A_1 = \frac{1}{3} \cdot 83.45 = 27.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 14 \text{ HA } 16 = 28.15 \text{ cm}^2$$



$$S_t = \frac{\Phi + h - 10}{14 - 1} = 20 \text{ cm on prend } S_t = 18 \text{ cm}$$

Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{83.45}{10} = 8.345 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 6 \text{ HA } 14 = 9.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Escapement } S_t = \frac{\Phi + h - 10}{6 - 1} = 52 \text{ cm on prend } S_t = 52 \text{ cm}$$

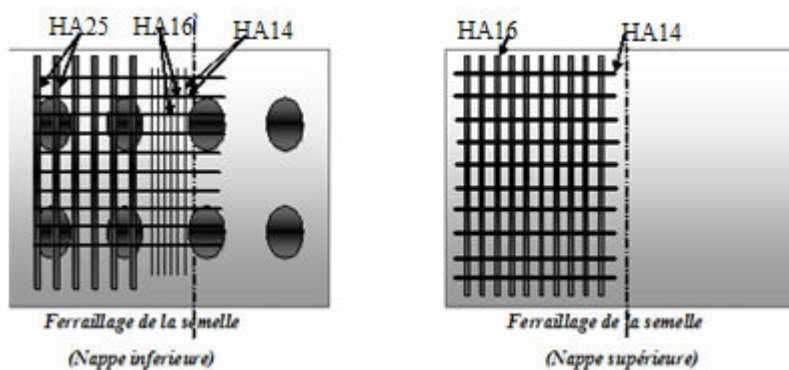


Figure 10.8 Ferrailage de la semelle

10.4.4 Ferrailage des pieux :

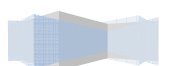
Les pieux sont utilisés quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faut c'est descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants: Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant, ce dernier est déterminé par la méthode du (WERNER).

Le pieu étant encasté en tête de la semelle donc les déformations qui peuvent ce produire sont le déplacement et la rotation qui sont nuls.

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmettre, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base.

D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu qui travaille par frottement et par pointe, Le calcul nous donne une capacité portante de 255 t



Etude des pieux :**Etudes et ferrailage des pieux :****Action sur pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$

b : diamètre du pieu

C_u : module de réaction du sol

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$



α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

Calcul de λ :

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2\text{m} ; C_u = 10000 \text{ t/m}^3$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000\sqrt{300} = 3.63 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

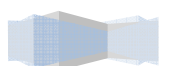
$$I : \text{moment d'inertie du pieu} ; I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 0.1017\text{m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b c_u}{4EI}} = 0.3\text{m}^{-1}$$

λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER : $\lambda L = 0.3 \times 20 = 6$ avec $L = 20\text{m}$ (la longueur du pieu)

Effort tranchant en tête du pieu :**Condition normale :**

$$\text{Effort de freinage } A(l) = 12.27\text{t}$$



$$\bar{P} = \frac{H}{6} = \frac{12.27}{6} = 2.12 \text{ t/pieu}$$

Conditions sismique :

$$\text{Siesme } H = \frac{108.49}{6} = 18.08 \text{ t / pieu}$$

Calcul des moments par la formule de WARNER :

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$:

$$\lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2,09 \quad \chi_{\theta M} = 1,45 \text{ Selon l'abaque de WARNER}$$

Condition normale: 2.12 t/pieu \longrightarrow $\bar{M} = -10.186 \text{tm}$

Condition sismique : 18.08 t/pieu \longrightarrow $\bar{M} = -86.86 \text{tm}$

C-Ferraillage des pieux :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

$$N = 295.09 \text{ t} \quad M_{\max} = 86.86 \text{ t.m}$$

$$K_a = \frac{M_u}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{86.86}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 3000} K_a = 0,02$$

$$K_e = \frac{N}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{295.09}{3,14 \times 0,6^2 \times 3000} K_e = 0,09$$

D'après les abaques de WELTHER: $\omega = 0.14$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \omega}{f_e} = \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 30 \times 0,14}{400} = 118.70 \text{ cm}^2$$

Condition minimale :

Le ferraillage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1 % de la section du pieu

$$A_{min} = \frac{1 \times 60^2 \times 3.14}{100} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prend : **25 HA 25**, $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$; $e = 15.7 \text{ cm}$

1- Armatures transversales :

On prendra des cercles hélicoïdales avec de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la one courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

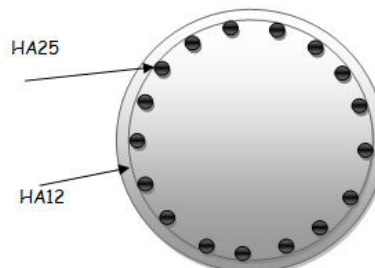
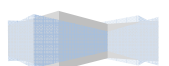


Figure 10.9 Ferraillage du pieu



ETUDE DE LA CULEE

11.1 Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage. La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui et les déplacements verticaux (tassement).

Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

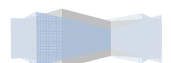
On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées
- Les culées remblayées
- Les culées creuses
- Les culées en terre armée
- Les culées contrepoids
- 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.

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 un sommier 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.

1. Mur garde grève.
2. Muret cache.
3. Corbeau arrière.
4. Mur de front ou frontal.
5. Mur en retour (mur en aile).
6. Des d'appui.
7. Semelle.
8. Pieu.

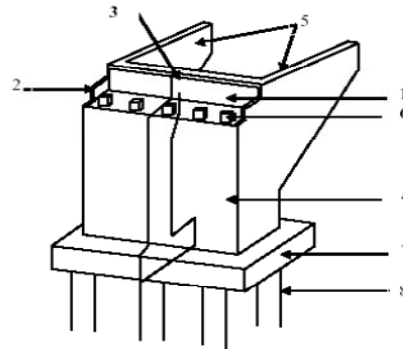


Figure 11.1 : Les éléments de la culée

11.2 Etude de la culée :

Dans le chapitre conception nous avons choisi la culée remblayée qui jouent le double rôle de soutènement des terres, et de structure porteuse, par intermédiaire des appareils d'appui.

11.2.1 Pré Dimension de la culée :

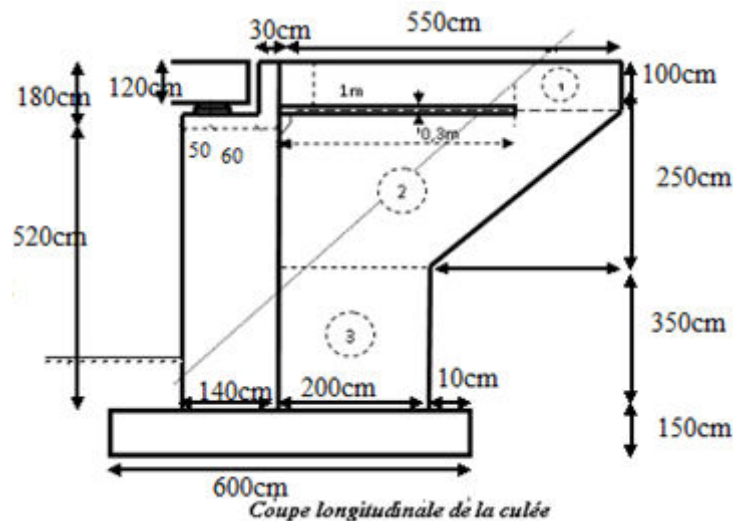
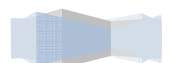


Figure 11.2 : Coupe longitudinal de la culée



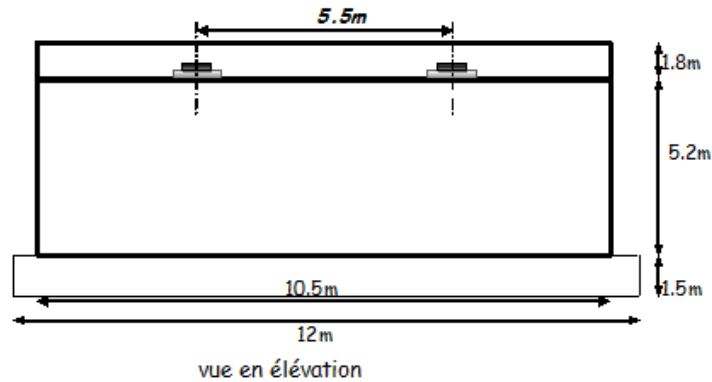


Figure 11.3 : Vue en élévation de la culée

Appuyant sur les documents pp73 de SETRA et au ouvrages "projet et construction des ponts" nous obtenons le pré dimensionnement suivant :

1. Mur de garde grève :

➤ La hauteur H :

H=hauteur de la poutre+hauteur de l'appareil d'appui+hauteur des d'appui+dalle+revêtement.

$$H=1.20 + 0.088 + 0.15 + 0.3 + 0.08 = 1.82\text{m.} \Rightarrow \text{on prend } H = 1.80\text{m}$$

➤ Épaisseur e :

$$e = \text{Max} (0.3\text{m} ; H/8) = 30\text{cm}$$

$$e = 30\text{cm}$$

2. Mur frontal :

➤ Hauteur :

H = hauteur de la culée -hauteur (poutre+ l'appareil d'appui+ dé d'appui+ dalle+revêtement)

$$H=5.2\text{m}$$

➤ Épaisseur :

$$e=1.40\text{m.}$$

3. Dalle de transition :

➤ Longueur L :

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (3\text{m}, 0.6H)]$$

$$H : \text{hauteur de remblai } H=7\text{m} \Rightarrow L=4.2\text{m} \text{ on prend } L=5 \text{ m}$$

➤ Épaisseur:

l'épaisseur de la dalle est : 30cm

➤ Pente:10% vers l'appui élastique.

4. Murs en retours :

➤ Épaisseur du mur en retour : l'épaisseur varie entre 30et 50cm. on prend $e=50\text{cm}$.

➤ Longueur : $L=5.5\text{m}$

➤ Hauteur : $H = 7\text{m}$

➤ Détermination de A1 et A2: $Tg\theta = 2/3 = A1/3.5 \Rightarrow A1 = 2.33\text{m}$

$$\text{On prend: } A1=2.5\text{m}$$

$$A2 = 7 - 1 - 2.5 = 3.5\text{m}$$

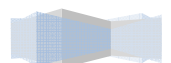
5. Corbeau :

➤ Hauteur : $h1 = 0.3\text{m}$.

➤ Hauteur : $h2 = 0.3 \text{ m}$.

➤ Épaisseur : $e = 0,3 \text{ m}$.

➤ Longueur : $L = 10.5 - 2 \times 0.50$, $L=9.5 \text{ m}$.



6. *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 mise en place des vérins pour charger ces derniers.

- Longueur du sommier : $L = \text{largeur de pont} = 10.5\text{m}$.
- Largeur : $l = 1.10\text{m}$.

7. *Fondation*

Semelle de liaison :

- La longueur de semelle $L = 12\text{ m}$.
- La largeur $B = 6\text{ m}$.
- Epaisseur de la semelle $D = 1.5\text{m}$

11.3 Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

*Selon: RPOA ver-2008

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de MONONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v Telles que : $k_v = 0.3 k_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

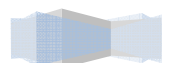
$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad} \quad \text{Avec: } k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Avec : $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai culée.



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V} \quad \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{k_H}{1 \pm k_V} \right)$$

Solenl'RPOA on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{pont de deuxieme groupe} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} k_H = A = 0.12 \text{ (RPOA 2008)} \\ k_V = 0.3k_H = 0.036 \end{array} \right.$$

On a fait les calculs sur 4 quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- ✓ Cas normale sans séisme « kh=kv=0 »
- ✓ horizontal+vertical « kh=0.12 ; kv=0.036 »
- ✓ horizontal-vertical « kh=0.12 ; kv=0.036 »

Tableau de valeurs des paramètres kad ; k et θ :

Action du séisme	kh	Kv=0.3kh	θ°	Kad
Cas normale	0	0	0	0.33
Séisme (vertical+horizontal)	0.12	0.036	6.607	0.4076
Séisme (vertical-horizontal)	0.12	-0.036	7.095	0,4139

Tableau 11.1: coefficients de poussée K

11.3.1 Charges horizontaux

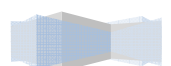
Poussée due aux terres :

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma_r \times K_{ad} \times (1 \pm \varepsilon_v) \times l \times h_p^2$$

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times \gamma_r \times l \times h_p^2$$

Désignation	Opération	P	V/O	M _R
Mur Garde Greve	0.5x0.33x1.8x9.5x1.8 ²	9.14	7.83	71.56
	0.5x0.4076x1.8x9.5x1.8 ²	11.29	7.83	88.40
	0.5x0.4139x1.8x9.5x1.8 ²	11.45	7.83	89.65
Mur Frontal	0.5x0.33x1.8x9.5x5.2 ²	76.29	3.5	267.02
	0.5x0.4076x1.8x9.5x5.2 ²	94.23	3.5	329.80
	0.5x0.4139x1.8x9.5x5.2 ²	95.69	3.5	334.91
Semelle	0.5x0.33x1.8x12x1.5 ²	8.02	0.5	4.01
	0.5x0.4076x1.8x12x1.5 ²	9.90	0.5	4.95
	0.5x0.4139x1.8x12x1.5 ²	10.05	0.5	5.02

Tab 11.2 : valeurs des moments dus à la poussée due aux terres



Calculs des poussées dues aux surcharges :

$$P = K_{ah} \times 1.2 \times (1 \pm \varepsilon_v) \times l \times h_p$$

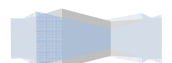
Désignation	P	V/O	M _R
Mur Garde Greve + Mur Frontal	0.33x1, 2x9.5x7 = 26.33	5	131.65
	0.4076x1, 2x9.5x7 = 32.52	5	162.63
	0.4139x1, 2x9.5x7 = 33.03	5	165.14
Semelle	0.33x1, 2x12x1.5=7.13	0.75	5.35
	0.4076x1, 2x12x1.5=8.80	0.75	6.60
	0.4139x1, 2x12x1.5=8.94	0.75	6.70

Tab 11.3 : Calcul des poussées dues aux surcharges

11.3.2 Charges verticaux :

Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans le tableau suivant :

Désignation	Cas	P (t)	F _h = εH*P	F _v =(1±εv)*P(+)	v/O	h/O	MR5 (t.m)	MS (t.m)
Mur garde grève	C.N	14.18	0	14.18	7.6	0,75	0	10.635
	H+V+		1.7016	14.690			12.932	11.018
	H+V-		1.7016	13.669			12.932	10.252
Mur de front	C.N	119.1	0	119.1	4.1	0,2	0	23.820
	H+V+		14.292	123.387			58.597	24.677
	H+V-		14.292	114.812			58.597	22.962
Mur en retour 1	C.N	13.75	0	13.75	8	3.65	0	50.187
	H+V+		1.65	14.245			13.2	51.994
	H+V-		1.65	13.255			13.2	48.381
Mur en retour 2	C.N	23.44	0	23.44	6.66	2.91	0	68.210
	H+V+		2.8126	24.283			18.732	70.663
	H+V-		2.8126	22.596			18.732	65.754
Mur en retour 3	C.N	17.5	0	17.5	3.25	1.9	0	33.250
	H+V+		2.1	18.13			6.825	34.447
	H+V-		2.1	16.87			6.825	32.053
semelle	C.N	270	0	270	0,75	0	0	
	H+V+		32.4	279.72			24.3	
	H+V-		32.4	260.28			24.3	
Dé d'appui	C.N	0.22	0	0.22	6.77	0	0	
	H+V+		0.0264	0.2279			0.179	
	H+V-		0.0264	0.2120			0.179	
Dalle de transition	C.N	35.25	0	35.25	7.35	3.4	0	119.850
	H+V+		4.23	36.519			31.09	124.165
	H+V-		4.23	33.981			31.09	115.535
Corbeau	C.N	3.20	0	3.17	7.01	1	0	3.170
	H+V+		0.384	3.3152			2.692	3.315



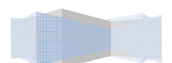
	H+V-		0.384	3.0848			2.692	3.0845		
Poids des terres sur DT	C.N	84.6	0	84.6	8	3.4	0	287.640		
	H+V+		10.152	87.645			81.22	297.993		
	H+V-		10.152	81.554			81.22	277.284		
Poids des Terre patin arrièrer	C.N	281.61	0	281.61	4.5	1.95	0	549.139		
	H+V+		33.79	291.748			152.05	568.909		
	H+V-		33.79	271.472			152.05	529.370		
Poids des Terre patin avant	C.N	162	0	162	3	1.75	283.5	0		
	H+V+		19.44	167.832			293.70	58.32		
	H+V-		19.44	156.168			273.30	58.32		
Poussée des terres	Mur Garde Grève	C.N	9.14	9.14	7.83	7.83	71.56			
		H+V+	11.29	11.29			88.40			
		H+V-	11.45	11.45			89.65			
	Mur frontal	C.N	76.29	76.29			3.5	267.02		
		H+V+	94.23	94.23			3.5	329.80		
		H+V-	95.69	95.69			3.5	334.91		
	Semelle	C.N	8.02	8.02			0.5	4.01		
		H+V+	9.90	9.90			0.5	4.95		
		H+V-	10.05	10.05			0.5	5.02		
	Poussée des surcharges	Mur G+Mur frontal	C.N	26.33			26.33	5	131.65	
			H+V+	32.52			32.52	5	235.4	
			H+V-	33.03			33.03	5	259.35	
Semelle		C.N	7.13	7.13	0.75	5.35				
		H+V+	8.80	8.8	0.75	9.55				
		H+V-	8.94	9.94	0.75	10.53				
Poids propre du tablier	C.N	109.67	0	109.67	6.95	0	0	0		
	H+V+		13.61	113.61			94.59	0		
	H+V-		13.61	105.72			94.59	0		

Tab11.4 :Calcul des sollicitations

11.3.3 Surcharge d'exploitation :

	NT	HT	V/O	H/O	MS	MR
A(I)	136,88	12,2	6,7	0	0	81,74
BC	139,53	5,98	6,7	0	0	40,066
MC120	96,646	0	6,7	0	0	0
D240	155,628	0	6,7	0	0	0
ST	1,539	0	6,7	0	0	0

Tab.11.5 récapitulatif des efforts des surcharges



11.3.4 Combinaison à l'ELS :

Avec : $k= 0.33$

	N(t)	h(t)	MR	MS
G+1,2A(l)	1300,62			862,401
		141,55	577,678	
G+1,2B _c	1303,8			862,401
		134,09	527,669	
G+M _c 120	1231,17			862,401
		126,91	479,59	
G+D ₂₄₀	1290,15			862,401
		126,91	479,59	

Tab 11.6 combinaisons de charges (ELS)

11.3.5 Combinaison à l'ELA 1 :

Avec : $K_{ad}=0.4076$ $K_h=0.12$ $K_v=0.036$

	N(t)	h(t)	MR	MS
G+E+0,2A(l)	1203,04			893,48
		301,27	1122,54	
G+E+0,2B _c	1203,57			893,48
		300,02	1114,20	
G+E+M _c 120	1272,00			893,48
		298,83	1106,19	
G+E+D ₂₄₀	1330,98			893,48
		298,83	1106,19	

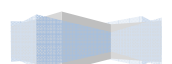
Tab 11.7 combinaisons de charges (ELA1)

11.3.6 Combinaison à l'ELA 2 :

Avec : $K_{ad}=0.4139$ $K_h=0.12$ $K_v=0.036$

	N(t)	h(t)	MR	MS
G+E+0,2A(l)	1121,36			831,38
		304,69	1153,90	
G+E+0,2B _c	1121,89			831,38
		303,44	1145,56	
G+E+M _c 120	1190,32			831,38
		302,25	1137,55	
G+E+D ₂₄₀	1249,30			831,38
		302,25	1137,55	

Tab 11.8 combinaisons de charges (ELA2)



11.4 Vérification de stabilité:

11.4.1 Tiers central :

Pour que la résultante des forces appliquée sur la culée soit dans le tiers centrale il faut vérifier la formule suivante:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6} \text{ pour le cas normal} \quad \text{ET} \quad e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ Pour le cas sismique}$$

	MR (t.m)	MS (t.m)	MS-MR	V (t)	e	B/n	e ≤ B/n
Cas normal	577,678	862,401	284.72	1300,62	0.22	B/6=1.00m	vérifier
E.L.A1	1122,54	893,48	229.06	1203,04	0.19	B/4=1.5	vérifier
E.L.A2	1153,90	831,38	322.52	1121,36	0.29	B/4=1.5	vérifier

Tab11.9 Vérification de tiers centrale

11.4.2 Le renversement:

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets de moments il faut vérifier la formule suivante :

$$e = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \text{ Pour le cas normal} \quad \text{Et} \quad e = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.0 \text{ Pour le cas sismique}$$

	MR (t.m)	MS (t.m)	MS/MR	limite inf	état
Cas normal	577,678	862,401	1.49	1.50	non vérifier
E.L.A1	1122,54	893,48	0.80	1	non vérifier
E.L.A2	1153,90	831,38	0.72	1	non vérifier

Tab 11.20.Vérification de renversement

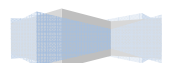
11.4.3 le glissement :

Pour que la culée ne glisse pas sous les effets d'efforts normaux il faut vérifier la formule suivante :

$$\frac{H}{V} \leq 0.4$$

	H (t)	V (t)	H/V	limite	état
Cas normal	141,55	1300,62	0.11	0.40	vérifier
E.L.A1	301,27	1203,04	0.25	0.40	vérifier
E.L.A2	304,69	1121,36	0.27	0.40	vérifier

Tab 11.21 .Vérification de glissement



Remarque :

Lorsqu'on a des fondations profondes, les conditions de renversement et le glissement ne sont pas prises en compte car les pieux empêchent tous types de non stabilité de la fondation

« Les pieux empêchent la glissement et le renversement si c'est bien dimensionné »

11.5 Etude et ferrailage de la culée :11.5.1 Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ Forces verticales :

- Du poids propre
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur
- De la réaction de la dalle de transition

➤ Forces horizontales :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

1- Poussée des terres :

$$M_{pt} = P \times (h / 3) \text{ ET } K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

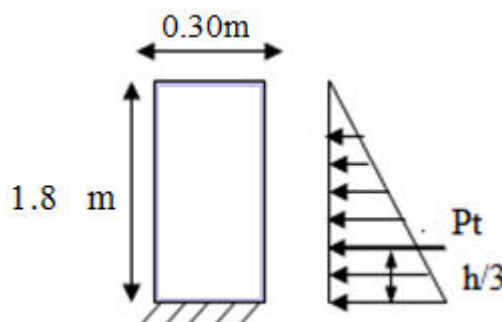
$$\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \times h^2 \times K$$

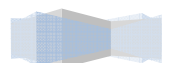
$$p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (1.80)^2 \times 0.333 = 0.971 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = 0.971 \times (1.80 / 3) = 0.583 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times 0.583 = 0.786 \text{ t.m/ml}$$

2- Moment du à la force de freinage Bc:

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seul roue .Compte tenu



de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$$M_f = \frac{2v \times P \times h}{0.25 + 2h} \text{ Avec } v : \text{coefficient de pondération}$$

$$v = 1.6 \text{ à ELU } \quad v = 1.2 \text{ à ELS}$$

$$M_{f_{UL}} = \frac{2(1.6) \times 6 \times 1.8}{0.25 + 2(1.8)} = 8.97 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{f_{SER}} = \frac{2(1.2) \times 6 \times 1.8}{0.25 + 2(1.8)} = 6.73 \text{ t.m/ml}$$

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 accolés, placés 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 x 0.75m²

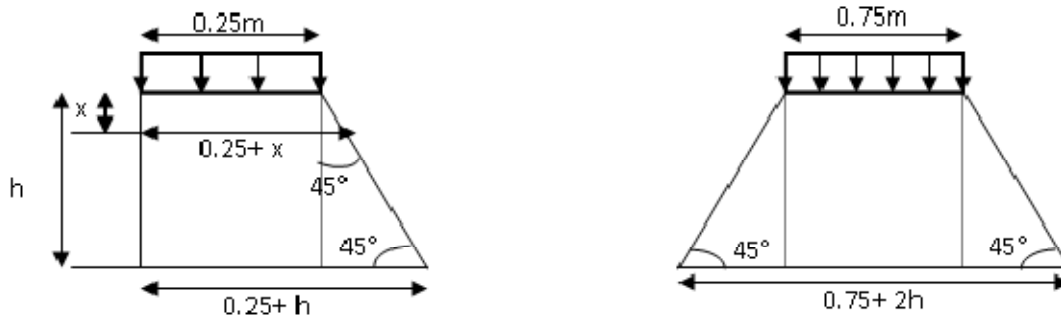


Figure 11.4 : Poussée de la charge locale située en arrière de mur

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

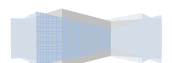
$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec : $K = K_a \times b_c \times \delta \times \mu$.

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).



μ coefficient de pondération: $\mu = 1.2$ à l'ELS $\mu = 1.6$ à l'ELU.

$$bc = 1.1 \text{ et } Ka = 0.33$$

H (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Mp/K (T .m)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec interpolation

Pour: Mp/K=6.914 t.m/ml

K=0.435(ELS) K=0.580 (ELU)

Donc: Mp(ELS) = 3.01 t.m/ml

Mp (ELU) = 4.01 t.m/ml

➤ Combinaison d'action:

$M_u = 1.35MG + 1.6MQ = 0.712 + 8.97 + 4.01 = 13.692 \text{ t.m/ml}$

$M_{ser} = MG + 1.2MQ = 0.5271 + 6.73 + 3.01 = 10.2671 \text{ t.m/ml}$

1-Ferraillage de MGG :

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

Le ferraillage horizontal :

Supposent a une section rectangulaire $b=1.80\text{m}$, $h=0.3\text{ m}$.

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.U : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{13.962 \times 10^{-2}}{0.254 \times 348} = 15.49 \text{ cm}^2$$

Section Sans Armature Comprimé

On prend 8HA16 $A_s = 8 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$

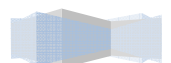
Condition de non fragilité :

$$16.08 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.4 \times 1.8 \times 0.27}{400} = 6.7 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifier}$$

Pour des raisons constructives on prend $A'_s = A_s / 3 = 5.36 \text{ cm}^2$ soit 4 HA 14 = 6.16 cm²

Le ferraillage vertical :

$A_y = A_s / 4 = 4.02 \text{ cm}^2$ Soit 6HA10 $A_y = 4.71 \text{ cm}^2$



Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = 215.55\text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1.8}{2} \times X^2 + 15 \times 15.49 \times 10^{-4} (X - 0.025) - 15 \times 5.16 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.9 \times X^2 + 0.023236X - 0.025 - 0.00774(0.27 - X) = 0$$

$$0.9 \times X^2 + 0.030975 \times X - 0.002671 = 0 \quad X = 0.03992$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3}\right) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I = \left(1.8 \times \frac{0.03992^3}{3}\right) + 15 \times 15.49 \times 10^{-4} (0.27 - 0.03992)^2 = 0.00538 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = \frac{0.03992 \times 10.261}{0.00538} = 0.76\text{MPa} < 18\text{MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = \frac{15 \times 10.261 \times (0.252)}{0.00538} = 72.09\text{MPa} < 215.55\text{MPa} \text{ c'est vérifier}$$

$$Z = d - x/3 = 0.252 \text{ m}$$

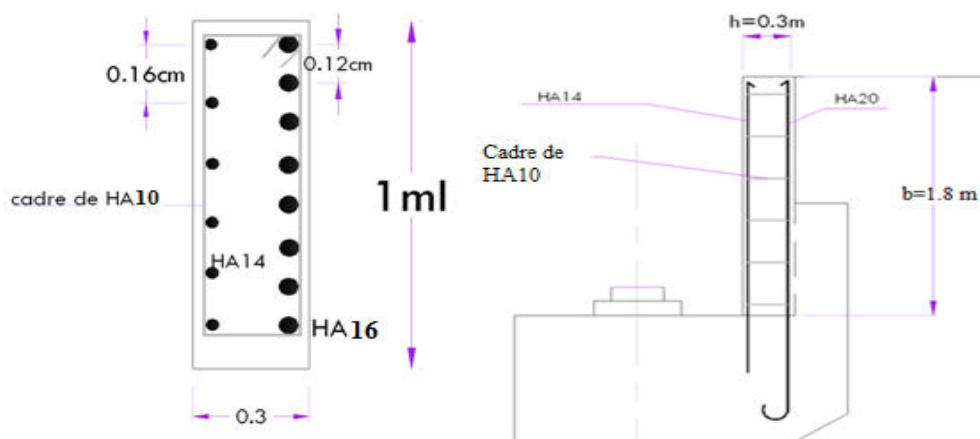
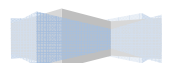


Figure 11.5: Ferrailage de mur garde grève



11.5.2-Dalle de transition :

Evaluation des efforts :

- Remblai : $1.8 \times 0.7 \times 1 = 1.26 \text{ t/m}$
- Poids propre de la dalle : $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}$
- Revêtement : $2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}$
- Surcharges : $1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}$ (surcharges sur remblai)

Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0.750	2.344	1.875
Revêtement	0.176	0.55	0.44
Remblai	1.26	3.937	3.15
Surcharges	1.200	3.75	3

Tableau 11.22: Efforts agissant sur la dalle de transition

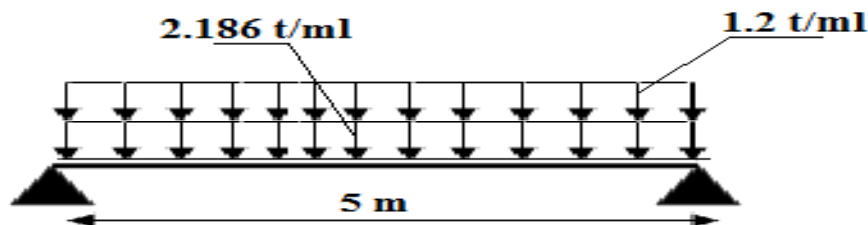


Fig.11.6 Dalle de transition

E.L.S :

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = (2.344 + 0.55 + 3.937) + 1.2 \times (3.75) = 11.331 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = (1.875 + 0.44 + 3.15) + 1.2 \times (3) = 9.065 \text{ t/ml}$$

E.L.U :

$$M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 \times (2.344 + 0.55 + 3.937) + 1.6 \times (3.75) = 15.22 \text{ t.m/ml}$$

$$V_u = 1.35 VG + 1.6 VQ = 1.35 \times (1.875 + 0.44 + 3.15) + 1.6 \times (3) = 12.18 \text{ t/ml}$$

Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$.

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{15.22 \times 10^{-2}}{0.252 \times 348} = 17.35 \text{ cm}^2$$

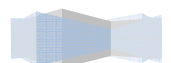
Soit : **6HA20** pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$18.85 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.4 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.7 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$

Nappe supérieure

$A_{s'} = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2$ soit : **6HA12** pour $A_{s'} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / bd = 0.1218 / 0.27 = 0.45 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_{s} = \inf [4 \text{ MPa} ; 0.15 f_{c28} / \gamma_b] = 3 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciable ou trèspréjudiciable.

$$\tau'_{s} > \tau_u \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.85 f_e} : \quad \frac{A_t}{S_t} \leq 0.45 \times 1 / 0.8 \times 400 = \mathbf{0.14 \text{ cm.}}$$

$$S_t \leq \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t > 20 \times 0.14 = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pourcentage minimal : } \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = 0.4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm. Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 2 \text{ cm}^2$$

Soit 3 cadres de HA12/ml pour $A_s = 2.81 \text{ cm}^2$

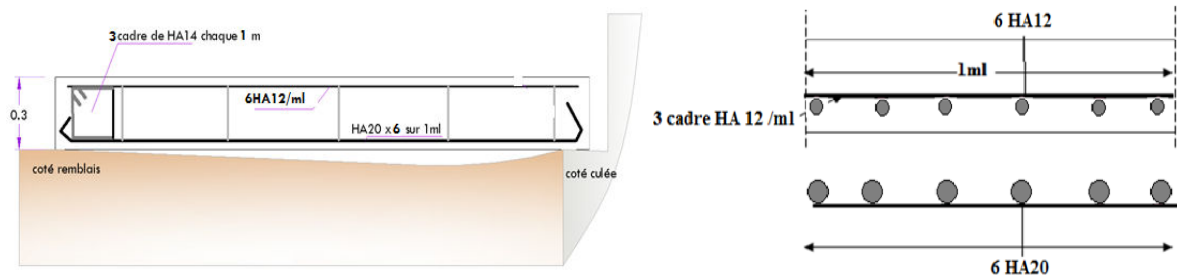


Figure 11.7: ferrailage de la dalle de transition

11.5.3-Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle ci :

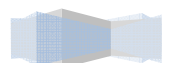
a- Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R1 = qL / 2 = 0.3 \times 5 \times 2.5 / 2 = 1.875 \text{ t/ml}$
- Réaction des poids des terres : $R2 = qL / 2 = 0.70 \times 5 \times 1.8 / 2 = 3.15 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement : $R3 = qL / 2 = 0.08 \times 5 \times 2.2 / 2 = 0.44 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R4 = qL = 0.135 \text{ m}^2 \times 2.5 = 0.3375 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R5 = qL / 2 = 1.2 \times 5 / 2 = 3 \text{ t/ml}$

b- Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6 R5 = 12.63 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1.2 R5 = 9.4025 \text{ t/ml.}$$



c- Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,6 M5] = 1.8945 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,2 M5] = 1.41 \text{ t.m/ml.}$$

d- Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple à E.L.Ufc28 = 30 MPa; b0 = 1 m; h = 0.6 m.

$$As = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.89 \times 10^{-2}}{0.539 \times 348} = 1.007 \text{ cm}^2 \text{ As} = 1.007 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité

$$As \geq 0,23 b d f_t j / f_e \text{ (As : section des armatures tendus)}$$

$$As > 0,23 \times 1 \times 0,54 \times 2,4 / 400 = 7.45 \text{ cm}^2.$$

Donc $As = 7.45 \text{ cm}^2$. On prend la section minimale : 7 HA 12 = 7.92 cm^2

Pour l'armature de construction on prend :

$$A's = As / 3 = 2.64 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 4HA10 pour } A's = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

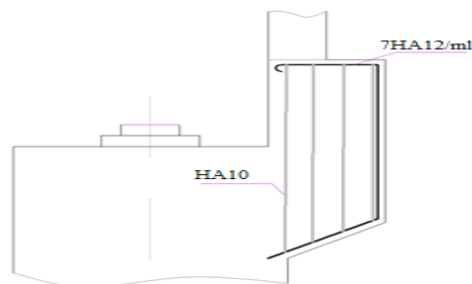


Figure 11.8 :Ferraillage de corbeau sur un ml

11.5.4- Ferraillage de mur en retour :

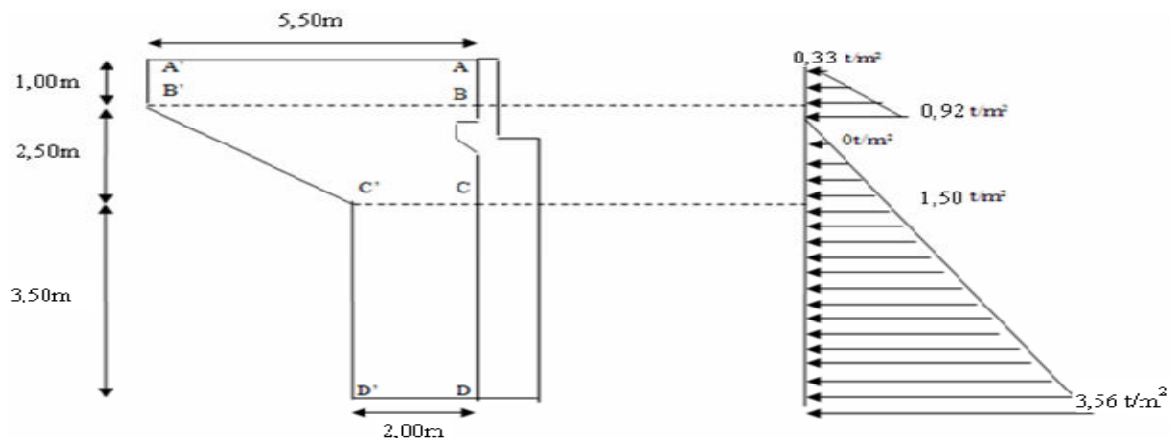
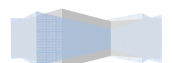


Figure 11.9 Efforts de poussées sur le mur en retour trouvée par la suite



1- Les efforts agissant sur le mur :**a- Calcul des pressions**

$$P = K_a (q + \gamma h) \text{ Avec: } K_a = 0.33q = 1,00 \text{ t/m}^2 .$$

b- Pression au-dessus de la dalle de transition

- pour $h = 0 \text{ m}$: $p_0 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 0,00) = 0,33 \text{ t/m}^2$
- pour $h = 1 \text{ m}$: $p_1 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 1,00) = 0,92 \text{ t/m}^2$

c- Pression au-dessous de la dalle de transition

- pour $h = 0,00 \text{ m}$: $p_0 = 0,33 \times 1,8 \times 0,00 = 0,00 \text{ t/m}^2$
- pour $h = 2,50 \text{ m}$: $p_1 = 0,33 \times 1,8 \times 2,50 = 1,50 \text{ t/m}^2$
- pour $h = 6,00 \text{ m}$: $p_2 = 0,33 \times 1,8 \times 6,00 = 3,56 \text{ t/m}^2$

Caractéristique de la section de béton :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

a- Ferraillage de la tranche ABB'AA'**Calcul des moments fléchissant:**

- Encastrement le long de BB' :

$$M_s = (0.33 \times 1 \times 0.5) \cdot 1,20 + [(0.93 - 0.33) \times 0.5 \times 1/3 \times 1] = 0,30 \text{ T.m/ml}$$

- Encastrement le long de AB:

$$M_s = \left(\frac{0.93 + 0.33 \times 1.2}{2} \right) \times 5.5 \times \frac{5.5}{2} = 10.03 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de ferraillage :

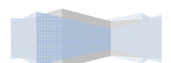
- Ferraillage horizontal: $M_s = 10.03 \text{ t.m/ml}$

$$\text{Section: } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } M_s = 10.03 \text{ t.m/ml} \quad A_s = 11.01 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.4 \times 1 \times 0.45}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage intérieur : Soit 6T16/ml, $e = 17 \text{ cm}$
- Ferraillage extérieur : Soit 6T14/ml, $e = 17 \text{ cm}$
- Ferraillage vertical : $M_s = 0.30 \text{ t/ml}$



$$\text{Section : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } Ms=0.30.\text{m/ml} \quad As=0.15 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \times 1 \times 0.45}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage intérieur** : Soit 6T16/ml, e=17 cm
- **Ferrailage extérieur** : Soit 6T14/ml, e=17 cm

b- Ferrailage de la tranche BB' CC' :

1- Calcul des moments fléchissant :

- Encastrement le long de BC :

Pression moyenne : $P_M = \frac{1.50+0}{2}$
 Longueur moyenne : $LM = 4,25 \text{ m.}$
 $MS = (0,75 \times 3,752/2) = 5,27 \text{ t.m/ml}$

- Encastrement le long de CC' :

$$MS = (1.5 \times 2.5 \times \frac{1}{2} \times \frac{2.5}{3}) = 1.56 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de Ferrailage :

- Ferrailage horizontal : Ms=5.27 t.m/ml

$$\text{Section : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } Ms=5.27.\text{m/ml} \quad As=6.10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \times 1 \times 0.45}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

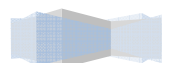
- **Ferrailage intérieur** : Soit 6T16/ml, e=17 cm
- **Ferrailage extérieur** : Soit 6T14/ml, e=17 cm

- Ferrailage vertical : MS = 1,56 t/ml

$$\text{Section : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } Ms=1.56.\text{m/ml} \quad As=0.40 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \times 1 \times 0.45}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$



- **Ferrailage intérieur** : Soit 6T16/ml, $e=17$ cm
- **Ferrailage extérieur**: Soit 6T14/ml, $e=17$ cm

c- **Ferrailage de la tranche CC' DD'** :

1- **Calcul des moments fléchissant:**

- **Encastrement le long de CD** :

$$PM = (1,50 + 3,56)/2 = 2,53 \text{ t/m}^2$$

$$MS = (2,53 \times 2^2 / 2) = 5,06 \text{ t.m/ml}$$

- **Encastrement le long de DD'** :

$$Ms = [1,5 \times 3,5^2 \times \frac{1}{2} + (3,56 - 1,5) \times 1 \times (3,5)^2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3}] = 14,15 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage horizontal: $M_s = 5,06$ Tm/ml**

$$\text{Section : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0,45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } Ms=5,06 \text{ m/ml} \quad As=5,70 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0,23 \frac{2,4 \times 1 \times 0,45}{400} = 6,21 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage intérieur** : Soit 6T16/ml, $e=17$ cm
- **Ferrailage extérieur** : Soit 6T14/ml, $e=17$ cm

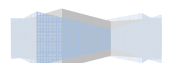
- **Ferrailage vertical : $M_S = 14,15$ t/ml**

$$\text{Section : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ d = 0,45 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } Ms=14,15 \text{ m/ml} \quad As=15,77 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0,23 \frac{2,4 \times 1 \times 0,45}{400} = 6,21 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage intérieur** : Soit 6T20/ml, $e=17$ cm
- **Ferrailage extérieur** : Soit 6T14/ml, $e=17$ cm



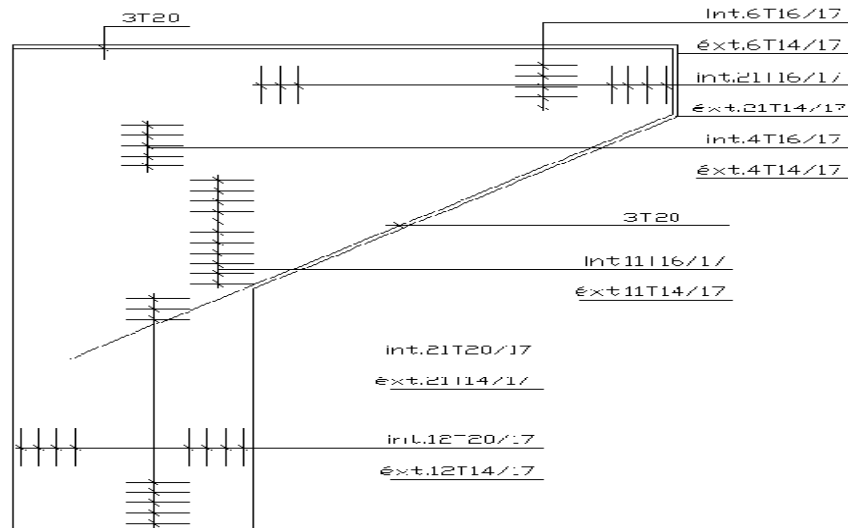


Figure 11.10 Ferrailage de mur en retour

11.5.5- Le mur frontal :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée puisque il est sollicité par les efforts suivants :

- les réactions d'appuis dues au poids du tablier + surcharge s
- la poussée des terres
- la surcharge du remblai (1t/m²)
- les efforts de freinage

Ces charges sont calculées dans le cas normal et dans les cas séismiques, et après nous prenons les cas les plus défavorables pour le ferrailage de mure frontale :

❖ **Cas normal : ELS**

- réaction d'appui :

$$N = G_{(cp+ccp)} + G_{MF} + G_{MGG+DD} + G_{RE} \quad ; \quad N=362.8 \text{ t}$$

- la surcharge du remblai :

$$P_{RE} = h \times K \times l \times 1.2 = 5.2 \times 0.33 \times 9.5 \times 1.2 = 19.56 \text{ t}$$

$$M_{RE} = P_{RE} \times \frac{h}{2} = 50.86 \text{ tm}$$

- le freinage :

Il est du au camion BcF=12.20 t

$$M_{Bc} = 1.2 \times 12.2 \times 5.2 = 76.128 \text{ t}$$

La poussée des terres :

$$P = 0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 5.2^2 \times 9.5 = 76.29 \text{ t}$$

$$M_p = 76.29 \times 1.73 = 131.98 \text{ t.m}$$

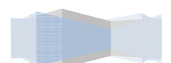
Donc :

$$N = 362.8 \text{ t} \quad N = 38.19 \text{ t/ml}$$

$$H = 76.29 + 19.52 + 1.2 \times 12.20 = 110.52 \text{ t} \quad H = 11.63 \text{ t/ml}$$

$$M = M_p + M_{Bc} + M_{RE} = 50.86 + 76.128 + 131.19 = 258.19 \text{ tm}$$

$$M = 27.17 \text{ tm/ml}$$



❖ Cas normal : ELU- réaction d'appui :

$$N = 1.35 (G_{(cp+ccp)} + G_{MF} + G_{MGG+DD} + G_{RE})$$

$$N = 489.78 \text{ t} \quad N = 51.55 \text{ t/ml}$$

- la surcharge du remblai :

$$M_{RE} = P_{RE} \times \frac{h}{2} = 50.86 \text{ tm}$$

- le freinage :Il est du au camion $BcF = 12.20 \text{ t}$

$$MB_C = 12.2 \times 5.2 \times 1.6 = 101.50 \text{ t}$$

La poussée des terres :

$$P = 0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 5.2^2 \times 9.5 = 76.29 \text{ t}$$

$$M_P = 76.29 \times 1.73 = 131.98 \text{ t.m}$$

Donc :

$$N = 489.78 \text{ t} \quad N = 51.55 \text{ t/ml}$$

$$H = 76.29 + 19.52 + 1.6 \times 12.20 = 115.33 \text{ t} \quad H = 12.14 \text{ t/ml}$$

$$M = 1.35(M_P + M_{RE}) + 1.6(M_{bc}) = 1.35(131.98 + 50.86) + 101.50 = 348.33 \text{ tm}$$

$$M = 36.66 \text{ tm/ml}$$

❖ Cas séismique 1 :

$$K_h = 0.12 \quad K_v = 0.036 \quad K_{ad} = 0.4076$$

Réaction d'appui :

$$N = (1 + 0.036) \times (G_{(cp+ccp)} + G_{MF} + G_{MGG+DD} + G_{RE})$$

$$N = 262.4 \text{ t} \quad N = 27.62 \text{ t/ml}$$

la surcharge du remblai :

$$P = h.l.K_d(1 + K_v)\gamma = 5.2 \times 9.5 \times 0.4076 \times (1 + 0.036) \times 1.2 = 25.03 \text{ t}$$

$$M = Ph/2 = 65.084 \text{ tm}$$

la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 . K_d (1 + K_v) l = 0.5 \times 1.8 \times 5.2^2 \times 0.4076 \times (1 + 0.036) \times 9.5 = 94.23 \text{ t}$$

$$M_P = \frac{94.23 \times 5.2}{3} = 163.33 \text{ tm}$$

$$\text{Donc } N = 262.4 \text{ t}$$

$$M = 163.33 + 65.084 = 228.41 \text{ tm}$$

❖ Cas séismique 2 :

$$K_h = 0.12 \quad K_v = 0.036 \quad K_{ad} = 0.4139$$

réaction d'appui :

$$N = (1 - 0.036) \times (G_{(cp+ccp)} + G_{MF} + G_{MGG+DD} + G_{RE})$$

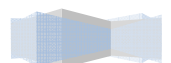
$$H = 76.29 + 19.52 + 0.2 \times 12.20 = 98.25 \text{ t} \quad H = 10.34 \text{ t/ml}$$

$$N = 244.016 \text{ t}$$

la surcharge du remblai :

$$P = h.l.K_d(1 + K_v)\gamma = 5.2 \times 9.5 \times 0.4139 \times (1 - 0.036) \times 1.2 = 23.65 \text{ t}$$

$$M = Ph/2 = 65.084 \text{ tm}$$

la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot K_a (1 + K_v) l = 0.5 \times 1.8 \times 5.2^2 \times 0.4139 \times (1 - 0.036) \times 9.5 = 95.69 \text{ t}$$

$$MP = 95.69 \times \frac{5.2}{3} = 165.86 \text{ t.m}$$

Donc

$$N = 244.016 \text{ t} \quad N = 31.06 \text{ t/ml}$$

$$M = 65.084 \text{ t.m} + 165.86 \text{ t.m} = 230.95 \text{ t.m}$$

Tab 11.23 : Tableau récapitulatif

E.L.S	H=11.63t/ml	N=38.19t/ml	M=27.17tm/ml
E.L.U	H=12.14t/ml	N=51.55 t/ml	M=36.66tm/ml
Séisme 1	H=10.34t/ml	N=27.62 t/ml	M=24.04tm/ml
Séisme 2	H=10.34t/ml	N=31.06 t/ml	M=24.31tm/ml

11.5.6 Ferrailage de mur frontal :

Verticalement :

Le ferrailage a effectué par logiciel ROBOT EXPERT (calculatrice de béton), en flexion composée

$$F_{c28} = 30 \text{ mpa} \quad B = 1 \text{ m} \quad h = 1.4 \text{ m}$$

$$Mu = 36.66 \text{ tm/ml} \quad N = 51.55 \text{ t}$$

Qui nous donne la section d'armature par mètre linéaire :

$$As_1 = 14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ comprimé}$$

$$As_2 = 14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{tendue}$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$"As \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e"; \quad As \geq 17.38 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section donné par la condition de non fragilité

$$As \geq 17.38 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: } As = 6 \text{ HA } 20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

Armature de construction :

$$As' = \frac{As}{3} = 5.794 \text{ HA } 14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b d = 0.1214 / 1,26 = 0,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_{s} = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,15 f_{c28} / \gamma_b] = 3 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau'_{s} > \tau_u \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.85 f_e} : \quad \frac{A_t}{S_t} \leq 0,1 \times 1 / 0,85 \times 400 = 0.03 \text{ cm.}$$

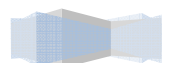
$$S_t \leq \min [0,9d; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 25 \text{ cm. } A_t > 25 \times 0.03 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm. Avec } S_t = 25 \text{ cm et } A_t > 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 12 \quad As = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armature de construction :



$$As' = \frac{As}{3} = 5.79 \quad 4 \text{ HA14} = 6.16\text{cm}^2$$

Horizontalement :

Le ferrailage a été effectué par logiciel ROBOT EXPERT (calculatrice de béton), en flexion simple $f_{cj} = 30\text{mpa}$ $B = 1\text{m}$ $h = 1.4\text{m}$
 $M = 36.66\text{tm/ml}$ $As = 16.3\text{cm}^2$

Vérification de condition de non fragilité :

$$"As \geq 0,23bdftj / fe" \quad ; \quad As \geq 17.38\text{cm}^2$$

Donc on prend la section donnée par la condition de non fragilité
 $As \geq 17.38\text{cm}^2$ soit: $As = 6 \text{ HA } 20/\text{ml}$ $As = 18.85\text{cm}^2$

Armature de construction :

$$As' = \frac{As}{3} = 5.79 \quad 4 \text{ HA14/ml} \quad As' = 6.16\text{cm}^2$$

11.5.7- La semelle

Etude et ferrailage de la semelle :

Caractéristique de la semelle :

- Longueur : $L = 12\text{ m}$
- Largeur : $B = 6\text{ m}$
- Epaisseur : $E = 1,50\text{ m}$

Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	Cas	H (t)	V (t)	MR (t.m)	MS (t.m)
La somme	C.N	141.55	1300.62	577.678	862.401
	H+V	301.27	1203.04	1122.54	893.48
	H-V	304.69	1121.36	1153.90	831.38

$$n = \frac{\text{Effort normal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1300.62}{255} = 5.10$$

On prend 8 pieux de 4 files

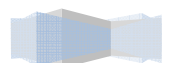
• **Calcul des réactions max et min : (SETRA)**

Les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY).

Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque

pieu est donné par la formule suivante: $R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$

Avec :



$$\left\{ \begin{array}{l} R : \text{l'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule précédente.} \\ n : \text{nombre de pieux.} \\ M_x : \text{moment suivant l'axe X.} \\ M_y : \text{moment suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Avec, les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques

Avec, les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques

Conditions normales

$$R_{\max} = \frac{N}{8} + \frac{M}{8 \times 1,8} = \frac{1300.62}{8} + \frac{284.72 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} R_{\max} = 182.35 \text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{8} + \frac{M}{8 \times 1,8} = \frac{1300.62}{8} - \frac{284.72 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} R_{\min} = 142.80 \text{ t}$$

Conditions sismiques

$$R_{\max} = \frac{N}{8} + \frac{M}{8 \times 1,8} = \frac{1203.04}{8} + \frac{229.06 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} R_{\max} = 166.28 \text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{8} + \frac{M}{8 \times 1,8} = \frac{1203.04}{8} - \frac{229.06 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} R_{\min} = 134.48 \text{ t}$$

- Vérification de soulèvement : $R_{\min} = 134.48 > 0$ condition vérifiée
- Vérification de poinçonnement : $R_{\max} = 182.35 < 255 \text{ t}$ condition vérifiée

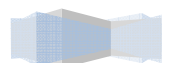
2-Ferraillage de la semelle :

Armatures transversales inférieures :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

$$\text{tga} = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4}} = 1.1$$



$$\alpha = 48.01^\circ \text{ (c'est vérifié)}$$

$$h \geq \frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4} = 1,35 \text{ m (c'est vérifié)}$$

Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{182.35}{26667} \times \frac{1,35}{1,5} = 0,006154 \text{ m}^2. A_{\text{inf}} = 61.54 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{166.28}{40000} \times \frac{1,35}{1,5} = 0,003743 \text{ m}^2. A_{\text{inf}} = 37.41 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 61.54 \text{ cm}^2$

On prend 13 HA 25 $A_s = 63.81 \text{ cm}^2$

n : Nombre de barre = barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $St = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{13 - 1} \approx 0,216 \text{ m} = 20 \text{ cm}$. On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,8 \text{ m.}$$

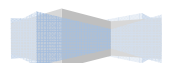
Entre les différents bandes, on placera des armatures de réparations tel que

$$\frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 63.81 = 21.27 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8 HA 20 } A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

b- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre le mur frontal et les pieux de fondation.

$$\frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 63.81 = 21.27 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8 HA 20 } A_{li} = 25.13 \text{ cm}^2. St = \frac{\Phi + H - 10}{6 - 1} \approx 50 \text{ cm.}$$



c- Armatures de construction:

1. Armatures transversales supérieure:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{63.81}{10} = 6.381 \text{ cm}^2. \text{ Soit : 5 HA 14} \quad A_{ts} = 7.70 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{6 - 1} \approx 50 \text{ cm}.$$

2. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 63.81 = 21.27 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8 HA 20} \quad A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

3. Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{63.81}{10} = 6.381 \text{ cm}^2. \text{ Soit : 5 HA 14} \quad A_{ts} = 7.70 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{6 - 1} \approx 50 \text{ cm}.$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

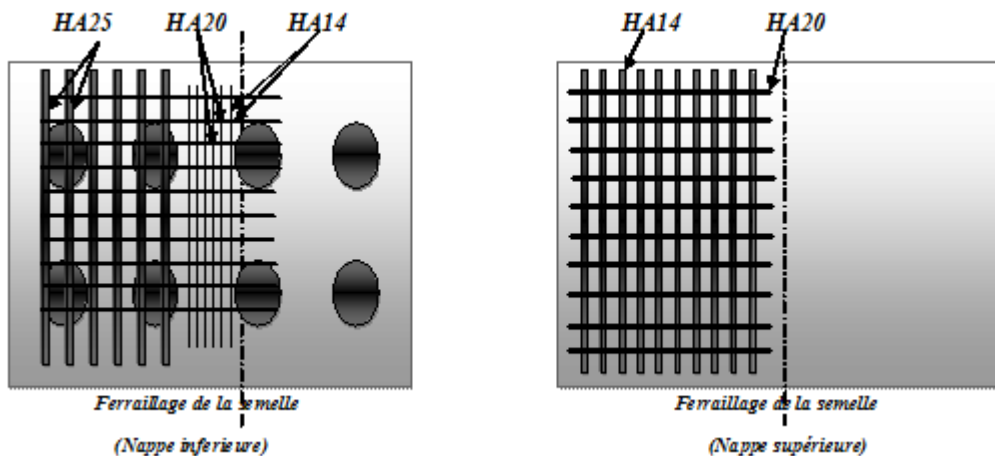


Figure 11.11 Ferraillage de la semelle

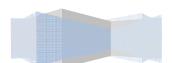
11.5.8 Etudes et ferraillage des pieux :

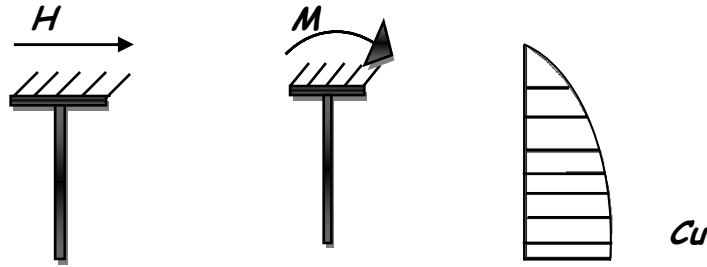
Action sur pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de

l'équation différentielle : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$

b : diamètre du pieu, c_u : module de réaction du sol, y : déplacement en tête du pieu





Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2\text{m}$;

$C_u = 10000 \text{ t/m}^3$

E : module d'élasticité du béton $= 21000 \sqrt{300} = 3.63 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

I : moment d'inertie du pieu ; $I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}} = 0.3 \text{ m}^{-1}$ λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER : $\lambda L = 0.3 \times 20 = 6$

Avec $L = 20\text{m}$ (la longueur du pieu)

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Effort de freinage $A(l)$ + poussé des terres $= 230,316\text{t}$

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{141.55}{8} = 17.69 \text{ t/pieu}$$

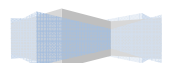
Conditions sismique :

$$H = \frac{301.27}{8} = 37.65 \text{ t / pieu}$$

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 :

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$



Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement $\lambda = 1/0.3 = 3.33 \text{ m}^{-1}$

$\lambda L = 0.3 \times 20 = 6$

- **Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$:**

$\lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2,09 \quad \chi_{\theta M} = 1,45$ selon l'abaque de Warner

Condition normale : 17.69 t/pieu

$\bar{M} = -85 \text{ tm}$

Condition sismique : 37.65 t/pieu

$\bar{M} = -180.89 \text{ tm}$

C-Ferrailage des pieux :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de WALTHER Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

$M = 180.89 \text{ tm}$

$N = 166.28 \text{ t}$

$$K_a = \frac{M_u}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{180.89}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 3000} \quad K_a = 0,044$$

$$K_e = \frac{N}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{166.28}{3,14 \times 0,6^2 \times 3000} \quad K_e = 0,05$$

D'après les abaques de WELTHER: $\omega = 0.16$: degré mécanique d'armature (totale)

Abaque de Walther

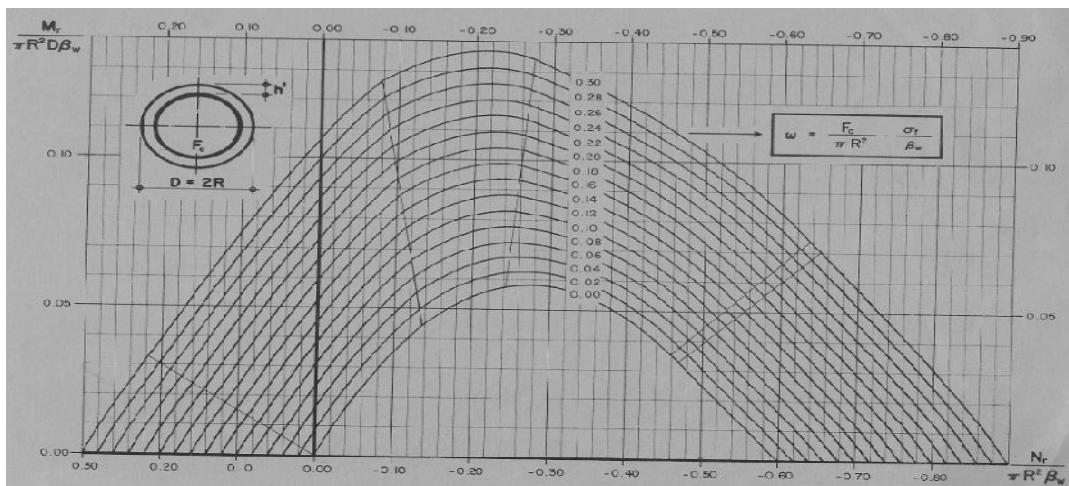


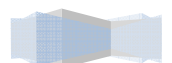
Figure 11.12 Abaque de WARNER

a- Détermination de la section d'armature :

La section des armateurs est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} \omega = \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 30 \times 0,16}{400} \quad \text{On prend : } A_s = 135.65 \text{ cm}^2 \text{ HA } 32 = 136.72 \text{ cm}^2$$

b- Condition de non fragilité :



$$A_{min} = \frac{1 \times 60^2 \times 3.14}{100} = 113.04 \text{ cm}^2 < 136.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifie})$$

C- Les armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} \quad \text{Donc, } \phi = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ mm} \quad \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

On prend des cercles de diamètre $\Phi_t = 12 \text{ mm}$, avec un espacement de 20 cm. et de 15 cm dans la zone de jonction

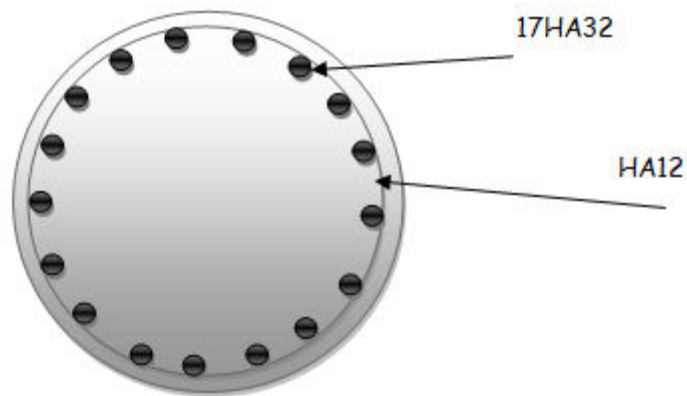
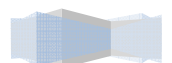


Figure 11.13 Ferrailage de pieux



CONCLUSION

A l'issue de ce qui se passe, on peut déduire certains points essentiels dans un projet d'ouvrage d'art :

- L'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.
- Un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans le domaine de modélisation des structures, des normes et de conception et de calcul et des propriétés physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution.
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont.
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, de gagner le délai et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité.

Pour cela, la culture technique du domaine des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont.

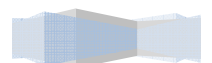
En cet effet, cette reconnaissance permet:

- Au stade d'étude : de bien définir le projet (recherche sur les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural.

Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

- Au stade de l'exécution : de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de Procédées...etc.)

A la fin Cette étude très enrichissante nous a permis d'améliorer nos compétences techniques et d'approfondir nos connaissances théoriques, et mêmes nous a permis aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine.



BIBLIOGRAPHIE

1. J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994.
2. J.A. CALGARO- M.VIRLOGEUX « Projet et construction des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1987.
3. M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
4. 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.
5. « Règles CM66 additif 80 » CITICM 2005.
6. 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.
7. EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier, Décembre 1999.
8. EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixte acier et béton, Décembre1994.
9. 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'oeuvre mars 2001.

LOGICIELS :

1. SAP 2000 V 14.
2. AUTOCAD 2009.
3. MICROSOFT OFFICE 2010.

3em partie

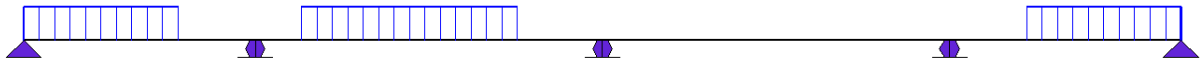


Fig. 5.6 Chargement partie 3 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M - (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-71.797
x = 7.5 m	318.368	/	-13.101
x = 15 m	196.512	/	45.596
x = 22.5 m	/	352.006	90.8
x = 30 m	/	1064.329	228.599
x = 37.5 m		124.81	-121.093
x = 45 m	590.18	/	-66.122
x = 52.5 m	865.981	/	-7.425
x = 60 m	710.559	/	51.271
x = 67.5 m	116.245	/	93.858
x = 75 m	/	619.01	135.467
x = 82.5 m	/	400.908	-24.904
x = 90 m	/	245.451	-16.551
x = 97.5 m	/	152.64	-8.198
x = 105 m	/	122.475	0.154
x = 112.5 m	/	154.955	8.507
x = 120 m	/	250.081	89.009
x = 127.5 m	259.788	/	-63.796
x = 135 m	604.593	/	-18.39
x = 142.5 m	522.408	/	40.306
x = 150 m	0	/	99.003

Tableau 5.4 Résultat des efforts partie 3 de la phase bétonnage

4eme partie

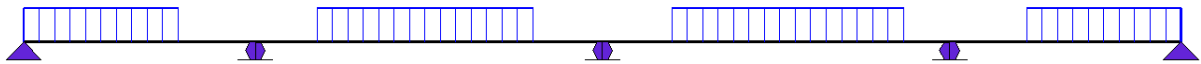


Fig. 5.7 Chargement partie 4 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M – (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-77.236
x = 7.5 m	359.155	/	-18.539
x = 15 m	287.086	/	40.157
x = 22.5 m	/	229.646	58.362
x = 30 m	/	901.183	207.445
x = 37.5 m	/	79.533	-105.377
x = 45 m	517.587	/	-50.406
x = 52.5 m	675.519	/	8.291
x = 60 m	393.227	/	66.987
x = 67.5 m	309.956	/	109.574
x = 75 m	/	1163.082	117.926

Tableau 5.5 Résultat des efforts partie 4 de la phase bétonnage

5eme partie

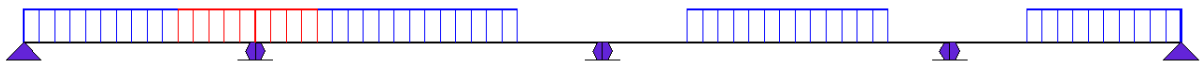


Fig. 5.8 Chargement partie 5 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M - (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-80.937
x = 7.5 m	318.368	/	-22.241
x = 15 m	333.612	/	-36.456
x = 22.5 m	/	159.956	95.152
x = 30 m	/	1039.669	320.955
x = 37.5 m	/	60.486	-108.409
x = 45 m	532.742	/	-49.713
x = 52.5 m	685.207	/	-8.984
x = 60 m	397.718	/	-67.68
x = 67.5 m	310.661	/	110.267
x = 75 m	/	1168.983	236.893
x = 82.5 m	/	313.25	-109.921
x = 90 m	/	390.992	-67.033
x = 97.5 m	/	637.626	-8.336
x = 105 m	/	516.036	50.36
x = 112.5 m	/	80.569	105.029
x = 120 m	/	899.612	207.18
x = 127.5 m	/	227.436	-85.447
x = 135 m	279.827	/	-40.041
x = 142.5 m	360.025	/	18.655
x = 150 m	0	/	77.352

Tableau 5.6 Résultat des efforts partie 5 de la phase bétonnage

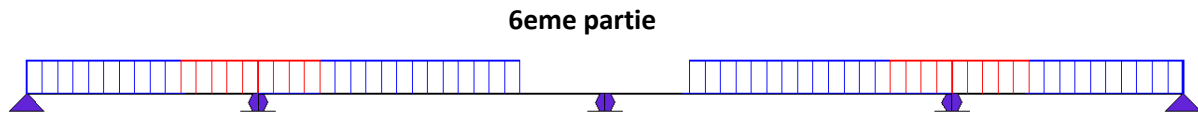


Fig. 5.9 Chargement partie 6 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M - (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-81.001
x = 7.5 m	387.398	/	-22.305
x = 15 m	334.572	/	36.392
x = 22.5 m	/	158.476	95.088
x = 30 m	/	1091.749	320.706
x = 37.5 m	/	59.954	-108.224
x = 45 m	531.617	/	-49.528
x = 52.5 m	682.965	/	9.169
x = 60 m	394.09	/	67.865
x = 67.5 m	/	315.677	110.452
x = 75 m	/	1175.386	118.804

Tableau 5.7 Résultat des efforts partie 6 de la phase bétonnage

7eme partie

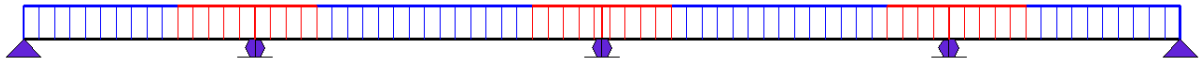
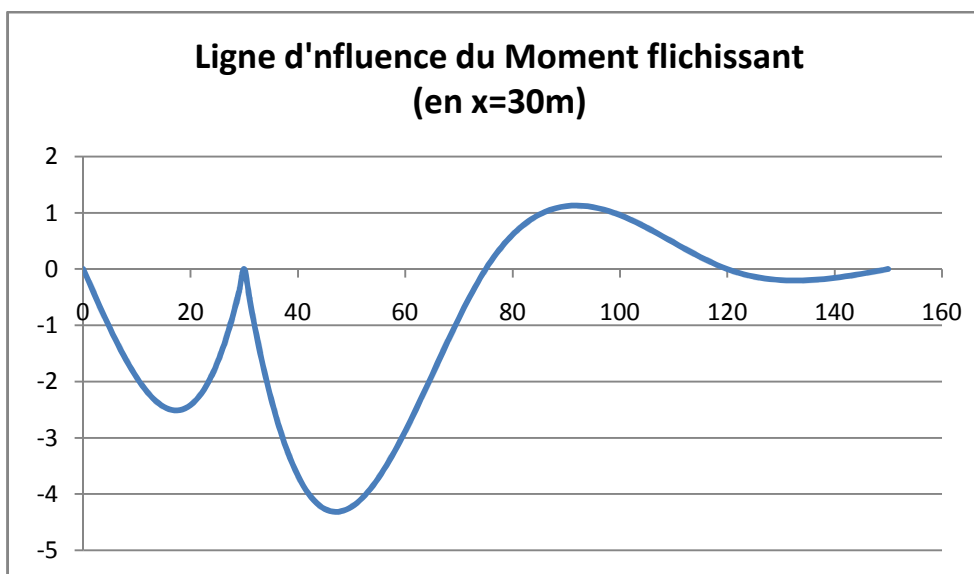
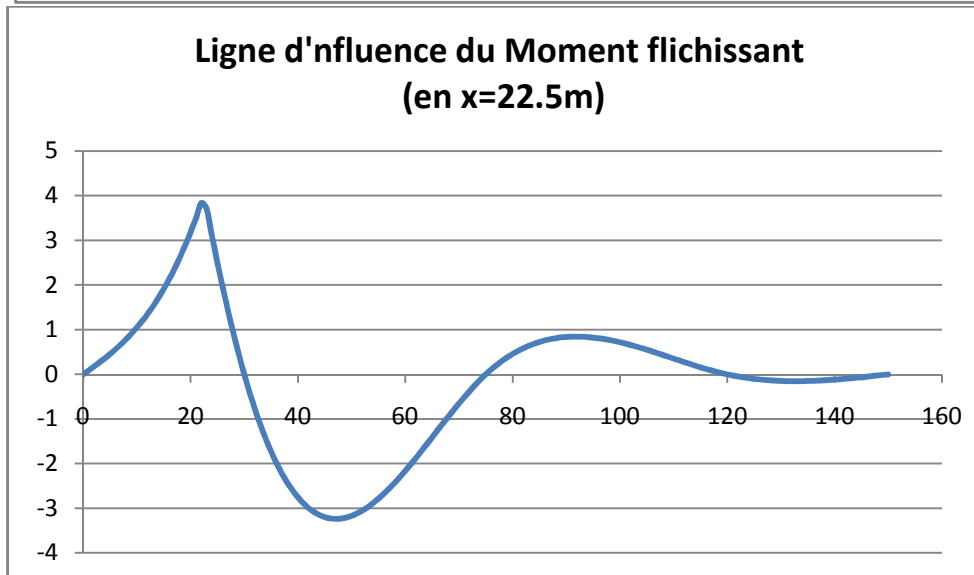
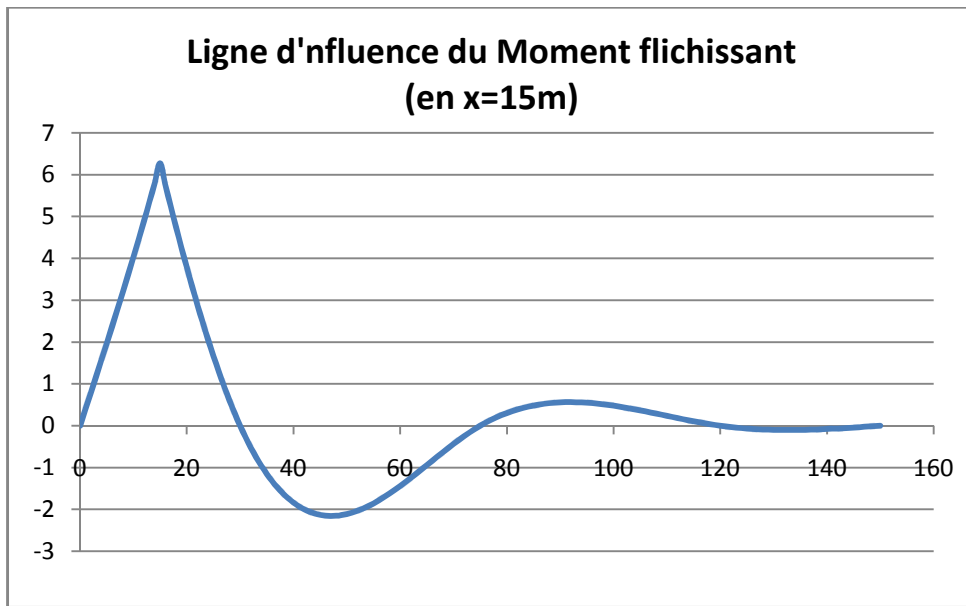


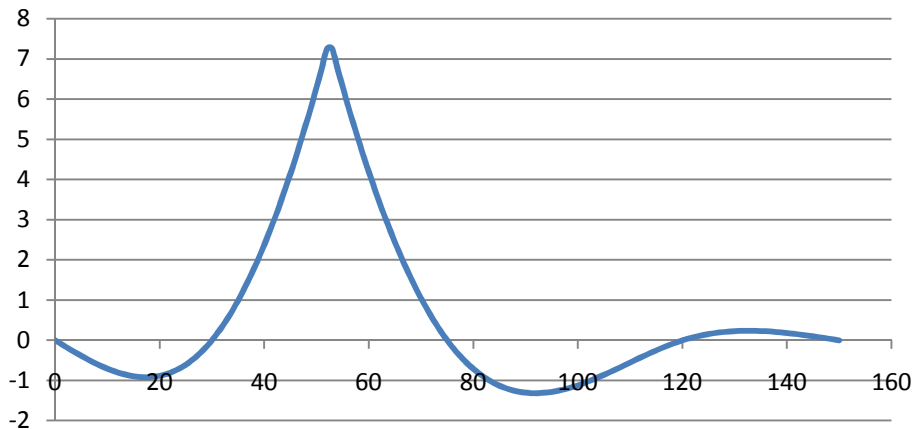
Fig. 5.10 Chargement partie 7 de la 1ère phase (bétonnage).

SECTION	EFFORTS		
	M + (t.m)	M - (t.m)	t
x = 0 m	0	/	-80.278
x = 7.5 m	381.976	/	-21.583
x = 15 m	323.741	/	37.112
x = 22.5 m	/	174.706	95.807
x = 30 m	/	1113.367	323.679
x = 37.5 m	/	64.647	110.482
x = 45 m	543.861	/	-51.787
x = 52.5 m	712.156	/	6.908
x = 60 m	440.239	/	65.603
x = 67.5 m	/	271.889	124.298
x = 75 m	/	1424.231	365.986

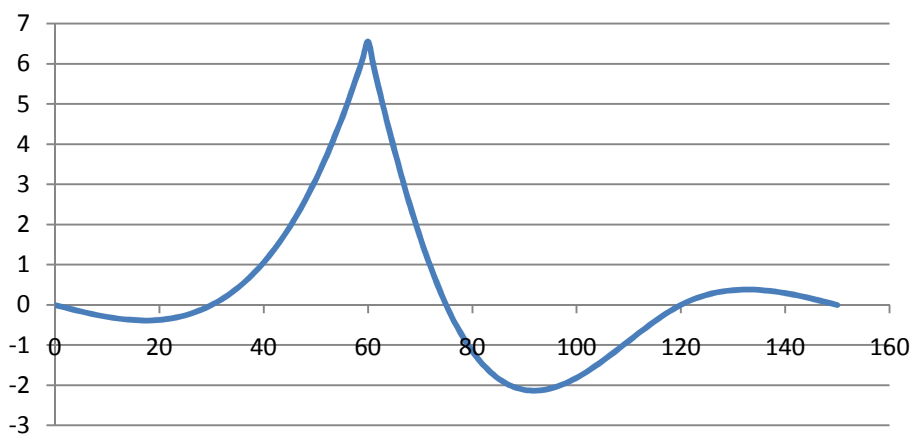
Tableau 5.8 Résultat des efforts partie 7 de la phase bétonnage



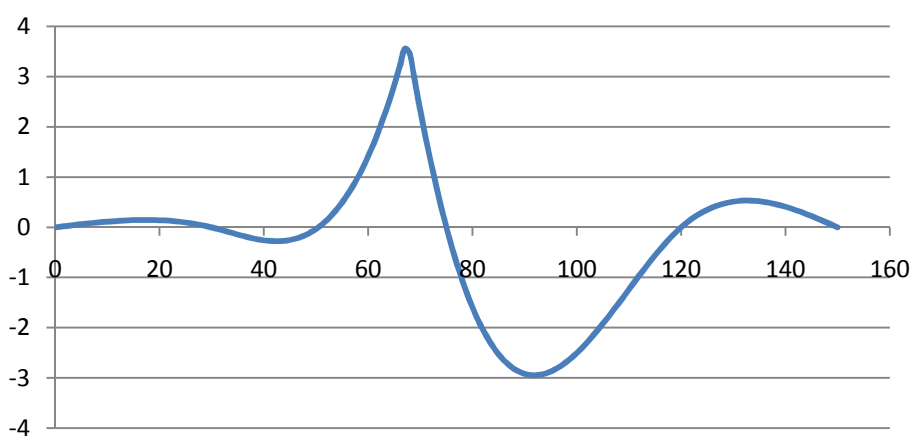
Ligne d'influence du Moment flichissant
(en $x=52.5m$)

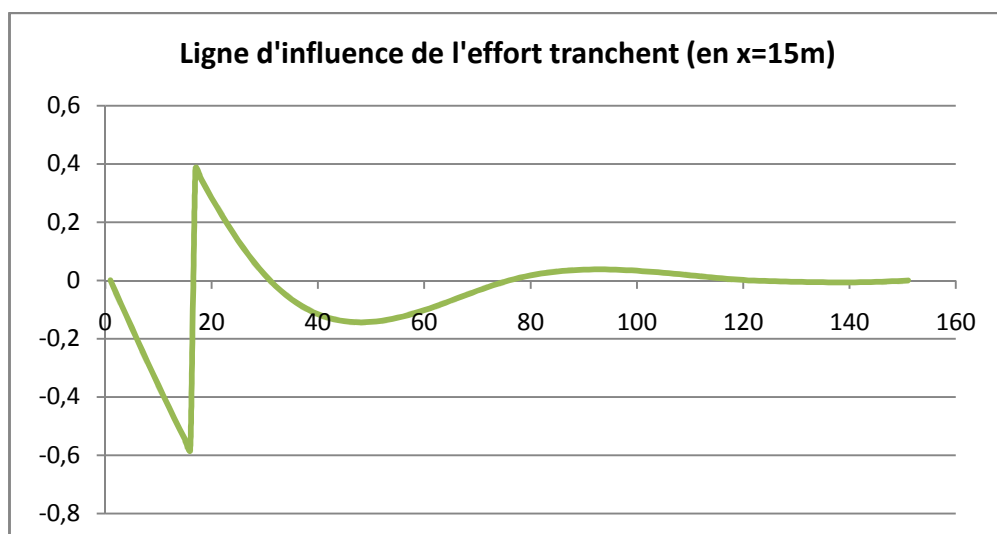
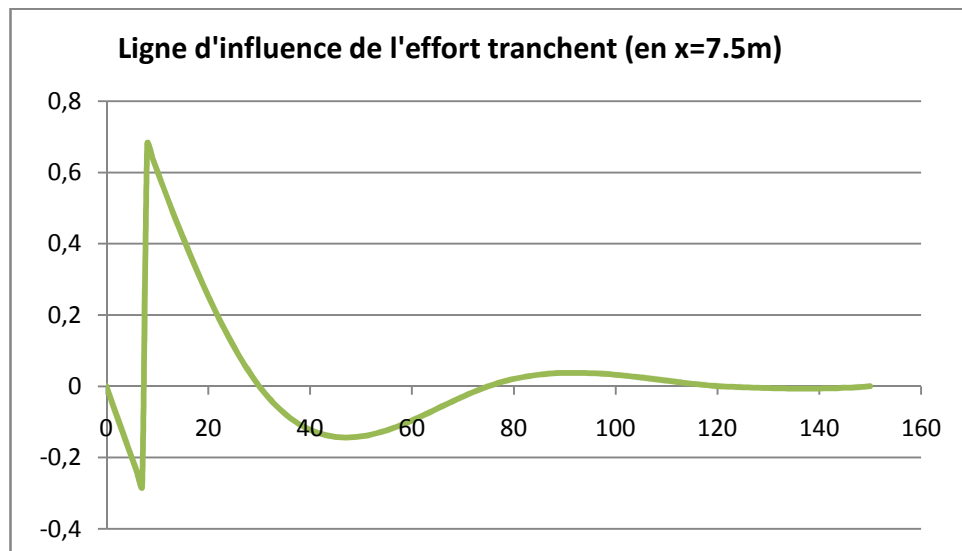
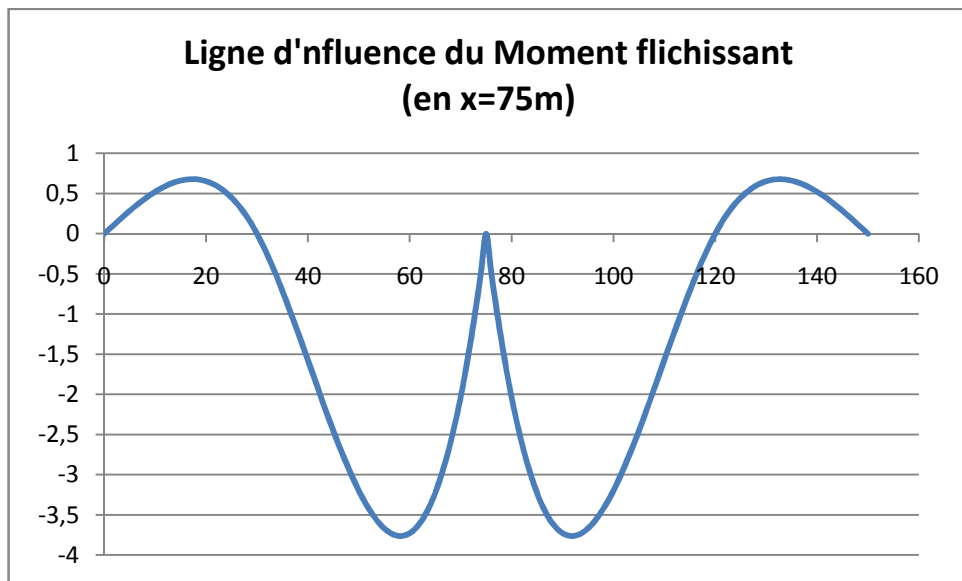


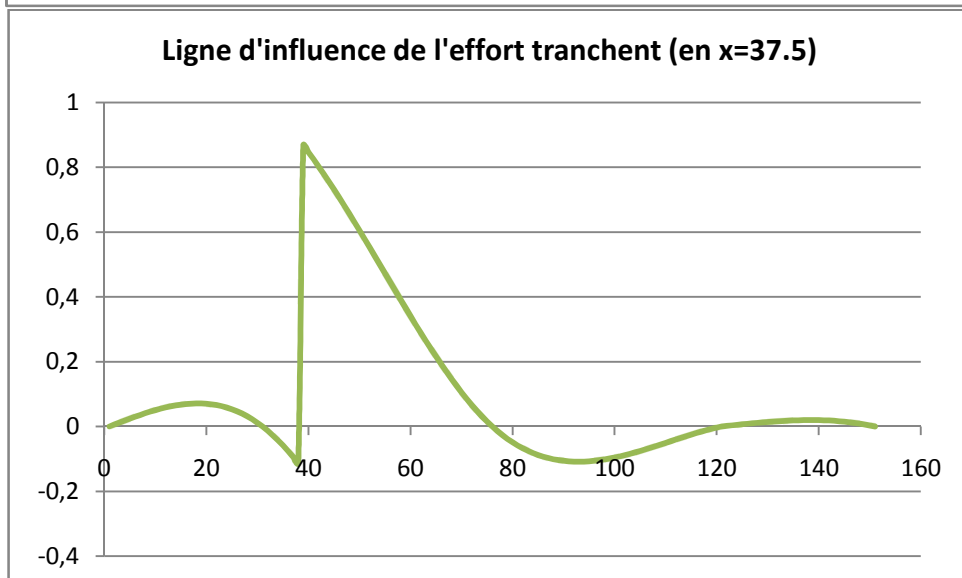
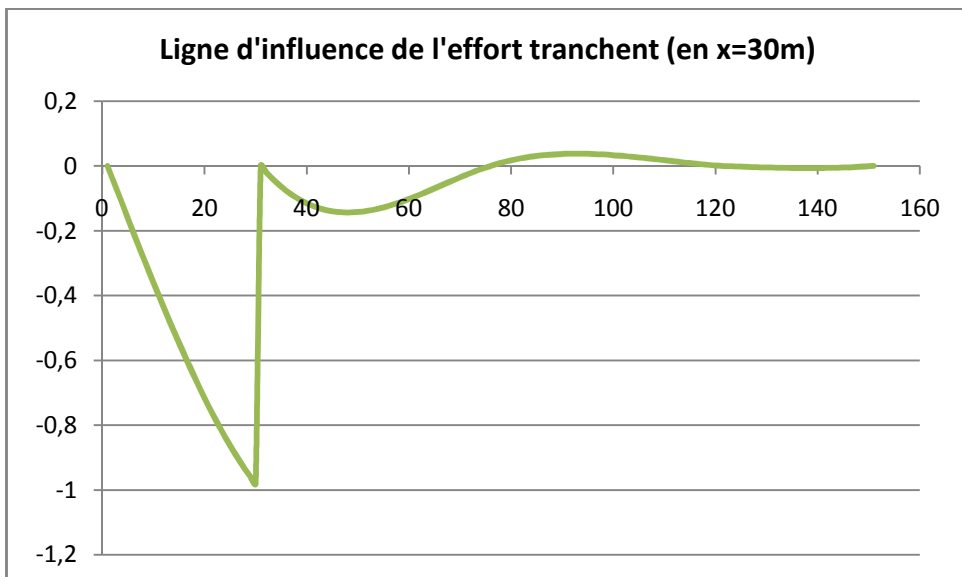
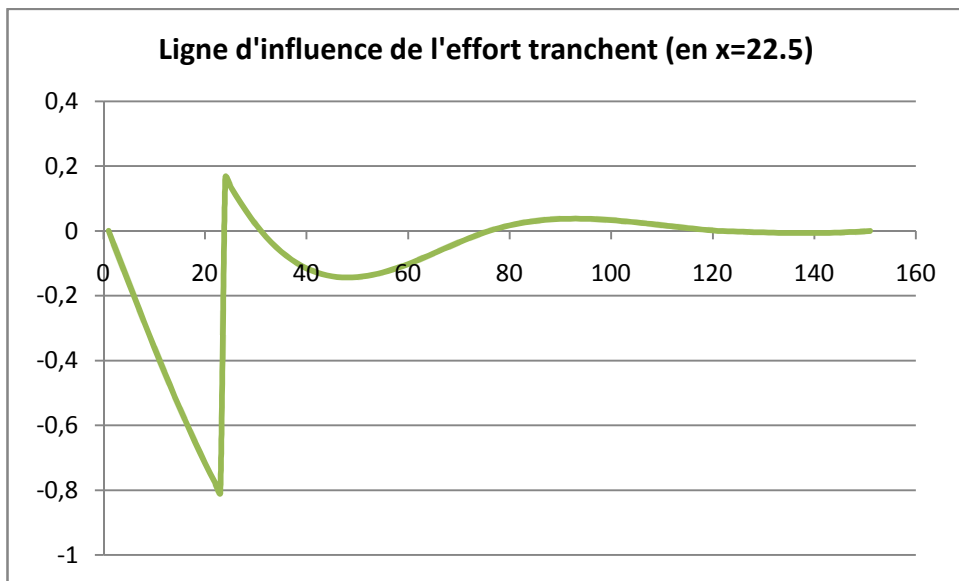
Ligne d'influence du Moment flichissant
(en $x=60m$)

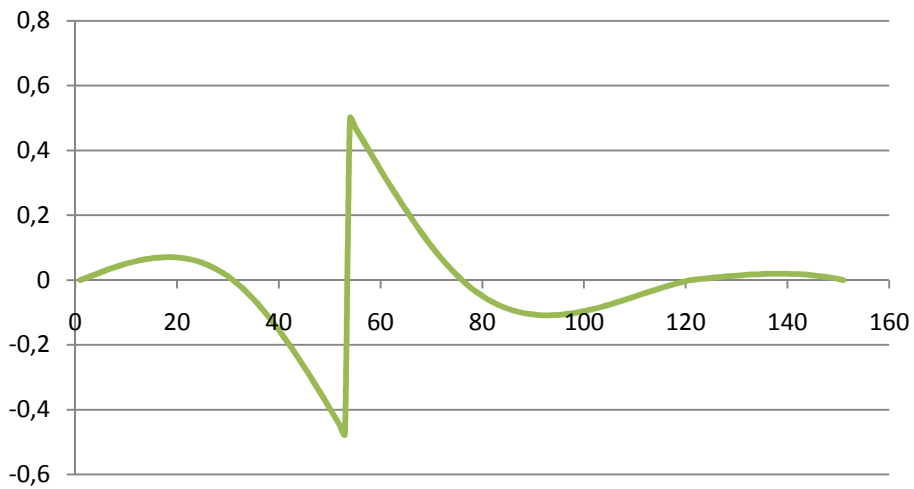
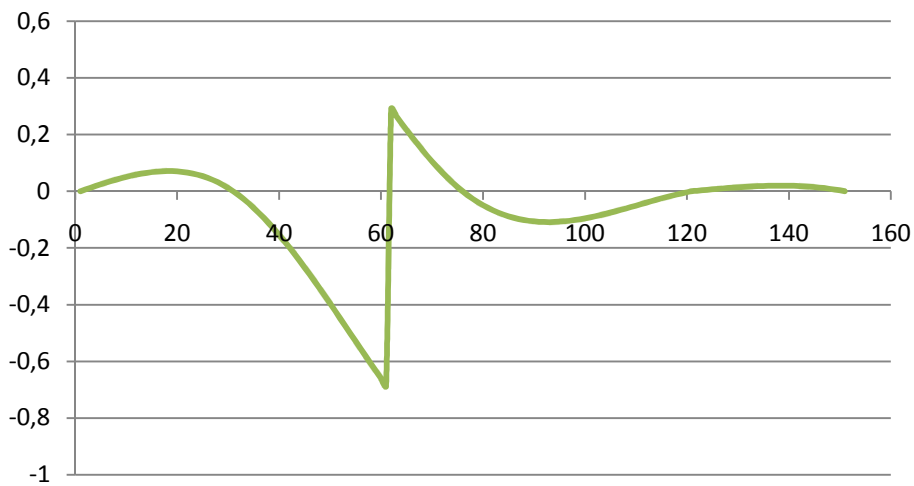
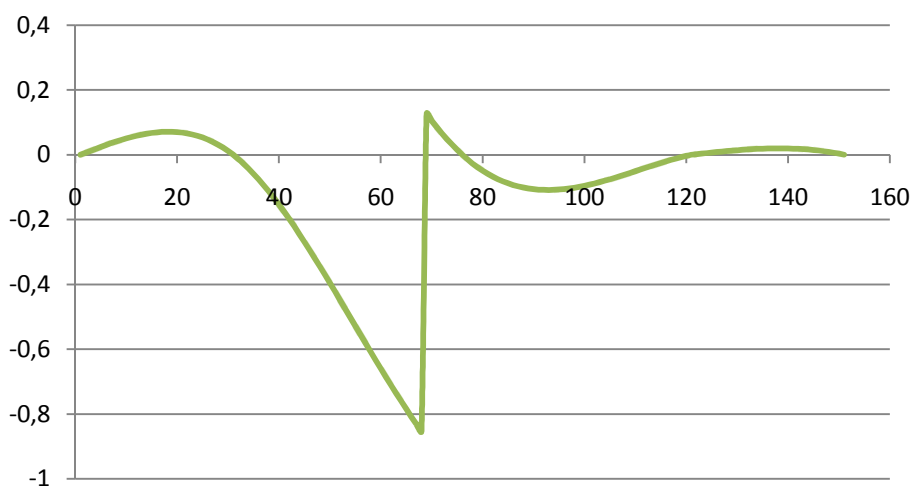


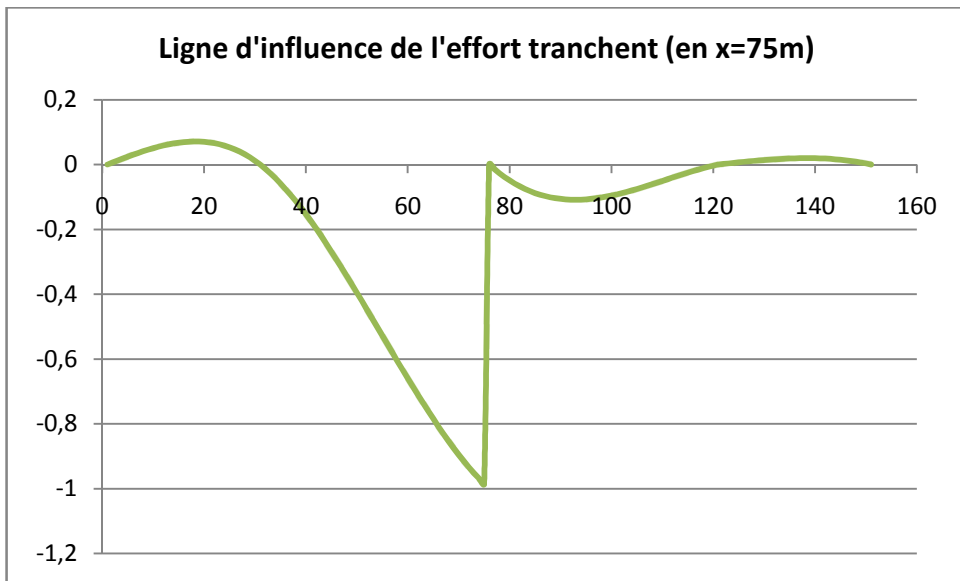
Ligne d'influence du Moment flichissant
(en $x=67.5m$)







Ligne d'influence de l'effort tranchent (en $x=52.5m$)Ligne d'influence de l'effort tranchent (en $x=60m$)Ligne d'influence de l'effort tranchent (en $x=67.5m$)



a/x	x=0	x=7.5	x=15	x=22.5	x=30	x=37.5	x=45	x=52.5	x=60	x=67.5	x=75
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.9594	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061
2	0.9189	-0.0811	-0.0811	-0.0811	-0.0811	0.0122	0.0122	0.0122	0.0122	0.0122	0.0122
3	0.8785	-0.1215	-0.1215	-0.1215	-0.1215	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182
4	0.8382	-0.1618	-0.1618	-0.1618	-0.1618	0.0241	0.0241	0.0241	0.0241	0.0241	0.0241
5	0.7981	-0.2019	-0.2019	-0.2019	-0.2019	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299
6	0.7582	-0.2418	-0.2418	-0.2418	-0.2418	0.0354	0.0354	0.0354	0.0354	0.0354	0.0354
7	0.7186	-0.2814	-0.2814	-0.2814	-0.2814	0.0407	0.0407	0.0407	0.0407	0.0407	0.0407
8	0.6794	0.6794	-0.3206	-0.3206	-0.3206	0.0457	0.0457	0.0457	0.0457	0.0457	0.0457
9	0.6406	0.6406	-0.3594	-0.3594	-0.3594	0.0503	0.0503	0.0503	0.0503	0.0503	0.0503
10	0.6022	0.6022	-0.3978	-0.3978	-0.3978	0.0546	0.0546	0.0546	0.0546	0.0546	0.0546
11	0.5643	0.5643	-0.4357	-0.4357	-0.4357	0.0585	0.0585	0.0585	0.0585	0.0585	0.0585
12	0.5269	0.5269	-0.4731	-0.4731	-0.4731	0.0619	0.0619	0.0619	0.0619	0.0619	0.0619
13	0.4901	0.4901	-0.5099	-0.5099	-0.5099	0.0649	0.0649	0.0649	0.0649	0.0649	0.0649
14	0.4539	0.4539	-0.5461	-0.5461	-0.5461	0.0673	0.0673	0.0673	0.0673	0.0673	0.0673
15	0.4184	0.4184	-0.5816	-0.5816	-0.5816	0.0691	0.0691	0.0691	0.0691	0.0691	0.0691
16	0.3836	0.3836	0.3836	-0.6164	-0.6164	0.0703	0.0703	0.0703	0.0703	0.0703	0.0703
17	0.3496	0.3496	0.3496	-0.6504	-0.6504	0.0709	0.0709	0.0709	0.0709	0.0709	0.0709
18	0.3164	0.3164	0.3164	-0.6836	-0.6836	0.0708	0.0708	0.0708	0.0708	0.0708	0.0708
19	0.2841	0.2841	0.2841	-0.7159	-0.7159	0.0699	0.0699	0.0699	0.0699	0.0699	0.0699
20	0.2527	0.2527	0.2527	-0.7473	-0.7473	0.0683	0.0683	0.0683	0.0683	0.0683	0.0683
21	0.2223	0.2223	0.2223	-0.7777	-0.7777	0.0658	0.0658	0.0658	0.0658	0.0658	0.0658
22	0.1929	0.1929	0.1929	-0.8071	-0.8071	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625	0.0625
23	0.1645	0.1645	0.1645	0.1645	-0.8355	0.0582	0.0582	0.0582	0.0582	0.0582	0.0582
24	0.1373	0.1373	0.1373	0.1373	-0.8627	0.0531	0.0531	0.0531	0.0531	0.0531	0.0531
25	0.1112	0.1112	0.1112	0.1112	-0.8888	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469
26	0.0864	0.0864	0.0864	0.0864	-0.9136	0.0398	0.0398	0.0398	0.0398	0.0398	0.0398

27	0.0628	0.0628	0.0628	0.0628	-0.9372	0.0315	0.0315	0.0315	0.0315	0.0315	0.0315
28	0.0405	0.0405	0.0405	0.0405	-0.9595	0.0222	0.0222	0.0222	0.0222	0.0222	0.0222
29	0.0195	0.0195	0.0195	0.0195	-0.9805	0.0117	0.0117	0.0117	0.0117	0.0117	0.0117
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	-0.01810	-0.01810	-0.01810	-0.01810	-0.01810	-0.01289	-0.01289	-0.01289	-0.01289	-0.01289	-0.01289
32	-0.03480	-0.03480	-0.03480	-0.03480	-0.03480	-0.02696	-0.02696	-0.02696	-0.02696	-0.02696	-0.02696
33	-0.05013	-0.05013	-0.05013	-0.05013	-0.05013	-0.04216	-0.04216	-0.04216	-0.04216	-0.04216	-0.04216
34	-0.06412	-0.06412	-0.06412	-0.06412	-0.06412	-0.05842	-0.05842	-0.05842	-0.05842	-0.05842	-0.05842
35	-0.07683	-0.07683	-0.07683	-0.07683	-0.07683	-0.07570	-0.07570	-0.07570	-0.07570	-0.07570	-0.07570
36	-0.08830	-0.08830	-0.08830	-0.08830	-0.08830	-0.09395	-0.09395	-0.09395	-0.09395	-0.09395	-0.09395
37	-0.09856	-0.09856	-0.09856	-0.09856	-0.09856	-0.11312	-0.11312	-0.11312	-0.11312	-0.11312	-0.11312
38	-0.10765	-0.10765	-0.10765	-0.10765	-0.10765	0.86686	-0.13314	-0.13314	-0.13314	-0.13314	-0.13314
39	-0.11562	-0.11562	-0.11562	-0.11562	-0.11562	0.84602	-0.15398	-0.15398	-0.15398	-0.15398	-0.15398
40	-0.12251	-0.12251	-0.12251	-0.12251	-0.12251	0.82443	-0.17557	-0.17557	-0.17557	-0.17557	-0.17557
41	-0.12836	-0.12836	-0.12836	-0.12836	-0.12836	0.80214	-0.19786	-0.19786	-0.19786	-0.19786	-0.19786
42	-0.13321	-0.13321	-0.13321	-0.13321	-0.13321	0.77919	-0.22081	-0.22081	-0.22081	-0.22081	-0.22081
43	-0.13710	-0.13710	-0.13710	-0.13710	-0.13710	0.75565	-0.24435	-0.24435	-0.24435	-0.24435	-0.24435
44	-0.14007	-0.14007	-0.14007	-0.14007	-0.14007	0.73156	-0.26844	-0.26844	-0.26844	-0.26844	-0.26844
45	-0.14216	-0.14216	-0.14216	-0.14216	-0.14216	0.70697	-0.29303	-0.29303	-0.29303	-0.29303	-0.29303
46	-0.14341	-0.14341	-0.14341	-0.14341	-0.14341	0.68194	0.68194	-0.31806	-0.31806	-0.31806	-0.31806
47	-0.14387	-0.14387	-0.14387	-0.14387	-0.14387	0.65653	0.65653	-0.34347	-0.34347	-0.34347	-0.34347
48	-0.14358	-0.14358	-0.14358	-0.14358	-0.14358	0.63078	0.63078	-0.36922	-0.36922	-0.36922	-0.36922
49	-0.14257	-0.14257	-0.14257	-0.14257	-0.14257	0.60474	0.60474	-0.39526	-0.39526	-0.39526	-0.39526
50	-0.14089	-0.14089	-0.14089	-0.14089	-0.14089	0.57847	0.57847	-0.42153	-0.42153	-0.42153	-0.42153
51	-0.13857	-0.13857	-0.13857	-0.13857	-0.13857	0.55202	0.55202	-0.44798	-0.44798	-0.44798	-0.44798
52	-0.13567	-0.13567	-0.13567	-0.13567	-0.13567	0.52545	0.52545	-0.47455	-0.47455	-0.47455	-0.47455
53	-0.13221	-0.13221	-0.13221	-0.13221	-0.13221	0.49880	0.49880	0.49880	-0.50120	-0.50120	-0.50120
54	-0.12825	-0.12825	-0.12825	-0.12825	-0.12825	0.47213	0.47213	0.47213	-0.52787	-0.52787	-0.52787

55	-0.12382	-0.12382	-0.12382	-0.12382	-0.12382	0.44549	0.44549	0.44549	-0.55451	-0.55451	-0.55451
56	-0.11896	-0.11896	-0.11896	-0.11896	-0.11896	0.41894	0.41894	0.41894	-0.58106	-0.58106	-0.58106
57	-0.11372	-0.11372	-0.11372	-0.11372	-0.11372	0.39252	0.39252	0.39252	-0.60748	-0.60748	-0.60748
58	-0.10813	-0.10813	-0.10813	-0.10813	-0.10813	0.36629	0.36629	0.36629	-0.63371	-0.63371	-0.63371
59	-0.10224	-0.10224	-0.10224	-0.10224	-0.10224	0.34029	0.34029	0.34029	-0.65971	-0.65971	-0.65971
60	-0.09608	-0.09608	-0.09608	-0.09608	-0.09608	0.31460	0.31460	0.31460	-0.68540	-0.68540	-0.68540
61	-0.08970	-0.08970	-0.08970	-0.08970	-0.08970	0.28924	0.28924	0.28924	0.28924	-0.71076	-0.71076
62	-0.08314	-0.08314	-0.08314	-0.08314	-0.08314	0.26429	0.26429	0.26429	0.26429	-0.73571	-0.73571
63	-0.07644	-0.07644	-0.07644	-0.07644	-0.07644	0.23979	0.23979	0.23979	0.23979	-0.76021	-0.76021
64	-0.06964	-0.06964	-0.06964	-0.06964	-0.06964	0.21579	0.21579	0.21579	0.21579	-0.78421	-0.78421
65	-0.06278	-0.06278	-0.06278	-0.06278	-0.06278	0.19234	0.19234	0.19234	0.19234	-0.80766	-0.80766
66	-0.05591	-0.05591	-0.05591	-0.05591	-0.05591	0.16951	0.16951	0.16951	0.16951	-0.83049	-0.83049
67	-0.04905	-0.04905	-0.04905	-0.04905	-0.04905	0.14733	0.14733	0.14733	0.14733	-0.85267	-0.85267
68	-0.04227	-0.04227	-0.04227	-0.04227	-0.04227	0.12587	0.12587	0.12587	0.12587	0.12587	-0.87413
69	-0.03558	-0.03558	-0.03558	-0.03558	-0.03558	0.10517	0.10517	0.10517	0.10517	0.10517	-0.89483
70	-0.02905	-0.02905	-0.02905	-0.02905	-0.02905	0.08529	0.08529	0.08529	0.08529	0.08529	-0.91471
71	-0.02270	-0.02270	-0.02270	-0.02270	-0.02270	0.06628	0.06628	0.06628	0.06628	0.06628	-0.93372
72	-0.01658	-0.01658	-0.01658	-0.01658	-0.01658	0.04820	0.04820	0.04820	0.04820	0.04820	-0.95180
73	-0.01073	-0.01073	-0.01073	-0.01073	-0.01073	0.03108	0.03108	0.03108	0.03108	0.03108	-0.96892
74	-0.00519	-0.00519	-0.00519	-0.00519	-0.00519	0.01500	0.01500	0.01500	0.01500	0.01500	-0.98500
75	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
76	0.00481	0.00481	0.00481	0.00481	0.00481	-0.01388	-0.01388	-0.01388	-0.01388	-0.01388	-0.01388
77	0.00923	0.00923	0.00923	0.00923	0.00923	-0.02667	-0.02667	-0.02667	-0.02667	-0.02667	-0.02667
78	0.01329	0.01329	0.01329	0.01329	0.01329	-0.03838	-0.03838	-0.03838	-0.03838	-0.03838	-0.03838
79	0.01698	0.01698	0.01698	0.01698	0.01698	-0.04906	-0.04906	-0.04906	-0.04906	-0.04906	-0.04906
80	0.02033	0.02033	0.02033	0.02033	0.02033	-0.05874	-0.05874	-0.05874	-0.05874	-0.05874	-0.05874
81	0.02335	0.02335	0.02335	0.02335	0.02335	-0.06745	-0.06745	-0.06745	-0.06745	-0.06745	-0.06745
82	0.02604	0.02604	0.02604	0.02604	0.02604	-0.07523	-0.07523	-0.07523	-0.07523	-0.07523	-0.07523

83	0.02842	0.02842	0.02842	0.02842	0.02842	-0.08210	-0.08210	-0.08210	-0.08210	-0.08210	-0.08210
84	0.03049	0.03049	0.03049	0.03049	0.03049	-0.08809	-0.08809	-0.08809	-0.08809	-0.08809	-0.08809
85	0.03228	0.03228	0.03228	0.03228	0.03228	-0.09325	-0.09325	-0.09325	-0.09325	-0.09325	-0.09325
86	0.03379	0.03379	0.03379	0.03379	0.03379	-0.09761	-0.09761	-0.09761	-0.09761	-0.09761	-0.09761
87	0.03503	0.03503	0.03503	0.03503	0.03503	-0.10119	-0.10119	-0.10119	-0.10119	-0.10119	-0.10119
88	0.03601	0.03601	0.03601	0.03601	0.03601	-0.10403	-0.10403	-0.10403	-0.10403	-0.10403	-0.10403
89	0.03675	0.03675	0.03675	0.03675	0.03675	-0.10617	-0.10617	-0.10617	-0.10617	-0.10617	-0.10617
90	0.03725	0.03725	0.03725	0.03725	0.03725	-0.10763	-0.10763	-0.10763	-0.10763	-0.10763	-0.10763
91	0.03754	0.03754	0.03754	0.03754	0.03754	-0.10844	-0.10844	-0.10844	-0.10844	-0.10844	-0.10844
92	0.03761	0.03761	0.03761	0.03761	0.03761	-0.10865	-0.10865	-0.10865	-0.10865	-0.10865	-0.10865
93	0.03748	0.03748	0.03748	0.03748	0.03748	-0.10828	-0.10828	-0.10828	-0.10828	-0.10828	-0.10828
94	0.03717	0.03717	0.03717	0.03717	0.03717	-0.10737	-0.10737	-0.10737	-0.10737	-0.10737	-0.10737
95	0.03667	0.03667	0.03667	0.03667	0.03667	-0.10595	-0.10595	-0.10595	-0.10595	-0.10595	-0.10595
96	0.03602	0.03602	0.03602	0.03602	0.03602	-0.10405	-0.10405	-0.10405	-0.10405	-0.10405	-0.10405
97	0.03520	0.03520	0.03520	0.03520	0.03520	-0.10170	-0.10170	-0.10170	-0.10170	-0.10170	-0.10170
98	0.03425	0.03425	0.03425	0.03425	0.03425	-0.09894	-0.09894	-0.09894	-0.09894	-0.09894	-0.09894
99	0.03316	0.03316	0.03316	0.03316	0.03316	-0.09580	-0.09580	-0.09580	-0.09580	-0.09580	-0.09580
100	0.03195	0.03195	0.03195	0.03195	0.03195	-0.09231	-0.09231	-0.09231	-0.09231	-0.09231	-0.09231
101	0.03064	0.03064	0.03064	0.03064	0.03064	-0.08851	-0.08851	-0.08851	-0.08851	-0.08851	-0.08851
102	0.02922	0.02922	0.02922	0.02922	0.02922	-0.08442	-0.08442	-0.08442	-0.08442	-0.08442	-0.08442
103	0.02772	0.02772	0.02772	0.02772	0.02772	-0.08009	-0.08009	-0.08009	-0.08009	-0.08009	-0.08009
104	0.02615	0.02615	0.02615	0.02615	0.02615	-0.07554	-0.07554	-0.07554	-0.07554	-0.07554	-0.07554
105	0.02451	0.02451	0.02451	0.02451	0.02451	-0.07081	-0.07081	-0.07081	-0.07081	-0.07081	-0.07081
106	0.02282	0.02282	0.02282	0.02282	0.02282	-0.06592	-0.06592	-0.06592	-0.06592	-0.06592	-0.06592
107	0.02109	0.02109	0.02109	0.02109	0.02109	-0.06092	-0.06092	-0.06092	-0.06092	-0.06092	-0.06092
108	0.01933	0.01933	0.01933	0.01933	0.01933	-0.05583	-0.05583	-0.05583	-0.05583	-0.05583	-0.05583
109	0.01755	0.01755	0.01755	0.01755	0.01755	-0.05069	-0.05069	-0.05069	-0.05069	-0.05069	-0.05069
110	0.01576	0.01576	0.01576	0.01576	0.01576	-0.04553	-0.04553	-0.04553	-0.04553	-0.04553	-0.04553

111	0.01398	0.01398	0.01398	0.01398	0.01398	-0.04038	-0.04038	-0.04038	-0.04038	-0.04038	-0.04038
112	0.01221	0.01221	0.01221	0.01221	0.01221	-0.03527	-0.03527	-0.03527	-0.03527	-0.03527	-0.03527
113	0.01047	0.01047	0.01047	0.01047	0.01047	-0.03025	-0.03025	-0.03025	-0.03025	-0.03025	-0.03025
114	0.00877	0.00877	0.00877	0.00877	0.00877	-0.02533	-0.02533	-0.02533	-0.02533	-0.02533	-0.02533
115	0.00712	0.00712	0.00712	0.00712	0.00712	-0.02056	-0.02056	-0.02056	-0.02056	-0.02056	-0.02056
116	0.00553	0.00553	0.00553	0.00553	0.00553	-0.01596	-0.01596	-0.01596	-0.01596	-0.01596	-0.01596
117	0.00401	0.00401	0.00401	0.00401	0.00401	-0.01158	-0.01158	-0.01158	-0.01158	-0.01158	-0.01158
118	0.00257	0.00257	0.00257	0.00257	0.00257	-0.00743	-0.00743	-0.00743	-0.00743	-0.00743	-0.00743
119	0.00123	0.00123	0.00123	0.00123	0.00123	-0.00356	-0.00356	-0.00356	-0.00356	-0.00356	-0.00356
120	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
121	-0.00059	-0.00059	-0.00059	-0.00059	-0.00059	0.00170	0.00170	0.00170	0.00170	0.00170	0.00170
122	-0.00117	-0.00117	-0.00117	-0.00117	-0.00117	0.00338	0.00338	0.00338	0.00338	0.00338	0.00338
123	-0.00175	-0.00175	-0.00175	-0.00175	-0.00175	0.00505	0.00505	0.00505	0.00505	0.00505	0.00505
124	-0.00231	-0.00231	-0.00231	-0.00231	-0.00231	0.00668	0.00668	0.00668	0.00668	0.00668	0.00668
125	-0.00286	-0.00286	-0.00286	-0.00286	-0.00286	0.00826	0.00826	0.00826	0.00826	0.00826	0.00826
126	-0.00339	-0.00339	-0.00339	-0.00339	-0.00339	0.00979	0.00979	0.00979	0.00979	0.00979	0.00979
127	-0.00389	-0.00389	-0.00389	-0.00389	-0.00389	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125
128	-0.00437	-0.00437	-0.00437	-0.00437	-0.00437	0.01263	0.01263	0.01263	0.01263	0.01263	0.01263
129	-0.00482	-0.00482	-0.00482	-0.00482	-0.00482	0.01392	0.01392	0.01392	0.01392	0.01392	0.01392
130	-0.00523	-0.00523	-0.00523	-0.00523	-0.00523	0.01511	0.01511	0.01511	0.01511	0.01511	0.01511
131	-0.00560	-0.00560	-0.00560	-0.00560	-0.00560	0.01618	0.01618	0.01618	0.01618	0.01618	0.01618
132	-0.00593	-0.00593	-0.00593	-0.00593	-0.00593	0.01713	0.01713	0.01713	0.01713	0.01713	0.01713
133	-0.00621	-0.00621	-0.00621	-0.00621	-0.00621	0.01794	0.01794	0.01794	0.01794	0.01794	0.01794
134	-0.00644	-0.00644	-0.00644	-0.00644	-0.00644	0.01861	0.01861	0.01861	0.01861	0.01861	0.01861
135	-0.00662	-0.00662	-0.00662	-0.00662	-0.00662	0.01912	0.01912	0.01912	0.01912	0.01912	0.01912
136	-0.00673	-0.00673	-0.00673	-0.00673	-0.00673	0.01946	0.01946	0.01946	0.01946	0.01946	0.01946
137	-0.00679	-0.00679	-0.00679	-0.00679	-0.00679	0.01961	0.01961	0.01961	0.01961	0.01961	0.01961
138	-0.00678	-0.00678	-0.00678	-0.00678	-0.00678	0.01958	0.01958	0.01958	0.01958	0.01958	0.01958

139	-0.00669	-0.00669	-0.00669	-0.00669	-0.00669	0.01934	0.01934	0.01934	0.01934	0.01934	0.01934
140	-0.00654	-0.00654	-0.00654	-0.00654	-0.00654	0.01888	0.01888	0.01888	0.01888	0.01888	0.01888
141	-0.00630	-0.00630	-0.00630	-0.00630	-0.00630	0.01820	0.01820	0.01820	0.01820	0.01820	0.01820
142	-0.00598	-0.00598	-0.00598	-0.00598	-0.00598	0.01728	0.01728	0.01728	0.01728	0.01728	0.01728
143	-0.00558	-0.00558	-0.00558	-0.00558	-0.00558	0.01611	0.01611	0.01611	0.01611	0.01611	0.01611
144	-0.00508	-0.00508	-0.00508	-0.00508	-0.00508	0.01468	0.01468	0.01468	0.01468	0.01468	0.01468
145	-0.00449	-0.00449	-0.00449	-0.00449	-0.00449	0.01298	0.01298	0.01298	0.01298	0.01298	0.01298
146	-0.00381	-0.00381	-0.00381	-0.00381	-0.00381	0.01100	0.01100	0.01100	0.01100	0.01100	0.01100
147	-0.00302	-0.00302	-0.00302	-0.00302	-0.00302	0.00872	0.00872	0.00872	0.00872	0.00872	0.00872
148	-0.00212	-0.00212	-0.00212	-0.00212	-0.00212	0.00613	0.00613	0.00613	0.00613	0.00613	0.00613
149	-0.00112	-0.00112	-0.00112	-0.00112	-0.00112	0.00323	0.00323	0.00323	0.00323	0.00323	0.00323
150	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Tab : L'effort tranchant due à une force unitaire (par les lignes d'influence)

a/x	x=7.5	x=15	x=22.5	x=30	x=37.5	x=45	x=52.5	x=60	x=67.5	x=75
0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.69565	0.39130	0.08695	-0.21741	-0.17138	-0.12535	-0.07932	-0.03330	0.01273	0.05876
2	1.39166	0.78332	0.17498	-0.43336	-0.34161	-0.24986	-0.15812	-0.06637	0.02538	0.11712
3	2.08840	1.17679	0.26519	-0.64641	-0.50956	-0.37271	-0.23585	-0.09900	0.03785	0.17471
4	2.78622	1.57244	0.35867	-0.85511	-0.67407	-0.49304	-0.31200	-0.13096	0.05007	0.23111
5	3.48550	1.97100	0.45650	-1.05801	-0.83401	-0.61002	-0.38603	-0.16204	0.06196	0.28595
6	4.18659	2.37318	0.55976	-1.25365	-0.98824	-0.72282	-0.45741	-0.19200	0.07341	0.33882
7	4.88985	2.77971	0.66956	-1.44058	-1.13559	-0.83061	-0.52562	-0.22063	0.08436	0.38935
8	5.09566	3.19132	0.78698	-1.61736	-1.27495	-0.93253	-0.59012	-0.24770	0.09471	0.43712
9	4.80437	3.60874	0.91310	-1.78253	-1.40515	-1.02776	-0.65038	-0.27300	0.10438	0.48176
10	4.51634	4.03268	1.04902	-1.93464	-1.52505	-1.11547	-0.70588	-0.29630	0.11329	0.52288
11	4.23194	4.46388	1.19582	-2.07224	-1.63352	-1.19481	-0.75609	-0.31737	0.12135	0.56007

12	3.95153	4.90306	1.35459	-2.19388	-1.72941	-1.26494	-0.80047	-0.33600	0.12847	0.59294
13	3.67547	5.35094	1.52642	-2.29811	-1.81157	-1.32504	-0.83850	-0.35196	0.13457	0.62111
14	3.40413	5.80826	1.71239	-2.38348	-1.87887	-1.37426	-0.86965	-0.36504	0.13957	0.64418
15	3.13787	6.27574	1.91360	-2.44853	-1.93015	-1.41176	-0.89338	-0.37500	0.14338	0.66176
16	2.87705	5.75409	2.13114	-2.49182	-1.96427	-1.43672	-0.90918	-0.38163	0.14592	0.67346
17	2.62203	5.24406	2.36608	-2.51189	-1.98009	-1.44830	-0.91650	-0.38470	0.14709	0.67889
18	2.37318	4.74635	2.61953	-2.50729	-1.97647	-1.44565	-0.91482	-0.38400	0.14682	0.67765
19	2.13085	4.26171	2.89256	-2.47658	-1.95226	-1.42794	-0.90362	-0.37930	0.14503	0.66935
20	1.89542	3.79085	3.18627	-2.41830	-1.90632	-1.39434	-0.88235	-0.37037	0.14161	0.65359
21	1.66725	3.33450	3.50175	-2.33100	-1.83750	-1.34400	-0.85050	-0.35700	0.13650	0.63000
22	1.44669	2.89339	3.84008	-2.21323	-1.74466	-1.27610	-0.80753	-0.33896	0.12960	0.59817
23	1.23412	2.46823	3.70235	-2.06354	-1.62666	-1.18979	-0.75291	-0.31604	0.12084	0.55771
24	1.02988	2.05976	3.08965	-1.88047	-1.48235	-1.08424	-0.68612	-0.28800	0.11012	0.50824
25	0.83435	1.66871	2.50306	-1.66258	-1.31059	-0.95861	-0.60662	-0.25463	0.09736	0.44935
26	0.64790	1.29579	1.94369	-1.40842	-1.11024	-0.81206	-0.51388	-0.21570	0.08247	0.38065
27	0.47087	0.94174	1.41260	-1.11653	-0.88015	-0.64376	-0.40738	-0.17100	0.06538	0.30176
28	0.30363	0.60727	0.91090	-0.78546	-0.61917	-0.45288	-0.28659	-0.12030	0.04600	0.21229
29	0.14656	0.29311	0.43967	-0.41377	-0.32617	-0.23857	-0.15097	-0.06337	0.02423	0.11183
30	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	-0.13579	-0.27157	-0.40736	-0.54315	0.36015	0.26346	0.16676	0.07006	-0.02664	-0.12334
32	-0.26100	-0.52200	-0.78299	-1.04399	0.75379	0.55157	0.34935	0.14713	-0.05509	-0.25731
33	-0.37594	-0.75188	-1.12782	-1.50376	1.18007	0.86390	0.54773	0.23156	-0.08461	-0.40078
34	-0.48092	-0.96185	-1.44277	-1.92369	1.63815	1.20000	0.76184	0.32369	-0.11447	-0.55262
35	-0.57625	-1.15251	-1.72876	-2.30501	2.12721	1.55943	0.99165	0.42387	-0.14391	-0.71169
36	-0.66224	-1.32447	-1.98671	-2.64894	2.64641	1.94175	1.23710	0.53244	-0.17221	-0.87686
37	-0.73918	-1.47836	-2.21754	-2.95671	3.19490	2.34652	1.49814	0.64976	-0.19862	-1.04700
38	-0.80739	-1.61478	-2.42217	-3.22956	3.27187	2.77330	1.77473	0.77616	-0.22240	-1.22097
39	-0.86718	-1.73435	-2.60153	-3.46871	2.87647	3.22165	2.06682	0.91200	-0.24282	-1.39765

40	-0.91885	-1.83769	-2.75654	-3.67538	2.50787	3.69112	2.37436	1.05761	-0.25914	-1.57589
41	-0.96270	-1.92541	-2.88811	-3.85081	2.16523	4.18127	2.69731	1.21335	-0.27061	-1.75457
42	-0.99906	-1.99812	-2.99718	-3.99624	1.84771	4.69166	3.03561	1.37956	-0.27650	-1.93255
43	-1.02822	-2.05644	-3.08465	-4.11287	1.55449	5.22185	3.38921	1.55658	-0.27606	-2.10870
44	-1.05049	-2.10098	-3.15146	-4.20195	1.28473	5.77140	3.75808	1.74476	-0.26857	-2.28189
45	-1.06618	-2.13235	-3.19853	-4.26471	1.03758	6.33987	4.14216	1.94444	-0.25327	-2.45098
46	-1.07559	-2.15118	-3.22677	-4.30236	0.81222	5.92681	4.54140	2.15598	-0.22943	-2.61484
47	-1.07904	-2.15807	-3.23711	-4.31615	0.60782	5.53179	4.95575	2.37972	-0.19631	-2.77235
48	-1.07682	-2.15365	-3.23047	-4.30729	0.42353	5.15435	5.38518	2.61600	-0.15318	-2.92235
49	-1.06926	-2.13851	-3.20777	-4.27703	0.25852	4.79407	5.82962	2.86517	-0.09928	-3.06373
50	-1.05664	-2.11329	-3.16993	-4.22658	0.11196	4.45050	6.28903	3.12757	-0.03389	-3.19535
51	-1.03929	-2.07859	-3.11788	-4.15718	-0.01699	4.12319	6.76337	3.40356	0.04374	-3.31608
52	-1.01751	-2.03502	-3.05254	-4.07005	-0.12917	3.81171	7.25259	3.69347	0.13434	-3.42478
53	-0.99161	-1.98321	-2.97482	-3.96642	-0.22541	3.51561	7.25663	3.99765	0.23866	-3.52032
54	-0.96188	-1.92376	-2.88565	-3.84753	-0.30654	3.23446	6.77545	4.31644	0.35744	-3.60157
55	-0.92865	-1.85730	-2.78595	-3.71460	-0.37340	2.96780	6.30901	4.65021	0.49141	-3.66739
56	-0.89221	-1.78443	-2.67664	-3.56885	-0.42682	2.71521	5.85724	4.99928	0.64131	-3.71666
57	-0.85288	-1.70576	-2.55865	-3.41153	-0.46765	2.47624	5.42012	5.36400	0.80788	-3.74824
58	-0.81096	-1.62193	-2.43289	-3.24385	-0.49671	2.25044	4.99758	5.74472	0.99187	-3.76099
59	-0.76676	-1.53353	-2.30029	-3.06705	-0.51484	2.03737	4.58958	6.14179	1.19401	-3.75378
60	-0.72059	-1.44118	-2.16176	-2.88235	-0.52288	1.83660	4.19608	6.55556	1.41503	-3.72549
61	-0.67275	-1.34549	-2.01824	-2.69099	-0.52165	1.64768	3.81702	5.98635	1.65569	-3.67497
62	-0.62355	-1.24709	-1.87064	-2.49419	-0.51201	1.47017	3.45235	5.43453	1.91672	-3.60110
63	-0.57329	-1.14659	-1.71988	-2.29318	-0.49477	1.30363	3.10204	4.90044	2.19885	-3.50275
64	-0.52230	-1.04459	-1.56689	-2.08919	-0.47078	1.14762	2.76602	4.38443	2.50283	-3.37877
65	-0.47086	-0.94172	-1.41258	-1.88344	-0.44087	1.00169	2.44426	3.88683	2.82940	-3.22803
66	-0.41929	-0.83859	-1.25788	-1.67718	-0.40588	0.86541	2.13671	3.40800	3.17929	-3.04941
67	-0.36790	-0.73581	-1.10371	-1.47162	-0.36664	0.73833	1.84331	2.94828	3.55325	-2.84177

68	-0.31700	-0.63400	-0.95099	-1.26799	-0.32399	0.62001	1.56401	2.50802	3.45202	-2.60398
69	-0.26688	-0.53376	-0.80065	-1.06753	-0.27876	0.51001	1.29878	2.08756	2.87633	-2.33490
70	-0.21786	-0.43573	-0.65359	-0.87146	-0.23178	0.40789	1.04757	1.68724	2.32692	-2.03341
71	-0.17025	-0.34051	-0.51076	-0.68101	-0.18390	0.31321	0.81032	1.30742	1.80453	-1.69836
72	-0.12435	-0.24871	-0.37306	-0.49741	-0.13595	0.22552	0.58698	0.94844	1.30991	-1.32863
73	-0.08047	-0.16095	-0.24142	-0.32189	-0.08876	0.14438	0.37751	0.61065	0.84379	-0.92308
74	-0.03892	-0.07784	-0.11676	-0.15568	-0.04316	0.06935	0.18187	0.29439	0.40690	-0.48058
75	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
76	0.03604	0.07209	0.10813	0.14417	0.04005	-0.06408	-0.16820	-0.27233	-0.37646	-0.48058
77	0.06923	0.13846	0.20769	0.27692	0.07692	-0.12308	-0.32308	-0.52308	-0.72308	-0.92308
78	0.09965	0.19929	0.29894	0.39859	0.11072	-0.17715	-0.46502	-0.75289	-1.04076	-1.32863
79	0.12738	0.25475	0.38213	0.50951	0.14153	-0.22645	-0.59443	-0.96240	-1.33038	-1.69836
80	0.15251	0.30501	0.45752	0.61002	0.16945	-0.27112	-0.71169	-1.15226	-1.59283	-2.03341
81	0.17512	0.35024	0.52535	0.70047	0.19458	-0.31132	-0.81722	-1.32311	-1.82901	-2.33490
82	0.19530	0.39060	0.58590	0.78119	0.21700	-0.34720	-0.91139	-1.47559	-2.03978	-2.60398
83	0.21313	0.42627	0.63940	0.85253	0.23681	-0.37890	-0.99462	-1.61034	-2.22605	-2.84177
84	0.22871	0.45741	0.68612	0.91482	0.25412	-0.40659	-1.06729	-1.72800	-2.38871	-3.04941
85	0.24210	0.48420	0.72631	0.96841	0.26900	-0.43040	-1.12981	-1.82922	-2.52863	-3.22803
86	0.25341	0.50681	0.76022	1.01363	0.28156	-0.45050	-1.18257	-1.91463	-2.64670	-3.37877
87	0.26271	0.52541	0.78812	1.05082	0.29190	-0.46703	-1.22596	-1.98489	-2.74382	-3.50275
88	0.27008	0.54017	0.81025	1.08033	0.30009	-0.48015	-1.26039	-2.04063	-2.82086	-3.60110
89	0.27562	0.55125	0.82687	1.10249	0.30625	-0.49000	-1.28624	-2.08249	-2.87873	-3.67497
90	0.27941	0.55882	0.83824	1.11765	0.31046	-0.49673	-1.30392	-2.11111	-2.91830	-3.72549
91	0.28153	0.56307	0.84460	1.12614	0.31282	-0.50050	-1.31382	-2.12714	-2.94046	-3.75378
92	0.28207	0.56415	0.84622	1.12830	0.31342	-0.50147	-1.31635	-2.13123	-2.94611	-3.76099
93	0.28112	0.56224	0.84335	1.12447	0.31235	-0.49976	-1.31188	-2.12400	-2.93612	-3.74824
94	0.27875	0.55750	0.83625	1.11500	0.30972	-0.49555	-1.30083	-2.10611	-2.91138	-3.71666
95	0.27505	0.55011	0.82516	1.10022	0.30562	-0.48899	-1.28359	-2.07819	-2.87279	-3.66739

96	0.27012	0.54024	0.81035	1.08047	0.30013	-0.48021	-1.26055	-2.04089	-2.82123	-3.60157
97	0.26402	0.52805	0.79207	1.05610	0.29336	-0.46938	-1.23211	-1.99485	-2.75758	-3.52032
98	0.25686	0.51372	0.77058	1.02743	0.28540	-0.45664	-1.19867	-1.94071	-2.68274	-3.42478
99	0.24871	0.49741	0.74612	0.99482	0.27634	-0.44214	-1.16063	-1.87911	-2.59759	-3.31608
100	0.23965	0.47930	0.71895	0.95861	0.26628	-0.42605	-1.11837	-1.81070	-2.50303	-3.19535
101	0.22978	0.45956	0.68934	0.91912	0.25531	-0.40850	-1.07231	-1.73612	-2.39992	-3.06373
102	0.21918	0.43835	0.65753	0.87671	0.24353	-0.38965	-1.02282	-1.65600	-2.28918	-2.92235
103	0.20793	0.41585	0.62378	0.83170	0.23103	-0.36965	-0.97032	-1.57100	-2.17167	-2.77235
104	0.19611	0.39223	0.58834	0.78445	0.21790	-0.34865	-0.91520	-1.48174	-2.04829	-2.61484
105	0.18382	0.36765	0.55147	0.73529	0.20425	-0.32680	-0.85784	-1.38889	-1.91993	-2.45098
106	0.17114	0.34228	0.51342	0.68457	0.19016	-0.30425	-0.79866	-1.29307	-1.78748	-2.28189
107	0.15815	0.31631	0.47446	0.63261	0.17573	-0.28116	-0.73805	-1.19493	-1.65182	-2.10870
108	0.14494	0.28988	0.43482	0.57976	0.16105	-0.25767	-0.67639	-1.09511	-1.51383	-1.93255
109	0.13159	0.26319	0.39478	0.52637	0.14621	-0.23394	-0.61410	-0.99426	-1.37441	-1.75457
110	0.11819	0.23638	0.35458	0.47277	0.13132	-0.21012	-0.55156	-0.89300	-1.23445	-1.57589
111	0.10482	0.20965	0.31447	0.41929	0.11647	-0.18635	-0.48918	-0.79200	-1.09482	-1.39765
112	0.09157	0.18315	0.27472	0.36629	0.10175	-0.16280	-0.42734	-0.69188	-0.95643	-1.22097
113	0.07853	0.15705	0.23558	0.31410	0.08725	-0.13960	-0.36645	-0.59330	-0.82015	-1.04700
114	0.06576	0.13153	0.19729	0.26306	0.07307	-0.11692	-0.30690	-0.49689	-0.68688	-0.87686
115	0.05338	0.10675	0.16013	0.21351	0.05931	-0.09489	-0.24909	-0.40329	-0.55749	-0.71169
116	0.04145	0.08289	0.12434	0.16579	0.04605	-0.07368	-0.19342	-0.31315	-0.43289	-0.55262
117	0.03006	0.06012	0.09018	0.12024	0.03340	-0.05344	-0.14027	-0.22711	-0.31395	-0.40078
118	0.01930	0.03860	0.05790	0.07719	0.02144	-0.03431	-0.09006	-0.14581	-0.20156	-0.25731
119	0.00925	0.01850	0.02775	0.03700	0.01028	-0.01645	-0.04317	-0.06989	-0.09662	-0.12334
120	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
121	-0.00839	-0.01677	-0.02516	-0.03355	-0.00932	0.01491	0.03914	0.06337	0.08760	0.11183
122	-0.01592	-0.03184	-0.04776	-0.06369	-0.01769	0.02831	0.07430	0.12030	0.16629	0.21229
123	-0.02263	-0.04526	-0.06790	-0.09053	-0.02515	0.04024	0.10562	0.17100	0.23638	0.30176

124	-0.02855	-0.05710	-0.08565	-0.11420	-0.03172	0.05075	0.13323	0.21570	0.29818	0.38065
125	-0.03370	-0.06740	-0.10110	-0.13480	-0.03745	0.05991	0.15727	0.25463	0.35199	0.44935
126	-0.03812	-0.07624	-0.11435	-0.15247	-0.04235	0.06776	0.17788	0.28800	0.39812	0.50824
127	-0.04183	-0.08366	-0.12549	-0.16731	-0.04648	0.07436	0.19520	0.31604	0.43687	0.55771
128	-0.04486	-0.08973	-0.13459	-0.17945	-0.04985	0.07976	0.20936	0.33896	0.46857	0.59817
129	-0.04725	-0.09450	-0.14175	-0.18900	-0.05250	0.08400	0.22050	0.35700	0.49350	0.63000
130	-0.04902	-0.09804	-0.14706	-0.19608	-0.05447	0.08715	0.22876	0.37037	0.51198	0.65359
131	-0.05020	-0.10040	-0.15060	-0.20080	-0.05578	0.08925	0.23427	0.37930	0.52432	0.66935
132	-0.05082	-0.10165	-0.15247	-0.20329	-0.05647	0.09035	0.23718	0.38400	0.53082	0.67765
133	-0.05092	-0.10183	-0.15275	-0.20367	-0.05657	0.09052	0.23761	0.38470	0.53180	0.67889
134	-0.05051	-0.10102	-0.15153	-0.20204	-0.05612	0.08980	0.23571	0.38163	0.52755	0.67346
135	-0.04963	-0.09926	-0.14890	-0.19853	-0.05515	0.08824	0.23162	0.37500	0.51838	0.66176
136	-0.04831	-0.09663	-0.14494	-0.19325	-0.05368	0.08589	0.22546	0.36504	0.50461	0.64418
137	-0.04658	-0.09317	-0.13975	-0.18633	-0.05176	0.08281	0.21739	0.35196	0.48654	0.62111
138	-0.04447	-0.08894	-0.13341	-0.17788	-0.04941	0.07906	0.20753	0.33600	0.46447	0.59294
139	-0.04200	-0.08401	-0.12601	-0.16802	-0.04667	0.07468	0.19602	0.31737	0.43872	0.56007
140	-0.03922	-0.07843	-0.11765	-0.15686	-0.04357	0.06972	0.18301	0.29630	0.40959	0.52288
141	-0.03613	-0.07226	-0.10840	-0.14453	-0.04015	0.06424	0.16862	0.27300	0.37738	0.48176
142	-0.03278	-0.06557	-0.09835	-0.13114	-0.03643	0.05828	0.15299	0.24770	0.34241	0.43712
143	-0.02920	-0.05840	-0.08760	-0.11680	-0.03245	0.05191	0.13627	0.22063	0.30499	0.38935
144	-0.02541	-0.05082	-0.07624	-0.10165	-0.02824	0.04518	0.11859	0.19200	0.26541	0.33882
145	-0.02145	-0.04289	-0.06434	-0.08578	-0.02383	0.03813	0.10008	0.16204	0.22399	0.28595
146	-0.01733	-0.03467	-0.05200	-0.06933	-0.01926	0.03081	0.08089	0.13096	0.18104	0.23111
147	-0.01310	-0.02621	-0.03931	-0.05241	-0.01456	0.02329	0.06115	0.09900	0.13685	0.17471
148	-0.00878	-0.01757	-0.02635	-0.03514	-0.00976	0.01562	0.04099	0.06637	0.09175	0.11712
149	-0.00441	-0.00881	-0.01322	-0.01763	-0.00490	0.00783	0.02057	0.03330	0.04603	0.05876
150	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Tab : Le moment fléchissant due à une force unitaire (par les lignes d'influence)

« Tableaux chargement »

SECTIONS	Bc : Une file chargée		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	43.338
x = 7.5 m	159.736	59.6	30.358
x = 15 m	213.849	118.798	23.983
x = 22.5 m	354.112	174.83	37.263
x = 30 m	60.79	233.149	48.969
x = 37.5 m	85.54	99.97	44.116
x = 45 m	251.593	66.94	34.9
x = 52.5 m	311.688	70.92	21.81
x = 60 m	277.94	114.837	33.79
x = 67.5 m	121.558	161.95	43.096
x = 75 m	39.71	222.6	51.649

SECTIONS	Bc : Deux files chargées		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	86.676
x = 7.5 m	319.472	119.2	60.716
x = 15 m	427.698	237.596	47.966
x = 22.5 m	708.224	349.66	74.526
x = 30 m	121.58	466.298	97.938
x = 37.5 m	171.08	199.94	88.232
x = 45 m	503.186	133.88	69.8
x = 52.5 m	623.376	141.84	43.62
x = 60 m	555.88	229.674	67.58
x = 67.5 m	243.116	323.9	86.192
x = 75 m	79.42	445.2	103.298

SECTIONS	Bc : Trois files chargées		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	130.014
x = 7.5 m	479.208	178.8	91.074
x = 15 m	641.547	356.394	71.949
x = 22.5 m	1062.336	524.49	111.789
x = 30 m	182.37	699.447	146.907
x = 37.5 m	256.62	299.91	132.348
x = 45 m	754.779	200.82	104.7
x = 52.5 m	935.064	212.76	65.43
x = 60 m	833.82	344.511	101.37
x = 67.5 m	364.674	485.85	129.288
x = 75 m	119.13	667.8	154.947

SECTIONS	Bt : Un tendem chargé		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	31.123
x = 7.5 m	158.131	34.47	26.342
x = 15 m	190.42	68.94	15.24
x = 22.5 m	119.454	103.42	28.514
x = 30 m	36.033	137.78	28.514
x = 37.5 m	123.345	22.97	29.416
x = 45 m	184.86	45.5	26.36
x = 52.5 m	190.4	68.94	15.245
x = 60 m	153.861	90.982	26.41
x = 67.5 m	80.01	114.82	29.16
x = 75 m	36.06	137.89	31.408

SECTIONS	Bt : Deux tendems chargées		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	62.246
x = 7.5 m	316.262	68.94	52.684
x = 15 m	380.84	137.88	30.48
x = 22.5 m	238.908	206.84	57.028
x = 30 m	72.066	275.56	57.028
x = 37.5 m	246.69	45.94	58.832
x = 45 m	369.72	91	52.72
x = 52.5 m	380.8	137.88	30.49
x = 60 m	307.722	181.964	52.82
x = 67.5 m	160.02	229.64	58.32
x = 75 m	72.12	275.78	62.816

SECTIONS	Bt : Trois tendems chargées		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	93.369
x = 7.5 m	474.393	103.41	79.026
x = 15 m	571.26	206.82	45.72
x = 22.5 m	358.362	310.26	85.542
x = 30 m	108.099	413.34	85.542
x = 37.5 m	370.035	68.91	88.248
x = 45 m	554.58	136.5	79.08
x = 52.5 m	571.2	206.82	45.735
x = 60 m	461.583	272.946	79.23
x = 67.5 m	240.03	344.46	87.48
x = 75 m	108.18	413.67	94.224

SECTIONS	Br		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	10
x = 7.5 m	52.424	10.79	10
x = 15 m	62.75	21.58	10
x = 22.5 m	40.18	32.371	10
x = 30 m	11.28	43.023	10
x = 37.5 m	34.798	19.8	10
x = 45 m	63.398	14.48	10
x = 52.5 m	72.566	13.163	10
x = 60 m	65.555	21.312	10
x = 67.5 m	37.494	29.461	10
x = 75 m	6.788	37.609	10

SECTIONS	Mc120		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	96.465
x = 7.5 m	592.9	218.24	64.188
x = 15 m	610.49	342.139	49.108
x = 22.5 m	514	460.659	80.067
x = 30 m	744.18	463.133	102.295
x = 37.5 m	350.511	215.083	88.991
x = 45 m	630.439	151.793	69.087
x = 52.5 m	743.96	141.343	50.53
x = 60 m	651.47	228.57	66.54
x = 67.5 m	376.53	316.016	87.094
x = 75 m	71.145	403.429	104.093

SECTIONS	D240		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0	0	155.628
x = 7.5 m	629.076	229.589	93.95
x = 15 m	493.429	459.182	81.553
x = 22.5 m	557.629	692.838	117.428
x = 30 m	239.713	918.493	174.088
x = 37.5 m	328.658	374.31	155.17
x = 45 m	1059.406	273.779	11.872
x = 52.5 m	1319.45	279.664	91.101
x = 60 m	1103.716	452.794	107.08
x = 67.5 m	566.227	625.929	150.732
x = 75 m	128.32	799.05	190.994

SECTIONS	A(L)		
	EFFORTS		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	90.97
x = 7.5 m	488.97	122.57	39.42
x = 15 m	591.34	245.14	34.25
x = 22.5 m	307.10	367.70	79.71
x = 30 m	363.73	1027.57	272.10
x = 37.5 m	95.95	490.27	101.49
x = 45 m	526.58	181.89	56.04
x = 52.5 m	744.56	90.97	14.52
x = 60 m	653.45	0.05	55.68
x = 67.5 m	237.43	263.21	96.84
x = 75 m	181.80	1143.82	276.00

Combinaisons de charge

SECTIONS	ELU1 $1.35g+1.6(bc+trt)$		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	253.04
x = 7.5 m	1051.94	194.96	129.21
x = 15 m	1148.15	388.60	129.91
x = 22.5 m	1158.34	814.31	254.71
x = 30 m	198.85	2306.34	594.49
x = 37.5 m	275.09	411.23	295.02
x = 45 m	1562.84	215.28	184.02
x = 52.5 m	1923.19	228.07	79.72
x = 60 m	1503.79	369.31	199.62
x = 67.5 m	390.92	898.12	310.91
x = 75 m	127.71	2641.62	419.78

SECTIONS	ELU2 $1.35g+1.6(AI+trt)$		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	330.29
x = 7.5 m	1311.78	196.11	92.98
x = 15 m	1394.76	392.22	106.26
x = 22.5 m	491.36	830.75	260.35
x = 30 m	581.97	3187.80	869.67
x = 37.5 m	153.53	874.17	315.53
x = 45 m	1596.27	291.02	161.44
x = 52.5 m	2112.11	145.55	32.82
x = 60 m	1655.48	0.09	180.04
x = 67.5 m	379.88	798.42	327.25
x = 75 m	290.87	3755.86	695.28

SECTIONS	ELU3 1.35g+1.35 Mc120		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	217.43
x = 7.5 m	1185.95	246.75	101.70
x = 15 m	1127.14	386.84	105.64
x = 22.5 m	581.15	756.93	219.88
x = 30 m	841.41	2027.00	538.24
x = 37.5 m	389.95	326.67	248.15
x = 45 m	1435.41	168.87	146.76
x = 52.5 m	1722.69	157.25	65.55
x = 60 m	1318.78	254.29	162.60
x = 67.5 m	418.90	719.02	264.71
x = 75 m	79.15	2372.00	362.86

SECTIONS	ELU4 1.35g+1.35 D240		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	318.46
x = 7.5 m	1364.84	309.95	155.96
x = 15 m	1103.02	619.90	160.21
x = 22.5 m	752.80	1171.42	287.88
x = 30 m	323.61	2743.33	657.60
x = 37.5 m	443.69	592.71	358.62
x = 45 m	2164.23	369.60	85.93
x = 52.5 m	2676.28	377.55	132.32
x = 60 m	2084.02	611.27	233.13
x = 67.5 m	764.41	1212.45	371.30
x = 75 m	173.23	3001.89	504.89

SECTIONS	G+1.2(AI+trt)		
	ELS1		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	276.11
x = 7.5 m	1118.98	147.08	77.38
x = 15 m	1160.69	294.16	92.81
x = 22.5 m	368.52	684.67	229.14
x = 30 m	436.48	2775.38	777.52
x = 37.5 m	115.15	678.40	275.73
x = 45 m	1389.69	218.27	139.40
x = 52.5 m	1885.75	109.16	27.04
x = 60 m	1397.55	0.06	158.22
x = 67.5 m	284.91	694.68	289.39
x = 75 m	218.15	3320.26	586.18

SECTIONS	G+1.2(bc+trt)		
	ELS2		
	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	218.17
x = 7.5 m	924.11	146.22	104.55
x = 15 m	975.73	291.45	110.55
x = 22.5 m	868.76	672.34	224.91
x = 30 m	149.14	2114.29	571.14
x = 37.5 m	206.32	331.20	260.35
x = 45 m	1364.62	161.46	156.34
x = 52.5 m	1744.06	171.06	62.22
x = 60 m	1283.79	276.98	172.91
x = 67.5 m	293.19	769.45	277.14
x = 75 m	95.78	2484.59	379.56

SECTIONS	G+D240			
	ELS3	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	265.30	
x = 7.5 m	1150.92	229.59	123.44	
x = 15 m	935.72	459.18	132.26	
x = 22.5 m	557.63	931.52	248.32	
x = 30 m	239.71	2430.55	616.29	
x = 37.5 m	328.66	462.63	306.11	
x = 45 m	1802.42	273.78	82.62	
x = 52.5 m	2292.38	279.66	100.53	
x = 60 m	1705.16	452.79	196.71	
x = 67.5 m	566.23	997.38	320.55	
x = 75 m	128.32	2744.80	441.00	

SECTIONS	G+D240			
	ELS4	m +	m -	t
x = 0 m	0.00	0.00	190.46	
x = 7.5 m	1018.40	182.78	83.24	
x = 15 m	953.58	286.55	91.83	
x = 22.5 m	430.48	624.49	197.95	
x = 30 m	623.26	1899.94	527.88	
x = 37.5 m	288.85	265.57	224.27	
x = 45 m	1262.55	125.09	127.68	
x = 52.5 m	1586.02	116.48	51.07	
x = 60 m	1138.32	188.36	144.46	
x = 67.5 m	310.30	631.88	241.59	
x = 75 m	58.63	2278.21	335.79	

Vérification des contraintes

x=6

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i	
Cp 1	∞	218.935	/	-819.74	577.92	
Cp 2	∞	170.395	/	-637.99	449.79	
Δ aller	∞	-82.82	/	310.09	-218.62	
$\Sigma 1 =$	cp+aller		0	-509.64	359.30	
Δ retour	18	-100.79	7.94	62.71	-260.78	
Ccp	18	62.39	-4.91	-38.82	161.43	
$\Sigma 2 =$	$\Sigma 1$	+retour+ccp		3.02	-485.75	259.95
Retrait	15	/	2.24	-395.65	85.41	
ΔT	6	/	1.28	-248.52	-72.60	
$1-\Sigma 3=\Sigma 2+$	retrait+dt		6.54	-1129.92	272.76	
$2-\Sigma 3=\Sigma 2-$	retrait+dt		3.98	-632.88	417.96	
Surcharges	6	319.19	-35.23	-15.76	774.79	
		-123.75	13.66	6.11	-300.39	
1+sur -			20.20	-1123.81	-27.63	
1+sur+			-28.69	-1145.68	1047.55	
2+sur-			17.64	-626.77	117.57	
2+sur+			-31.25	-648.64	1192.75	
			27 / -210	-2366.66	2662.5	

x=10.25

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i	
Cp 1	∞	288.66	/	-1125.69	755.14	
Cp 2	∞	205.7	/	-802.17	538.12	
Δ aller	∞	-141.49	/	551.77	-370.14	
$\Sigma 1 =$	cp+aller		0	-573.92	385.00	
Δ retour	18	258.31	-18.16	-163.84	507.66	
Ccp	18	75.33	-5.29	-47.78	148.05	
$\Sigma 2 =$	$\Sigma 1$	+retour+ccp		-23.45	-785.54	1040.71
Retrait	15	/	3.75	-381.31	75.46	
ΔT	6	/	0.34	-246.37	45.19	
1- $\Sigma 3 = \Sigma 2 +$	retrait+dt		-19.36	-1413.22	1161.36	
2- $\Sigma 3 = \Sigma 2 -$	retrait+dt		-20.04	-920.48	1070.98	
Surcharges	6	433.3	-42.22	-47.74	799.52	
		-211.41	20.60	23.29	-390.09	
1+sur -			1.24	-1389.93	771.27	
1+sur+			-61.58	-1460.96	1960.88	
2+sur-			0.56	-897.19	680.89	
2+sur+			-62.26	-968.22	1870.50	
			27 / -210	-2366.66	2662.5	

x=24.1

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i	
Cp 1	∞	-185.8	/	363.05	-410.20	
Cp 2	∞	-169.91	/	332.00	-375.12	
Δ aller	∞	-332.68	/	650.04	-734.47	
$\Sigma 1 =$	cp+aller		0	1013.09	-1144.67	
Δ retour	18	404.89	-20.28	-189.53	753.82	
Ccp	18	-61.91	3.10	28.98	-115.26	
$\Sigma 2 =$	$\Sigma 1$	+retour+ccp		-17.18	852.54	-506.12
Retrait	15	/	7.8	-378.47	85.24	
ΔT	6	/	0.98	-247.35	143.52	
1- $\Sigma 3 = \Sigma 2 +$	retrait+dt		-8.41	226.72	-277.36	
2- $\Sigma 3 = \Sigma 2 -$	retrait+dt		-10.36	721.42	-564.40	
Surcharges	6	162.89	-12.07	-15.96	287.48	
		-497.075	36.84	48.69	-877.26	
1+sur -			26.43	275.41	-1154.62	
1+sur+			-20.48	210.77	10.12	
2+sur-			26.48	770.11	-1441.66	
2+sur+			-22.43	705.47	-276.92	
			27 / -210	2662.5	-2366.66	

x=35.2

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i
Cp 1	∞	-206.39	/	403.27	-362.97
Cp 2	∞	-169.845	/	331.87	-298.7
Δ aller	∞	-400.544	/	782.64	-704.43
$\Sigma 1 =$	cp+aller		0	1185.91	-1003.13
Δ retour	18	731.278	-36.63	-342.31	1177.65
Ccp	18	-62.185	3.11	29.1	-100.14
$\Sigma 2 =$	$\Sigma 1$ +retour+ccp		-33.52	872.7	74.38
Retrait	15	/	5.97	-377.74	10.82
ΔT	6	/	2.43	-242.32	20.97
$1-\Sigma 3=\Sigma 2+$	retrait+dt		-25.12	252.64	106.17
$2-\Sigma 3=\Sigma 2-$	retrait+dt		-29.98	737.28	64.23
Surcharges	6	78.255	-5.8	-7.66	122.37
		-428.65	31.77	41.98	-670.34
$1+\text{sur}-$			6.65	294.62	-564.17
$1+\text{sur}+$			-30.92	244.98	228.54
$2+\text{sur}-$			1.79	779.26	-606.11
$2+\text{sur}+$			-35.78	729.62	186.6
			27 / -210	2662.5	-2366.66

x=41.8

charges	n	M(t.m)	σ_b	σ_s	σ_i	
Cp 1	∞	168.605	/	-642.67	466.31	
Cp 2	∞		/			
Δ aller	∞	-383.186	/	1460.59	-1059.78	
$\Sigma 1 =$	cp+aller		0	817.92	-593.47	
Δ retour	18	699.532	-42.51	-403.72	1417.15	
Ccp	18	61.85	-3.76	-35.70	125.30	
$\Sigma 2 =$	$\Sigma 1$	+retour+ccp		-46.26	378.50	948.98
Retrait	15	/	8.95	-389.50	86.81	
ΔT	6	/	0.99	-253.82	51.05	
1- $\Sigma 3 = \Sigma 2 +$	retrait+dt		-36.32	-264.82	1086.84	
2- $\Sigma 3 = \Sigma 2 -$	retrait+dt		-38.30	242.82	984.74	
Surcharges	6	408.17	-34.11	-42.12	873.63	
		-167.53	14.00	17.29	-358.57	
1+sur -			-22.32	-247.53	728.27	
1+sur+			-70.44	-306.94	1960.47	
2+sur-			-24.30	260.11	626.17	
2+sur+			-72.42	200.70	1858.37	
			27 / -210	-2366.66	2662.5	

Vérification au voilement

x=6

a(cm)	550
h(cm)	115
tw(cm)	1.8
α	4.783
$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.515
$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	464.992
$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	2564.375
$(\tau/\tau_k)^2$	0.067
$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	-1146
$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	1192.75
ψ	-1.041
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	11113.3
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.011
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.012
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.077
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.078
vérification	1.8

x=10.25	a(cm)	550
	h(cm)	117
	tw(cm)	1.8
	α	4.721
	$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.519
	$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	453.095
	$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	2500.845
	$(\tau/\tau_k)^2$	0.062
	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	-1461
	$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	1960.88
	ψ	-1.342
	$S\sigma$	1
	$K\sigma$	23.9
	$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	10829.0
	$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.018
	$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.033
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.080	
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.094	
vérification	1.8	

x=24.1

a(cm)	550
h(cm)	155
tw(cm)	1.8
α	3.548
$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.658
$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	255.963
$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	1448.161
$(\tau/\tau_k)^2$	0.503
$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	770
$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	-1441.66
ψ	-1.872
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	6117.5
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.016
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.056
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.519
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.558
vérification	1.8

x=35.2

a(cm)	550
h(cm)	155
tw(cm)	1.8
α	3.54
$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.65
$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	255.96
$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	1446.17
$(\tau/\tau_k)^2$	0.925152148
$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	729
$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	-606
ψ	-1.2
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	6117.44
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.01
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.01
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.94
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.93
vérification	1.8

$x=41.8$

a(cm)	550
h(cm)	145
tw(cm)	1.8
α	3.79
$\kappa\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.618
σ (kg/cm ²)	292.48
τ k(kg/cm ²)	1643.18
$(\tau/\tau_k)^2$	0.024
σ s(kg/cm ²)	-307
σ i(kg/cm ²)	1960
ψ	-6.05
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma$ (kg/cm ²)	6990.27
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.002
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.079
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.026
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.103
vérification	1.8

x=52.5	a(cm)	550
	h(cm)	120
	tw(cm)	1.8
	α	4.583
	$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.530
	$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	427.050
	$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	2361.764
	$(\tau/\tau_k)^2$	0.067
	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	-1507
	$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	2629.85
	ψ	-1.745
	$S\sigma$	1
	$K\sigma$	23.9
	$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	10206.5
	$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.022
	$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.066
	$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.089
	$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.134
vérification	1.8	

x=75

a(cm)	550
h(cm)	170
tw(cm)	1.8
α	3.23
$k\tau=5,34 + (4/\alpha^2)$	5.723
$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	212.78
$\tau_k(\text{kg/cm}^2)$	1217.73
$(\tau/\tau_k)^2$	1.36
$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	1968
$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$	-1989
ψ	-1.01
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23.9
$\sigma_k=K\sigma.\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	5085.44
$(S\sigma.\sigma_s/\sigma_k)^2$	0.150
$(S\sigma.\sigma_i/\sigma_k)^2$	0.153
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_s/\sigma_k)^2$	1.510
$(\tau/\tau_k)^2 + (S\sigma\sigma_i/\sigma_k)^2$	1.513
vérification	1.8

« Abaques 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

