

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et les recherches scientifiques
Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Travaux Publics

Projet de fin d'études



En vue d'obtention du Diplôme Master en Travaux Publics
Option : *Voies et Ouvrages d'Arts.*

Thème :

*Etude d'un pont à poutres multiples en béton
précontraint par la Post-tension.*



Proposé par : Groupement ONE



Etudié par :

- ❖ Mr : Hachemani Toufik
- ❖ Mr : Khaldi Anis

Promotrice :

Mme : Belhocine Malika

Examineurs :

- Mme Ghanem Fadila
- Mme Saifi Insaf

Promotion 2019 / 2020

Remerciements

Avant tous, Nous remercions Dieu de nous avoir accordé la santé, le courage et la volonté pour finir ce travail.

Nous remercions nos familles pour les aides et le temps qu'ils ont consacré pour nous.

Nous remercions nos camarades, spécialement nos amis notre groupe de VOA pour l'aide, le temps et la bonne humeur que nous avons partagé durant notre formation, dans lesquels nous avons préparé et finis ce travail.

Nous remercions aussi notre promotrice M. Belhocine Epz Idiri, pour avoir accepté d'encadrer et de diriger ce travail, qui nous a transmis une partie de son savoir, sa passion et son gout du travail bien fait. Nous la remercions également pour sa simplicité, son écoute, sa patience et ses précieux conseils. C'était un énorme plaisir pour nous de travailler avec elle sur ce sujet.

Veillez trouver ici l'expression de nos sincères remerciements et de nos profondes reconnaissances.

Nous remercierions aussi nos enseignants qui ont contribués à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.

Nous tenons d'autres part a remercier nos respectables membres de jury, vous nous avez fait un grand honneur d'avoir accepté dévaluer notre modeste travail.

Toufik & Anis

Dédicaces

Je remercie Dieu de m'avoir donné la santé et courage pour pouvoir finir mon cursus universitaire.

Je dédie ce modeste travail à :

Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, ma très chère Mère "Baya". Tu as beaucoup comptée sur moi et je suis sûre qu'aujourd'hui tu ne seras pas déçue.

Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, mon très cher Père "Rabah". Merci pour tous les efforts et les sacrifices que tu as consacrés pour moi.

A mes très cher sœurs Thinhinane, Yasmine et Imane : mes sincères reconnaissances pour l'aide que vous n'avez jamais cessée de me porter.

A toute ma grande famille.

A mon binôme Anis et sa famille.

Tous mes amis du groupe VOA2020 : Koceila, Redha, Khaled, Areski et Areski

A tous mes chers amis, Omar, Yacine, Idir, Anis Guessab, mes collègues sans exception.

A toute la promotion VOA du Compus Tamda.

Toufik Hachemani

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur à ceux que j'aime et que je remercie en exprimant ma gratitude ma reconnaissance durant toute mon existence.

Je remercie avant tous le bon Dieu le tout puissant qui m'a donné la force et la volonté de réaliser et achever ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers celle qui m'a donnée la vie Ma Chère mère "Dahbia"*
- ❖ *Celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Mon très cher Père "Mouhamed".*
- ❖ *mon chère frère Nadir et ma chère sœur Lysa, mes sincères reconnaissance pour l'aide que vous n'avez jamais cessée de me porter.*
- ❖ *Ma tante Ouiza et son mari Areski.*
- ❖ *Mon cousin Mouloud Mehrez et mon petit cousin Salah dine Khaldi*
- ❖ *toute la promotion de (VOA 2020) spécialement : Koceila, Redha, Khaled, Areski, Siham, Souhila.*
- ❖ *Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon binôme Toufik et toute sa famille.*
- ❖ *tous mes amis spécialement : Yacine, Idir, Omar, Cyline, Soraya, Hamida, Lynda, Katia Anis Bouanou, Mouloud Tahloulte.*

Anis Khaldi

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint par la post-tension. L'ouvrage est situé dans la commune Aït Yahia Moussa, Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 26 km au sud-ouest de Tizi-Ouzou et à 115 km au sud-est d'Alger, sa longueur totale est de l'ordre de 240 m.

L'objet de ce mémoire de fin d'études consiste à étudier l'ouvrage d'art 13. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, ensuite les résultats obtenus ont été élaboré dans des modèles capables de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions ainsi les différents éléments composant la structure.

Mots clés :

Pont à poutres en béton précontraint, post tension, charges, béton, pieux, tablier, pile, culée, sollicitations.

Abstract

This memory concerns the study of a post-tensioned concrete girder bridge. The work is located in the commune of Aït Yahia Moussa; Draa El Mizan in the Wilaya of Tizi-Ouzou in Algeria, located 26 km southwest of Tizi-Ouzou and 115 km southeast of Algiers, its total length is of the order of 240 m.

The object of this end of studies thesis is to study the work of art 13. Indeed, a detailed study was carried out on the behavior of the various elements composing this bridge according to the multiple solicitations: permanent actions, actions due. Traffic and equipment overloads, and accidental actions.

A digital modeling and analysis processing was carried out using Autodesk Robot Structural Analysis Professional software, then the results obtained were worked out in models capable of describing in an approximate manner the operation of the structure under different conditions and the different elements making up the structure.

Keywords:

Prestressed concrete girder bridge, post tension, loads, concrete, piles, deck, pier, abutment, stresses.

Agzul

Aşenfar agi yewwi-d awal 7ef lxedma n yiwet n tqentart yasean issulas s "béton précontrainte par la post-tension".

Aşenfar agi yezga-d di tyiwant n At Yahya Mussa, Drae El Mizan di lwilaya n Tizi Wezzu di tmurt n Lzzayer. Yezga-d 7ef 26 km deg unzul umalu n Tizi Wezzu akked 7ef 115 km deg unzul usamar 7ef Lzzayer tamanayt, tayzi tagejdant ines 240 m.

Iswi n uşenfar agi n taggara n uselmed yeqqar-d 7ef lxedma n tqentert tis 13.

S umata yiwet n tezrawt tettwaxdem 7ef imnamaren yemgaraden n tqentert a seg sen : tigawt tameylalt.

Nufa-d aghemmuđ s leenaya n useyzan n Autodesk Robot Structural Analysis Professional imiren akni igemmađ agi n sexdmiten I waken ad nezrew tiqentert agi I waken ar tyelli ara.

Awal n tasarutt :

Tiqentart, taek^wemt, post tension, tablier, pile, culée, sollicitations.

Table des matières

Chapitre 1 : Généralités sur les ouvrages d'arts (1–17)

Introduction.....	1
1. Historique et évolution des ponts.....	1
2. Définition.....	4
3. Type des ponts.....	6
3.1 Critère de classification.....	6
3.2 Les grandes catégories.....	6
4. Classification des ponts.....	12
4.1 suivant la longueur.....	12
4.2 suivant la nature de la voie portée.....	12
4.3 suivant le matériau principal dont ils sont constitués.....	12
4.4 suivant la durée de vie.....	12
5. Les structures des ponts dépendent de leurs portés (distance entre deux appuis).....	13
6. Étapes et démarche de conception pont.....	13
7. Recueil des données de l'ouvrage.....	13
7.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage.....	13
8. Recueil de données naturelles.....	14
9. Données fonctionnelles.....	14
10. Choix du type d'ouvrage.....	15
11. La précontrainte.....	15
12. Méthodes de la précontraintes.....	15
12.1. Post tension.....	16
12.2 Pré-tension.....	16
Conclusion.....	17

Chapitre 2 : Description du projet (18-33)

Introduction.....	18
1. Présentation de l'ouvrage.....	18
1.1. Situation de l'ouvrage.....	19
1.2. Les caractéristiques principales de l'ouvrage.....	19

2.	Les données de projet	19
2.1.	Données fonctionnelles	20
3.	Données naturelles	22
3.1.	Données topographiques.....	22
3.2.	Données climatiques	22
3.3.	Données hydraulique.....	22
3.4.	Exploration géotechnique	22
3.5.	Géologie de la zone d'étude.....	23
4.	Données sismiques.....	25
4.1.	Caractéristiques relatives à l'étude sismique	25
4.2.	Action accidentelles	26
4.3.	Catégorie de l'ouvrage.....	26
4.4.	Caractéristiques du sol	27
5.	Choix du type d'ouvrage.....	29
5.1.	Critères de choix du type d'ouvrage.....	29
5.2.	Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	29
5.3.	Conception de tablier	30
5.4.	Types des ponts selon la portée	31
5.5.	Analyse multicritère.....	32
	Conclusion	32

Chapitre 3 : Caractéristiques des matériaux (33–40)

	Introduction.....	33
1.	Caractéristiques mécaniques.....	33
1.1.	Le béton	33
1.2.	L'acier.....	37
	Conclusion	40

Chapitre 4 : Caractéristiques du tablier (41-50)

	Introduction.....	41
1.	Caractéristiques de l'ouvrage	41
2.	Pré dimensionnement du tablier	41

2.1. Dimensionnement de la poutre	42
3. Dimensionnement de La dalle (l'hourdis):.....	43
4. Les équipements de pont (superstructure):	44
5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	46
5.1. Poutre en béton précontraint section d'about	46
5.2. Poutre en béton précontraint section intermédiaire.....	48
5.3. Poutre en béton précontraint section médiane.....	55

Chapitre 5 : Calcul des charges et surcharges (55-64)

Introduction.....	55
1. Calcul des charges.....	55
1.1. Calcul des charges permanentes (CP):.....	55
1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	56
1.3. Poids total propre du tablier	56
2. Calculs des surcharges.....	56
2.1. Classe de pont	56
2.2. Nombre des voies.....	57
2.3. Largeur de voie.....	57
2.4. Evaluation des surcharges.....	57
Conclusion	65

Chapitre 6 : Répartition longitudinale des efforts (65-78)

Introduction.....	65
1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	65
1.1. Poutre seule	65
1.2. Dalle.....	65
1.3. Superstructure	66
2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges	66
2.1. Moment fléchissant.....	66
2.2. Efforts tranchants:.....	73

Chapitre 7 : Modélisation du tablier par ROBOT (79-93)

Introduction.....	79
1. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2016.....	79
2. Modélisation.....	79
2.1. Les étapes de modélisation	80
2.2. Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations.....	83
2.3. Définition des combinaisons de charges	87
3. Les moments selon MY et MX repris par la dalle.....	91
4. Les moments Mmax et Mmin repris par les poutres	93

Chapitre 8 : L'étude de l'hourdis (94-114)

Introduction.....	94
1. Hourdis général.....	97
2. Étude de la flexion localisée.....	97
3. Moments Ma et Mb au centre de la dalle.....	97
3.1. Moment due à la charge permanente	98
3.2. Moment due à la surcharge A(L)	99
3.3. Moment due à la surcharge Bc.....	99
3.4. Moment due à la Surcharge Br.....	100
3.5. Moment due à la Surcharge Bt.....	100
3.6. Moment due à la Surcharge Mc120	101
3.7. Moment due à la Surcharge du Convoie D240.....	101
4. Étude de l'effort tranchant	102
4.1. Poids propre.....	102
4.2. Surcharge AL	102
4.3. Surcharge Bc	102
4.4. Système Br	102
4.5. Système Bt	103
4.6. Système Mc120.....	103
4.7. Système D240	103
5. Calcul des moments	104
5.1. Moment fléchissant à L'ELU	104
5.2. Moment fléchissant à L'ELS	104

6. Effort tranchant	105
6.1. Les efforts tranchant à l'ELU	105
6.2. Les efforts tranchant à l'ELS.....	105
7. Récapitulation des moments à prendre en compte pour calculer l'hourdis	106
7.1. Moments transversaux Ma	106
7.2. Moments longitudinaux Mb	106
8. ferraillage de la dalle	106
8.1. Transversalement.....	106
8.2. Longitudinalement	110
8.3. Ferraillage général de la dalle	112
9. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	113
10. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant	114

Chapitre 9 : Etudes de la précontrainte et les pertes de tension (115-148)

Introduction.....	115
Définition des classes de vérification	115
Contraintes limites réglementaires pour la classe II	116
1. Dimensionnement de la précontrainte	116
1.1. Précontrainte minimale	116
1.2. Calcul du nombre de câbles	118
1.3. Vérifications des sections.....	119
1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about	120
2. Tracé des câbles	121
2.1. Positionnement	121
2.2. Principe	121
2.3. Application au projet	123
2.4. Tracé des câbles	125
2.5. Câble moyen fictif.....	126
3. Caractéristiques géométriques des sections nettes	128
4. Les pertes de tension	132
4.1. Les pertes instantanées	132
4.2. Les pertes différées	142
4.3. Pertes différées totales et tension finale probable.....	146

Conclusion	148
------------------	-----

Chapitre 10 : Appareils d'appui (149-163)

Introduction.....	149
1. Appareils d'appui	149
1.1. Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage.....	149
1.2. Dimensionnement des appareils d'appuis.....	150
3. Prescription réglementaire.....	154
3.1. Limitation de la contrainte de cisaillement	154
3.2. Limitation des contraintes moyennes de compression.....	154
3.3. Vérification de condition de non soulèvement.....	154
3.4. Condition de non cheminement	154
3.5. Condition de non glissement	154
3.6. Condition de non flambement.....	155
3.7. Dimensionnement des frettes	155
4. Application à notre projet	155
4.1. Calcul des efforts horizontaux	155
4.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui	156
5. Vérification	157
5.1. Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère.....	157
5.2. Distorsion.....	157
5.3. Rotation	158
5.4. Condition de non cheminement.....	159
5.5. Condition de non glissement.....	159
5.6. Dimensionnement des frettes.....	159
6. Calcul de joint de chaussée.....	160
6.1. Définition	160
6.2. Calcul du souffle des joints.....	161
Conclusion	163

Chapitre 11 : Etudes de la culée (164-196)

Introduction.....	164
-------------------	-----

1.	la culée	164
1.1.	Choix de la morphologie	164
2.	Pré-dimensionnement de la culée	165
3.	Evaluation des efforts sollicitant la culée	167
4.	Détermination des différents cas de charge.....	169
5.	Vérification de la culée	172
6.	Ferraillage des éléments de culée.....	173
6.1.	Dalle de transition	173
6.2.	Le corbeau.....	175
6.3.	Le mur en retour.....	177
6.4.	Mur de garde grève	181
6.5.	Le mur frontal.....	185
6.6.	Etude et ferraillage de la semelle.....	188
6.7.	Etude et ferraillage des pieux.....	191

Chapitre 12 : Etude de la pile (197-206)

	Définition.....	197
1.	Choix du type de pile	197
2.	Pré dimensionnement de la pile	197
2.1.	Dimensionnement du chevêtre :.....	198
2.2.	Poids propre du chevêtre.....	198
2.3.	Ferraillage de pile	198
2.4.	Les combinaisons.....	199
2.5.	Ferraillage en flexion composée.....	200
3.	Ferraillage de la semelle.....	203
4.	Etude des pieux.....	203
4.1.	Choix du type de fondation.....	204
4.2.	Nombre de files de pieux	204
4.3.	L'effet d'un groupe de pieux	204
4.4.	Le ferraillage des pieux	205

Liste des figures :

Figure 1.1 : Différentes parties d'un pont.....	5
Figure 1.2 : Formes du tablier d'un pont.....	5
Figure 1.3: différentes parties d'un pont à poutre.....	7
Figure 1.4 : différentes parties d'un Pont à poutre treillis.....	7
Figure 1.5 : Différentes parties d'un Pont en arc.....	8
Figure 1.6 : Différentes parties d'un pont à béquilles.....	8
Figure 1.7 : Différentes parties d'un Pont suspendu.....	9
Figure 1.8 : Différentes parties d'un Pont à haubans.....	9
Figure 1.9 : Différentes parties d'un Pont à voute.....	10
Figure 1.10 : Schéma d'un dalot cadre.....	11
Figure 1.11: Buse en béton.....	11
Figure 1.12 : Les grands systèmes de pont en fonction du porté.....	13
Figure 1.13 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.....	16
Figure 1.14 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension.....	17
Figure 2.1 : Vue en plan.....	18
Figure 2.2 : Tracé en plan.....	20
Figure 2.3 : Vue en plan d'en haut.....	20
Figure 2.4 : Le profil en long.....	21
Figure 2.5 : Le profil en trvaers.....	21
Figure 2.6 : Location du Viaduc 13.....	23
Figure 2.7 : Unité d'argile sablonneux et gravelé, généralement très solide/rigide, a plasticité faible/moyenne observée dans le sondage SCP-V13-P1.....	24
Figure 2.8 : Rochers méta clastiques, généralement des phyllites très/moyennement décomposées, a résistance très faible observés dans le sondage SCP-V13-P1.....	25
Figure 2.9 : Rochers méta clastiques, généralement des phyllites très/moyennement décomposées, a résistance très faible observés dans le sondage SCP-V13-P6.....	25
Figure 2.10 : Zonage sismique de l'Algérie.....	26
Figure 2.11 : classification des ponts selon la portée.....	31
Figure 3.1 : Diagramme Contrainte –Déformation.....	34
Figure 3.2 : Acier actif ou toron.....	38
Figure 3.3 diagramme contrainte –déformation de barres.....	39
Figure 4.1 : Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par post-tension.....	41
Figure 4.2 : Les équipements de pont (superstructure).....	45
Figure 4.3 : Section la poutre seule.....	46
Figure 4.4 : Poutre avec hourdis.....	47
Figure 4.5 : Section la poutre seule.....	48
Figure 4.6 : La poutre avec hourdis.....	49
Figure 4.7 : Section la poutre seule.....	51
Figure 4.8 : Poutre avec hourdis.....	53
Figure 5.1: Complément des charges permanentes.....	55
Figure 5.2. : Système A (L).....	57
Figure 5.3. : Charges du système BC.....	59
Figure 5.4.: Système Bt.....	61
Figure 5.5 : Système Br.....	62

Figure 5.6: Système Mc120.....	63
Figure 5.7: Charge exceptionnelle D240.....	63
Figure 6.1 : schéma statique de la poutre.....	65
Figure 6.2. : Ligne d'influence.....	66
Figure 6.3 : coupe longitudinal de surcharge Bc.....	67
Figure 6.4 : ligne d'influence pour le premier cas du Bc.....	67
Figure 6.5 : Lignes d'influence pour le 2 cas du Bc.....	68
Figure 6.6 : Ligne d'influence pour Bt.....	69
Figure 6.7 : Ligne d'influence pour Mc120.....	69
Figure 6.8 : Lignes d'influence pour D240.....	70
Figure 6.9 : ligne d'influence A(L).	71
Figure 6.10 ligne d'influence pour le premier cas du BC.....	71
Figure 6.11 : ligne d'influence pour Bt.....	72
Figure 6.12 : ligne d'influence pour Mc120.....	72
Figure 6.13 : ligne d'influence pour D240.....	72
Figure 6.14 : surcharge A(L).....	73
Figure 6.15 : surcharge Bc.....	74
Figure 6.16: surcharge Bt.....	74
Figure 6.17 : système Mc120.....	74
Figure 6.18 : surcharge D240.....	75
Figure 6.19 : surcharge A(L).....	76
Figure 6.20 : surcharge Bc.....	76
Figure 6.21 : surcharge Bt.....	77
Figure 6.22 : surcharge Mc120.....	77
Figure 6.23 : surcharge D240.....	77
Figure 7.1 : Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional.....	79
Figure 7.2 : modélisation d'une poutre.....	81
Figure 7.3 : modélisation du tablier.....	82
Figure 7.4 : excentricité supérieure de la dalle.....	82
Figure 7.5 : Définition du contour.....	83
Figure 7.6 : définir la charge du trottoir.....	83
Figure 7.7 : définir la charge du revêtement.....	84
Figure 7.8 : définir la charge du G.Corniche.....	84
Figure 7.9 : définir la charge du G Garde-corps.....	85
Figure 7.10 : définir la charge du Q trottoirs.....	85
Figure 7.11 : définir la surcharge A(L).....	86
Figure 7.12 : Visionnage de la surcharge A(L).....	86
Figure 7.13 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELS.....	87
Figure 7.14 : Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELS.....	87
Figure 7.15 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.....	88
Figure 7.16 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELS.....	88
Figure 7.17 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELU.....	89
Figure 7.18 : Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU.....	89
Figure 7.19 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU.....	90
Figure 7.20 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU.....	90

Figure 7.21 : Le moment selon M_Y repris par la dalle.....	91
Figure 7.22 : Le moment selon M_x repris par la dalle.....	91
Figure 7.23 : Le moment selon M_Y repris par la dalle sous D240+.....	92
Figure 7.24 : Le moment selon M_x repris par la dalle sous D240+.....	92
Figure 7.25 : Le moment selon M_x repris par les poutres sous G.....	93
Figure 8.1. Hauteur de répartition.....	95
Figure 8.2 : Les cas de charges.....	96
Figure 8.3 : Coupe transversale du tablier.....	97
Figure 8.4 : Coupe transversale l'hourdi.....	97
Figure 8.5 Transversal(M_a)	98
Figure 8.6 : Longitudinal (M_b).....	98
Figure 8.7 : Système Bc.....	102
Figure 8.8 : Système Br.....	102
Figure 8.9 : Système Mc120.....	103
Figure 8.10 : Convoi D ₂₄₀	103
Figure 8.11 : Dimension de panneau.....	106
Figure 8.12 : Dimension de panneau.....	108
Figure 8.13 : Dimension de panneau.....	110
Figure 8.14 : Dimension de panneau.....	111
Figure 8.15 : Ferrailage général de la dalle.....	113
Figure 9.1 : Tracé d'un câble.....	121
Figure 9.2 : Tracé du câble émergeant.....	122
Figure 9.3 : Disposition des câbles.....	123
Figure 9.4 : Tracé des câbles.....	125
Figure 9.5: Composantes de la force de précontrainte.....	129
Figure 9.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1.....	134
Figure 10.1 : Disposition des appareils d'appuis.....	149
Figure 10.2: Appareil d'appui en élastomère frette.....	150
Figure 10.3: Effet de l'effort normal.....	150
Figure 10.4: 1 er cas de torsion.....	152
Figure 10.5: 2ème cas de torsion.....	152
Figure 10.6: Rotation de l'about du tablier.....	153
Figure 10.7: Joint de chaussée.....	160
Figure 10.8: Joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).....	161
Figure 10.9: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.....	162
Figure 11.1 : les différents éléments constituant la culée et leurs dimensions.....	165
Figure 11.2 : dalle de transition.....	166
Figure 11.3 : Le corbeau.....	167
Figure 11.4 : choix de repère.....	169
Figure 11.5 : Ferrailage de la dalle de transition.....	175
Figure 11.6 : Ferrailage du corbeau.....	176
Figure 11.7 : Ferrailage du mur en retour.....	181
Figure 11.8 : Poussée des terres sur le mur.....	182
Figure 11.9 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	183
Figure 11.10: Ferrailage du mur garde grève.....	184

Figure 11.11 : Ferrailage du mur de front.....	188
Figure 11.12 : Ferrailage de la semelle.....	191
Figure 11.13 : Action sur les pieux.....	191
Figure 11.14 : Abaque de Walther.....	194
Figure 11.15 : Ferrailage du pieu.....	196
Figure 12.1 : Coupe transversale du chevêtre.....	197
Figure 12.2 : Coupe longitudinale du chevêtre.....	198
Figure 12.3 : Coupe transversale d'1/2 du chevêtr.....	198
Figure 12.4 : Schémas et dimensionnement de la pile longitudinalement.....	199
Figure 12.5 : Schéma de la combinaison (Mx).....	200
Figure 12.6 : Croquis du ferrailage de la pile (voile).....	202
Figure 12.7 : Croquis du ferrailage de la semelle.....	203
Figure 12.8 : Coupe transversale et longitudinale de la fondation.....	205
Figure 12.9 : Disposition des pieux au niveau de la pile.....	205
Figure 12.10 : Schéma de la combinaison (M).....	205
Figure 12.11 : Ferrailage du pieu.....	207

Liste des tableaux :

Tableau 2.1. Les informations sur les forages effectués.....	23
Tableau 2.2 : Classification des ponts (RPOA 2008).....	26
Tableau 2.3 : Coefficients d'accélération selon la zone.....	26
Tableau 2.4 : Catégories de classification des sites.....	27
Tableau 2.5 : Période caractéristiques associé à la catégorie du site.....	28
Tableau 2.6 : période caractéristiques associé à la catégorie du site.....	28
Tableau 2.7 : Analyse multicritères.....	32
Tableau 4.1: Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	46
Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.....	47
Tableau 4.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	48
Tableau 4.4 : caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.....	50
Tableau 4.5 : caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	51
Tableau 4.6 : caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.....	53
Tableau 5.1 : Les coefficients a_1	58
Tableau 5.2 : Les résultats de Système de charge A (L).....	58
Tableau 5.3 : Les coefficients BC.....	59
Tableau 5.4 : Les résultats de Système de charge BC.....	60
Tableau 5.5 : Les coefficients BT.....	61
Tableau 5.6 : Les résultats de Système de charge BT.....	62
Tableau 5.7: Les résultats de Système de charge Br.....	62
Tableau 5.8 : Les résultats de L'effet freinage.....	64
Tableau 6.1 : les efforts dus au poids propre de la poutre.....	65
Tableau 6.2 : l'effort revenant de la dalle.....	65
Tableau 6.3 : Les revenants à la super structure.....	66
Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif.....	66
Tableau 6.5 : Les cordonnées pour le 1 ^{er} cas de Bc.....	68
Tableau 6.6 : Les cordonnées pour le 2 ^{ème} cas de Bc.....	69
Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $X = 0.5 L$	70
Tableau 6.8 : les cordonnées de Bc.....	71
Tableau 6.9 : Tableau récapitulatif des Moments fléchissant à $X = 0,25 L$	73
Tableau 6.9 : Cordonnées de Bc.....	74
Tableau 6.10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à : $X = 0.00 L$	75
Tableau 6.11 : les cordonnées de Bc.....	76
Tableau 6.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X = 0.25 L$	78
Tableau 8.1 : Combinaison des moments a l'ELU.....	104
Tableau 8.2 : Combinaison des moments a l'ELS.....	104
Tableau 8.3 : Combinaison effort tranchant a l'ELU.....	105
Tableau 8.4 : Combinaison effort tranchant a l'ELS.....	105
Tableau 8.5 : moments transversaux M_a	106
Tableau 8.6 : moments longitudinaux M_b	106
Tableau 9.1 : Caractéristiques de la poutre.....	117
Tableau 9.2: Paramètres de calcul de la 1 ^{ere} et 2 ^{eme} famille de câbles.....	124
Tableau 9.3: Récapitulatif des longueurs des câbles.....	126
Tableau 9.4: Positionnement des câbles a l'about.....	127

Tableau 9.5: Positionnement des câbles à 3 m de l'about.....	127
Tableau 9.6: Positionnement des câbles à 5 m de l'about.....	128
Tableau 9.7: Positionnement des câbles à 7 m de l'about.....	128
Tableau 9.8 : Câble moyen fictif.....	128
Tableau 9.9: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).....	129
Tableau 9.10 : caractéristiques géométriques de la gaine.....	130
Tableau 9.11: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	130
Tableau 9.12 : caractéristiques géométriques de la gaine.....	130
Tableau 9.13 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.....	131
Tableau 9.14 : Caractéristiques de la section d'about et 1 m de l'about.....	131
Tableau 9.15 : Caractéristiques de la section à 3 m de l'about.....	131
Tableau 9.16: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	131
Tableau 9.17 : Perte par frottement.....	133
Tableau 9.18 : Les aires des câbles.....	137
Tableau 9.19 : La tension des câbles.....	138
Tableau 9.20 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	139
Tableau 9.21: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).....	140
Tableau 9.22 : Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.....	141
Tableau 9.23 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).....	141
Tableau 9.24 : Tensions initiales probables « σ_{Pi} (MPa) ».....	142
Tableau 9.25 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	143
Tableau 9.26 : Pertes dans les câbles de la 1ère famille.....	144
Tableau 9.27 : Pertes dans les câbles de la 2ème famille.....	144
Tableau 9.28 : Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles de la 1ère famille.....	146
Tableau 9.29 : Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles de la 2ème famille.....	146
Tableau 9.30 : Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".....	147
Tableau 9.31 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.....	147
Tableau 9.32 : Pourcentage des pertes.....	147
Tableau 11.1 : Les catégories d'importance des ponts.....	168
Tableau 11.2 : Coefficients d'accélération selon la zone.....	168
Tableau.11.3 : Coefficient de poussées.....	168
Tableau 11.4 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres.....	172
Tableau 11.5 : Valeurs des moments et les efforts globaux.....	172
Tableau 11.6 : Valeurs de vérification au glissement.....	173
Tableau 11.7 : Valeurs de vérification au renversement.....	173
Tableau 11.8 : Valeurs des sollicitations.....	186
Tableau 11.10 : Sollicitations agissants sur la semelle.....	187
Tableau 12.1 : Les sollicitations maximales obtenues.....	200

Introduction générale

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires, pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

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

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

L'objet de notre mémoire de fin d'études consiste à étudier l'ouvrage d'art 13, qui est un pont situé au PK : 23+685 à PK : 23+895 où la pénétrante autoroutière relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest sur un linéaire de 48 km. Notre ouvrage est situé dans la commune Aït Yahia Moussa, Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 26 km au sud-ouest de Tizi-Ouzou et à 115 km au sud-est d'Alger. Le viaduc prévu sera construit sur 07 piles avec environ 30 mètres d'intervalles (travées) situées entre les deux culées.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différents partis du pont, pour se faire on a établi un plan de travail contenant 12 chapitres :

Chapitre 1 : « Généralités sur les ouvrages d'arts », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différents types des ponts et la démarche de conception.

Chapitre 2 : « Description du projet », on a décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet.

Chapitre 3 : « Caractéristiques des matériaux », après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre 4 : « Caractéristiques géométriques et pré – dimensionnement », on a pré-dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, on a défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 5 : « Charges et surcharges », on a cité toutes les charges due au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre 6 : « La répartition longitudinale des efforts », on a cité les moments fléchissant et les efforts tranchants sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Chapitre 7 : « Modélisation du tablier par ROBOT », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre 8 : « L'étude de l'hourdis », on a étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour toute la dalle.

Chapitre 9 : « Etudes de la précontrainte et les pertes de tension », c'est-à-dire le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, ainsi le traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau.

Chapitre 10 : « Appareils d'appui », on a étudié les équipements du pont qui jouent un rôle important dans la conception et assurer sa fonction.

Chapitre 11 : « Etude de la culée », on a cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que le ferrailage.

Chapitre 12 : « Etude de la pile », on a cité les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations et tout le ferrailage.

Chapitre 1 :
Généralités sur les ouvrages
d'arts

Introduction :

La conception des ponts a connu une grande évolution, grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises. Dans ce chapitre on étudie généralement l'importance et différents types de ponts et la démarche de conception.

1. Historique et évolution des ponts :

L'histoire de la construction des ponts est fonction de l'évolution des matériaux et des techniques de construction c'est-à-dire de l'évolution des moyens de construction. Dans le temps, la technologie suivante peut être proposée :

a. Les ponts primitifs (avant 1000 av J C) :

Depuis toujours l'homme a construit passerelles puis des ponts pour franchir des rivières ou des ravins. Les ponts primitifs sont constitués des matériaux qu'on trouve directement dans la nature : pierres, lianes. Deux types de ponts ont marqué cette période : **les passerelles suspendues et les poutres.**

Les passerelles suspendues dont les éléments porteurs sont des câbles formés de ∞ lames ou de bambous tressés attachés des 2 côtés de la brèche à des rochers ou à des troncs d'arbres.

Les passerelles fonctionnant en poutres dont les éléments porteurs sont soit en dalles de pierre de portées très limitées soit en bois de portées nettement plus grandes.

L'existence de la construction en encorbellement doit être soulignée technique utilisée lorsque la longueur de la brèche à franchir dépassant la longueur des troncs disponibles (inexistence d'assemblage bout à bout). La méthode par encorbellement a été aussi employée avec la pierre.

b. Les ponts en maçonnerie :

Quatre périodes successives et distinctes ont été marquées par la construction des ponts en maçonnerie :

- La période romaine (-1000 AVJC à 1000 APJC) : On a la construction de nombreux ponts pour des raisons militaires. Cette période est caractérisée par l'emploi de la croûte en pierre pour la construction des ponts, technique importée d'Égypte et du Moyen Orient, dont les inconvénients majeurs sont la nécessité d'un cintre et l'existence de poussée aux retombées. Ces ponts en pierre étaient préférés aux ponts en bois car plus durable. 37 m de portée a été atteinte par les voûtes de pierre mais surtout aussi par les affouillements des fondations qui étaient pendant longtemps leurs points faibles et ce même aujourd'hui.
- Du moyen âge au 18^e siècle (1000 APJC au 18^e siècle) : Pendant cette période, l'initiative de la construction de ponts venait de marchands ou de moines groupés en confréries comme la confrérie des frères pontifes (constructeurs de pont) d'Avignon. Les ponts en voûtes en plein cintre de tradition romaine et les ponts en arc ont marqué la période vue portée de 72 m a été atteinte.
C'est aussi l'apparition du concept œuvre d'art du pont au-delà de celui d'ouvrage utile et fonctionnel de Curation, sculpture, recherche de l'équilibre et de l'élégance.

Le développement des transports a entraîné l'apparition des voûtes surbaissées pour rendre les ponts utilisables par les voitures en réduisant le dos d'ânes.

Des précautions par les fondations des piles en rivière ont été prises par protection avec enrochements.

La construction des maisons sur les ponts fut interdite.

Malgré ces efforts, l'insuffisance des fondations continue à caractériser les ponts.

▪ Le 18^e siècle :

Est marqué par de grands progrès réalisés par Perronet, fondateur de l'Ecole des Ponts et chaussées en 1747 : réduction de l'épaisseur de files en construisant tout le pont sur cintre car au niveau des piles les poussées des voûtes adjacentes s'équilibrent : augmentation du surbaissement passé à 1/10. La découverte des ponts de cette époque était sobre pour maintenir le caractère mâle qui convient à l'architecture des ponts selon Perronet.

▪ Du 18^e siècle aux derniers ponts en maçonnerie :

La construction des ponts a connu un développement important à cause de la réalisation des lignes de chemins de fer et l'accroissement des transports routes liées à la révolution industrielle.

Les faibles pentes admissibles des voies ferrées imposaient de traverser les vallées au moyen de viaducs ouvrages de grandes hauteurs.

La diminution des charges des voûtes de grande portée étaient réalisés par des voûtes d'élargissements.

Les progrès enregistrés dans cette période sont :

- Améliorations sur les mortiers par l'invention du ciment portland
- Méthodes de dimensionnement empiriques remplacées par des méthodes rationnelles : statique graphique et résistance des matériaux développés par les professeurs de l'Ecole des Ponts et Chaussées : (Navier, Bresse, Barré de St Venant)
- Perfectionnement des dispositions constructives et des méthodes d'exécution
90 m de portée a été atteinte dans cette période qui peut être considérée comme l'apogée des ponts en maçonnerie dont la construction à cesser en 1950. Le coût des matériaux et la disposition des tailleurs de pierre ont permis à d'autres matériaux (béton, acier) de remplacer la pierre qui n'est pas utilisée actuellement qu'en parement ou protection.

c. Les ponts en béton armé :

- Les matériaux : l'utilisation des liants hydrauliques ayant les propriétés du ciment est une technique connue par les romains au 3^e siècle avant JC, qui a été oubliée puis redécouverte à la fin du 19^e siècle. Vicat invente le ciment artificiel comme en 1850 sous le nom de ciment Portland.

Malgré que l'utilisation de pièces de bois ou de fer pour renforcer les maçonneries soit très ancienne, des tirants métalliques ont été utilisés pour équilibrer la poussée de voûtes.

A partir du milieu du 19^e siècle (1849), les premières inventions en béton armé apparemment par les précurseurs que furent les François Lambot (barque en BA en 1849), Coignet (Terrasse en BA en 1852) mais surtout Monnier (caisses à fleurs en

BA en 1867). D'un pont de 15 m de portée construit en 1871 en Angleterre, des milliers de ponts en BA ont été construits à la fin du 19^e siècle et des portées de 50 m ont été atteintes. Mal connu au départ, l'usage du béton armé a été la première fois en France par les instructions de 1906.

- Evolution des ponts en BA. A partir des instruments de 1906 réglementant l'usage du BA, la construction des ponts en BA s'est développée suivant trois grands types : dalle, poutre et arc.

Les dalles ont longtemps été utilisées pour de petites portées et pour les couvertures de ponts

Les ponts à poutres de formes très variées, avec un tablier constitué d'une dalle et de poutres (ou nervures) rectangulaires, ou à talons pour des portées plus grandes. Les poutres peuvent être : Latérales ou sous chaussées, de hauteurs constantes ou variables, à âme pleine, en caisson ou triangulé.

A travées indépendantes ou à travées continues ou cantilever comportant une travée indépendante dans la partie centrale appuyée sur des consoles (en prolongement des travées de rive).

Les ponts en arc : ont beaucoup été utilisés car le béton comme la pierre se prête bien à la construction en arc où les contraintes développées sont essentiellement des compressions. Les arcs sont à 3 articulations (isostatiques) ou à deux articulations, ou même à béquilles verticales qui sont en fait des cas particuliers d'arc. L'arc et le tablier étant en général distincts, on distingue :

Les arcs à tablier supérieur (tablier porté par des poteaux ou des voiles transversales ou longitudinales)

Les arcs à tablier inférieur ou intermédiaire (tablier suspendu entièrement ou en partie à l'arc). Avec quelques dizaines de m de portée ou départ les ponts en arc en BA ont été construits avec des portées de plus de 300 m : pont de Grandes villes 305 m (Australie, 1964). Actuellement les ponts en arc en BA ont tendance à être abandonnés à cause du prix et des sujétions dues au cintre car concurrencé par les ponts à poutres métalliques ou en béton précontraint.

d. Les ponts en béton précontraint :

Matériau le plus récent, le BP a été inventé en 1928, résultat de réflexions et d'expériences dans l'objectif de diminuer voire de supprimer les inconvénients de la fissuration du béton. Très redoutée par les constructeurs car apparaissant comme indice de mauvaise construction la fissuration dans le BA est finalement inhérente au fonctionnement du béton et il faut en réduire les ouvertures.

Le principe est donc d'imposer une compression préalable. Après avoir utilisé dans la réalisation de tuyaux des renforcements de barrage, de caissons de pont, les premiers ponts en

BP ont été construits en 1936 avec des portées de 10,20, 33 m, en 1946 une portée de 55m est atteinte à Luzancy sur la Marne (France).

En ce qui concerne la technique de BP, les procédés de précontraints se multipliaient en s'améliorant au niveau des câbles ou des barres et au niveau des ancrages : systèmes Freyssinet, SEEE, Coignet, BBRB à câbles, système Divy dag à barres.

En ce qui concerne la réglementation, la première Instructions Provisoire (IP N°1) sur l'emploi de BP est paru en 1953 en France, les règles FP N°2 en 1973 et aujourd'hui nous utilisons les règles BP EL 1983. Les d'ouvrages qui ont marqué l'évolution des ponts en BP sont :

- Les ponts dalles avec pont-type SETRA dénommée PSI-DP, construit en travée indépendants pour les petites travées et en travées continues (dalles à grands encorbellements, dalles élégies)
- Les ponts à poutres indépendantes à poutres en générales préfabriquées
- Les ponts à poutres continues
- Les ponts construits par encorbellements successifs qui sont le plus répandu pour les portées de 60 à 240 m. cette technique s'est perfectionnée par l'utilisation de voussoirs préfabriqués qui étaient coulés en place.

Les coupes transversales sont toujours constituées de caissons. Le record mondial de portée des ponts de ce type est détenu par le pont Hamara avec 240 m (Japon, 1976).

- Ponts à béquilles obliques⊗ Les ponts en arc⊗ Les ponts à haubans pour les grandes portées supérieures à 200 m, un tablier en BP⊗ a été associé aux haubans.

2. Définition :

L'Ouvrage d' art est une construction artificielle de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses...) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.) De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

• Les éléments constitutifs d'un pont :

Les ponts sont constitués des éléments suivant (figure I.1) :

Le tablier : est une structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules entre ses deux extrémités.

Les appuis qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu.

Les fondations qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain

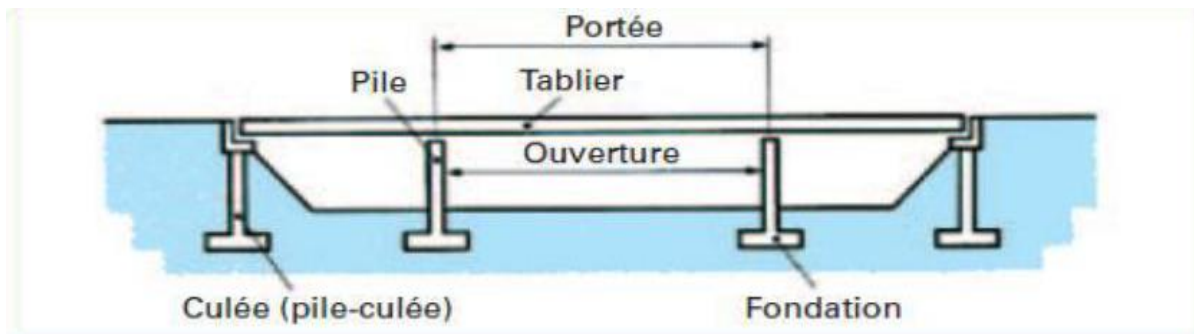


Figure 1.1 : Différentes parties d'un pont.

- **Les différentes formes du tablier d'un pont**

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une « travée » et la distance entre deux appuis consécutifs s'appellent « portée de la travée (Figure I.2). Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle « angle de biais » (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage. Ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100 grade.

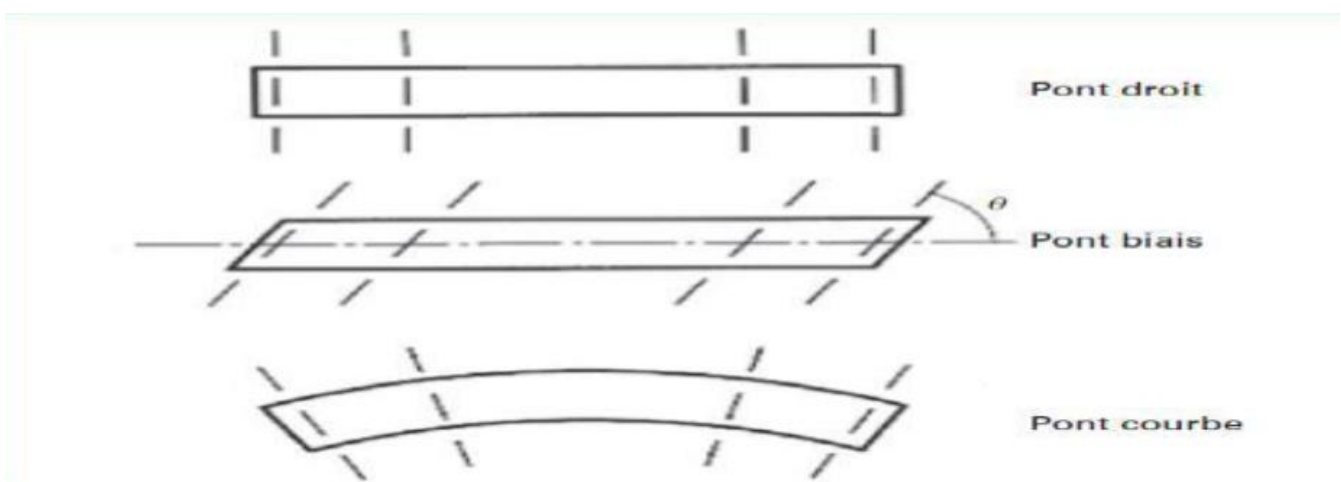


Figure 1.2 : Formes du tablier d'un pont.

3. Type des ponts :

3.1 Critère de classification :

Les ponts existent dans une grande variété de formes et possèdent des architectures les plus diverses. Cette grande diversité des types de ponts amène à distinguer les critères selon lesquels ils peuvent être classés. La classification des ponts peut se faire selon l'un ou plusieurs des critères suivants :

- Fonctionnement mécanique ;
- Matériau principal (béton armé, béton précontraint, acier, bois, mixte) ;
- Fixité ou mobilité du tablier (pont fixe, pont mobile) ;
- Disposition en plan (pont droit, pont biais, pont courbe) ;
- Nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, passerelle) ;
- Nature de l'obstacle à franchir (pont d'étagement, pont sur rivière) ;
- Section transversale (pont dalle, pont à poutres : T, I, caissons) ;
- Position du tablier par rapport à l'ossature ;
- Durée de vie prévue (pont permanent, pont temporaire) ;
- Méthode de construction

3.2 Les grandes catégories

En général, on utilise pour la classification les critères qui caractérisent les éléments les plus significatifs d'un pont. Le système le plus adopté pour la classification des ponts est basé sur les deux critères fondamentaux :

- Le fonctionnement mécanique.
- Le matériau principal (béton, acier, bois, mixte : béton-acier, Acier-bois).

Les ponts à poutres :

Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers(Piles), si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre. Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Un cas particulier de ce type de pont : les ponts à voussoirs, des tronçons de tablier sont préfabriqués puis assemblés à la structure porteuse, la pile, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, de manière alternée, afin d'équilibrer les charges de part et d'autre de la pile.

On trouve donc des ponts à poutre en béton, en acier, mais aussi en bois (la portée étant nettement plus courte).

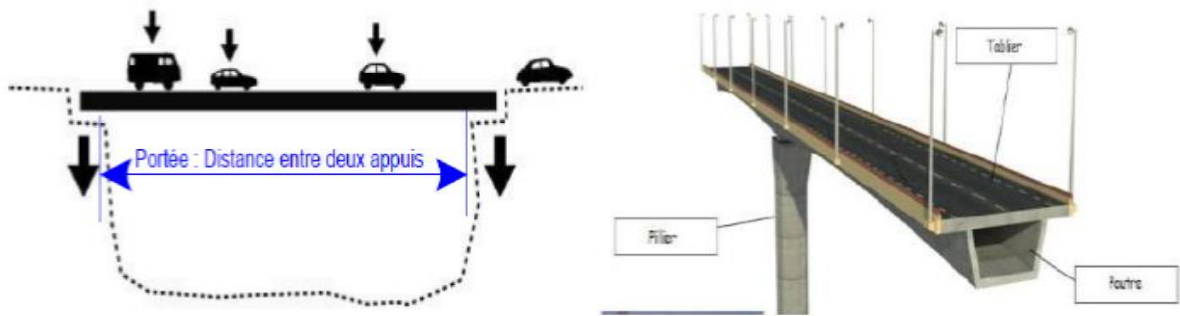


Figure 1.3: différentes parties d'un pont à poutre.

➤ **Pont à poutre treillis :**

Ponts composés de structures triangulées, très légères et très rigides, supportant le tablier. La structure en treillis est basée sur le principe de l'indéformabilité des triangles. Cette formidable découverte a permis aux charpentiers, la franchir des portées importantes avec l'aide d'éléments relativement minces et légers. Les efforts engendrés principalement dans ce type de structures sont de la traction et de la compression. Pour les ponts en poutre treillis en acier, on réussit à franchir des distances étonnantes grâce à ce principe, alors qu'avec une poutre pleine.



Figure 1.4 : différentes parties d'un Pont à poutre treillis.

➤ **Pont en arc :**

Ponts utilisant un arc pour ramener les efforts en appui en suivant des lignes de compression pure. Ces ponts sont capables de transformer les charges verticales du tablier en forces obliques qui vont suivre la forme de l'arc. Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées et vont se décomposer en deux : une force verticale et une force horizontale qui aura tendance à écartier les culées.

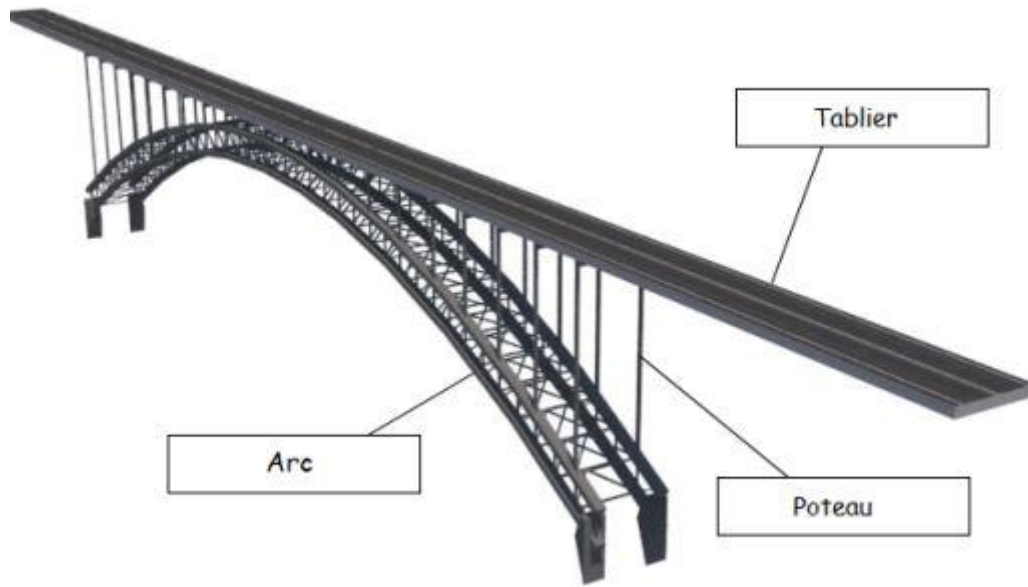


Figure 1.5 : Différentes parties d'un Pont en arc.

➤ **Pont à béquilles :**

Le pont à béquilles est un cas particulier du pont en arc. Les béquilles transmettent les efforts de charge du pont vers des massifs de béton, un peu comme le ferait un arc.

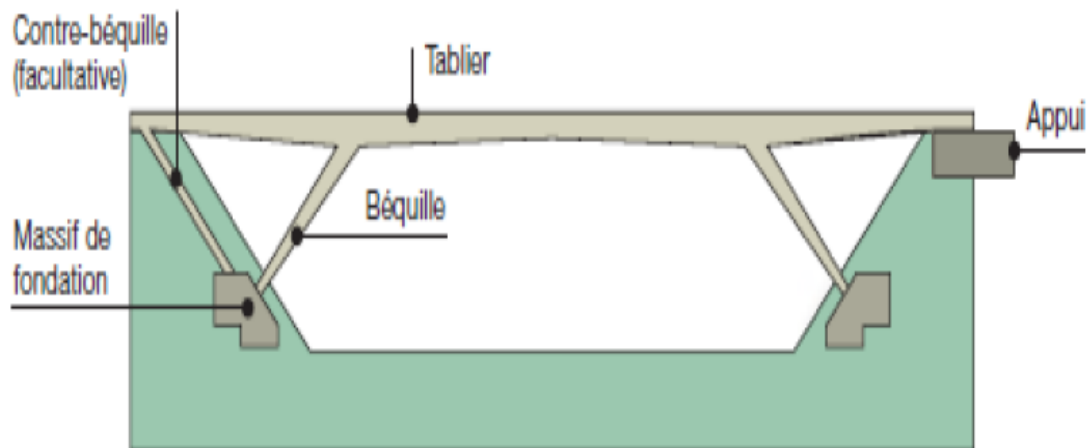


Figure 1.6 : Différentes parties d'un pont à béquilles.

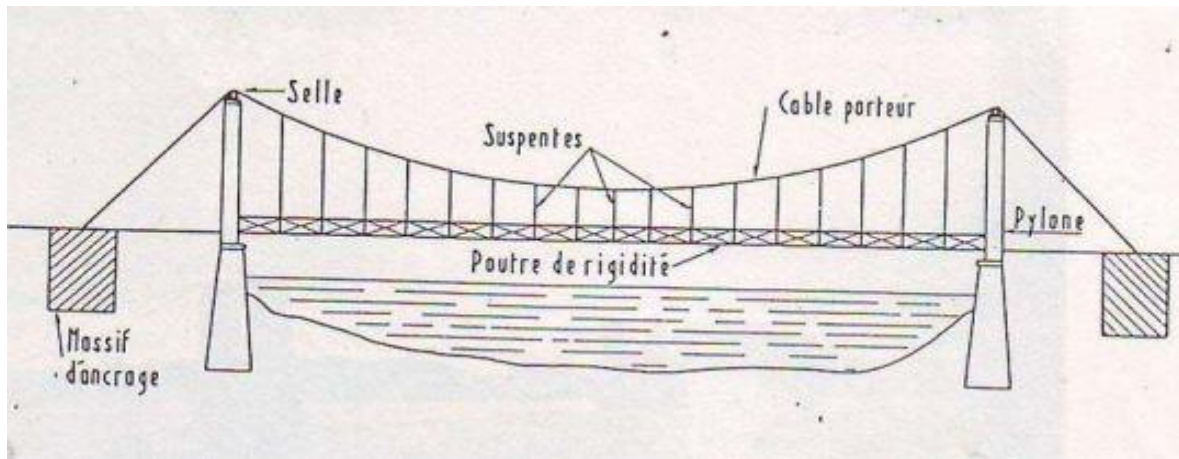


Figure 1.7 : Différentes parties d'un Pont suspendu.

➤ **Pont à haubans :**

Un hauban est un câble qui relie une partie du tablier avec les pylônes. Le principe des ponts haubanés est basé sur un équilibre simple : des haubans portent deux parties symétriques du tablier du pont de chaque côté d'un pylône. Cet équilibre permet au pont à haubans, contrairement aux ponts suspendus, de transmettre seulement des poussées verticales au terrain à travers le pylône

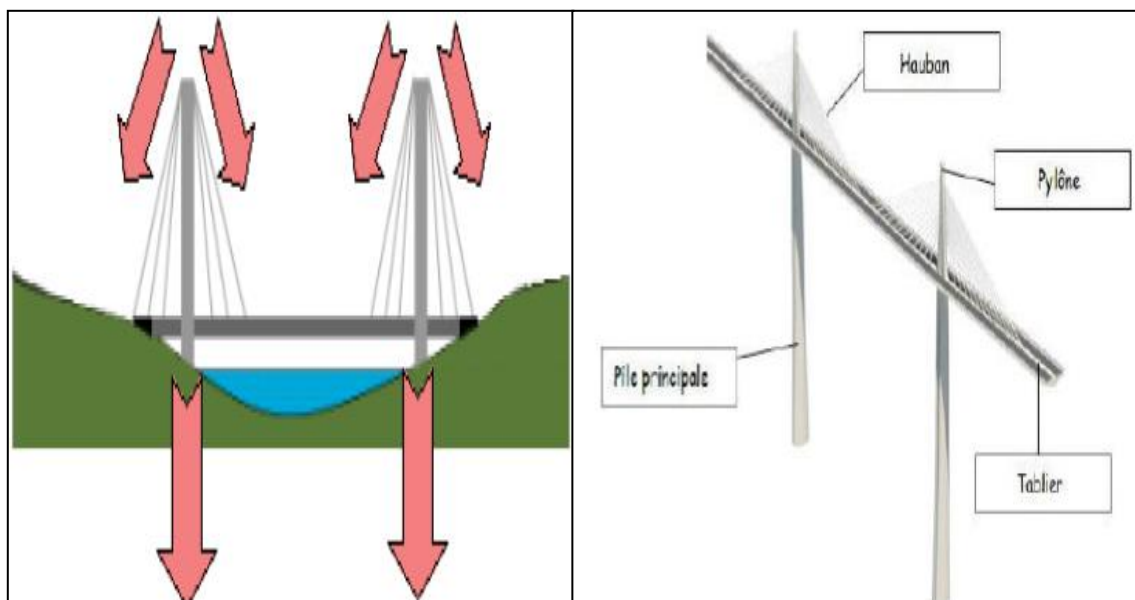


Figure 1.8 : Différentes parties d'un Pont à haubans.

➤ Pont à voute :

Ponts utilisant plusieurs arcs pour ramener les efforts en appui en suivant des lignes de compression pure. Ces ponts sont capables de transformer les charges verticales du tablier en forces obliques qui vont suivre la forme de l'arc, puis de les transférer vers le sol à l'aide de la pile. Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées ou les piles et vont se décomposer en deux : une force verticale et une force horizontale qui aura tendance à écarter les culées. Généralement les ponts à voûtes sont en **Pierre**, mais on en trouve **en acier et en béton**.

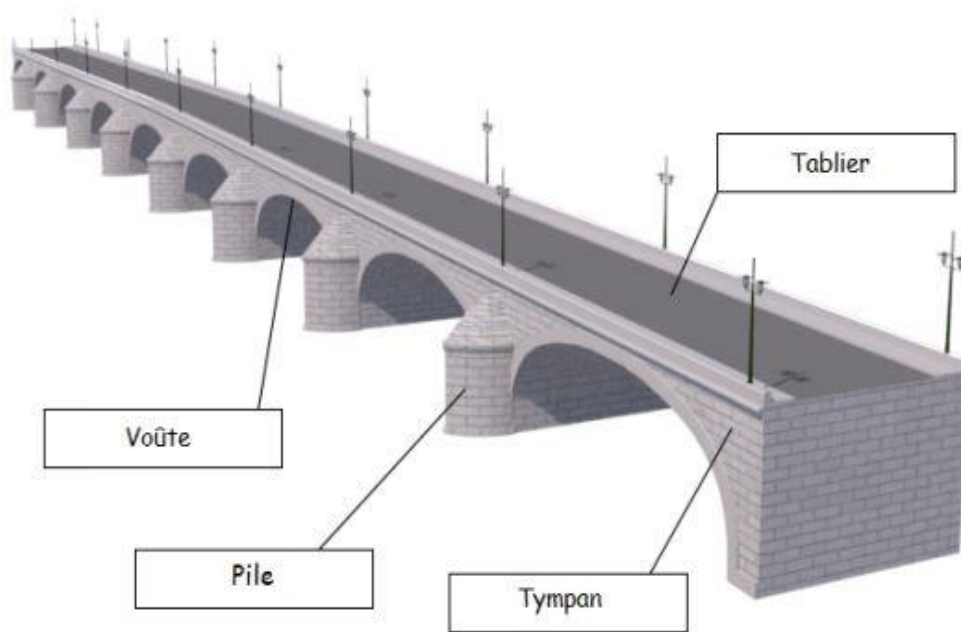


Figure 1.9 : Différentes parties d'un Pont à voute.

➤ **Les dalots :**

On définit par « petits ouvrages » les ouvrages constitués par les dalots et les buses, qui servent de passage aux écoulements des eaux de ruissellement ou d'assainissement et nous les différencions des « grands ouvrages » que sont les ponts.

Encore appelés ponceau, ce sont de petits ponts qui servent à franchir un cours d'eau ou un fossé sur une voie. Ils sont en béton armé et présentent une section rectangulaire ou carrée.

On distingue trois types :

- Les dalots ordinaires constitués de piédroits (voile) verticaux fondés sur semelle ou radier Général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé. Ce sont des ponts-cadres.
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier.



Figure 1.10 : Schéma d'un dalot cadre.

➤ **Les buses :**

Les buses sont de petits ouvrages en béton ou en métal sous chaussées qui servent à franchir un ruisseau ou à assurer l'écoulement d'un fluide. Elles sont généralement de section circulaire mais parfois en forme d'arches, beaucoup plus aplaties.



Figure 1.11: Buse en béton.

4. Classification des ponts :

Les ponts sont classés de diverses manières

4.1 suivant la longueur

Nous considérons que nous avons :

- Des petits ouvrages dont la longueur est inférieure à 8m
- Des ouvrages moyens lorsque $8\text{ m} < L < 25\text{ m}$
- Des grands ouvrages $25 < L < 40\text{ m}$
- Des ouvrages exceptionnels $L > 40\text{m}$

4.2 suivant la nature de la voie portée

- Pont-rail si le pont porte une voie ferrée
- Pont-route si le pont porte une route (PI, PS)
- Pont-canal
- Passerelles pour piétons
- Passerelles pour conduites

4.3 suivant le matériau principal dont ils sont constitués

Selon les matériaux constituant les éléments porteurs principaux :

- Ponts en bois
- Ponts en maçonnerie
- Ponts en fonte
- Ponts en fer
- Ponts en acier
- Ponts en alliage d'aluminium
- Ponts en béton armé
- Ponts en béton précontraint

4.4 suivant la durée de vie

- Ponts provisoires en métal, bois, métal + bois
- Ponts semi-définitifs métalliques (ex VMD ou Toboggan ou Autopont)
- Ponts définitifs en BA, BP, CM ou OM

5. Les structures des ponts dépendent de leurs portées (distance entre deux appuis) :

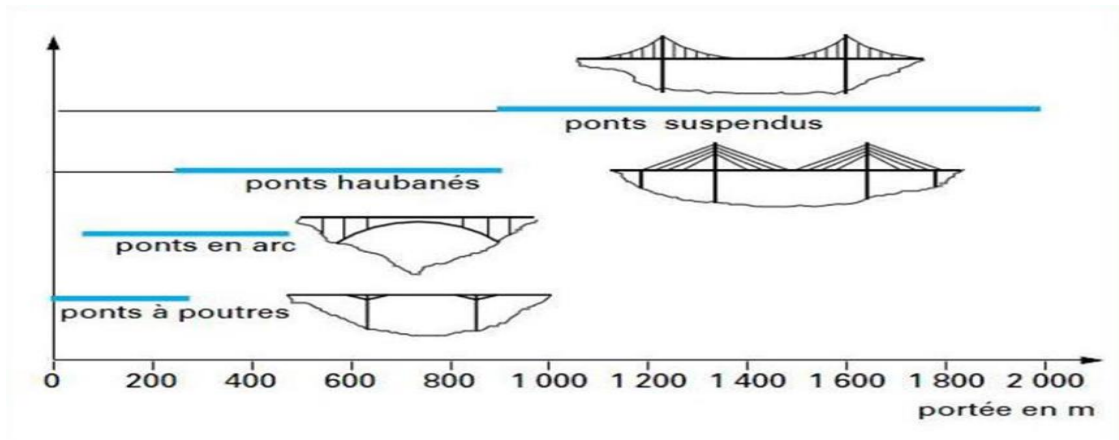


Figure 1.12 : Les grands systèmes de pont en fonction du porté.

6. Étapes et démarche de conception pont :

Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi

Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques

L'étude de détail de la solution retenue.

7. Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées comme suit :

7.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage :

➤ *L'implantation d'un ouvrage d'art :*

Est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative. Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art.

➤ *Les caractéristiques géométriques :*

Doivent être déterminées avec soin, elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer

son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

8. Recueil de données naturelles :

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

➤ Topographie :

Il convient de disposer d'un relevé 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.

➤ Hydrologie :

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

➤ Données géotechniques :

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue. Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projecteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage.

➤ Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont est des actions directes, comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celles des embruns et, de façon générale, les actions physico-chimiques du milieu environnant.

9. Données fonctionnelles :

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend

- Le tracé en plan,
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs,
- Le profil en long,
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles,
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable),
- La qualité architecturale,

Les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée (délais de construction, Coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.).

10. Choix du type d'ouvrage

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

11. La précontrainte

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton qui consiste à créer des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. L'acier est mis en traction au moyen d'un dispositif qui sera décrit plus bas : cet effort est transmis au béton qui est ainsi mis en compression.

Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction. La précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé, tout en rendant possible la pleine utilisation du béton à très haute résistance.

12. Méthodes de la précontraintes

12.1. Post tension

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.

- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

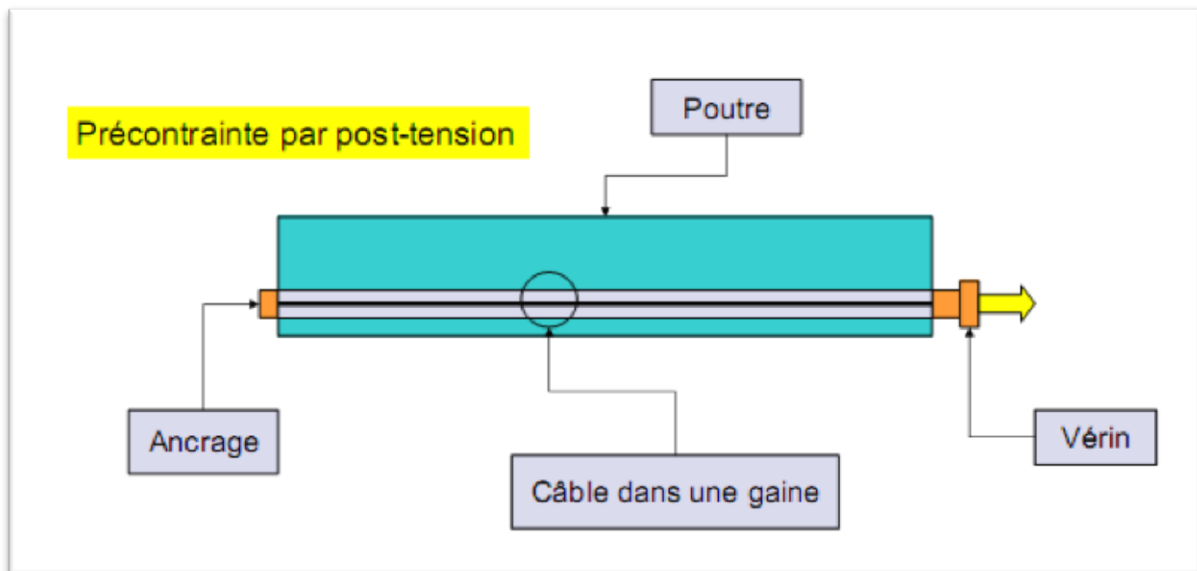


Figure 1.13 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

12.2 Pré-tension :

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.

- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

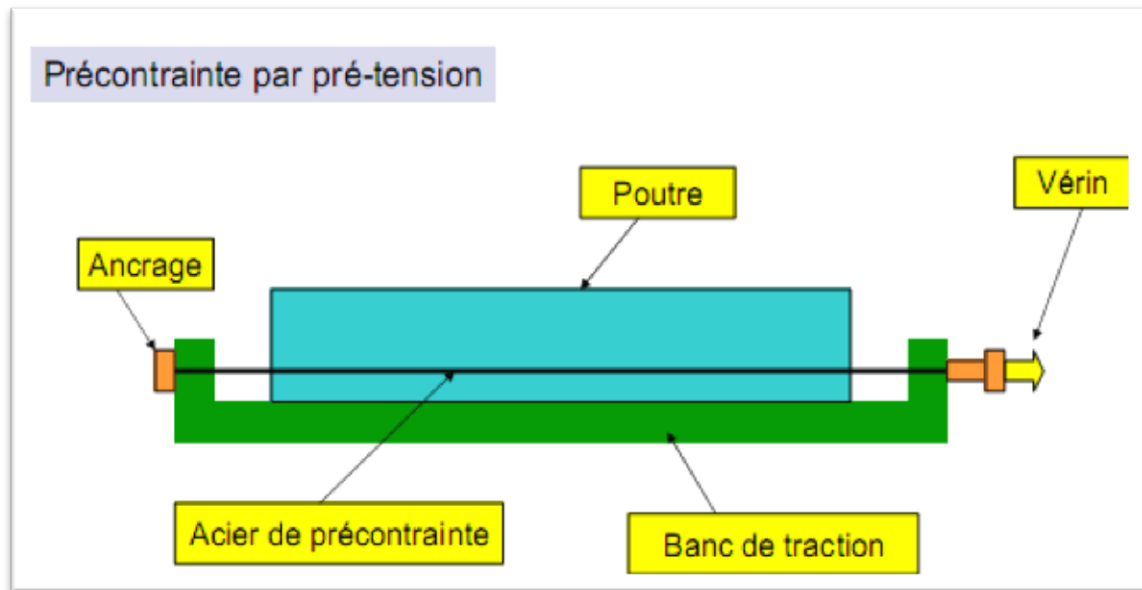


Figure 1.14: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

Conclusion :

Après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base on s'est intéressé à la construction des différents types des ponts différentes contraintes liées au pont et vu l'influence majeure de ces dernières, on a déterminé les différentes techniques et matériaux utilisés à la réalisation des ponts, ainsi la démarche de conception de ces derniers. On est arrivé à conclure que notre pont peut être réalisé sous forme de **pont à poutres en béton armé**.

Chapitre 2 :
Description du projet

Introduction :

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration. Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art 13 est un pont situé à peu près au **PK : 23+685** à **PK : 23+895** où la Pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest sur un linéaire de 48 km.

La location Via 13 est affichée dans la Figure 2-1 ci-dessous.



Figure 2. 1 : Vue en plan.

1.1. Situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage est situé dans la commune **Aït Yahia Moussa**, Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à **26 km** au **sud-ouest** de Tizi-Ouzou et à 115 km au **sud-est d'Alger**. Elle est limitée par :

- Tadmait au nord
- Tirmatine, Maatkas à l'est
- M'Kira à l'ouest
- Draâ El Mizan au sud

Le Via 13 commence à PK: 23+685 en cote de 256 m. La ligne d'environ 212 m s'achève a PK: 23+895 en cote de ~255. Le viaduc prévu sera construit sur 07 piles avec environ 30 mètres d'intervalles situées entre les deux culées.

1.2. Les caractéristiques principales de l'ouvrage :

- Ouvrage en béton précontraint en post tension.
- La structure est constituée par 07 pileségales et parallèles avec une longueur totale de 240 mètres divisée en une travée de 30 mètres
- La typologie adoptée est une typologie de tablier de poutres de béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.
- La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.80 mètres et elle est formée par 11 poutres de 1.50 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré dalles de béton armé disposées dessus les poutres.
- La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et prédelles, et le bétonnage in situ de la dalle supérieure.
- Les fondations des piles et culées du viaduc ont été conçues comme des fondations sur pieux.

2. Les données de projet :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

2.1. Données fonctionnelles

Ce sont les éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage tel que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers.

2.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 240m

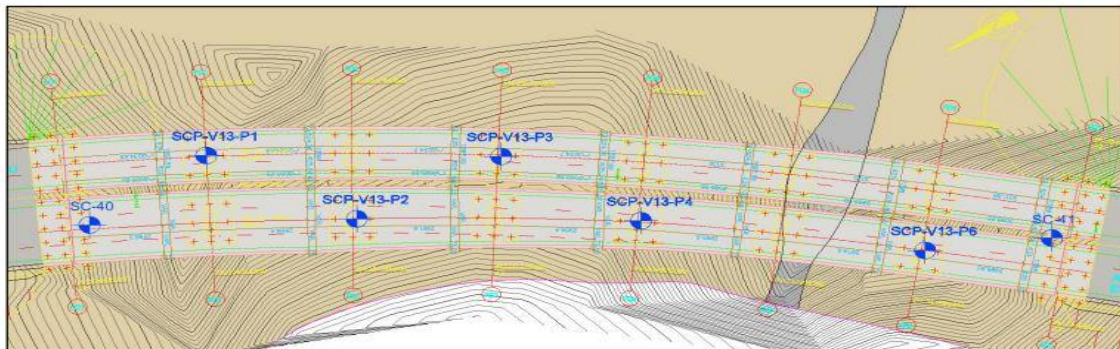


Figure 2.2 : Tracé en plan.

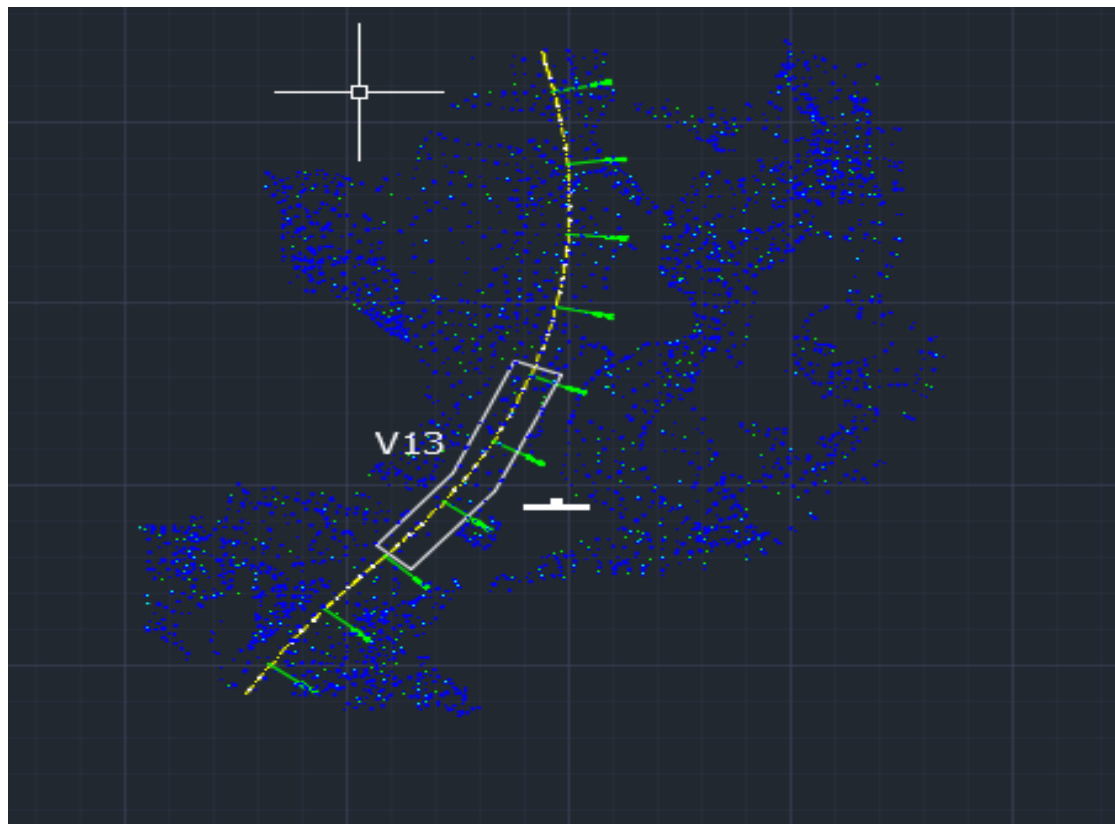


Figure 2.3 : Vue en plan d'en haut

2.1.2. Profil en long

Le profil en long est obtenu par élévation verticale dans le sens de l'axe de la route de l'ensemble des points constituant celui-ci

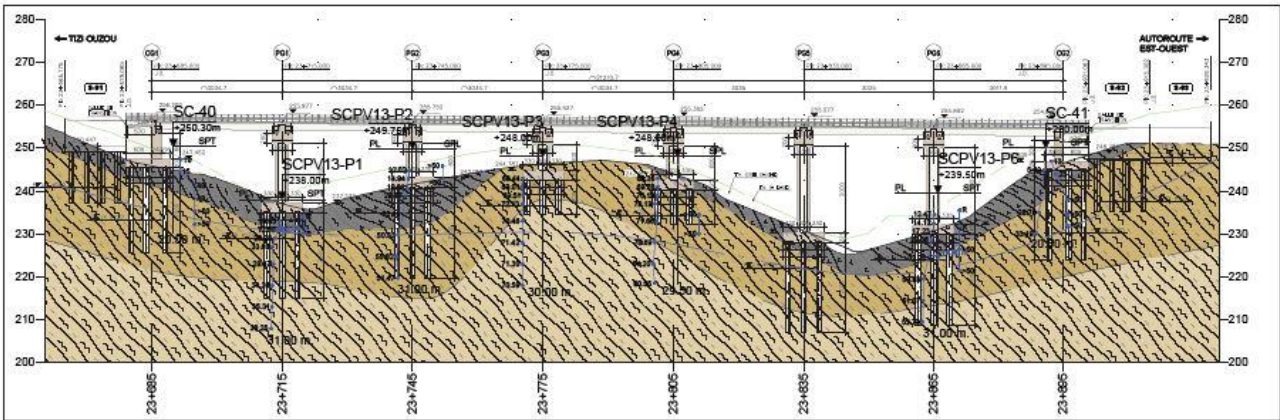


Figure 2.4 : Le profil en long.

2.1.3. Profil en travers

Le profil en travers d'un ouvrage est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage de la surface définie par l'ensemble des points représentatifs de cette surface

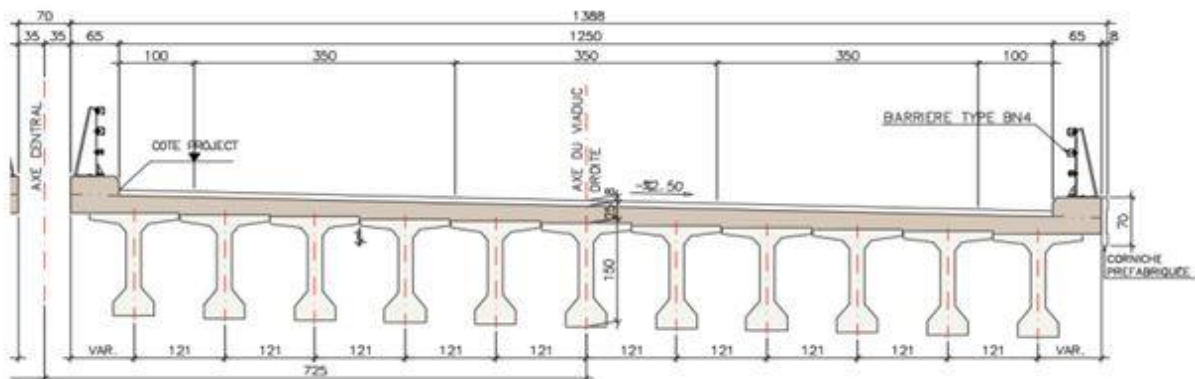


Figure 2.5 : Le profil en travers.

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

- Largeur rouable : $L_r = 12.5$ m
- Largeur utile : $L_u = 13.80$ m
- Largeur de corniche et bordure : $l = 0.65$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 3$ voies de 3.5 m
- Et une bande dérasée de 1m a chaque coté
- Dévers unique de 2.5 %.
-

3. Données naturelles :

3.1. 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.

3.2. Données climatiques

➤ Le vent :

D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ❖ 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- ❖ 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

➤ La température :

En moyenne, la wilaya de TIZI-OUZOU est connue par les données suivantes :

- ❖ 40°C la journée et 23°C la nuit en été.
- ❖ 10°C la journée et 0°C la nuit en hiver.

➤ 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).

3.3. Données hydraulique

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

3.4. Exploration géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation

7 sondages de recherche (SC-40, SCP-V13-P1, SCP-V13-P2, SCP-V13-P3, SCP-V13-P4, SCP-V13-P6 et SC-41) sont ouverts sur la zone d'examen. Les emplacements des sondages sont indiqués dans Figure

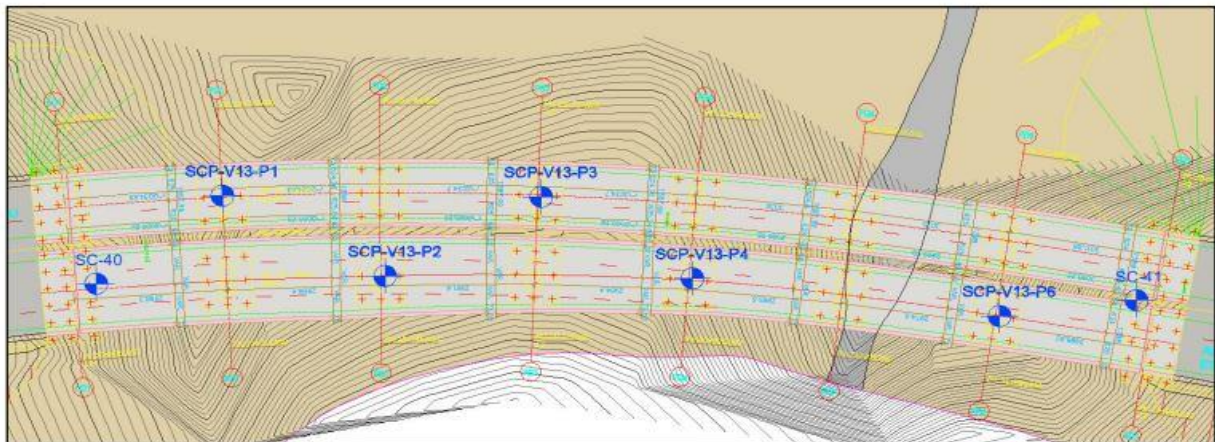


Figure 2.6 : Location du Viaduc 13.

En utilisant les données issues de la phase d'avant-projet et les données des forages effectués par la suite par l'entrepreneur; le plan-profil géologique du viaduc est établi et les dessins du "Plan et Profil Géologique du Viaduc 13" sont fournis dans les annexes. Les informations sur les forages effectués sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

No de Forage	PK	X	Y	Z	Profondeur exécuté (m)	Date d'exécution
SC-40	23+690	577 162	4 052 572	250	20.0	05.08.2014
SCP-V13-P1	23+715	577 164	4 052 542	238	31.0	22.10.2016
SCP-V13-P2	23+745	577 133	4 052 525	250	31.0	14.11.2016
SCP-V13-P3	23+775	577 130	4 052 491	248	23.3	10.10.2016
SCP-V13-P4	23+806	577 100	4 052 476	248	23.3	10.10.2016
SCP-V13-P6	23+866	577 061	4 052 431	239	31.0	03.11.2013
SC-41	23+890	577 049	4 052 407	250	20.5	23.07.2014

Tableau 2.1. Les informations sur les forages effectués.

3.5.Géologie de la zone d'étude :

Des unités méta clastiques d'âge Précambrien définies dans la géologie régionale sont affleurées sur la zone du Via 13 dont la construction est planifiée entre PK: 23+685 ile 23+895. Puis sur ces unités, du matériel de couverture actuel s'est développé ou du matériel sédimentaire s'est accumulé. Les unités rocheuses observées dans la zone du viaduc sont représentées avec des roches méta clastiques. Les unités méta clastiques représentent un

groupe de rocher a granulométrie fine moyennement métamorphosée. Ceux-ci sont principalement sont des phyllites, des schistes à séricite, des schistes a chlorite et des schistes a hématite. L'unité généralement observée sur la zone du viaduc est celle de la phyllite. La surface de schistosité de la phyllite observée en différentes nuances de la couleur marron est bien développée. Elle offre une résistance de rocher faible/très faible immédiatement en dessous de la zone d'effritement dans les parties proches a la surface. Même si les autres unité méta clastiques sont observées au niveau de la couche, elles n'ont pas une taille cartographiable. La zone d'effritement est développée en taille importante sur cette unité de rocher. L'effritement atteint une hauteur de 12 m sur la phyllite et montre un passage a la formation de terre actuelle. Même si cette situation soit observée, elle n'est pas d'ampleur a être indiquée ni sur les sections ni sur les cartes. Par conséquent, toutes ces unités sont définies comme une zone d'effritement. Une autre unité de sédiment actuel observée sur le site du viaduc et l'alluvion. L'alluvion est constituée du matériel en taille de sable et de gravier formé des roches métamorphiques entassés dans la vallée dont le viaduc sera construit. La distribution territoriale de ces unités est cartographiée en détail avec des études de terrain et leur épaisseur verticale est déterminée selon les données de sondage. Pour cette fin, les sondages SC-40, SCP-V13-P1, SCP-V13-P2, SCP-V13-P3, SCP-V13-P4, SCP-V13-P6 et SC-41 sont réalisés respectivement entre 23+685 et 23+895 sur la zone du viaduc. Selon ces données de sondage, une unité d'effritement + de terre d'une épaisseur variant entre 8-12 m existe sur le site du viaduc entre PK 23+685 - 23+895. Cette unité présente les caractéristiques d'une unité d'argile sablonneux et gravelé, généralement très solide/rigide, a plasticité faible/moyenne, de couleur gris verdâtre, gris rougeâtre (ex. Photo 3-1). Puis une unité de sable fin limoneux de l'alluvion d'une épaisseur maximale de 3 m en surface est observée entre PK 23+835 et 23+855. Des rochers méta clastiques, généralement des phyllites très/moyennement décomposées, a résistance très faible, de couleur gris/gris verdâtre, d'une épaisseur de plus de 20 m sont observées sous ces unités



Figure 2.7 : Unité d'argile sablonneux et gravelé, généralement très solide/rigide, a plasticité faible/moyenne observée dans le sondage SCP-V13-P1



Figure 2.8 : Rochers méta clastiques, généralement des phyllites très/moyennement décomposées, à résistance très faible observés dans le sondage SCP-V13-P1.



Figure 2.9 : Rochers méta clastiques, généralement des phyllites très/moyennement décomposées, a résistance très faible observés dans le sondage SCP-V13-P6.

4. Données sismiques

4.1. Caractéristiques relatives à l'étude sismique

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone II a : moyenne
- Zone II b : élevée
- Zone III : très élevée

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Tizi Ouzou, correspondant à la zone **IIa** (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

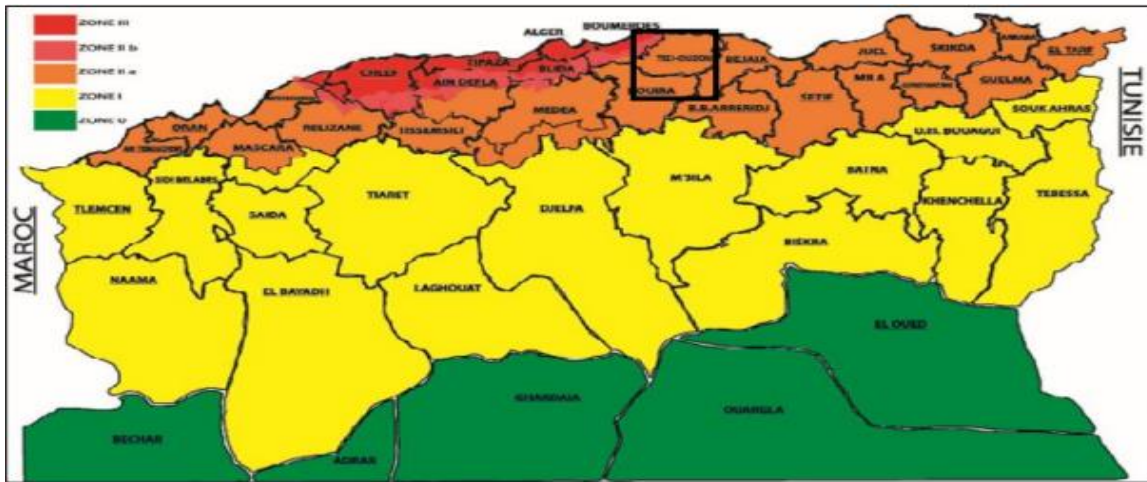


Figure 2.10 : Zonage sismique de l’Algérie.

4.2. Action accidentelles :

La réponse dynamique de la structure sous l’action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des zones sismiques de L’Algérie incluse dans ces réglementations, les ouvrages d’art concernant à ce rapport sont situés dans la zone de la Wilaya de Tizi Ouzou.

4.3. Catégorie de l’ouvrage :

Les catégories d’importance considérées pour les ponts neufs sont les suivantes :

Groupe d’usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d’importance moyenne

Tableau 2.2 : Classification des ponts (RPOA 2008).

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d’accélération défini en fonction de la zone sismique et de l’importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 2.3 : Coefficients d’accélération selon la zone

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

4.4 Caractéristiques du sol

L’influence des caractéristiques locales du terrain sur la valeur de l’action sismique sera prise en compte en caractérisant le terrain selon les quatre catégories de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (Règles RPOA-08 par 3.1.3.1) Les quatre catégories de classification des sites sont indiquées dans la description et le tableau suivants :

Cat	Description		qc (Mpa)	N	pl (Mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux		-	-	> 5	> 100	> 10	> 800
S2	Ferme	Sable / gravier	> 15	> 50	> 2	> 20	-	>= 400
		Argile	> 5	-	> 2	> 25	> 0.4	< 800
S3	Meuble	Sable / gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	-	>= 200
		Argile	1.5-5	-	0.5-2	5-5	0.1-0.4	< 400
S4	Très meuble	Sable / gravier	< 5	< 10	< 1	< 5	-	>= 100
		Argile	< 1.5	-	< 0.5	<	< 0.1	< 200

Tableau 2.4 : Catégories de classification des sites.

- Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale seront calculés selon les formules suivantes :

$$Sah (T, \square)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS T & T_1 < T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s²

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : Coefficient de site

A : Est donnée dans le tableau 2.2.

η : Facteur de correction de l’amortissement η = (7 / (2 + ε))^{1/2} = 1.00

ε : Taux d’amortissement, ε = 5.00 % (structure en béton armé)

T1, T2 périodes caractéristiques associées au site

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

Tableau 2.5 : Période caractéristiques associées à la catégorie du site.

$$T = 2p (m / K)^{1/2}$$

K : la rigidité système

m : la masse de tablier

Puisqu'on utilise des appareils d'appui hystérétiques en acier, les valeurs d'amortissement à considérer sont $\xi = 5.00 \%$ pour tous les périodes de vibration.

Type de sol : S2

$T_{1,0} = 0.15$ s (Période caractéristique)

$T_{2,0} = 0.40$ s (Période caractéristique)

S = 1.10 (Facteur du sol)

◆ Les spectres de réponse élastiques de la composante verticale seront calculés selon les formules suivantes :

$$S_{av}(T, \square)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3S \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : Est donnée dans le tableau 2.2.

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité: $\alpha = 0.70$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1.0 pour la zone sismique III.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

Tableau 2.6 : période caractéristiques associées à la catégorie du site.

Type de sol : S2

$T_{1,v} = 0.15$ s (Période caractéristique)

$T_{2,v} = 0.40$ s (Période caractéristique)

L'effet sismique a été évalué par une analyse monomodale

Remarque :

Pour l'évaluation des efforts sismique on utilise toujours le logiciel ROBOT à cause de ça précision malgré ça complexité.

5. Choix du type d'ouvrage :

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, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

5.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

5.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

5.3. Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- Variante 2 : Pont mixte a poutres métalliques
- Variante 3 : Pont en béton armée
- Variante 4 : pont voussoir

5.3.1 Pont à poutre en béton précontraint

Un pont en béton précontraint est un pont dont la structure porteuse (arc ou poutre), est en béton précontraint. Un pont dont le tablier est en béton précontraint (la poutre).

Dans le précontraint on utilise deux techniques (pré-tension et post tension) avec les vérines :

➤ La pré-tension $L < 30m$

Dans la précontrainte par pré-tension (le plus souvent utilisée en bâtiment), les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence. Cette technique ne permet pas d'atteindre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en post-tension.

➤ La post tension $L \geq 30m$

La post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe, est généralement réservée aux grands ouvrages (ponts) puisqu'elle nécessite la mise en œuvre d'encombrantes « pièces d'about » (dispositifs mis en place de part et d'autre de l'ouvrage et permettant la mise en tension des câbles).

Remarque :

Les deux techniques précédentes utilisent des torons ou des fils d'acier à haute limite élastique comme des câbles de précontrainte. Il est possible, lorsque l'on peut disposer de culées suffisamment résistantes, d'effectuer directement la mise en compression d'une structure en béton au moyen de vérins prenant appui sur ces culées. Ce procédé, par la nécessité des culées qu'il impose, n'a que des applications limitées.

5.3.2 Pont mixte

Un pont mixte **acier/béton** comporte des éléments structurels en acier (Tablier) et en béton armé (Piles et Culées).

5.3.3 pont en béton armé

Un pont en béton armé est un pont dont un des éléments de la structure porteuse (tablier, arc ou poutre) est en béton armé.

5.3.4. Pont vousoir :

Ces ponts sont construits à partir des piles en confectionnant des vousoirs qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles; ces vousoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant jusqu'à 300 m.

5.4. Types des ponts selon la portée :



Figure2.11 : classification des ponts selon la portée.

5.5. Analyse multicritère :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en cinq points importants dans le tableau suivant (Tableau).

	Pont a poutre en béton précontraint	Ponts en béton armé	Ponts mixte	Pont voussoir
Economie	+	+	-	-
Entretien	+	-	-	+
Esthétique	+	-	+	+
Exécution	+	+	+	-

Tableau 2.7 : Analyse multicritères

Avec :

+ : Favorable

-: Peu favorable

Conclusion

Après analyse multicritères, on opte pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutre en béton précontraint en **post-tension**.

Chapitre 3:
Caractéristiques des
matériaux

Introduction :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements **BAEL 91** rév. 99 et **BPEL 91** dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques du béton, Aciers actifs et passif de construction en relation direct avec le calcul.

1. Caractéristiques mécaniques :

1.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 à 40 et a la traction de 2 à 4 MPa). Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre) Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³, qui nous garantiront une résistance de 35 Mpa au minimum.

A. béton précontraint :

- 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 a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 \times 0.83j} \times f_{cj} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à noter (f_{tj}) est conventionnellement définie par la relation suivante :

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

Pour $j = 28$ jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa pour les poutres.}$$

• **Contraintes admissibles à la compression :**

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

➤ **État limite ultime (E.L.U) :**

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

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$: Situation accidentelle.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable (t) d’application de la combinaison d’action, il prend les valeurs suivantes :

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

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Situations durables $\rightarrow f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$)

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Situations accidentelles $\rightarrow f_{bu} = 25.86 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$)

➤ **État limite de service (E.L.S) :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée par l’expression suivante :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

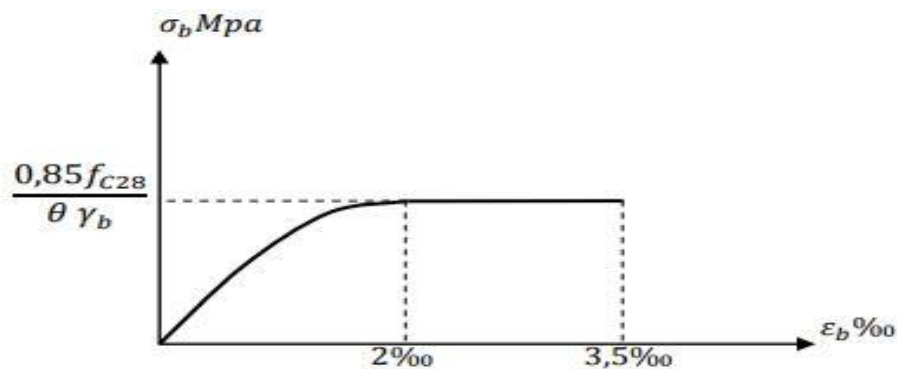


Figure 3.1 : Diagramme Contrainte –Déformation.

- **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton (E_{ij}) défini par les B.P.E.L comme suit :

➤ Module de déformation instantanée du béton :

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{35} = 35981.72 \text{ Mpa.}$$

➤ Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102.94 \text{ Mpa.}$$

- **Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

ν : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale)
Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson (ν), prend les valeurs suivantes:

$\nu = 0.20$ Pour un béton non fissuré (E.L.S).

$\nu = 0.00$ Pour un béton fissuré (E.L.U).

B. béton armée :

- **Résistance à la compression :**

$$f_{cj} = \begin{cases} 25 \text{ Mpa si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} \times f_{cj} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction :**

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

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

Pour $j = 28$ jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa , pour les appuis et la dalle}$$

- **Contraintes admissibles de compression du béton :**

On la détermine par la même équation utilisée dans le béton précontraint pour les états limites (ELU et ELS), seulement la différence s'existe dans la contrainte caractéristique à la compression f_{cj} .

- **État limite ultime (E.L.U) :**

-

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

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$: Situation accidentelle.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable (t) d'application de la combinaison d'action, il prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \\ \theta = 0.9 \\ \theta = 0.85 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} t > 24h \\ 1h < t < 24h \\ t < 1h \end{array} \right.$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Situations durables $\rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Situations accidentelles $\rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- **État limite de service (E.L.S) :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée par l'expression suivante :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale (e) :**

Toujours, on utilise les mêmes formules exploitées dans le béton précontraint :

- Module de déformation instantanée du béton :

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson dans le cas de béton armé diminuée put prendre les valeurs suivantes :

$$v = 0.15 \text{ Pour un béton non fissuré (E.L.S).}$$

$$v = 0.00 \text{ Pour un béton fissuré (E.L.U).}$$

1.2. L'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 limite la fissuration.

A. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.



Figure 3.2 : Acier actif ou toron.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg} \text{ ou } 0,9f_{peg}) = 1416.Mpa \quad \text{Selon les règles de BPEL.}$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1770 Mpa
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1583 Mpa
- $\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1770 = 1416 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1583 = 1424.7 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$
Ses limites sont garanties par ALGA.
- Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation)
 - Nombre de torons par câble : 15
 - Section nominale de l'acier : $A_p = 140mm^2$

✓ **Limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte, qui après retour à une contrainte nulle laisse un allongement résiduel de (0.1%). La limite élastique conventionnelle des aciers représente (80 à 90%) de la résistance garantie.

✓ **Module de Young :**

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale (E_p) a pris égal à :

200000 Mpa : Pour les fils et les barres.

195000 Mpa : Pour les torons.

▪ **Diagramme contrainte-déformation :**

$$\text{si } \varepsilon_p < \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\text{si } \varepsilon_p > \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = f_{peg}$$

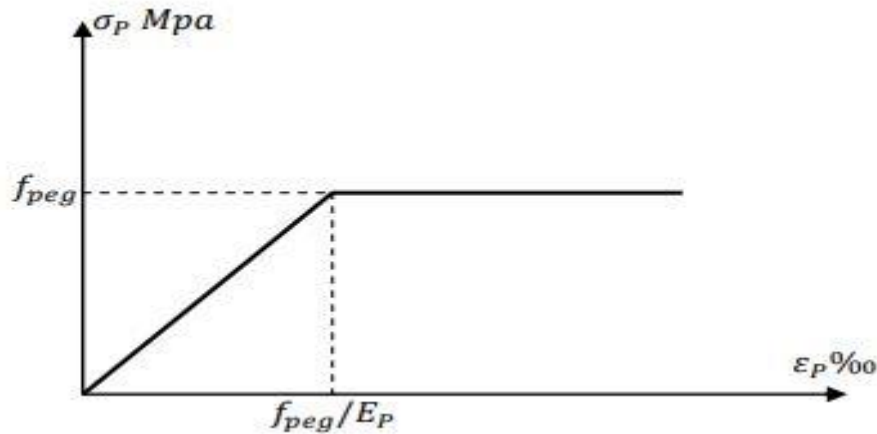


Figure 3.3 diagramme contrainte –déformation de barres

Comme il existe d'autres caractéristiques telles que; la résistance à la fatigue, la corrosion sous-tension...etc.

B. acier passifs :

Les armatures passifs par oppositions aux armatures actifs de précontrainte (qui sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure à l'inverse des armatures passifs qui ne sont tendues sous des sollicitations extérieures) sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes (FeE40) (fe500), la limite élastique de ces aciers est respectivement (400 et 500 MPa).

- Nous utiliserons un acier (feE400).
- Module d'élasticité longitudinale est ($E_s = 200000$ MPa)

✓ **Contrainte limite de traction :**

a) E.L.U :

$$\sigma_s \text{ [2]} = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ cas durable.} \end{cases}$$

b) E.L.S :

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \text{ [2]} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \left(\eta \cdot f_{tj} \right)^{1/2} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \text{ [MPa]} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \left(\eta \cdot f_{tj} \right)^{1/2} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{treillis soudé et ronds lisses} \\ 1.6 & \text{acier a haute adhérence} \end{cases}$$

Conclusion :

Les caractéristiques des principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 3.5$ MPa), les aciers passifs ($f_e E400$) et les aciers actifs (des câbles 7T15).

Chapitre 4 :
Caractéristiques du tablier

Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédent (chapitre 3) les caractéristiques des matériaux utilisés, pour évaluer la capacité de nos éléments constituant notre ouvrage. Nous allons estimer dans ce chapitre les caractéristiques géométriques des poutres seules et avec hourdis, pour les différentes sections.

1. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale du pont $L=240$ m composé de 08 travées indépendantes de 30 m de longueur
- La portée des poutres $L=30$ m
- La largeur de tablier $L=13.80$ m
- La largeur roulable $L_R=12.50$ m
- La largeur chargeable $L_c=10.50$ m
- Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations : $n= L_R/3= 3$ voies
- La largeur d'une voies $v= L_c/n=3,5$ et une bande dérasée de 1m a chaque coté

Donc c'est un **pont de 1 ère classe**, $L_R \geq 7$ m .

2. Pré dimensionnement du tablier :

Les éléments constituant le tablier sont :

- Les poutres.
- La dalle.
- La superstructure.

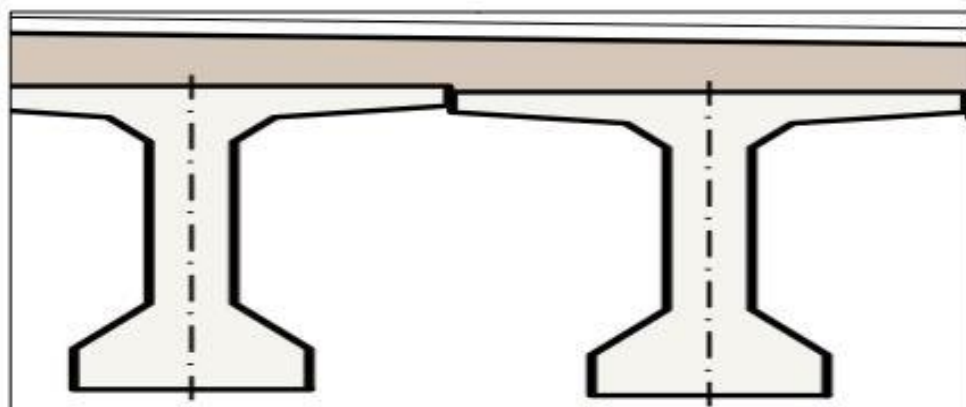


Figure 4.1 : Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par post-tension.

2.1. Dimensionnement de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième, ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé et en béton précontraint servant de supporter un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

2.1.1. Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, on risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. Le dimensionnement des poutres précontraintes est déterminé selon les recommandations de **SETRA**, la hauteur des poutres **PRAD** est déterminée à partir de l'élanement par la formule :

$$\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$$

Avec :

H_t : La hauteur totale du tablier

Donc : $H_t = 30 \div 18 = 1.66$ m Selon **G.DREUX**, et pour les ponts à poutres ($L \geq 20$ m).

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H_t = 1.66 \leq \frac{L}{20} + 0.50$$

$$1.30 \leq H_t = 1.66 \leq 2.00$$

On prendre : $H_t = 1.50$ m

2.1.2. Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle sorte qu'elle respecte les conditions suivantes :

- La résistance à l'effort tranchant
- Facilite le bétonnage et éventuellement la vibration
- Enrobage convenable pour les armatures de précontrainte
- Limitation de la contrainte de cisaillement a une contrainte admissible.
- Elle est d'autant plus importante à l'appui ou l'effort tranchante est maximal :

D'après G.DREUX:

- La valeur moyenne courant : $b_0 = 20$ cm.

$$b_0 = 9cm + \frac{h_t (cm)}{40}$$

- La valeur minimale au milieu :

$$b_0 = 12.75 \text{ cm}$$

Donc :

$$12.75 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}, \text{ On adopte } b_0 = 20 \text{ cm}$$

2.1.3. Largeur de talon (Lt) :

La largeur de talon est donnée comme suit :

$$0.50 \text{ m} \leq L_t \leq 0.80 \text{ m}$$

On prend largeur de talon : $L_t = 55 \text{ cm}$

2.1.4. Epaisseur du talon :

On prend $E_t = 20 \text{ cm}$.

2.1.5. Le nombre de poutre :

$$N = \frac{L_a}{d} + 1$$

D'où $N = 11$ poutres.

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémités : $L_a = 12.1 \text{ m}$

d : Entraxe entre deux poutres : $d = 1.21 \text{ m}$

3. Dimensionnement de La dalle (l'hourdis):

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (prédalle), Ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton armé. Pour notre cas il n'y a pas de prédalle parce que le pont est un type PRAD (poutres pré fabrique par adhérents)

a. Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à la longueur des poutres.

Donc : $L_d = 30 \text{ m}$

b. Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la largeur roulable est de 12.5m et pour les bordures et corniches elle est de $2 \times 0.65 \text{ m}$ Donc $L_d = 13.8 \text{ m}$

c. Épaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répandre mieux les efforts des flexions transversales. Donc : $E_d = 0,25m$

4. Les équipements de pont (superstructure):

a. Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile. Sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25 m. Cette largeur loge la glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour les trottoirs autoroutiers :

On fixe : $l_t = 0.65$ met $e_t = 0.20$ m

b. Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique ; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage ; outre son rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse ; En Algérie on utilise souvent les corniches en béton arme préfabriqué. Dans notre projet on prendra une corniche de 08 cm de largeur et 70 cm de hauteur.

c. La chape d'étanchéité :

La chape joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfaçage du tablier. Dans notre cas, on prend en épaisseur de 2cm.

d. Assainissement :

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

e. Joints de chaussée :

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

f. Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenus pour protégées les piétons ; et aussi au point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines : Ils sont classés en trois catégories :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultant de la formule suivante : $0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05$ m

Avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet H = 14 m Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.02 m

On prend la hauteur de garde-corps 1 m

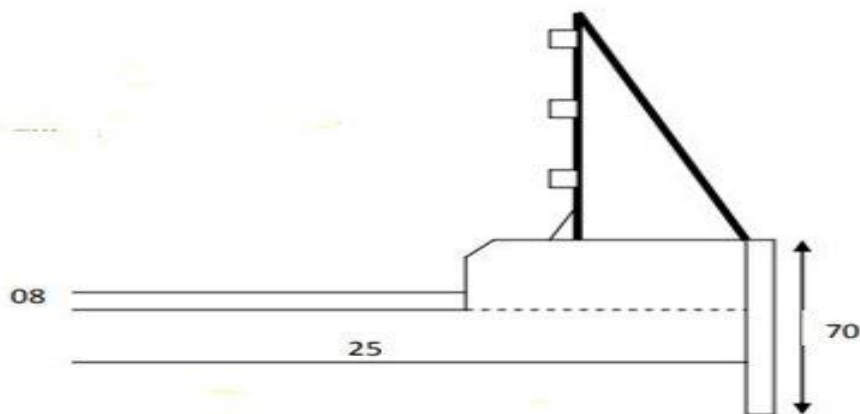


Figure 4.2 : Les équipements de pont (superstructure).

5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

5.1. Poutre en béton précontraint section d'about :

- Poutre seule :

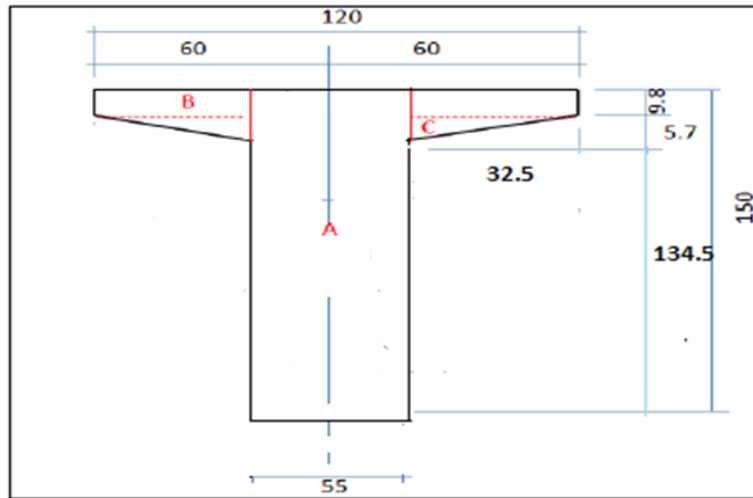


Figure 4.3 : Section la poutre seule

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S /Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
A	55	150	8250	75	618750	15468750	61875000
Bx2	32.5	9.8	637	145.1	92428.7	5098.123	20640773,07
Cx2	32.5	5.7	185.25	138.3	25620.075	167.188	3543423.56
B brute			9072.25				
B nette			8618.637				
S/Δ brute					736798.775		
S/Δ nette					699958.84		
I/Δ brute							86059196
I/Δ nette							81756237

Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.

I : Moment d'inertie finale

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 80.21 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 80.21 = 69.79 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 26309663.9 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{(V \times V' \times B_N)} = 0.5180, \quad \rho = 51.80\% \text{ Donc correspond à une section légère}$$

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	Centre de gravité (cm ⁴)	Rendement géométrique (ρ)%
80.21	69.79	26309663.9	51.80

- Poutre avec hourdis :

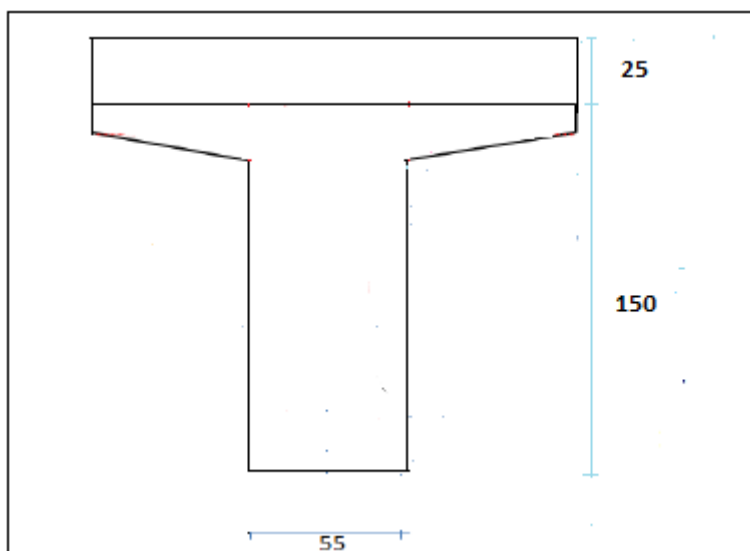


Figure 4.4 : Poutre avec hourdis

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Poutre			9072.25		736798.775		86059196
Dalle	121	25	3025	162.5	491562.5	157552.1	80036458,33
B brute			12097.25				
B nette			11492.388				
S/Δ brute					1228361.28		
S/Δ nette					1166943.2		
I/Δ brute							166095654.33
I/Δ nette							157790872

Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 101.54 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 101.54 = 73.46 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{1}{\Delta} - B \times V'^2 = 39300081.149 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_N} = 0.45$$

ρ = 45 %. Donc correspond à une section légère

Fibre supérieure V (cm)	Fibre intérieure V' (cm)	Centre de gravité (cm ⁴)	Rendement géométrique (ρ)%
73.46	101.54	39300081.149	0,45

5.2. Poutre en béton précontraint section intermédiaire :

- Poutre seule :

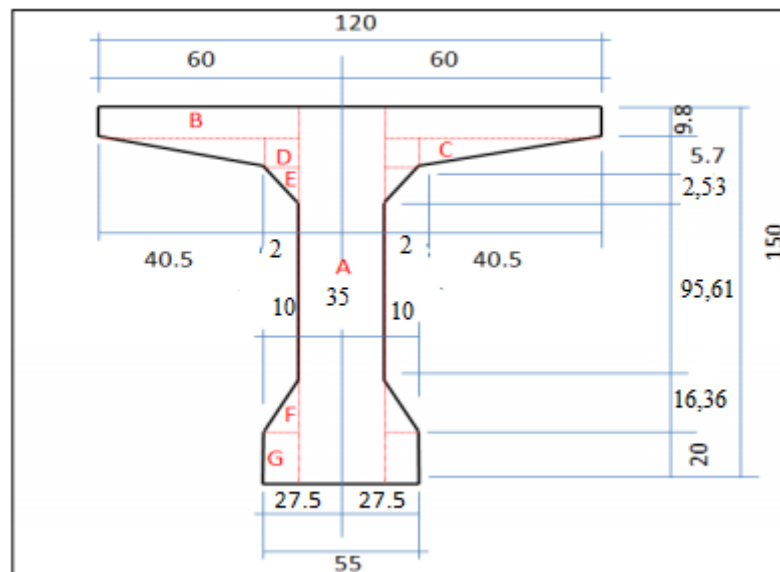


Figure 4.5 : Section la poutre seule

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S /Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
A	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
Bx2	42,5	9.8	833	145.1	120868, 3	3333, 39	17638151,7
Cx2	40,5	5.7	230 .85	138.3	31926,555	208, 3421	4415650,9
Dx2	2	5.7	11,4	137.35	1565,79	30,86	208874,557
Ex2	2	2,53	5,06	133.65	1523,686	0,90	90384,2518
Fx2	10	16, 36	163,6	25,45	4164,165	1216 ,319	107180,448
Gx2	10	20	400	10	4000	6666,66	46666,66
B brute			6893,91				
B nette			6549,21				
S/Δ brute					557798,50		
S/Δ nette					529908.58		
I/Δ brute							61881908,6
I/Δ nette							58787813

Tableau 4.3 : caractéristiques géométriques de la poutre seule.

I : Moment d'inertie finale

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 80.91 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 80.91 = 71,08 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 16751423 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{(V \times V' \times B_N)} = 0.4225$$

$\rho = 42.25\%$ Donc correspond à une section légère

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure (cm)	Centre de gravité V (cm ⁴)	Rendement géométrique (ρ)%
80.91	71,08	16751423	42.25

- Poutre avec hourdis :

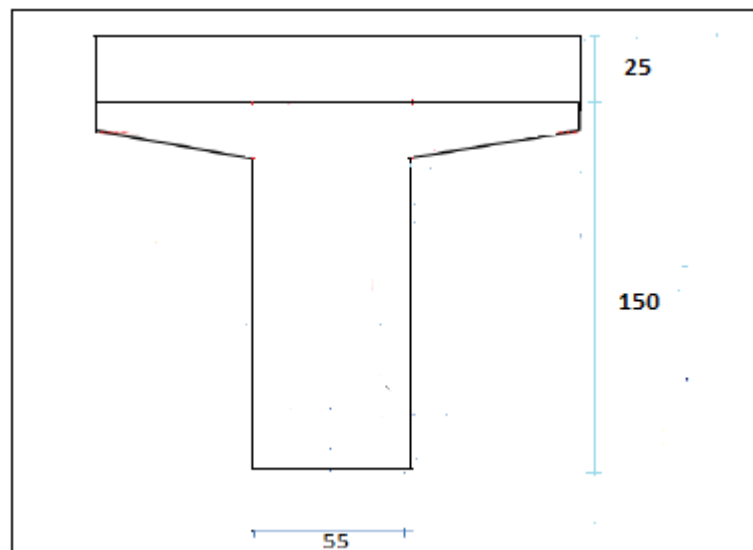


Figure 4.6 : Poutre avec hourdis

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Poutre			6893,91		557798,50		61881908,6
Dalle	121	25	3025	162.5	491562.5	157552.1	80036458,33
B brute			9918,91				
B nette			9422,96				
S/Δ brute					1049930,5		
S/Δ nette					997462,48		
I/Δ brute							141918367
I/Δ nette							134822449

Tableau 4.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 105,85 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 105,85 = 69,15 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{1}{\Delta} - B \times V'^2 = 30784692 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_N} = 0,4240$$

$\rho = 42,40 \%$. Donc correspond à une section légère

Fibre supérieure V' (cm)	Fibre intérieure V (cm)	Centre de gravité (cm ⁴)	Rendement géométrique (ρ)%
105,85	69,15	30784692	42,40

5.3. Poutre en béton précontraint section médiane

- Poutre seule :

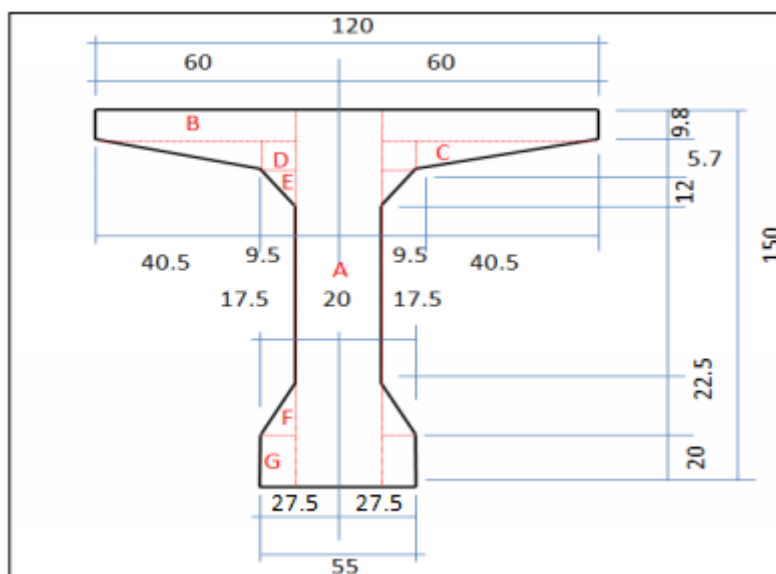


Figure 4.7 Section la poutre seule.

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S /Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
A	20	150	3000	75	225000	5625000	22500000
Bx2	50	9.8	980	145.1	142198	7843.27	20640773,07
Cx2	40.5	5.7	230.85	138.3	31926.56	416.68	4415859,237
Dx2	9.5	5.7	108.3	137.3	14875.01	293.22	2043375,157
Ex2	9.5	12	114	130.5	14877	912	1942360,5
Fx2	17.5	22.5	393.75	27.5	10828.13	11074.22	308847,6575
Gx2	17.5	20	700	10	7000	23333.33	93333,33
B brute			5526.9				
B nette			5250.55				
S/Δ brute					446704.7		
S/Δ nette					424324.5		
I/Δ brute							51944548,95
I/Δ nette							49347321,55

Tableau 4.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule

B : La section

Z : Distance entre le centre de gravité de la section i (A....G), et l'axe Z

S/Δ : Moment statique de la section i para port à l'axe Z

I₀ : Moment d'inertie propre de la section i :

➤ Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$

➤ Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$

I : Moment d'inertie finale

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 80.81 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 80.81 = 69.19 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 15844037.7 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{(V \times V' \times B_N)} = 0.5127$$

ρ = 51.27% Donc correspond à une section légère.

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	I/Centre de gravité (cm⁴)	Rendement géométrique (ρ) %
80.81	69.19	15844037.7	51.27

- Poutre avec hourdis :

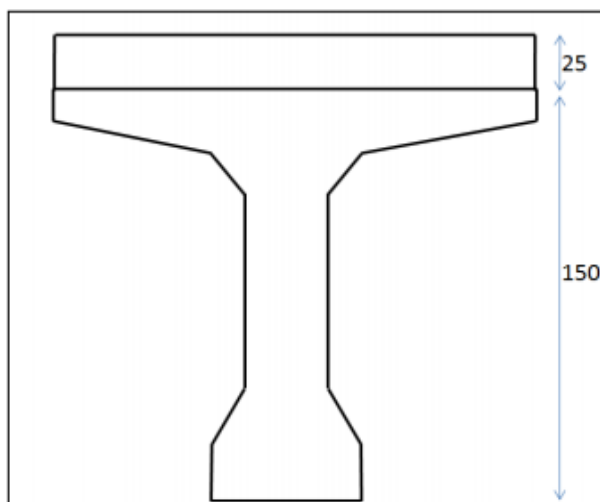


Figure 4.8 : Poutre avec hourdis.

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Poutre			5526.9		446704.7		51944549
Dalle	120	25	3025	162.5	491562.5	157552.1	80036458,33
B brute			8551.9				
B nette			8124.305				
S/Δ brute					938267.2		
S/Δ nette					891353.8		
I/Δ brute							131981007,3
I/Δ nette							125381956,9

Tableau 4.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis.

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 109.72 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 109.72 = 65.28 \text{ cm}$$

$$I_G = \frac{I}{\Delta} - B \times V'^2 = 29039519.4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{V \times V' \times B_N} = 0.4740$$

$\rho = 47.40 \%$. Donc correspond à une section légère

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	I/Centre de gravité (cm^4)	Rendement géométrique(ρ) %
109.72	65.28	2939519.4	47.40

Chapitre 5 :
Calcul des charges et
surcharges

Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédant la présentation de pré dimensionnement du tablier, dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il à une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables

1. Calcul des charges :

On peut diviser la charge total de l'ouvrage sur deux secteur principales vis-à-vis à leur rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP)
- Complément des charges permanente (CCP)

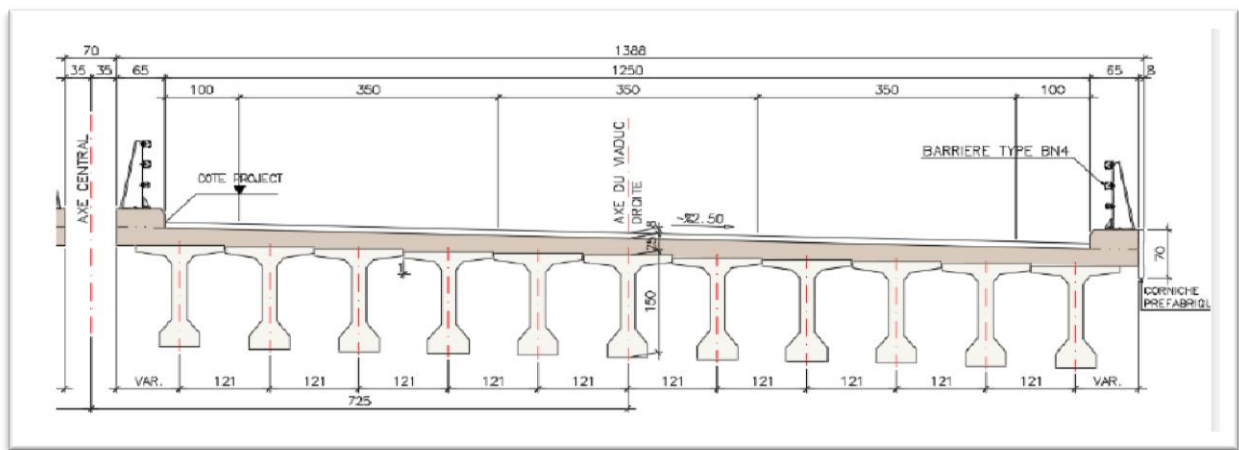


Figure 5. 1: Complément des charges permanentes.

1.1. Calcul des charges permanentes (CP):

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage :

1.1.1. Les poutres :

Le poids des poutres est donné comme suit :

$$P_p = 2.5 \times 0.555 \times 11 = 15.263 \text{ t/ml}$$

1.1.2. La dalle :

Le poids de la dalle est comme suit :

$$P_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 13.80 = 8.625 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } CP = P_p + P_{dalle} = 15.263 + 8.625 = 23.88 \text{ t/ml}$$

$$CP = 23.88 \text{ t/ml}$$

1.2.Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

1.2.1. Pavage routier :

Le poids du pavage routier est comme suit :

$$P_r = 0.08 \times 2.2 \times 12.5 = 2.2 \text{ t/ml}$$

$$P_r = 2.2 \text{ t/ml}$$

1.2.2. Bordures et Corniche :

Soit : S_b : la section de la corniche, S_c : la section de la corniche, S_T : section de la bordure et corniche : $S_b = 0.65 \times 0.20 = 0.13 \text{ m}^2$

$$S_c = 0.08 \times 0.7 = 0.056 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_b + S_c = 0.186 \text{ m}^2$$

Le poids total revenant à la bordure et la corniche est :

$$P_T = 0.186 \times 2.5 \times 2 = 0.93 \text{ t/ml}$$

$$P_T = 0.93 \text{ t/ml}$$

1.2.3. Garde-corps :

On prend : $P_{GC} = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ t/ml}$

On aura :

CCP = poids pavage routier + poids de bordures et corniche + Garde-corps

$$CCP = 2.2 + 0.93 + 0.4 = 3.53 \text{ t/ml} ; CCP = 3.53 \text{ t/ml}$$

1.3.Poids total propre du tablier :

Le poids total du tablier est donné comme suit :

$$\frac{G}{ml} = CP + CCP = 23.88 + 3.53 = 27.41 \text{ t/ml}$$

$$G = \frac{G}{ml} \times L = 27.41 \times 30 = 822.3 \text{ t}$$

$$G = 822.3 \text{ t}$$

2. Calculs des surcharges :

2.1.Classe de pont :

On distingue trois classe de, on fonction de leur largeur rouable qui sont les suivants :

- Pont de la 1ère classe : $LR \geq 7\text{m}$ ou exceptions.
- Pont de la 2ème classe : $5,5\text{m} < LR < 7\text{m}$.

- Pont de la 3ème classe : $LR \leq 5,5m$.

2.2.Nombre des voies :

✚ La largeur rouable (L_r) :

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

✚ La largeur chargeable (L_c) :

La largeur chargeable L_c se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 1.00m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu’il existe.

Dans notre cas, il n’existe pas des dispositifs de sécurité. Donc ($L_c = 10.5m$ et $L_r = 12.5m$)

$$N = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = E \left(\frac{10.5}{3} \right) = E(3)$$

Donc $N = 3$ voies

2.3.Largeur de voie :

La largeur de la voie est donné comme suit : $L_v = \left(\frac{L_c}{m} \right) = \frac{10.5}{3} = 3.50 \text{ m}$

2.4.Evaluation des surcharges :

Les surcharges à utiliser 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.
- La surcharge dus au vent et au séisme.

2.4.1. Système A (L) :

L’évaluation de la charge A (L) est donnée comme suit :

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{(L + 12)} \right) (kg/m^2)$$

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{(30 + 12)} \right) = 1087.14 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 1.087 \text{ t/m}^2$$

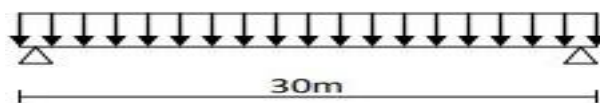


Figure 5.2. : Système A (L)

a1: est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients a ₁					Largeur conventionnelle V ₀ (m)
		1	2	3	4	5	
Classe du pont	Première	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70	3.50
	Deuxième	1.00	0.90	-	-	-	3.00
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-	2.75

Tableau 5.1 : Les coefficients a₁

$$a_2 = \frac{V_0}{v}$$

Avec :

$$V_0 = 3.5 \text{ m (pont 1^{ère} classe)}$$

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{10.5}{3.5} = 3.5 \text{ m}$$

$$V_0 = \text{depend de la classe du pont}$$

$$a_2 = \frac{3.50}{3.5} = 1$$

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre des voies	a ₁	a ₂	A(l) x a ₁ x a ₂	Largeur de voie(m)	A(l) (T/ml)
1	1	1	1.087	3.5	3.80
2	1	1	1.087	7	7.60
3	0.9	1	0.98	10.5	10.27

Tableau 5.2 : Les résultats de Système de charge A (L)

2.4.2. Système de charges B :

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

- **Sous système Bc** : se composé de camions types (30T).
- **Sous système Bt** : se composé d'une roue isolée.
- **Sous système Br** : se composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

Les deux premiers systèmes **B c** et **B r** s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le system **B t** ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a) **Système B_c** :

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation, Et l'on place toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens transversal** : le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal** : Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Le système **B_c** est montré dans la figure ci-dessous :

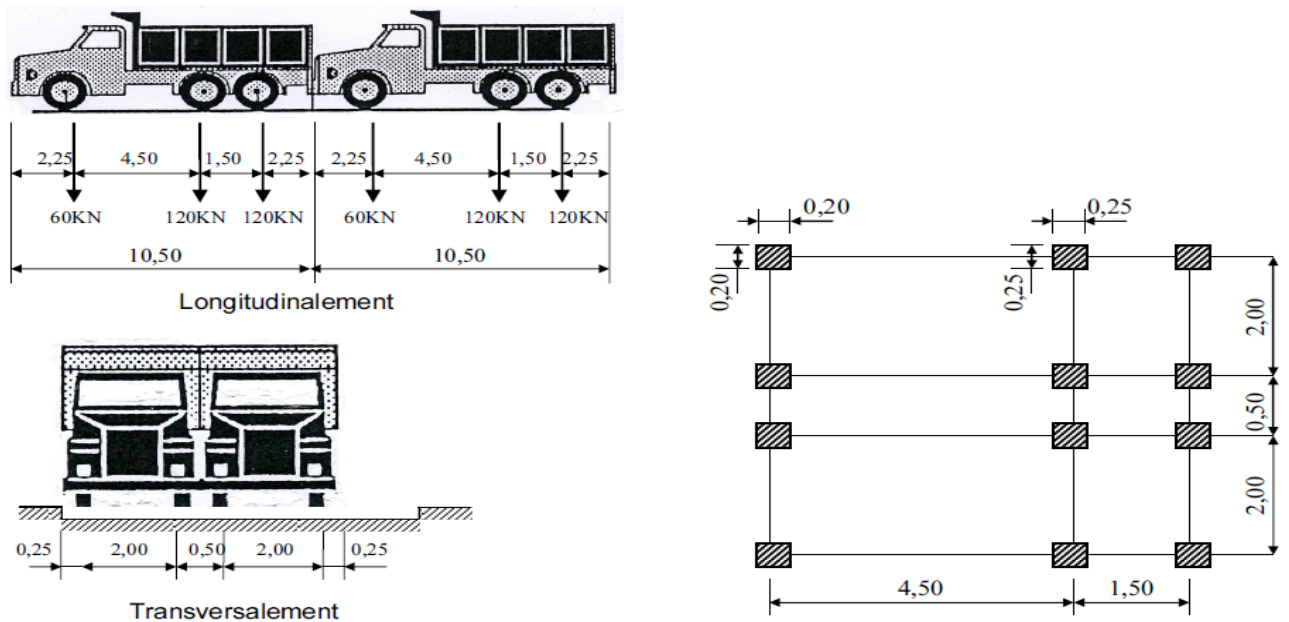


Figure 5.3. : Charges du système BC

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, les valeurs des charges du système prises en compte sont multipliées par le coefficient BC du tableau suivant :

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients bc				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième	1.00	1.10	-	-	-
	Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Tableau 5.3. : Les coefficients BC

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

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

La charge Max de système est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 3$$

$$S_1 = 180 \text{ t}$$

Détermination de BC :

On a un pont de 1ère classe et 3 voies chargées donc : BC= 0.95 (D’après tableau).

D’où:

$$S = s_1 \times BC$$

$$S = 180 \times 0.95 = 171\text{t}$$

$$S = 171\text{t}$$

⚡ Coefficient de majoration dynamique :

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

L : la longueur de l’élément, L=30m.

S : la surcharge maximale, S = 171t.

G : la charge permanente, G = 822.3 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 30} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{822.3}{171}} = 1.086$$

$$\delta = 1.086$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	BC	δ	Charge par essieu (t)		
1	1.2	1.094	E.AV	6×1.2× 1.094	7.8768
			E.AR	12× 1.2 × 1.094	15.7536
2	1.1	1.091	E.AV	2× 6 × 1.1 × 1.091	14.4012
			E.AR	2× 12 × 1.1 × 1.091	28.8024
3	0.95	1.086	E.AV	3× 6 × 0.95 × 1.086	18.5706
			E.AR	3× 12 × 0.95 × 1.086	37.1412

Tableau 5.4 : Les résultats de Système de charge BC

E. AV : essieux avant

E.AR : essieux arrière

b) Système Bt :

Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t.
- Distance entre les deux essieux 1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système **Bt** doit être multiplié par un coefficient **bt** qui en fonction de la classe du pont.
- Le système **Bt** est montré dans la figure ci-dessous :

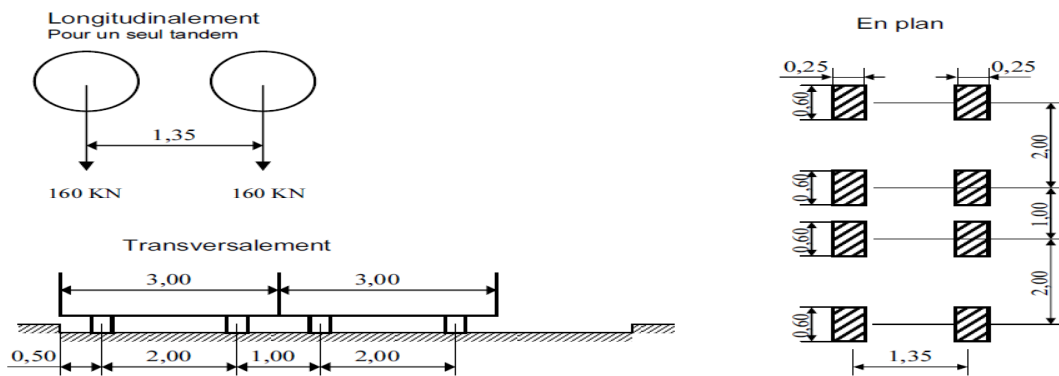


Figure 5.4 : Système Bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B t prises en compte sont multipliées par les coefficients BT suivants :

Classe du pont	1	2
Coefficient	1	0.9

Tableau 5.5 : Les coefficients BT.

Masse totale : 32t.

$$S = S_1 \cdot B_t$$

$$B_t = 1 \text{ (pont 1ère classe)}$$

$$S = 32 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$G = 822.3 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{822.3}{64}} = 1.068$$

$$\delta = 1.068$$

Nombre de tandem	Bt	δ_{BT}	Charge par essieu (t)	
			1	1
2	1	1.068	16×2×1× 1.068	34.176

Tableau 5.6 : Les résultats de Système de charge BT

c) **Système Br :**

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

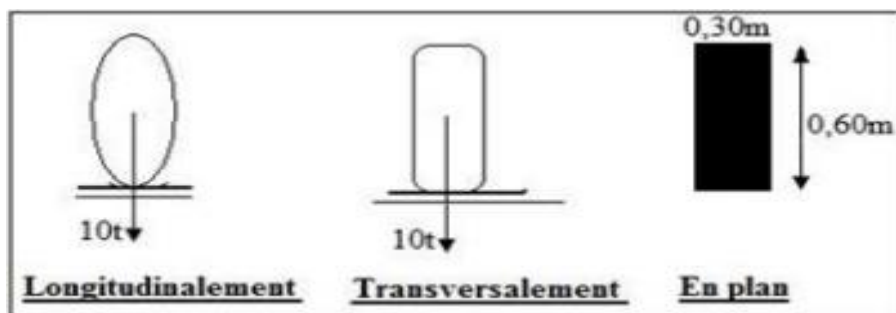


Figure 5.5 : Système Br.

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$L = 30 \text{ m.}$$

$$G = 822.3 \text{ t}$$

$$S = 10 \text{ t} \quad \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \cdot 30} + \frac{0.6}{1+4 \frac{822.3}{10}} = 1.058 \quad \delta = 1.058$$

Désignation	S	δ	Roue (10t)
Br	10	1.058	10.58

Tableau 5.7: Les résultats de Système de charge Br

2.4.3. **Système militaire Mc 120 :**

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

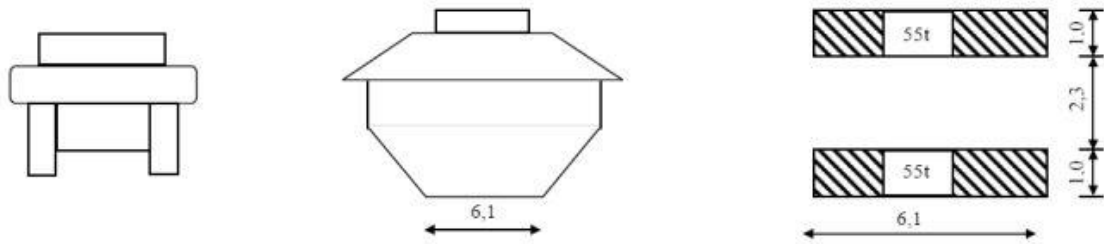


Figure 5.6: Système Mc120.

Masse totale de chenille : 110 t .G = 822.3 t.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{822.3}{110}} = 1.076$$

$$\delta = 1.076$$

$$P = 110 \times 1.076 = 118.36 \text{ t}$$

Soit par ml de chenille = 118.36 / 6.10

$$MC = 19.40 \text{ t/ml}$$

2.4.4. Charge exceptionnelle D240 :

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

$$P = 240 \text{ t.}$$

La longueur est de 18,6 m

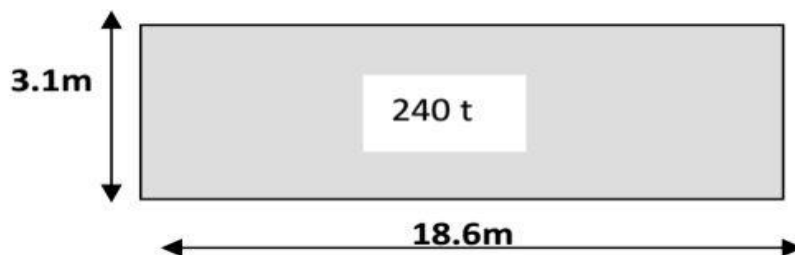


Figure 5.7: Charge exceptionnelle D240.

$$M_{D240} = 240 / 18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

$$D_{240} = 12,90 \text{ t/ml.}$$

2.4.5. L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée
 Le vent développé sur toute la surface frappée normalement une pression de (2000 N/ m²)

2.4.6. L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles. Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.

✚ $\varepsilon_H = 0.20$ G dans le sens horizontal

✚ $\varepsilon_v = 0.06$ G dans le sens vertical

Dans notre cas : $\begin{cases} \varepsilon_H = 0.20 \times 822.9 = 164.58 \text{ t} \\ \varepsilon_v = 0.06 \times 822.9 = 49.374 \text{ t} \end{cases}$

2.4.8. L'effet de freinage :

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

L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$F_H = F \cdot A(L)$ ☐

Avec :

$F = 1 / (20 + 0.0035 \cdot S)$ ☐
 $S = L_c \cdot L$ (La surface chargée m²)

	A(L) (t)	S (m²)	F	F_H(t)
1 voie	3.80 × 30 = 114	4.16 × 30 = 124.8	0.0489	5.57
2 voies	7.60 × 30 = 228	8.32 × 30 = 249.6	0.0479	10.92
3 voies	10.27 × 30 = 308.1	12.48 × 30 = 374.4	0.0469	16.06

Tableau 5.8 : Les résultats de L'effet freinage

Conclusion :

Après la détermination des différentes charges et surcharges que doit notre ouvrage supporter, on procèdera au caractéristiques géométriques et pré-dimensionnement.

Chapitre 6 :
Répartition longitudinale des
efforts

Introduction :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges. Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

1.1.Poutre seule :

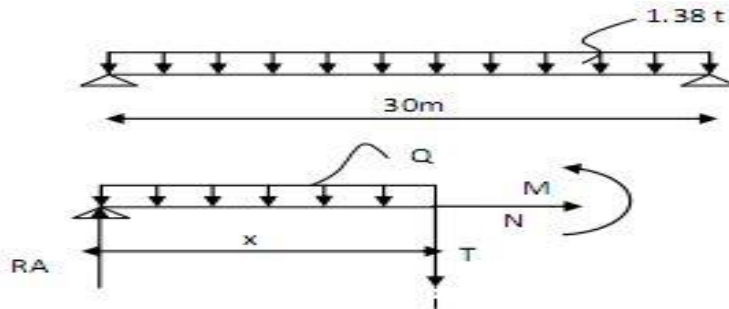


Figure 6.1 : schéma statique de la poutre.

$Q = 1.38 \text{ t/ml}$

$R_a = R_b = 20.7 \text{ t.}$

$M_0(x) = R_a x - Q x^2/2.$

$T(x) = R_a - Q x$

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	20.7	0	20.7
0,25 L	7.5		116.44	10.35
0,5 L	15		155.25	0

Tableau 6.1 : les efforts dus au poids propre de la poutre.

1.2.Dalle :

$Q=G_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 1.21 = 0.75 \text{ t /ml.}$

$R_a = R_b = 11.25 \text{ t.}$

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	11,25	0	11,25
0,25 L	7.5		63.28	5.625
0,5 L	15		84.37	0

Tableau 6.2 : l'effort revenant de la dalle.

1.3. Superstructure :

$Q = CCP / 11 = 3.53 / 11 = 0.321 \text{ t.}$

$R_a = R_b = 4.82 \text{ t.}$

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	4.82	0	4.82
0,25 L	7.5		27.12	2.412
0,5 L	15		36.187	0

Tableau 6.3 : Les revenants à la super structure.

Tableau récapitulatif des M, T, R :

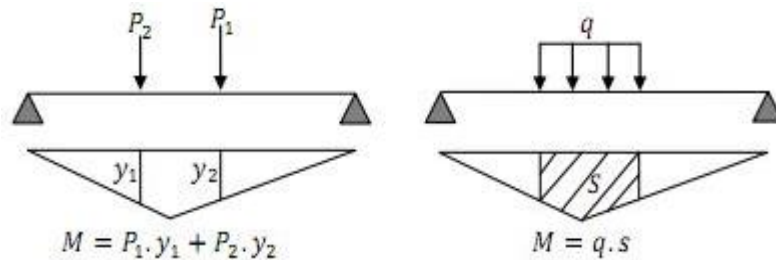
Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	36.77	0	36.77
0,25 L	7.5		206.84	18.387
0,5 L	15		275.797	0

Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif.

2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

2.1.Moment fléchissant :

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre .Pour une poutre isostatique cette courbe est formée de deux droites .Pour obtenir les moments ,on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force dans le cas où cette force est concentrée .si elle est répartie uniformément ,on multiplie par l'aire de la ligne d'influence qui se trouve sous cette charge uniforme .



2.1.1. Moment fléchissant à x=0,5L :

- **Surcharge A (L):**

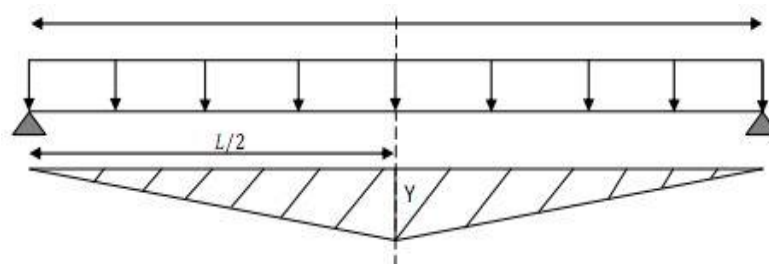


Figure 6.2 : Ligne d'influence.

$$Y = \left(1 - \frac{L}{2}\right) \times \frac{L}{2} = \frac{L^2/2}{L} \Rightarrow Y = \frac{15^2}{30} = 7,5 \Rightarrow \sum Si = 2 \left(\frac{15 \times 7,5}{2}\right) = 112,5 \text{ m}^2$$

• **Système B :**

UTILISATION DU THEOREME DE BARREE :

" Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre."

▪ **Système Bc :**

CAS N°1 : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

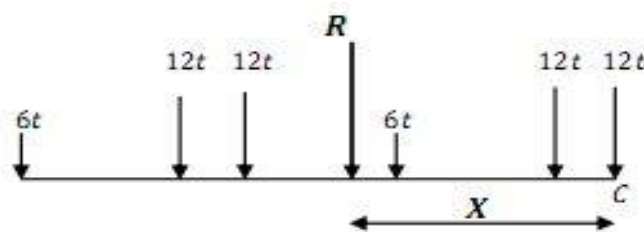


Figure 6.3 : coupe longitudinal de surcharge Bc.

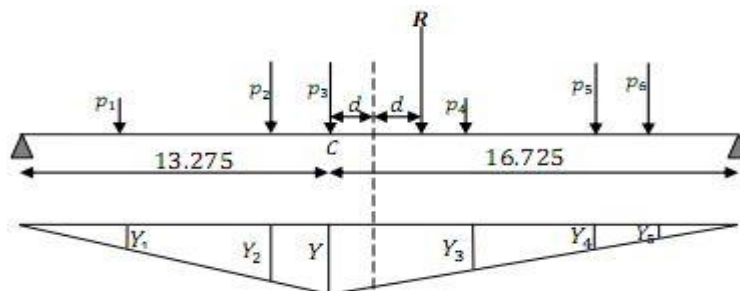


Figure 6.4 : ligne d'influence pour le premier cas du Bc.

La résultante du convoi : $R=2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$

Position de la résultante :

$$\sum M/O = M_{R/O} = (12 \times 4,5) + (12 \times 6) + (6 \times 10,5) + (12 \times 15) + (12 \times 16,5) = 60 \cdot X$$

$$X = \frac{567}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = 1,725 \text{ m}$$

On utilise l'équation de déformée pour calculé les cordonnées :

$$Y = \frac{x_0(L - x_0)}{L} x_0 = 15 - 1,725 = 13,275 \text{ m}$$

$$Y = \frac{13,275 \times 16,725}{30}$$

$$Y = 7,40 \text{ m}$$

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
4.03	6.53	7.40	5.43	3.44	2.78

Tableau 6.5 : Les cordonnées pour le 1er cas de Bc.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux arriere: } \sum Y_i = 9,46 \text{ m} \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 20,15 \text{ m} \end{array} \right.$$

CAS N°2 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi : $R = 2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$.

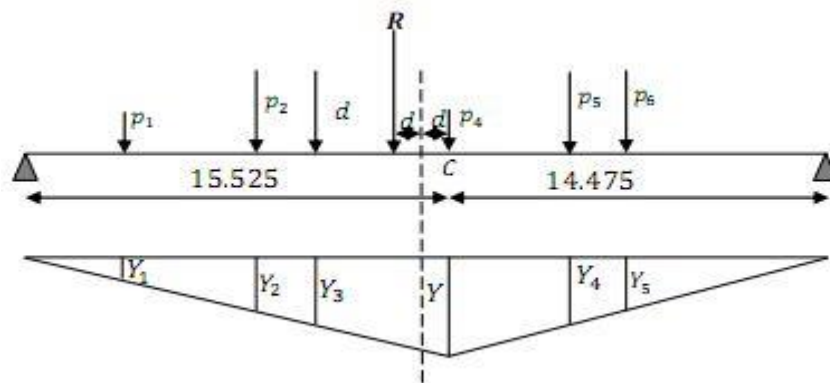


Figure 6.5 : Lignes d'influence pour le 2 cas du Bc.

Position de la résultante :

$$\sum M/O = M_{R/O} = (12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5) = 60.X$$

$$X = \frac{423}{60} = 7,05 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = 0,525 \text{ m}$$

On utilise l'équation de déformée pour calculer les cordonnées :

$$Y = \frac{x_0(L - x_0)}{L} x_0 = 15 - 0,525 = 14,475 \text{ m}$$

$$Y = \frac{14,475 \times 15,525}{30}$$

$$Y = 7,49 \text{ m}$$

Y_1	Y_2	Y_3	Y	Y_4	Y_5
2,42	4,60	5,32	7,49	5,16	4,38

Tableau 6.6 : Les coordonnées pour le 2ème cas de Bc.

▪ Système Bt :

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

Le système peut prendre n'importe position (à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

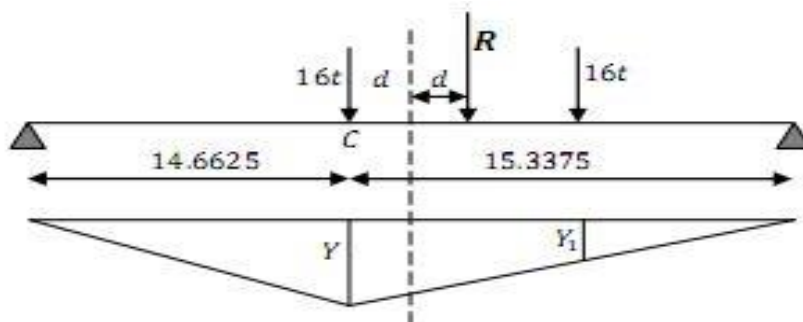


Figure 6.6 : Ligne d'influence pour Bt.

$$X = \frac{16 \times 1,35}{32}$$

$$X = 0,675 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{14,6625 \times 15,3375}{30} = 7,50 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6,83 \text{ m}$$

$$\sum Y = 14,33 \text{ m}$$

• Système MC 120 :

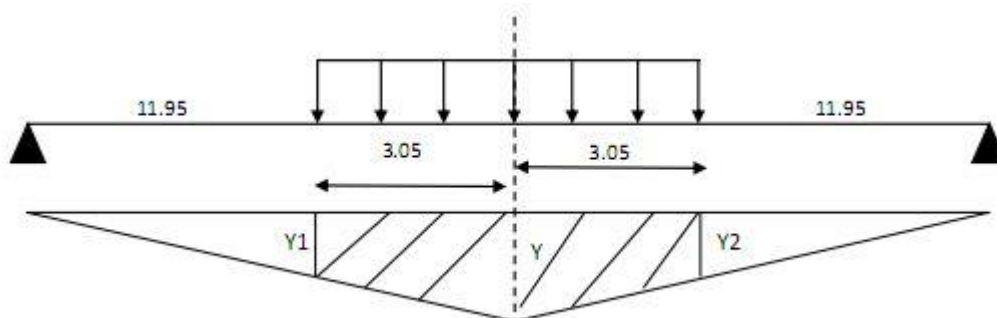


Figure 6.7 : Ligne d'influence pour Mc120.

$$Y = \frac{15^2}{30} = 7,5 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 5,97 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{7,5 \times 5,97}{2} \times 3,05 \right) = 41,08 \text{ m}^2$$

- Charge exceptionnelle D240 :

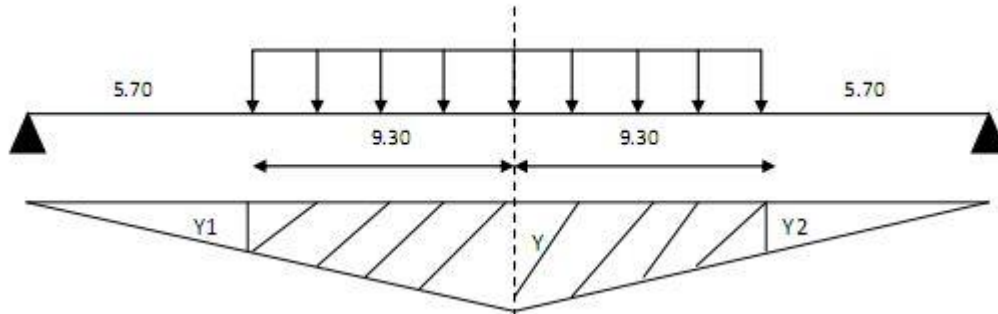


Figure 6. 8 : Lignes d'influence pour D240.

$$Y = \frac{15^2}{30} = 7,5 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 2,85 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{7,5 + 2,85}{2} \times 9,3 \right) = 96,255 \text{ m}^2$$

Désignation		Surcharges	$\sum Y_i(\text{m})$	$\sum S_i(\text{m}^2)$	M (t.m)	$M_o = \frac{M}{11}(\text{t.m})$
A(L)	1 voie	3.80		112.5	427.5	38.863
	2 voies	7.60		112.5	855	77.727
	3 voies	10.27		112.5	1155.375	105.03
Bc	1 voie	E AV	7.8768	9.46	74.5145	6.7740
		E AR	15.7536	20.15	317.4350	28.8577
	2 voies	E AV	14.4012	9.46	136.2353	12.3850
		E AR	28.8024	20.15	580.3683	52.7607
	3 voies	E AV	18.5706	9.46	175.677	15.970
		E AR	37.1412	20.15	748.395	68.035
Bt	1 tandem	16.992	14.33		243.49536	22.1359
	2 tandems	34.176	14.33		489.7420	44.5220
Mc120		19.40		41.08	796.952	72.4501
D240		12.90		96.255	1241.68	112.8808

Tableau 6.7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X = 0.5 L

2.1.2. Moment fléchissant à $x=0,25L$:

- Surcharge A (L):

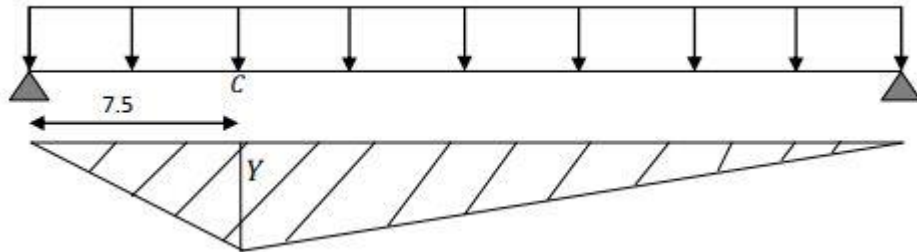


Figure 6.9 : Ligne d'influence A(L).

$$Y = \frac{7.5 \times 22.5}{30} = 5.625 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{7.5 \times 5.625}{2} \right) + \left(\frac{22.5 \times 5.625}{2} \right) = 84.375 \text{ m}^2$$

- Système B :
- Système Bc :

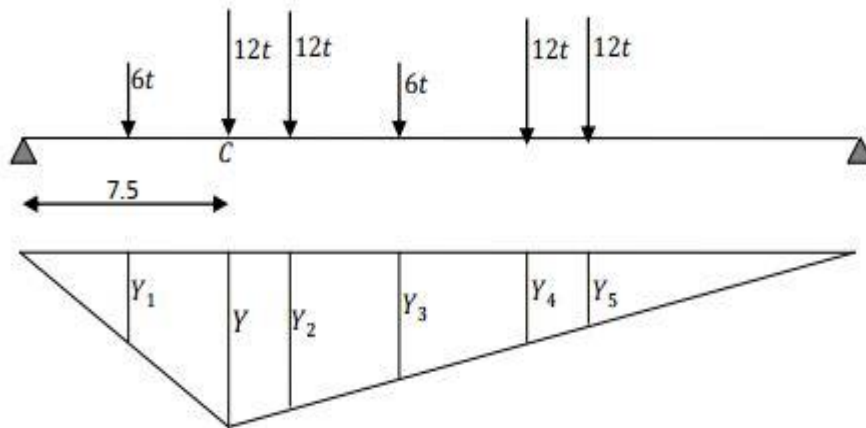


Figure 6.10 : Ligne d'influence pour le premier cas du Bc.

Y_1	Y	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
2,42	5.625	5.625	4.125	3	2.625

Tableau 6.8 : Les coordonnées de Bc.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 6.375 \text{ m} \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 16.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

▪ Système Bt:

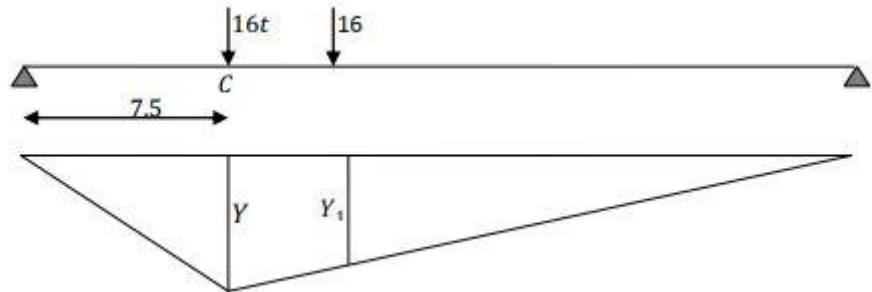


Figure 6.11 : Ligne d'influence pour Bt.

$$Y = 7.5 \times 22.5/30$$

$$Y = 5.625 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = 5.2875 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_1 = 10.9125 \text{ m}$$

• Système MC 120 :

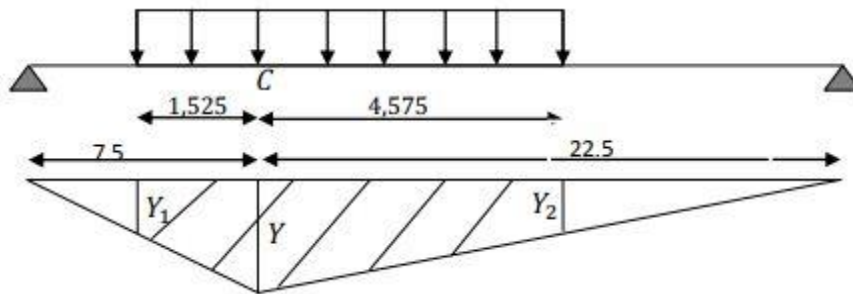


Figure 6.12 : Ligne d'influence pour Mc120.

$$Y = 5.625 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 4.48 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 30.81 \text{ m}^2$$

• Charge exceptionnelle D240 :

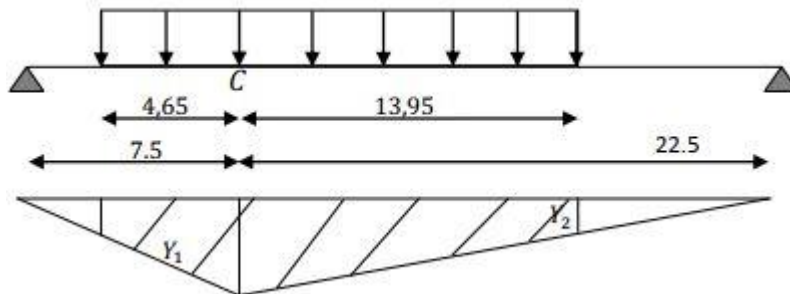


Figure 6.13 : Ligne d'influence pour D240.

$$Y = 5.625 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 2.13 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 72.12 \text{ m}^2$$

	Désignation		Surcharges	$\sum Y_i \text{ (m)}$	$\sum S_i \text{ (m}^2\text{)}$	M (t.m)	$M_o = \frac{M}{11} \text{ (t.m)}$
A(L)	1 voie		3.80		84.375	320.625	29.147
	2 voies		7.60		84.375	641.250	58.295
	3 voies		10.27		84.375	866.5312	78.7755
Bc	1 voie	E AV	7.8768	6.375		50.2146	4.5649
		E AR	15.7536	16.5		259.9344	23.6304
	2 voies	E AV	14.4012	6.375		91.8076	8.3461
		E AR	28.8024	16.5		475.2396	43.2036
	3 voies	E AV	18.5706	6.375		118.387	10.762
		E AR	37.1412	16.5		612.829	55.711
Bt	1 tandem		16.992	10.912		185.4167	16.8560
	2 tandems		34.176	10.912		372.9285	33.9025
Mc120			19.40		30.81	597.714	54.337
D240			12.90		72.12	930.341	84.577

Tableau 6.9 : Tableau récapitulatif des Moments fléchissant à X = 0,25 L

2.2.Efforts tranchants:

2.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.00L :

- Surcharge A(L) :

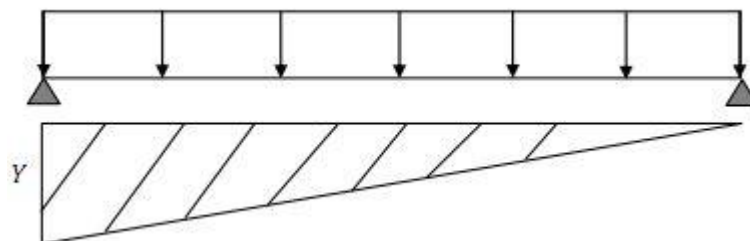


Figure 6.14 : surcharge A(L).

$$Y = 1,00\text{m} \Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{1,00 \times 30}{2} \right) \Rightarrow \sum S_i = 15 \text{ m}^2$$

- **Système B :**
- **Système Bc :**

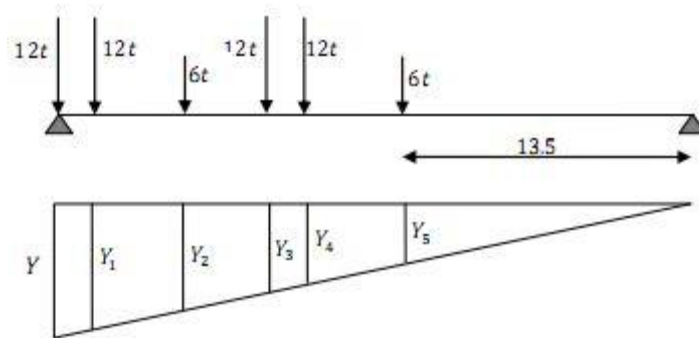


Figure 6.15 : Surcharge Bc

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
1.00	0.95	0.8	0.65	0,6	0,45

Tableau 6.9 cordonnées de Bc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieuxavant: } \sum Y_i = 1,25 \text{ m} \\ \text{essieuxavant: } \sum Y_i = 3,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Système Bt :**

$$Y = 1,00 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = 0,955 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum Y_1 = 1,955 \text{ m}$$

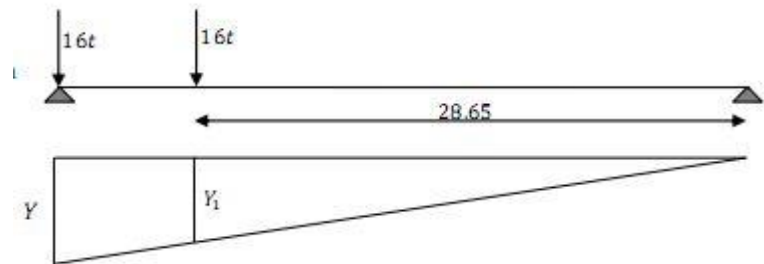


Figure 6.16: Surcharge Bt

- **Système MC 120 :**

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

$$\Rightarrow Y_1 = 0,796 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum Y_1 = \frac{6,10}{2} (1 + 0,796)$$

$$\Rightarrow \sum S_i = 5,479 \text{ m}^2$$

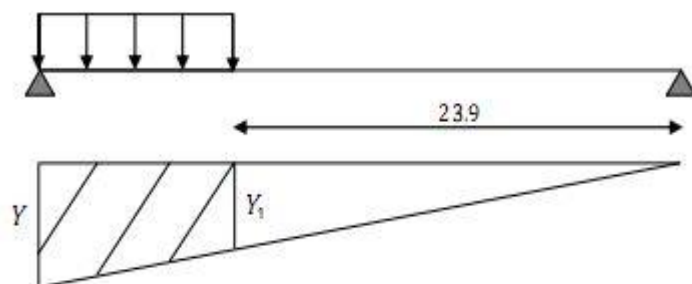


Figure 6.17 : Système Mc120.

- Charge exceptionnelle D240 :

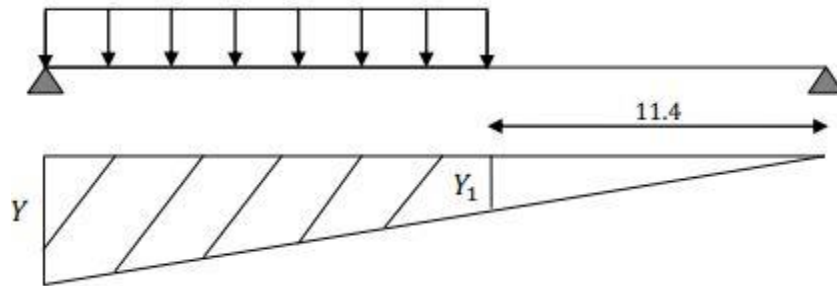


Figure 6.18 : Surcharge D240.

$$Y = 1.00 \Rightarrow Y_1 = 0.38 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_1 = \frac{18.60}{2} (1 + 0.38) \Rightarrow \sum S_i = 12.834 \text{ m}^2$$

	Désignation		Surcharges	$\sum Y_i(\text{m})$	$\sum S_i(\text{m}^2)$	M (t.m)	$M_0 = \frac{M}{11} (\text{t.m})$
A(L)	1 voie		3.80		15	57	5.181
	2 voies		7.60		15	114	10.363
	3 voies		10.27		15	154.05	14.0045
Bc	1 voie	E AV	7.8768	1.25		9.846	0.8950
		E AR	15.7536	3.2		50.4115	4.5828
	2 voies	E AV	14.4012	1.25		18.0015	1.6365
		E AR	28.8024	3.2		92.1676	8.3788
	3 voies	E AV	18.5706	1.25		23.213	2.110
		E AR	37.1412	3.2		118.851	10.804
Bt	1 tandem		16.992	1.955		33.2193	3.0199
	2 tandems		34.176	1.955		66.8140	6.0740
Mc120			19.40		5.479	106.292	9.662
D240			12.90		12.834	165.558	15.050

Tableau 6.10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à : X = 0.00 L

2.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.25L$:

- Surcharge A(L) :

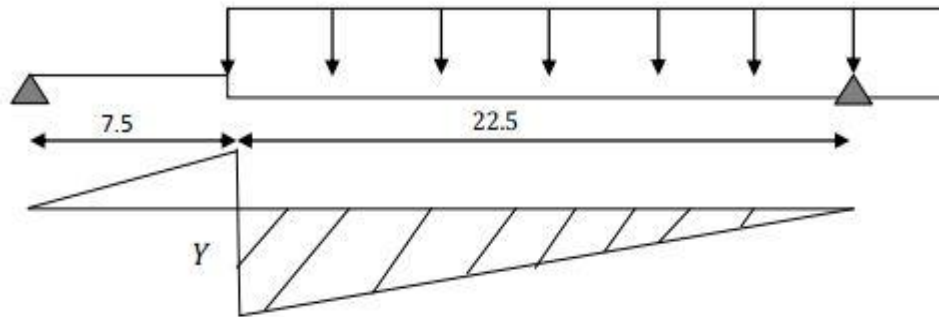


Figure 6.19 : Surcharge A(L).

$$Y = \frac{0.75 L}{L} \Rightarrow Y = 0.75\text{m} \Rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{0.75 \times 22.5}{2}\right) \Rightarrow \sum S_i = 8.4375 \text{ m}^2$$

- Système B :
- Système Bc :

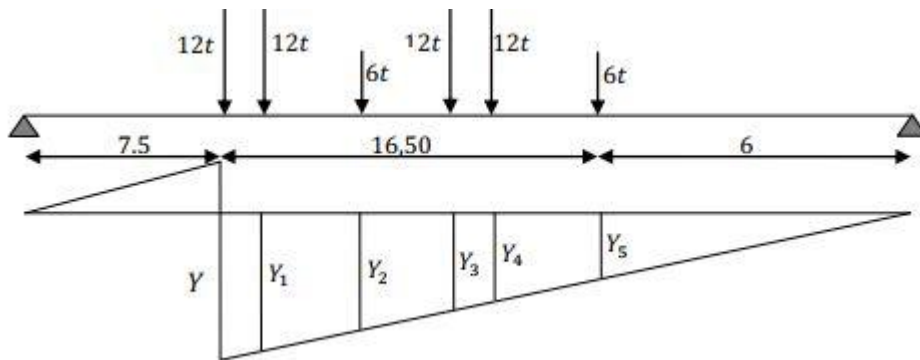


Figure 6.20 : Surcharge Bc.

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
0.75	0.7	0.55	0.4	0,35	0,2

Tableau 6.11 : Les cordonnées de Bc.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 0.75 \text{ m} \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 2,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Système Bt :

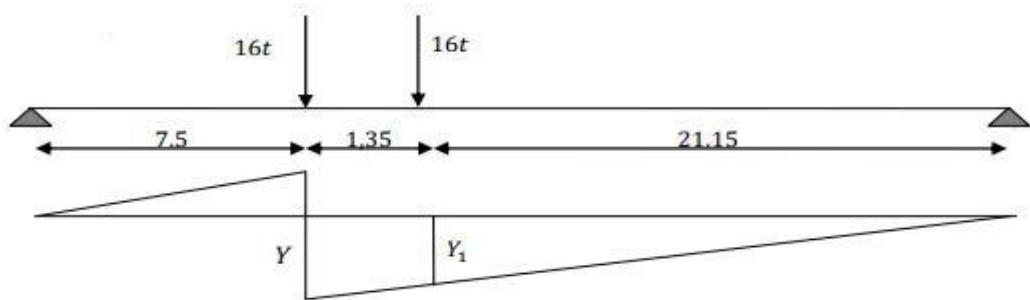


Figure 6.21 : Surcharge Bt.

$$Y = 0.75 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = 0.705 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = 1.455 \text{ m}$$

- Système MC 120 :

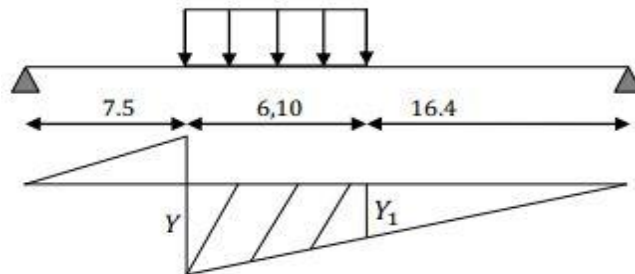


Figure 6.22 : Surcharge Mc120.

$$Y = 0.75 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = 0.546 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = \frac{6.10}{2} (0.75 + 0.546) = 3.9528 \text{ m}^2$$

- Charge exceptionnelle D240 :

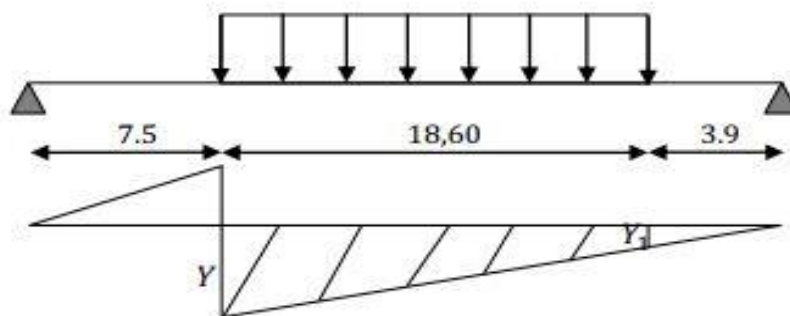


Figure 6.23 : Surcharge D240.

$$Y = 0.75 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = 0.13 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = \frac{18.60}{2} (0.75 + 0.13) \Rightarrow \sum S_i = 8.184 \text{ m}^2$$

	Désignation		Surcharges	$\sum Y_i (m)$	$\sum S_i (m^2)$	M (t.m)	$M_o = \frac{M}{11} (t.m)$
A(L)	1 voie		3.80		8.4375	32.062	2.914
	2 voies		7.60		8.4375	64.125	5.829
	3 voies		10.27		8.4375	86.6531	7.8775
Bc	1 voie	E AV	7.8768	0.75		5.9076	0.5370
		E AR	15.7536	2.2		34.6579	3.1507
	2 voies	E AV	14.4012	0.75		10.8009	0.9819
		E AR	28.8024	2.2		63.3652	5.7604
	3 voies	E AV	18.5706	0.75		13.927	1.266
		E AR	37.1412	2.2		81.710	7.428
Bt	1 tandem		16.992	1.455		24.6215	2.2383
	2 tandems		34.176	1.455		49.7260	4.5205
Mc120			19.40		3.9528	76.684	6.971
D240			12.90		8.184	105.573	9.5976

Tableau 6.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.25 L.

Chapitre 7 :
Modélisation du tablier par
ROBOT

Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

1. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2016 :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional offre aux ingénieurs en structures une solution d'analyse, extensible et adaptée à chaque pays, pour plusieurs types de structures, y compris les édifices, les ponts, les structures spécialisées et les autres structures d'ouvrages.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional calcule une grande variété de structures à l'aide d'un ensemble complet de codes de conception. Il produit des résultats en quelques minutes plutôt qu'en quelques heures. Ce logiciel d'ingénierie des structures est assez polyvalent pour analyser des charpentes simples ou des éléments finis complexes, et pour concevoir des structures d'acier ou de béton armé. Il offre une interopérabilité parfaite avec les autres produits de génie des structures d'Autodesk et les applications de tiers.



Figure 7.1 : Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional

2. Modélisation :

Étant donnée que l'ouvrage isostatique avec huit (08) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 11 poutres de longueur de 30 m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement *Fascicule 61 titre II*, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas ou le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

2.1. Les étapes de modélisation :

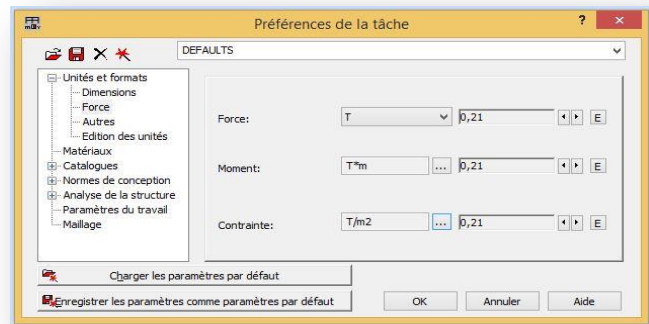
- **Modélisation de la poutre :**

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

a. Choix de l'unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session dans Autodesk Robot Structural Analysis Professional, adoptons le T-M (tonne-mètre)

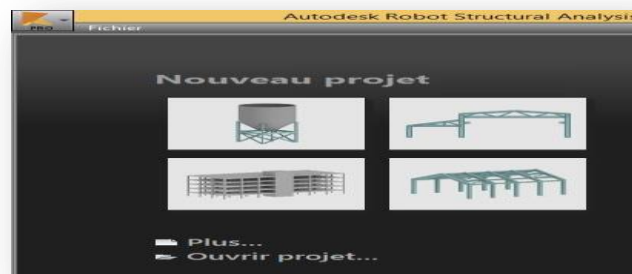
Ok



b. Création de la structure :

Importation d'un model à partir de la bibliothèque de ROBOT, le menu Nouveau projet, la boite suivante s'affiche :

Cette étape permet de choisir un model quelconque, choisissons : model de Coque.



Etape suivante consiste a définir les lignes de constructions pour le model de pont a étudier.

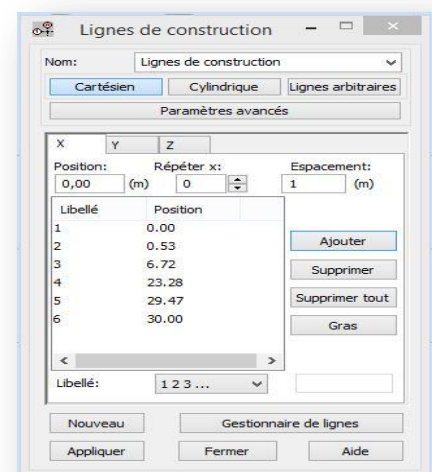
La boite suivante s'affiche :

Définir les sections de la poutre, après les avoir définis précédemment dans l'Autocad 2016 et les importer en fichier .dxf

Section d'about a **0,53 m** (largeur du talon, **D = 55 cm**)

Section intermédiaire a **6,19 m** (largeur du talon, **D = 35 cm**)

Section médiane a **16,56 m** (largeur du talon, **D = 21 cm**).



Définir les appuis dans les lignes de construction a :

X = 0,5 m et X = 29,5 m et sélectionner les nœuds.

c. Choix du matériau :

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le **Béton 35**.

La boite suivante affiche la poutre finis

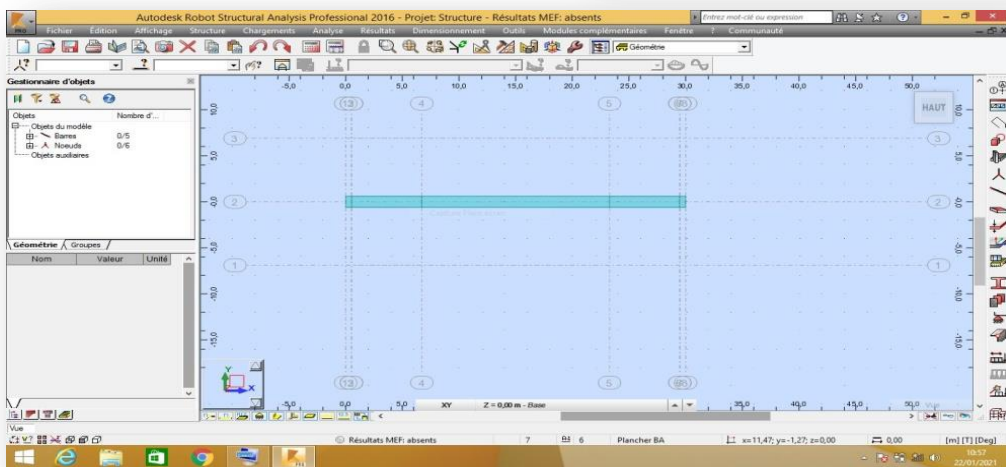


Figure 7.2 : modélisation d'une poutre.

d. Modélisation des poutres (11 poutres) :

Sélectionner la poutre ⇒ Edition, Transformer

⇒ Translation / Copie

Vecteur de translation(m) :

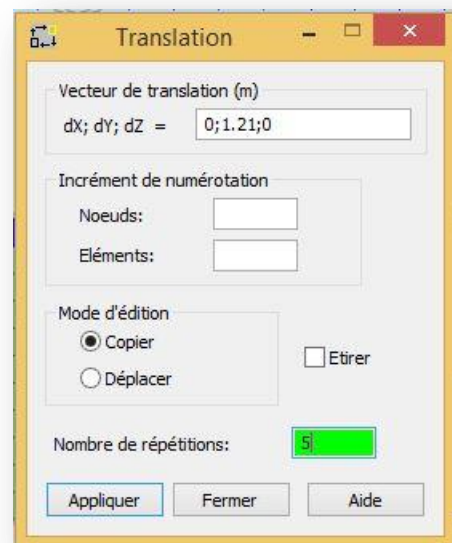
$dx ; dy ; dz = 0 ; 1,21 ; 0$

Nombre de répétitions : 5

Refaire l'étape pour les 5 poutres selon Y

$dx ; dy ; dz = 0 ; -1,21 ; 0$

Nombre de répétitions : 5



e. Modélisation du tablier :

Panneaux → Liste d'objet → choisir le contour de la dalle

Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser → **Béton 25**

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de 0.25m. La boîte suivante affiche :

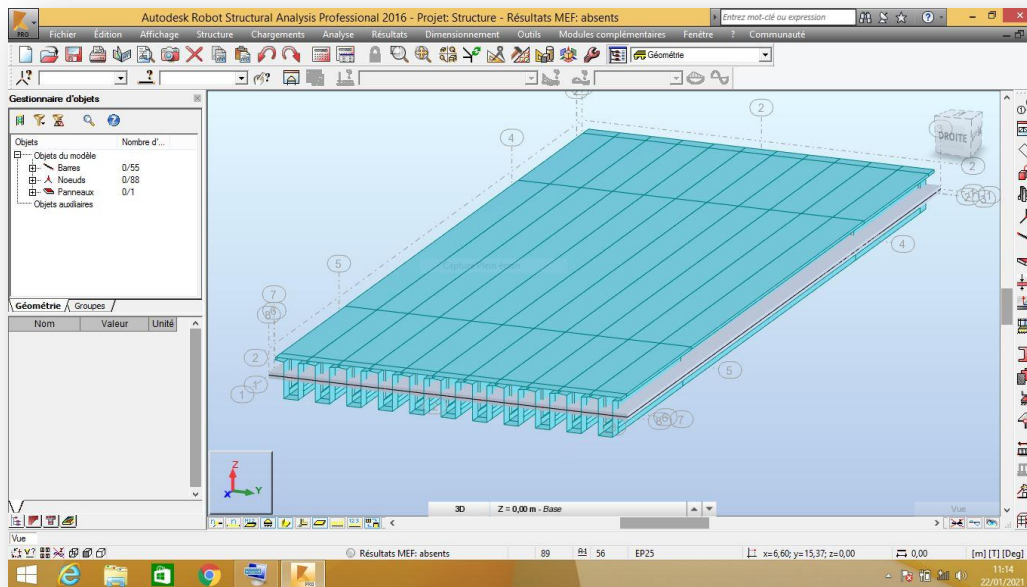


Figure 7.3 : modélisation du tablier

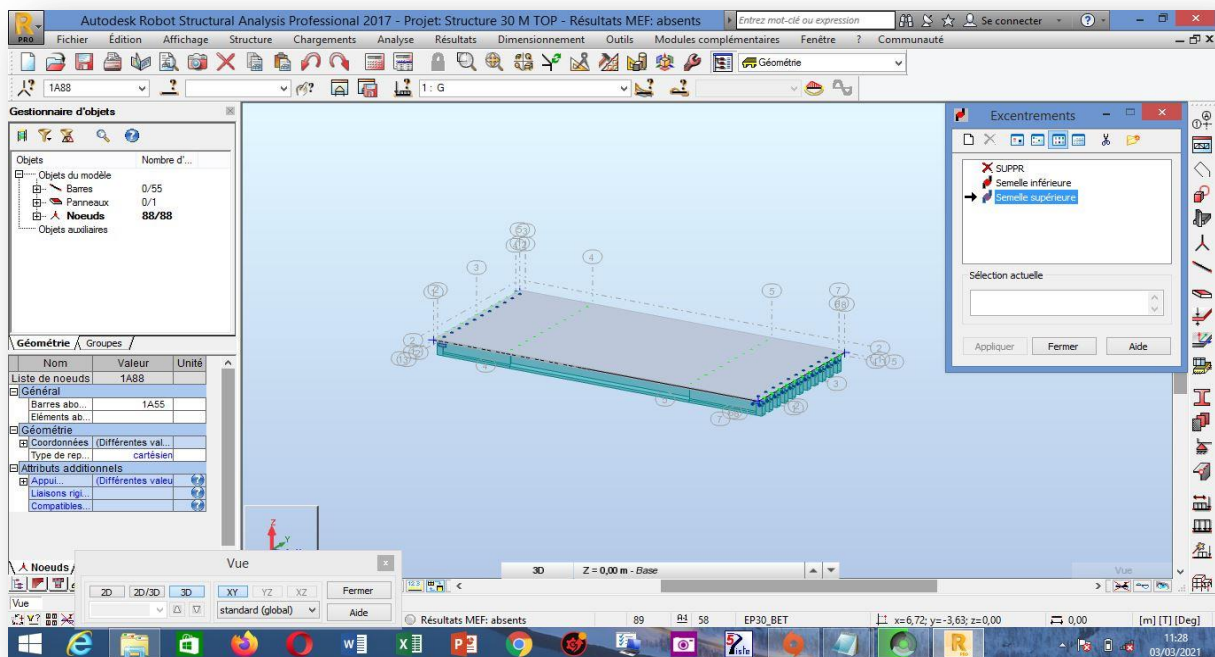


Figure 7.4 : excentricité supérieure de la dalle.

2.2. Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations :

Charge permanente : Chargements → définir charges

G : calculer par le logiciel

G trottoirs : $0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ T/m}^2$ (charge surfacique uniformément)

→ Définition du contour.

Affichage de la figure ci-dessous :

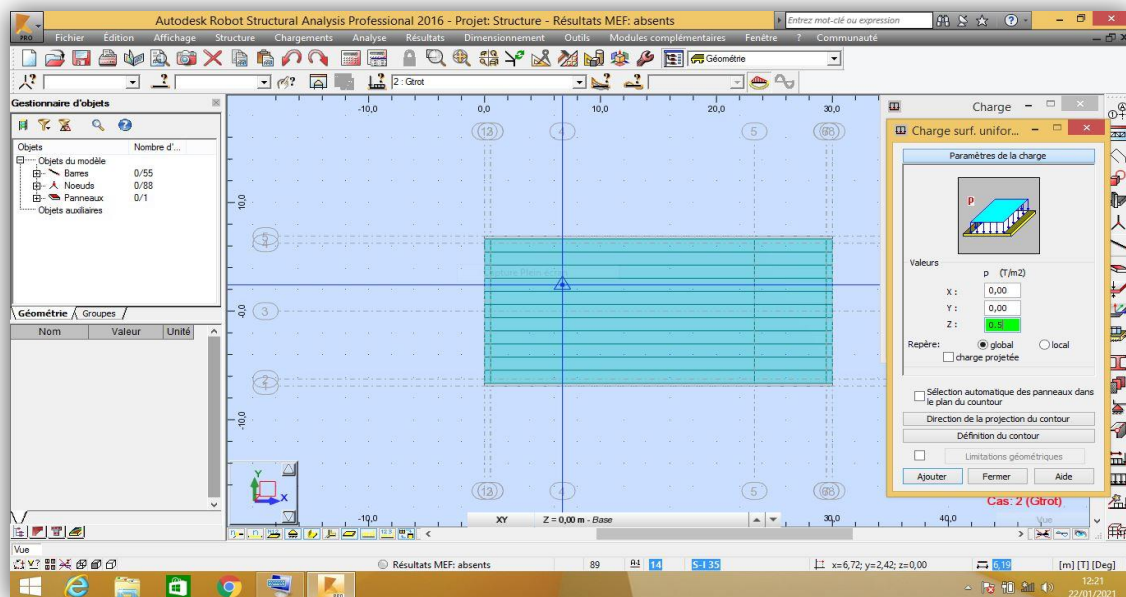


Figure 7.5 : Définition du contour.

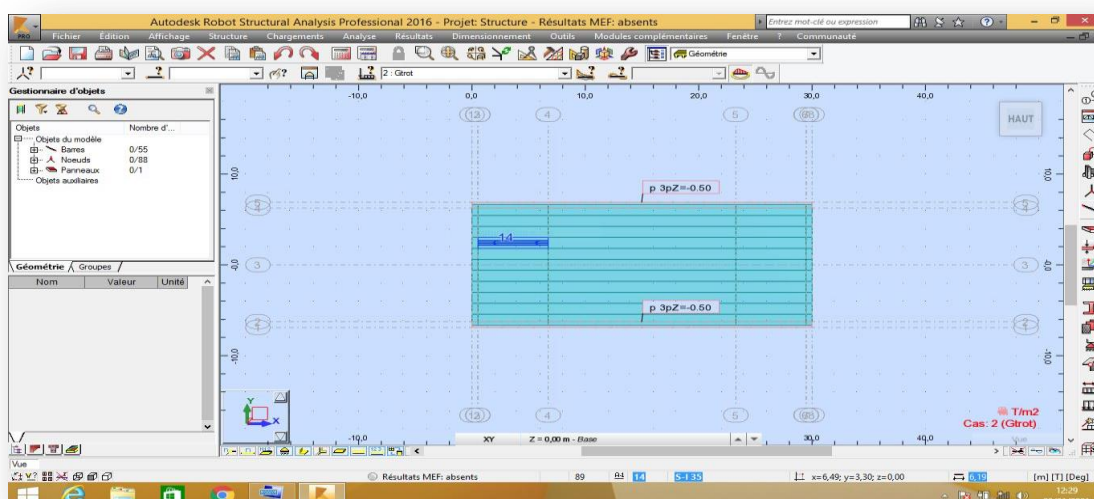


Figure 7.6 : définir la charge du trottoir.

Avec la même méthode on applique aussi pour :

G revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ T/m}^2$ (charge surfacique uniformément)

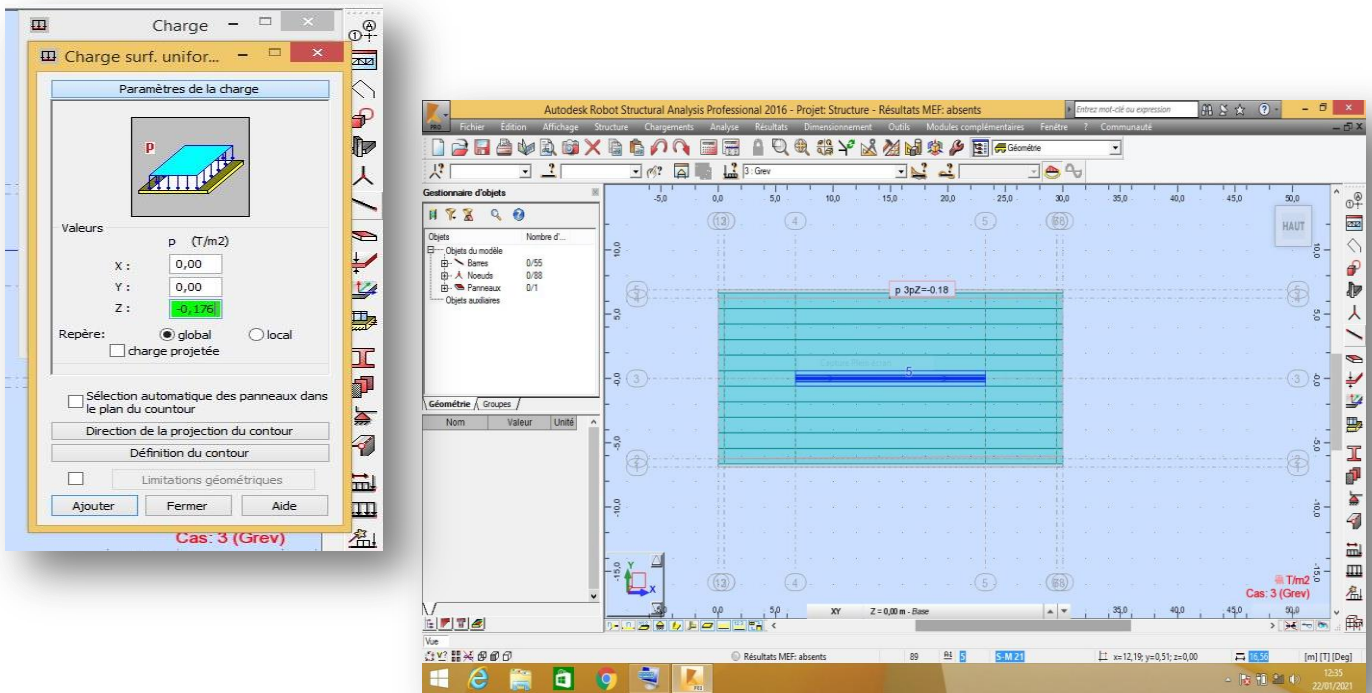


Figure 7.7: définir la charge du revêtement.

G Corniche : $0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ T/m}$ (charge linéaire surfacique)

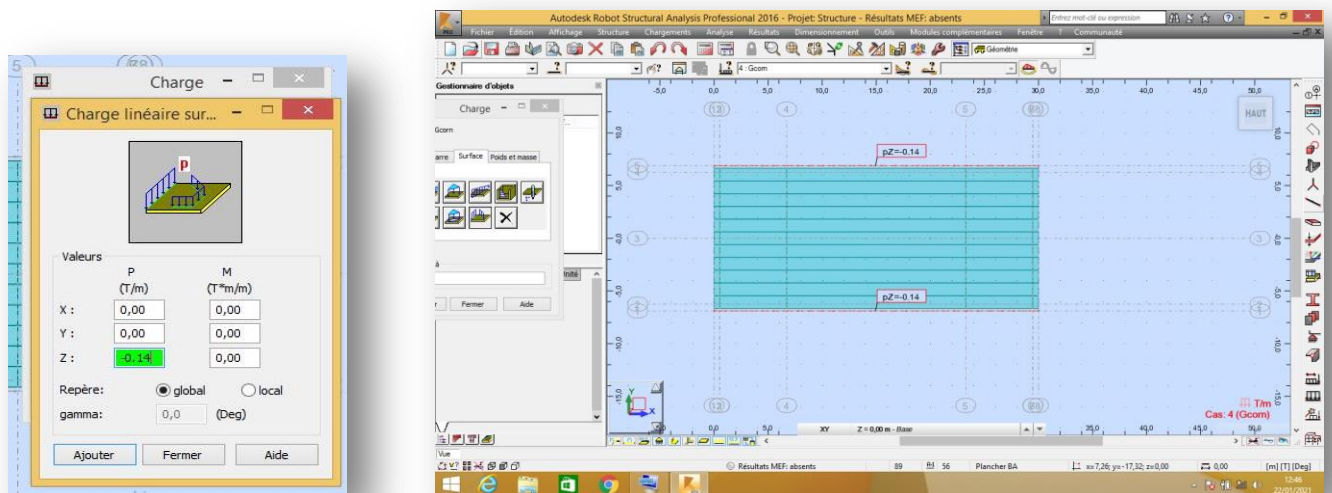


Figure 7.8: définir la charge du G.Corniche.

G Garde-corps : $0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ T/m}$ (charge linéaire surfacique)

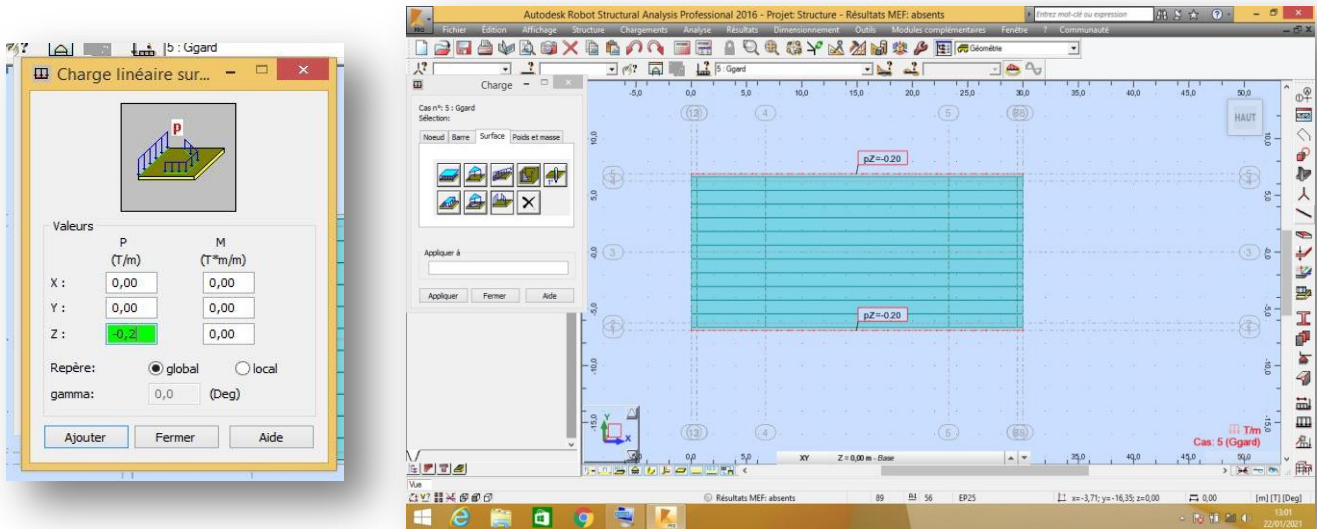


Figure 7.9: définir la charge du G Garde-corps.

Charge d'exploitations :

D'après le FASCICULE N° 61 TITRE II : Q trottoirs : 0.15 T/m^2 (charge surfacique uniforme)

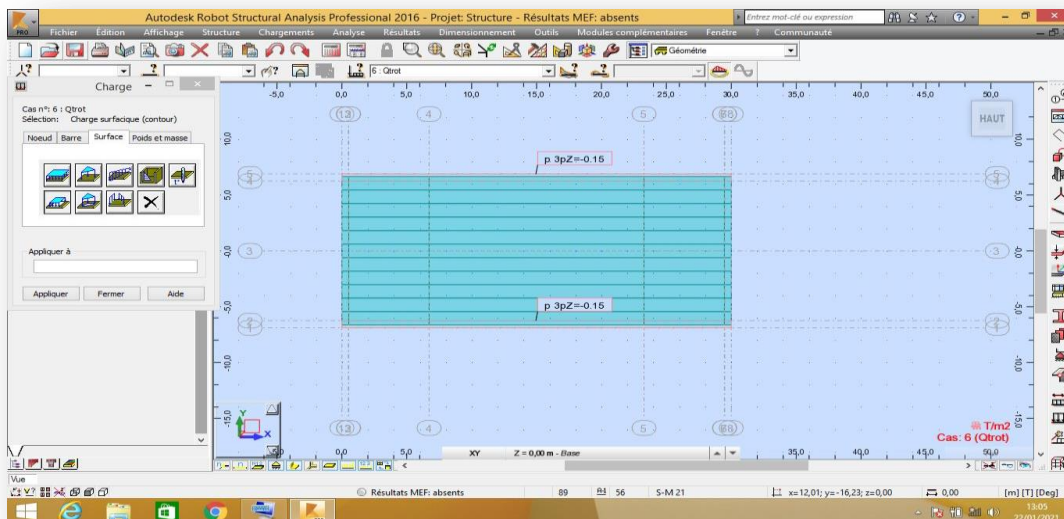


Figure 7.10: définir la charge du Q trottoirs.

La surcharge A(L) :

D'après le calcul effectué dans le chapitre 5 : A(L) : 0.98 T/m^2

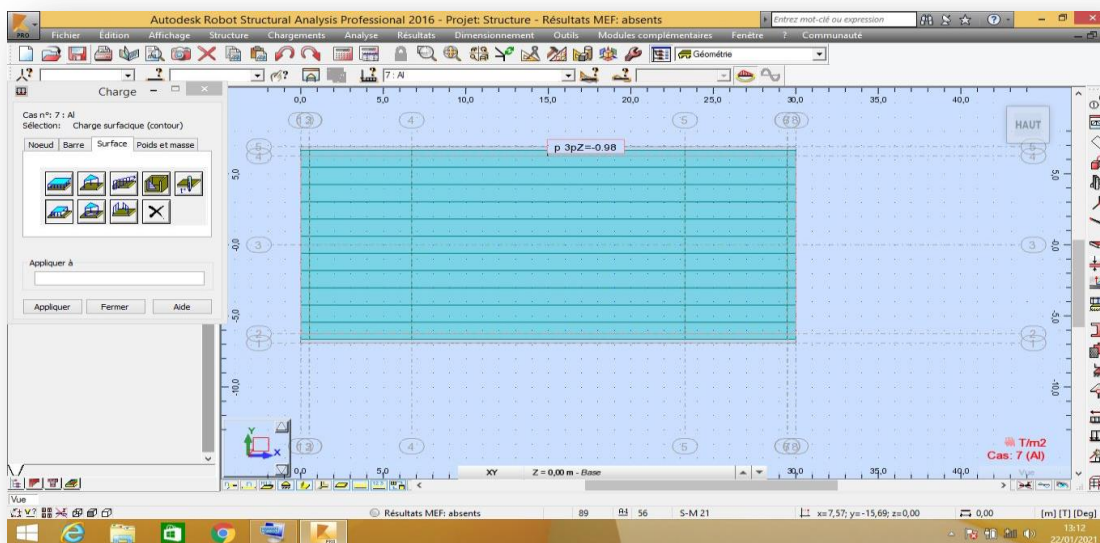


Figure 7.11: définir la surcharge A(L).

Visionnage de la surcharge A(L) :

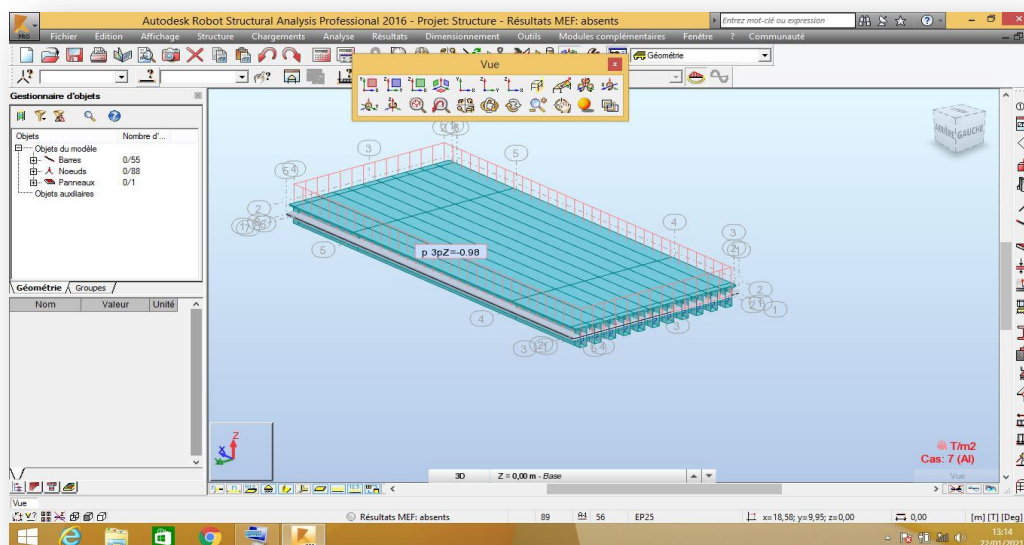


Figure 7.12: Visionnage de la surcharge A(L).

2.3. Définition des combinaisons de charges :

- ELS A(L) :

ELS A(L): $1(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.2(Q_{trot} + A(L))$

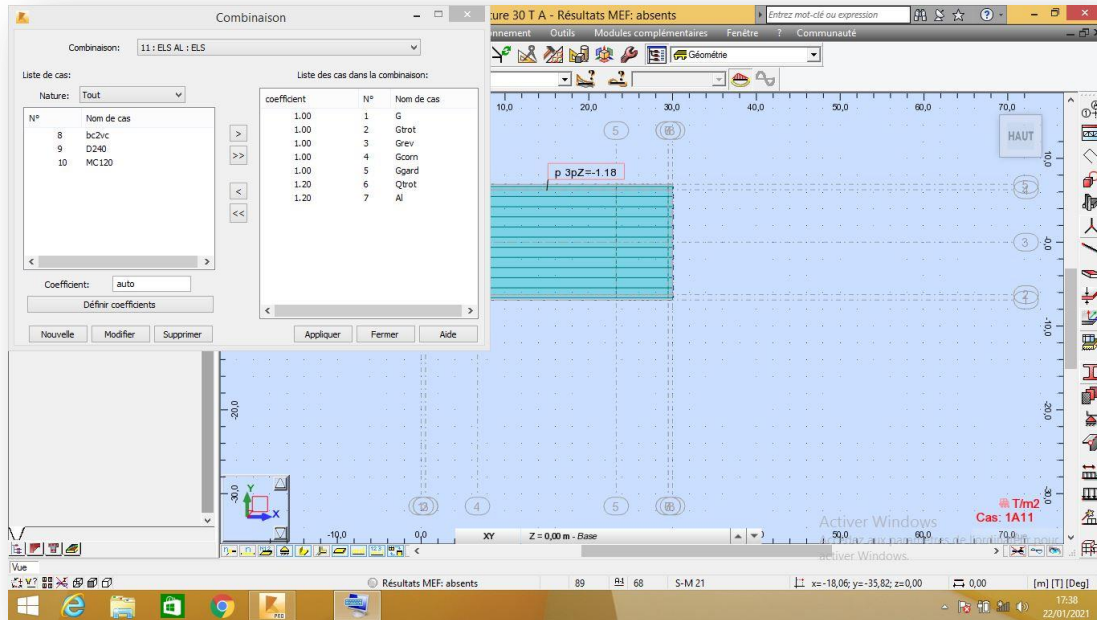


Figure 7.13: Définition de la combinaison de charge A(L) à l'ELS.

- ELS Bc :

ELS Bc: $1(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.2(Q_{trot} + Bc2vc)$

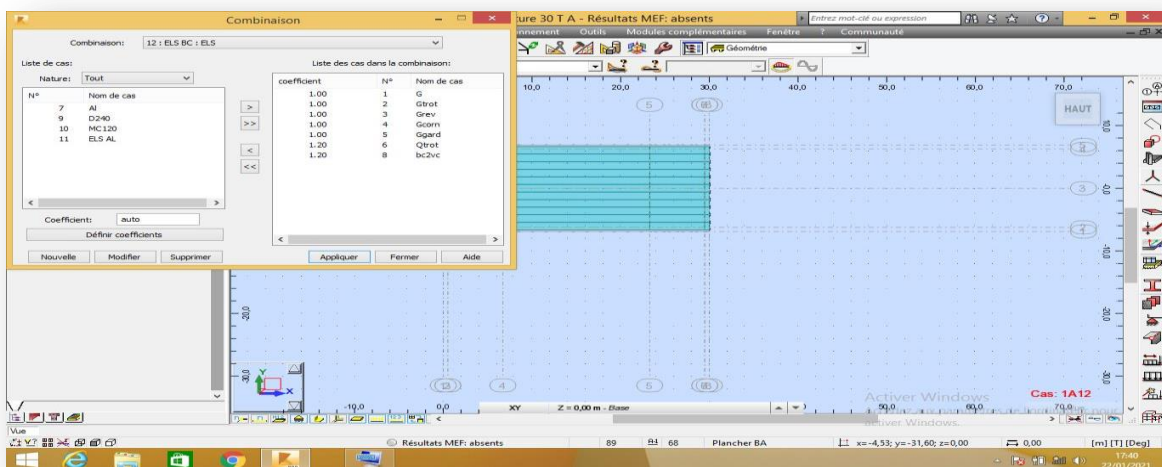


Figure 7.14: Définition de la combinaison de charge Bc à l'ELS.

- **ELS Mc120 :**

ELS Mc120: $1(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard} + Mc120)$

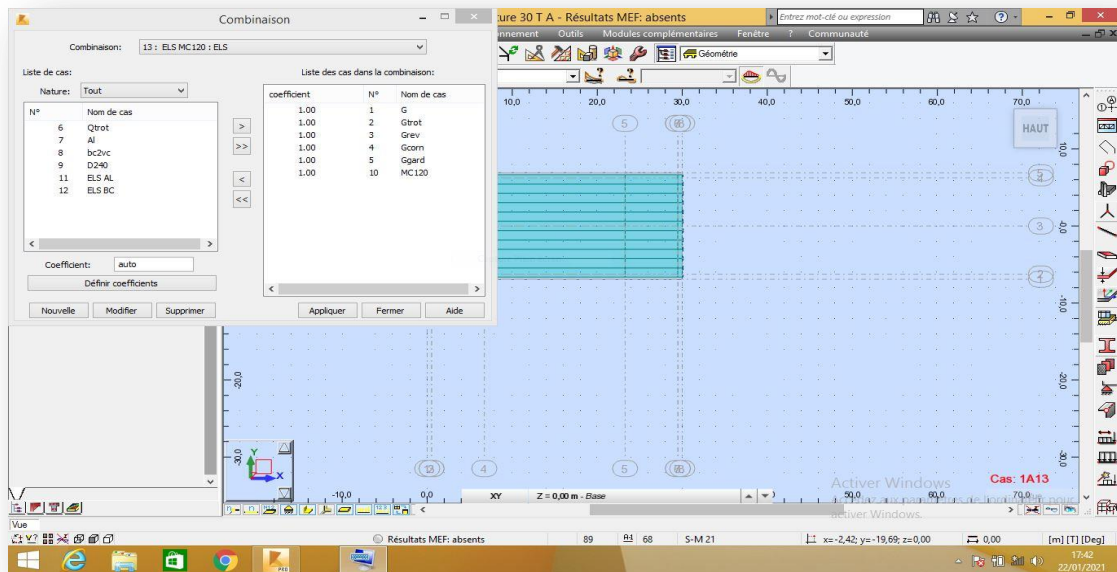


Figure 7.15 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.

- **ELS D240 :**

ELS D240: $1(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard} + D240)$

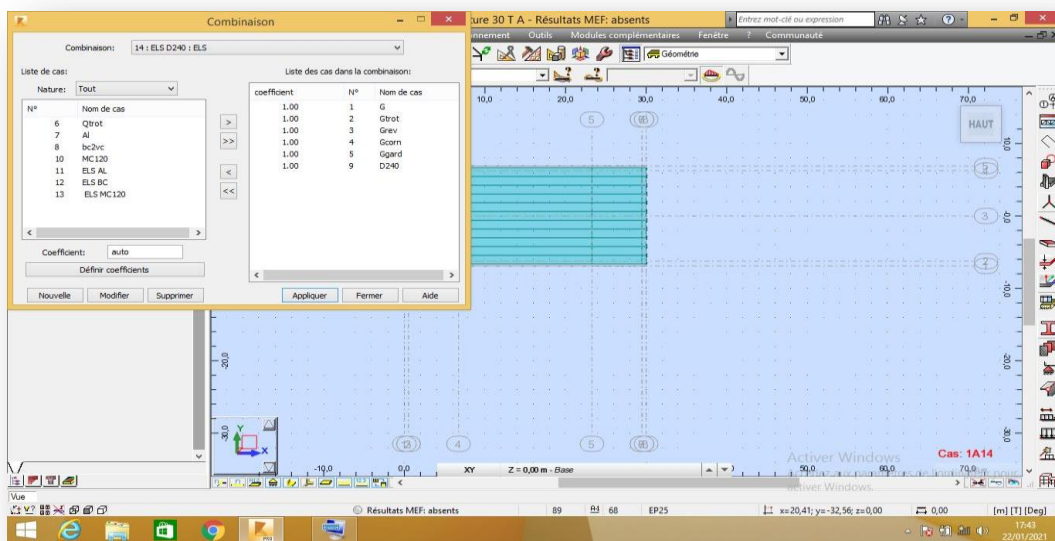


Figure 7.16: Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELS.

- **ELU A(L) :**

$$\text{ELU A(L): } 1.35(G + G_{\text{trot}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}}) + 1.6(Q_{\text{trot}} + A(L))$$

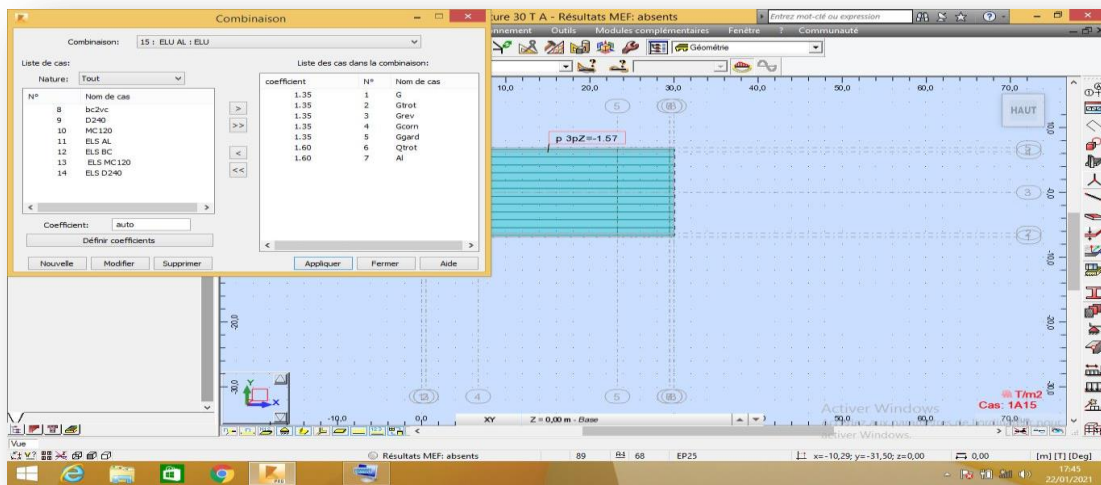


Figure 7.17 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELU.

- **ELU Bc :**

$$\text{ELU Bc: } 1.35(G + G_{\text{trot}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}}) + 1.6(A(L) + Bc2vc)$$

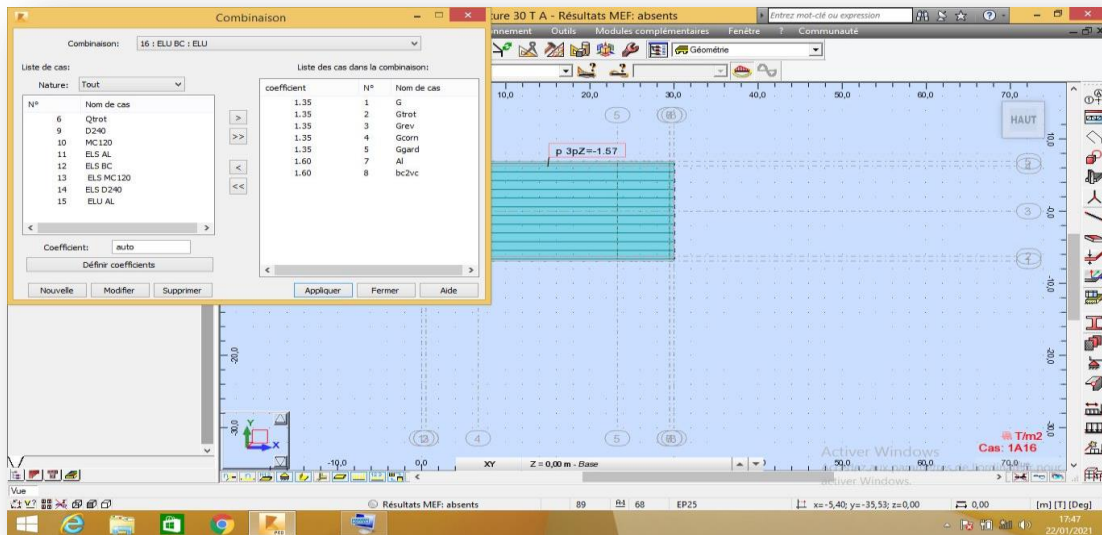


Figure 7.18: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU.

- **ELU Mc120 :**

ELU Mc120: $1.35(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard} + Mc120)$

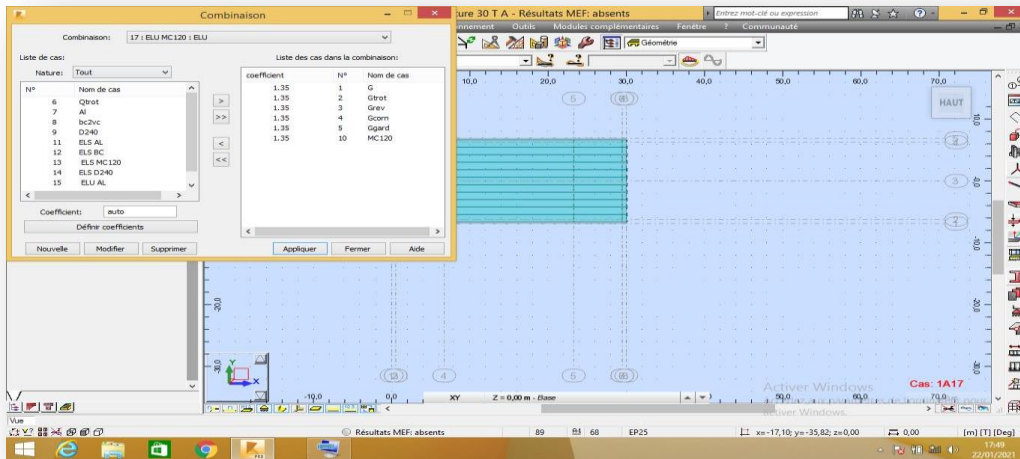


Figure 7.19: Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU.

- **ELU D240 :**

ELU D240: $1.35(G + G_{trot} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard} + D240)$

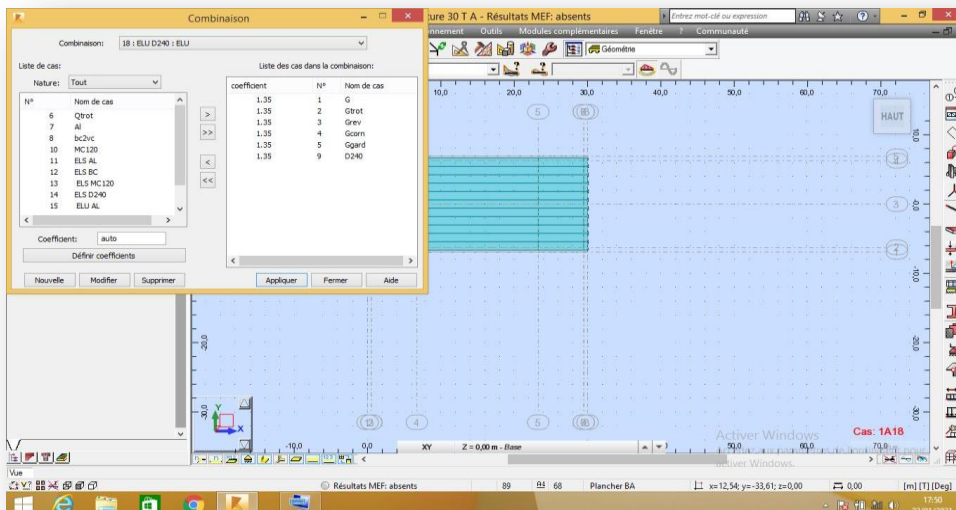


Figure 7.20 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU.

3. Les moments selon M_Y et M_X repris par la dalle :

ELU D240 :

$$M_{Y_{\max}} = 23.59 \text{ t} \text{ et } M_{Y_{\min}} = -17.31 \text{ t}$$

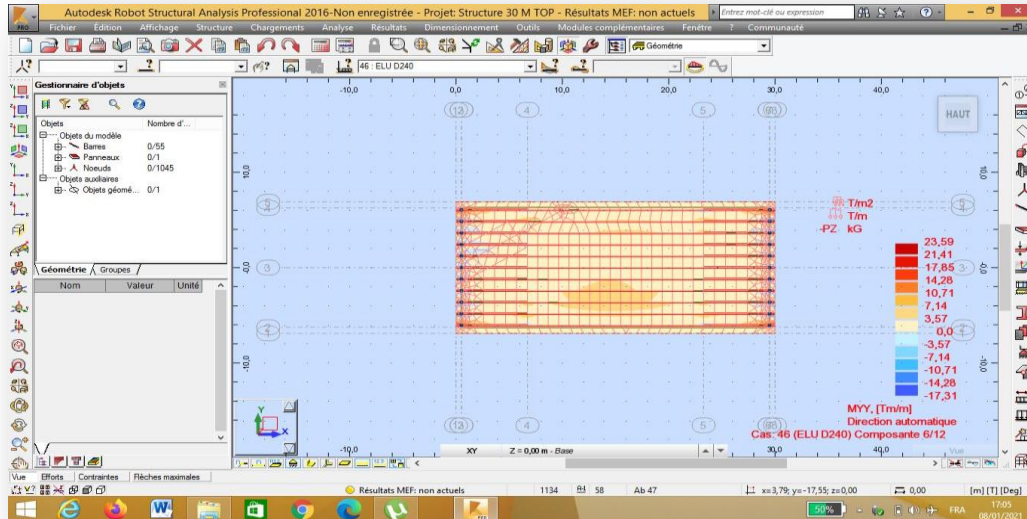


Figure 7.21: Le moment selon M_Y repris par la dalle

$$M_{X_{\max}} = 9.06 \text{ t} \text{ et } M_{X_{\min}} = -7.97 \text{ t}$$

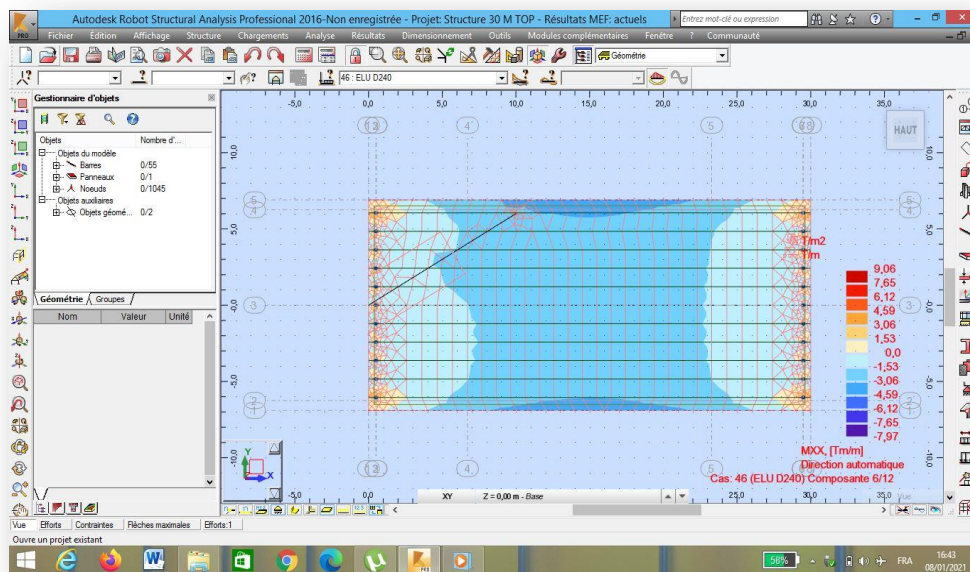


Figure 7.22: Le moment selon M_X repris par la dalle.

ELU D240+ :

$$M_{Y_{\max}} = 27.74 \text{ tet } M_{Y_{\min}} = -20.76 \text{ t}$$

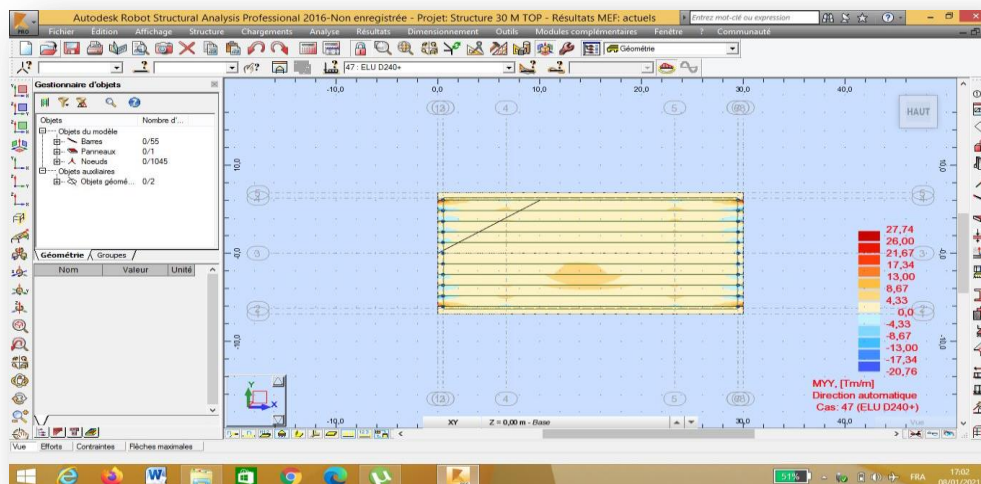


Figure 7.23: Le moment selon M_Y repris par la dalle sous D240+.

$$M_{X_{\max}} = 9.06 \text{ tet } M_{X_{\min}} = -7.97 \text{ t}$$

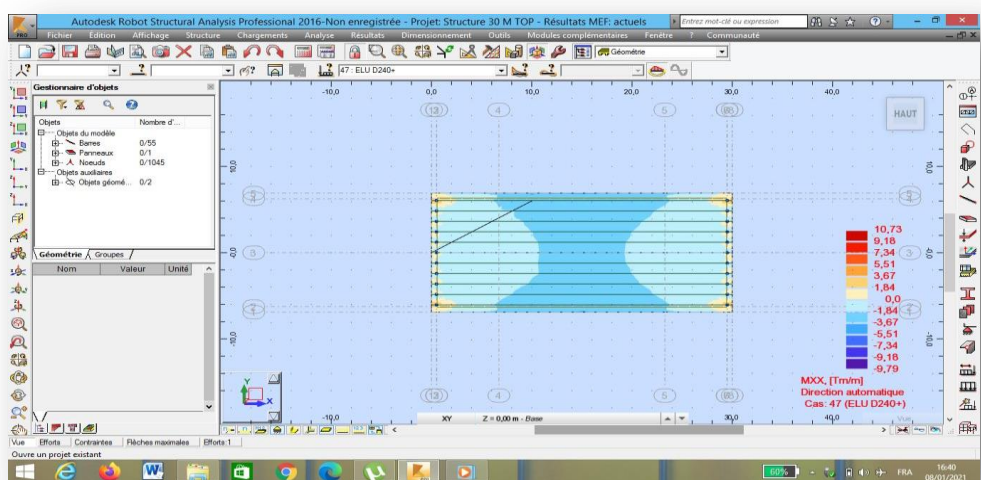


Figure 7.24: Le moment selon M_X repris par la dalle sous D240+

4. Les moments M_{max} et M_{min} repris par les poutres :

Sous G :

$$M_{X_{max}} = 5.51 \text{ t} \quad M_{X_{min}} = -5.15 \text{ t}$$

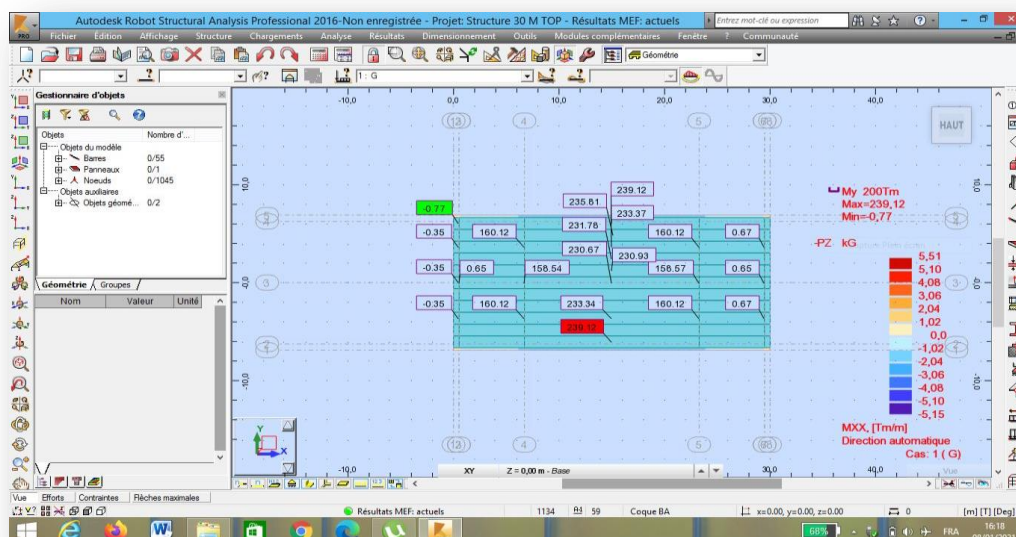


Figure 7.25 : Le moment selon M_x repris par les poutres sous G.

Chapitre 8 :
L'étude de l'hourdis

Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

En effet, l'hourdis est la partie plane horizontale du tablier qui joue un rôle multiple. En premier lieu, il assure la récupération transversale des efforts puis il assure la continuité de la surface ce dernier, et permis donc de relier les éléments de la poutraison. Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

- Par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres.
- Par un hourdis général coulé par-dessus des poutres.

Remarque : en ce qui concerne le pont qui fait l'objet de cette étude, la liaison est réalisé par un hourdis général coulé par-dessus des poutres.

- **NOTATIONS :**

Bulletin rédigé par **M. THENOZ**, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Chef du Centre de Calcul des Divisions d'Ouvrages d'Art

Document **SETRA** (divisions des ouvrages d'arts – Bulletin technique N°1)

Dimensions de la dalle a et b :

Comme il est indiqué plus haut le côté de dimension a est le côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, le côté de dimension b le côté parallèle à l'axe de l'ouvrage ; l'axe Ox est supposé parallèle au côté de dimension a, l'axe Oy est supposé parallèle au côté de dimension b. Les convois sont donc supposés se déplacer parallèlement à Oy.

Moments Ma et Mb au centre de la dalle :

M_a : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à Ox (poutre de portée a et de largeur 1) sur une section perpendiculaire à Ox. Le moment à son axe parallèle à Oy ; dans le cas où $b > a$, ce qui correspond notamment aux ponts à poutres en béton (armé ou précontraint, 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 Oy (poutre de portée b et de largeur 1) ; ce moment a son axe parallèle à Ox. Dans le cas où $b < a$, ce moment est dit longitudinal ; en effet, la poutre considérée se développe alors dans le sens de la longueur du pont aussi bien que dans le sens de la longueur de la dalle.

Les moments tiennent compte d'un coefficient de POISSON de 0,15 ; cette valeur convient parfaitement pour le béton armé ; en ce qui concerne le béton précontraint une valeur de 0,2 serait plus convenable mais les résultats seraient assez peu différents.

- **HAUTEUR DE REPARTITION :**

$$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle})$$

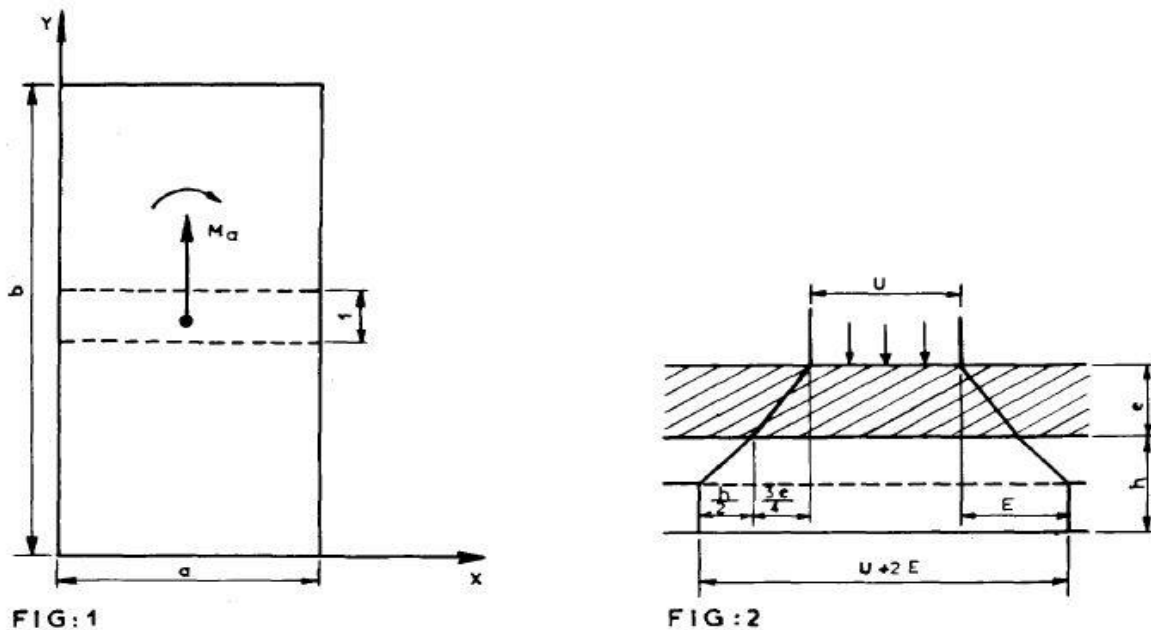


Figure 8.1. Hauteur de répartition.

• UTILISATION DES ABAQUES :

Dans le cas où $a < b$, ce qui est notamment le cas des ponts à poutres en béton, chaque abaque correspond à une valeur fixe de b , a étant variable. Les diverses courbes correspondant à diverses valeurs de E . On interpolera si nécessaire entre les courbes $E = cte$ et $b = cte$.

Les abaques à utiliser dans tous les cas courants (sauf cas particuliers visés en IV), sont — **les abaques N° 1 à 25 si le système militaire STANAG 120 ne doit pas être pris en considération, les cas les plus défavorables sont alors :**

M_a : Surcharge Bc cas de charge 1 (fig 3) pour les faibles valeurs de a ou si le pont est de troisième classe.

Surcharge Bt cas de charge 3 (fig 3) pour les grandes valeurs de a ou si le pont est de première ou deuxième classe. La valeur limite de a au-delà de laquelle Bt devient prépondérant est voisine de 3,30 m mais sa valeur exacte dépend de la dalle et de l'épaisseur E . Par ailleurs, l'attention de l'utilisateur est attirée sur le fait que pour comparer les effets de bt et de bc. il faut tenir compte des coefficients bc et bt (articles 5.22 et 5.42 du titre II du fascicule 61 du C.P.C.) coefficient dont il n'a pas été tenu compte dans les abaques.

M_b : Tandem Bt cas de charge 4 (fig 3) si le pont est de première ou deuxième classe.

Camions Bc cas de charge 1 (fig 3) pour les petites portées si le pont est de troisième classe.

Roue Br cas de charge 2 (fig 3) pour les grandes portées dans le cas de pont 'de troisième classe .La « portée limite » au-delà de laquelle Br devient prépondérant est voisine de 4 mètres mais elle varie avec la longueur b de la dalle et l'épaisseur E . Par ailleurs, l'attention de l'utilisateur est attirée sur le fait que pour comparer les effets de Bc et de Br il faut tenir compte du coefficient bc .

A suivre dans le cas ou $a > b$ dans le document SETRA – étude de l'hourdi par M. THENOZ.

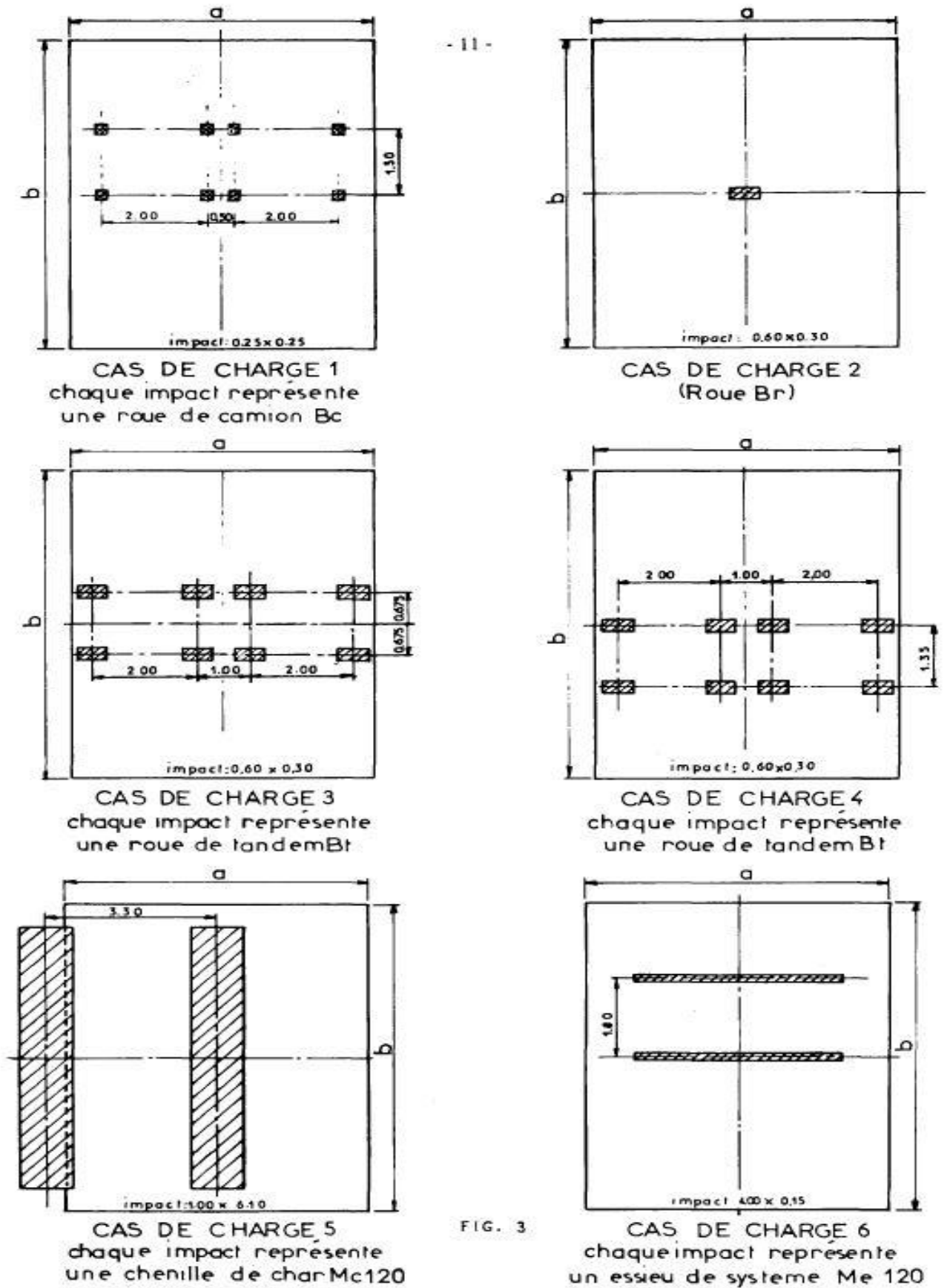


Figure 8.2 : Les cas de charges.

1. Hourdis général :

L'hourdis général est réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Il est plus facile à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression.

La figure ci-après donne un aperçu sur une coupe transversale du tablier.

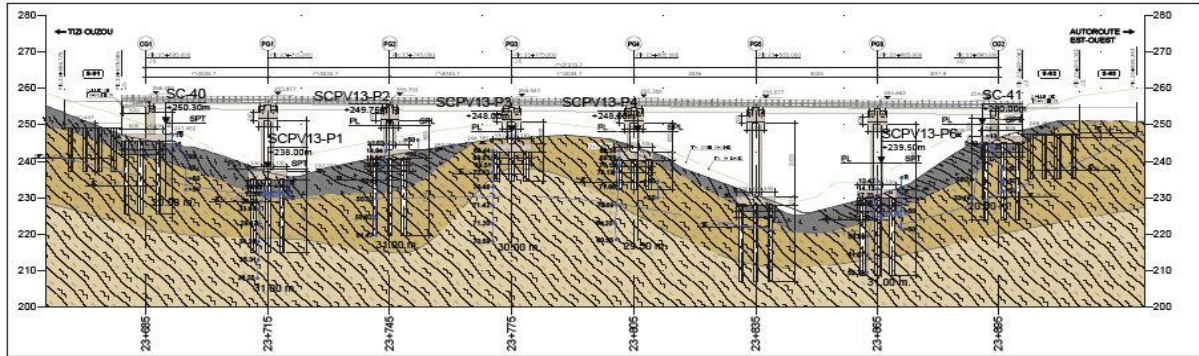


Figure 8.3: Coupe transversale du tablier.

2. Étude de la flexion localisée :

Considérons la dalle travaille dans les deux sens (suivant x et y). Et reposant sur deux côtés, On détermine les moments fléchissant dus aux différent cas de charge.

Pour les surcharges **Bt**, **Br**, **Mc120**, **A(L)** et **D240** On utilise les abaques de **PIGEAUD**.

Pour le calcul des moments dus aux surcharges les abaques nous donnent directement les moments en fonction d'E, a et b.

La dalle a une épaisseur de **25 cm** recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm.

Cette dalle repose sur les poutres d'entraxe **1,21 m**.

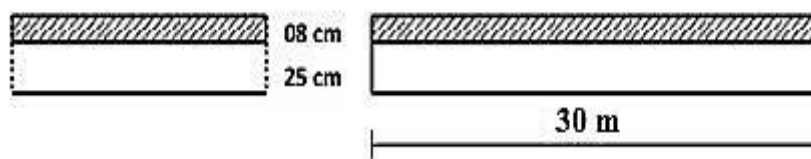


Figure 8.4 : Coupe transversale l'hourdi.

3. Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

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 »

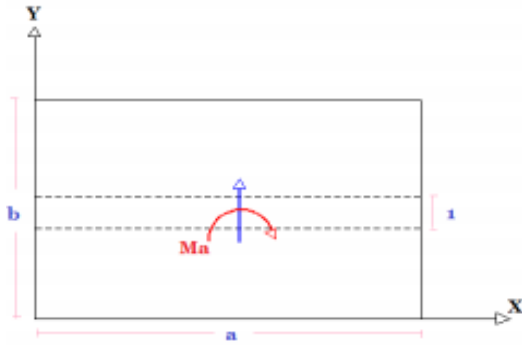


Figure 8.5 transversal(M_a)

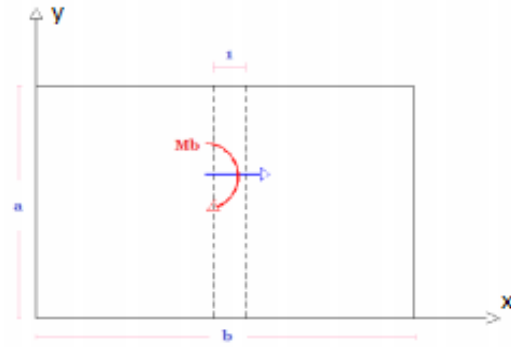


Figure 8.6 : longitudinal (M_b)

- La hauteur de répartition est donnée par :

$$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = \frac{3}{4}(8) + \frac{1}{2}(25) = \mathbf{18.5 \text{ cm.}}$$

a : La petite portée I_x

b : La grande portée I_y

$$I_x = a = 1.21 \text{ m}$$

$$I_y = b = 30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.21}{30} = 0.0403 < 0.4$$

Donc le panneau travaille dans un sens (celui de la portée).

3.1. Moment due à la charge permanente :

Poids propre de l'hourdis :

$$0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t.m}^2$$

Poids propre de revêtement :

$$0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t.m}^2$$

$$\text{Poids total : } P \times I_x \times I_y = (0.625 + 0.176) \times 1.21 = \mathbf{0.97 \text{ t}}$$

3.1.1. Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, selon P. CHARON, on a :

Moment longitudinal M_a :

- Suivant I_x : $M_a : \frac{G \cdot L_x^2}{8} = \frac{0.97 \times 1.21^2}{8} = 0.177 \text{ t.m}$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.8 \times M_a = 0.1416 \text{ t.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_a^x = -0.5 \times M_a = -0.0885 \text{ t.m}$$

Moment longitudinal M_b :

- **Suivant l_y :** $M_b : \frac{G \cdot L_y^2}{8} = \frac{0.97 \times 1^2}{8} = 0.1213 \text{ t.m}$ et selon P. CHARON, on a :

En travée : $M_t^y = \frac{Ma(x)}{4} = \frac{0.1416}{4} = 0.0354 \text{ t.m}$

Sur appui : $M_a^y = M_a^x = -0.0885 \text{ t.m}$

3.2. Moment due à la surcharge A(L) :

$A(L) = 1.087 \text{ t/m}^2 \Rightarrow A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.98 \text{ t/m}^2$

$q_a = 0.98 \times 1.21 = 1.185 \text{ t.m}$

Moment longitudinal M_a :

- **Suivant l_x :** $M_a : \frac{G \cdot L_x^2}{8} = \frac{1.185 \times 1.21^2}{8} = 0.2168 \text{ t.m}$

En travée : $M_t^x = 0.8 \times M_a = 0.1734 \text{ t.m}$

Sur appui : $M_a^x = -0.5 \times M_a = -0.1084 \text{ t.m}$

Moment transversal M_b :

- **Suivant l_y :** $M_b : \frac{G \cdot L_y^2}{8} = \frac{1.185 \times 1^2}{8} = 0.1481 \text{ t.m}$ et selon P. CHARON, on a :

En travée : $M_t^y = \frac{Ma(x)}{4} = \frac{0.1734}{4} = 0.0434 \text{ t.m}$

Sur appui : $M_a^y = M_a^x = -0.1084 \text{ t.m}$

3.3. Moment due à la surcharge Bc :

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.20L} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

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

$L = \min [\text{sup (1.21; 12.5), 30}] = 12.5 \text{ m}$

Impact : $0,25 \times 0,25$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 12.5 \text{ m}$

Poids propre de l'hourdis : $0,25 \times 12.5^2 \times 2,5 = 97.65 \text{ t}$

Poids propre de revêtement : $0,08 \times 12.5^2 \times 2,2 = 27.5 \text{ t}$

Poids propre de la superstructure : $(0.93 + 0.4) \times 12.5 = 16.625 \text{ t}$

Poids total: **$G = 141.775 \text{ t}$**

Surcharge maximal $S_1 = 2 \times 30 \times 3 = 180 \text{ t}$

$S = S_1 \times bc$ $bc = 0.95$ (d'après tableau).

$S = 180 \times 0.95 = 171 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{141.775}{171}} = 1.196$$

3.3.1. Moment longitudinal M_b :

Les abaques de **THENOZ** donnent les moments pour des valeurs de $\geq 2m$ et nous avons dans notre cas $a = 1.21$ qui ne figure pas dans les abaques on prend : $a = 2m$.

On a : $b = \text{infini}$ (30 m), $a = 2m$, $E = 0.185$

D'après l'abaque N°25 $M_b = 1.180 \text{ t.m}$

Le moment majoré est :

$$M_b = M_b \times \delta$$

$$M_b = 1.180 \times 1.196 = 1.411 \text{ t.m}$$

3.3.2. Moment transversal M_a :

$b = \text{infini}$ (30 m), $a = 2m$, $E = 0.185$

D'après l'abaque N°9 : $M_a = 2.46 \text{ t.m}$

$$M_a = M_a \times \delta$$

$$M_a = 2.46 \times 1.196 = 2.942 \text{ t.m}$$

3.4. Moment due à la Surcharge Br. :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{141.775}{10}} = 1.068$$

3.4.1. Moment longitudinal M_b :

$b = \text{infini}$ (30 m), $a = 2m$, $E = 0.185$

D'après l'abaque N°20 : $M_b = 0.260 \text{ t.m}$

$$M_b = 0.260 \times 1.068 = 0.277 \text{ t.m}$$

3.4.2. Moment transversal M_a :

$b = \text{infini}$ (30m), $a = 2m$, $E = 0.185$

D'après l'abaque N°30 : $M_a = 1.60 \text{ t.m}$

$$M_a = 1.60 \times 1.068 = 1.708 \text{ t.m}$$

3.5. Moment due à la Surcharge Bt :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

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

Masse total : 30 t

$$S = S1 \times bt$$

$$bt = 1.2 \text{ (Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{141.775}{72}} = 1.125$$

3.5.1. Moment longitudinal M_b :

b = infini (30m) a = 2m et E = 0.185

D'après l'abaque N°15 : $M_b = 1.05 \text{ t.m}$

$$M_b = 1.05 \times 1.125 = 1.181 \text{ t.m}$$

3.5.2. Moment transversal M_a :

b = infini (30m) a = 2m et E = 0.185

D'après l'abaque N°10 : $M_a = 0.290 \text{ t.m}$

$$M_a = 0.290 \times 1.125 = 0.326 \text{ t.m}$$

3.6. Moment due à la Surcharge Mc120 :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4\frac{141.775}{110}} = 1.155$$

3.6.1. Moment longitudinal M_b :

Le moment longitudinal est néant.

3.6.2. Moment transversal M_a :

b = infini (30 m) a = 2m E = 0.185

D'après l'abaque N° 35 : $M_a = 2.380 \text{ t.m}$

$$M_a = 2.380 \times 1.155 = 2.748 \text{ t.m}$$

3.7. Moment due à la Surcharge du Convoie D240 :

On utilise les abaques de PIGEAUD pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle concentrique U x V au milieu de la dalle :

$$U = a + 2.E \Rightarrow U = 1.21 + 2 \times 0.185 = 1.58 \text{ m}$$

$$V = b' + 2.E \Rightarrow V = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$U/a = 1.30 \quad V/a = 15.67 \quad V/b = 0.632$$

3.7.1. Moment transversal M_a :

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \times P$$

M_1 et M_2 étant les moments unitaires pour une charge concentrée $P = 1$ s'exerçant sur la surface réduite U x V, on utilise les tables de PIGEAUD pour avoir M_1 et M_2

On a : $\rho = 0.040$ donc on utilise les valeurs de $\rho = 0$.

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.04 \quad M_2 = 0.005$$

$$P = (240 \times 1.21) / 3.2 = 90.75 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) \times P = (0.04 + 0.15 \times 0.005) \times 90.75 = 3.698 \text{ t.m}$$

3.7.2. Moment longitudinal M_b :

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) \times P = (0.005 + 0.15 \times 0.04) \times 90.75 = 0.998 \text{ t.m}$$

4. Étude de l'effort tranchant :

4.1. Poids propre :

$$P = 30 \times 1.21 \times (2.5 \times 0.25 + 2.2 \times 0.08) = 29.07 \text{ t.}$$

Effort tranchant par unité de longueur est donc :

- Au milieu du petit côté :

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0.323 \text{ t/ml}$$

- Au milieu du grand coté :

$$T_b = \frac{P}{2b + a} = 0.475 \text{ t/ml}$$

4.2. Surcharge AL :

$$A(L) = 1.087 \text{ t/m}^2 \Rightarrow A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.98 \text{ t/m}^2$$

$$P = A(L) \times L_x \times a = 0.98 \times 30 \times 1.21 = 35.57 \text{ t}$$

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0.395 \text{ t/ml}$$

$$T_b = \frac{P}{2b + a} = 0.581 \text{ t/ml}$$

4.3. Surcharge Bc:

$$\begin{cases} U = 0.75 + 2 \times 0.185 = 1.12 \text{ m.} \\ V = 1.75 + 2 \times 0.185 = 2.12 \text{ m.} \end{cases}$$

$$U < V \begin{cases} T_u = \frac{P}{3V} = \frac{24}{3 \times 2.12} = 3.774 \text{ t/m} \\ T_v = \frac{P}{2V + U} = \frac{24}{2 \times 2.12 + 1.12} = 4.477 \text{ t/m} \end{cases}$$

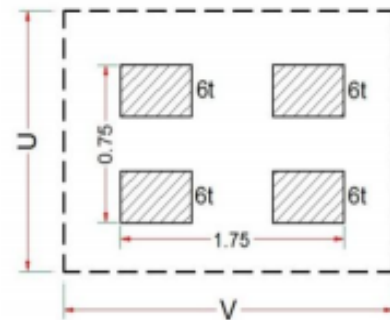


Figure 8.7: Système Bc

4.4. Système Br :

La charge totale = 10t

$$\begin{cases} U = 0.3 + 2 \times 0.185 = 0.67 \text{ m.} \\ V = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97 \text{ m.} \end{cases}$$

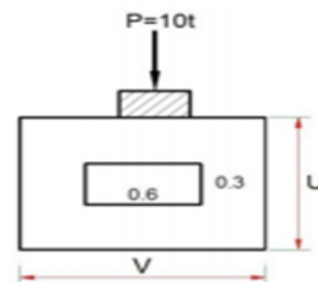


Figure 8.8 : Système Br

4.5. Système Bt :

Tandem de deux essieux de 16 t, chaque roue pèse 8 t

La surface d'impact d'une roue est rectangulaire « a. b »

$$\begin{cases} a = 0.25 \\ b = 0.60 \end{cases}$$

$$V = b + 2 \cdot E = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97 \text{ m}$$

$$U = a + 2 \cdot E = 0.25 + 2 \times 0.185 = 0.62 \text{ m}$$

$$U < V \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{16}{3 \times 0.97} = 5.498 \text{ t/m} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{16}{2 \times 0.97 + 0.62} = 6.25 \text{ t/m} \end{cases}$$

4.6. Système Mc120 :

$$\begin{cases} U = 4.3 + 2 \times 0.185 = 4.67 \text{ m.} \\ V = 6.1 + 2 \times 0.185 = 6.47 \text{ m.} \end{cases}$$

$$U < V \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{55}{3 \times 6.47} = 2.83 \text{ t/m} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{55}{2 \times 6.47 + 4.67} = 3.12 \text{ t/m} \end{cases}$$

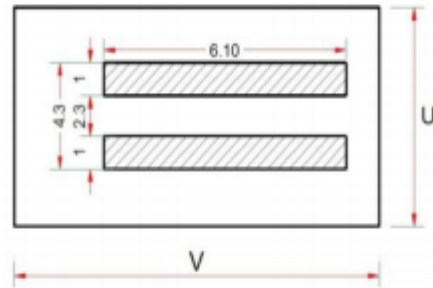


Figure 8.9 : Système Mc120

4.7. Système D240 :

$$\begin{cases} U = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m.} \\ V = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m.} \end{cases}$$

$$U < V \begin{cases} T_U = \frac{P}{2U+V} = \frac{90.75}{2 \times 18.97 + 3.57} = 2.186 \text{ t/ml} \\ T_V = \frac{P}{3U} = \frac{90.75}{3 \times 18.97} = 1.594 \text{ t/ml} \end{cases}$$

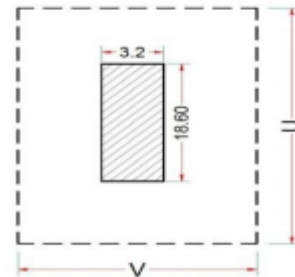


Figure 8.10 : Convoi D₂₄₀

5. Calcul des moments :

5.1. Moment fléchissant à L'ELU :

Surcharge	Moment		σ	σM_q	M_T
1.35G+1.6A(L)	M_a	0.2168	1.00	0.2168	0.59
	M_b	0.1481		0.1481	0.40
1.35G+1.6Br	M_a	1.708	1.05	1.734	2.97
	M_b	0.277		0.291	0.61
1.35G+1.6Bt	M_a	0.326	1.068	0.348	0.76
	M_b	1.181		1.261	2.13
1.35G+1.6Bc	M_a	2.942	1.080	3.177	4.97
	M_b	1.411		1.529	2.59
1.35 (G+Mc120)	M_a	2.748	1.076	2.957	3.94
	M_b	0		0	0.24
1.35 (G+D240)	M_a	3.698	1.00	3.698	5.29
	M_b	0.998		0.998	1.59

Tableau 8.1 : Combinaison des moments a l'ELU

5.2. Moment fléchissant à L'ELS :

Surcharge	Moment		σ	σM_q	M_T
G+1.2A(l)	M_a	0.2168	1.00	0.2168	0.44
	M_b	0.1481		0.1481	0.35
G+1.2Br	M_a	1.708	1.05	1.734	2.23
	M_b	0.277		0.291	0.51
G+1.2Bt	M_a	0.326	1.068	0.348	0.57
	M_b	1.181		1.261	1.59
G+1.2Bc	M_a	2.942	1.080	3.177	3.71
	M_b	1.411		1.529	1.95
G+Mc120	M_a	2.748	1.076	2.957	2.93
	M_b	0		0	0.18
G+D240	M_a	3.698	1.00	3.698	3.97
	M_b	0.998		0.998	1.18

Tableau 8.2 : Combinaison des moments a l'ELS.

6. Effort tranchant :

6.1. Les efforts tranchant à l'ELU :

Surcharge	Moment		σ	σTq	T_T
1.35G+1.6A(L)	T_X	0.395	1.00	0.395	0.774
	T_Y	0.581		0.581	1.104
1.35G+1.6Br	T_X	3.44	1.05	3.612	6.172
	T_Y	3.84		4.032	7.073
1.35G+1.6Bt	T_X	5.498	1.068	5.871	9.791
	T_Y	6.25		6.675	11.309
1.35G+1.6Bc	T_X	3.774	1.080	4.075	6.918
	T_Y	4.477		4.835	8.360
1.35 (G+Mc120)	T_X	2.83	1.076	3.045	5.268
	T_Y	3.12		3.357	5.879
1.35 (G+D240)	T_X	2.186	1.00	2.186	3.902
	T_Y	1.594		1.594	3,190

Tableau 8.3 : Combinaison effort tranchant a l'ELU.

6.2. Les efforts tranchant à l'ELS:

Surcharge	Moment		σ	σTq	T_T
G+1.2A(l)	T_X	0.395	1.00	0.395	0.579
	T_Y	0.581		0.581	0.827
G+1.2Br	T_X	3.44	1.05	3.612	4.626
	T_Y	3.84		4.032	5.450
G+1.2Bt	T_X	5.498	1.068	5.871	7.340
	T_Y	6.25		6.675	8.476
G+1.2Bc	T_X	3.744	1.080	4.075	5.185
	T_Y	4.477		4.835	6.264
G+Mc120	T_X	2.83	1.076	3.045	3.947
	T_Y	3.12		3.357	4.404
G+D240	T_X	2.186	1.00	2.186	2,923
	T_Y	1.594		1.594	2,386

Tableau 8.4 : Combinaison effort tranchant a l'ELS.

7. Récapitulation des moments à prendre en compte pour calculer l'hourdis :

7.1. Moments transversaux M_a :

	$M_{max}ELU$ (t.m)	$M_{max} ELS$ (t.m)	Moment ELU (t.m)	Moment ELS (t.m)
Moment sur appuis $0.5M_{max}$	5.29	3.97	2.65	1.99
Moment sur travée $0.8M_{max}$			4.23	3.17

Tableau 8.5 : moments transversaux M_a

7.2. Moments longitudinaux M_b :

	$M_{max}ELU$ (t.m)	$M_{max} ELS$ (t.m)	Moment ELU (t.m)	Moment ELS (t.m)
Moment sur appuis $0.5M_{max}$	2.59	1.95	1.30	0.98
Moment sur travée $0.8M_{max}$			2.07	1.56

Tableau 8.6 : moments longitudinaux M_b

8. ferrailage de la dalle :

8.1. Transversalement :

$h = 25 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$

- a) En travée :
- A l'ELU :

$M_U = 4.23 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

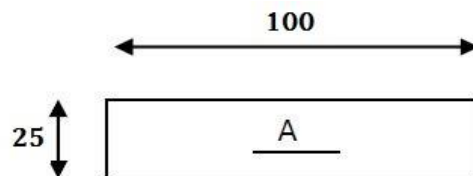


Figure 8.11 : dimension de panneau

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4.23}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 19.83} = 0.042$$

$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.054) = 0.98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.23}{0.98 \times 22.5 \times 10^{-2} \times 348} \times 10^2 = 5.50 \text{ cm}^2$$

➤ **A PELS :**

$$M_{S,max} = 3.17 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = 228.62 \text{ MPa } F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 2.7$$

$$\mu_s = \frac{3.17}{100 \times 10^{-2} \times 0.225^2 \times 228.62} = 0.0027$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0027}}{0.8} = 0.003$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.003) = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.17}{0.22 \times 228.62} \times 10^2 = 6.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA16** = 8.04 cm²

- On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{F_{tj}}{f_e}\right) b \times d; \quad F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 2.7$$

$$A_{min} \geq 4.23 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 8.04 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.20 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 54$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.24$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 39984.16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{S,\max}}{I} = \frac{3.17 \times 10^2 \times 10^2}{39984.16} = 0.79$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.79 \times 6.24 = 4.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Donc la condition est vérifiée

- Acier :

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 15 \times 0.79 \times (22.5 - 6.24) = 192.68 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.7)^{\frac{1}{2}} \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 223.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Espacement max :

$$e \leq \text{min}(3h; 33\text{cm}) = \text{min}(75; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

e = 25 cm < 33cm (Condition Vérifiée)

b) En appuis :

➤ **A l'ELU :**

$$M_U = 2.65 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

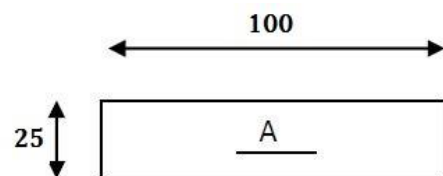


Figure 8.12 : dimension de panneau

$$\mu = \frac{2.65}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 19.83} = 0.026$$

$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}}{0.8} = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = 0.98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.65}{0.98 \times 0.225 \times 348} \times 10^2 = 3.45 \text{ cm}^2$$

➤ A l'ELS :

$$M_{S,max} = 1.30t.m$$

$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 \cdot (f_{tj})}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)} \right\} = 228.63 \text{MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.30}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 228.63} = 0.0011$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0011}}{0.8} = 0.0021$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0021 = 0.99$$

$$Z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.223$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,max}}{Z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.30}{0.223 \times 228.63} \times 10^2 = 3.90 \text{ cm}^2$$

On choisit **5HA12** = 5.65cm²

- On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d; F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 2.7$$

$$A_{min} \geq 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 5.65 \text{cm}^2$$

- Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0.848 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 38.16$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.39$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 25759.14 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{S,max}}{I} = \frac{1.30}{25759.14} = 0.505$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.505 \times 5.39 = 2.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa} \rightarrow 2.72 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ donc la condition est **vérifiée**

- Acier :

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 110.50 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \eta = 1.6 \text{ et } f_{tj} = 2.7$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.7)^{\frac{1}{2}} \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 110.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$ donc la condition est vérifiée

- Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

8.2. Longitudinalement :

a) En travée :

➤ a l'ELU :

$$M_{u_{\max}} = 2.07 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_{\max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{2.07}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 19.83} = 0.021$$

$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}}{0.8} = 0.026$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{2.07}{0.99 \times 22.5 \times 10^{-2} \times 348} \times 10^2 = 2.68 \text{ cm}^2$$

➤ A l'ELS :

$$M_{s_{\max}} = 1.56 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{s_{\max}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

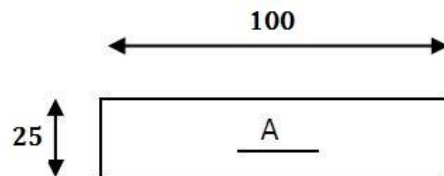


Figure 8.13 : dimension de panneau

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min\left\{\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{(1.6 \times 2.7)}\right\} = 228.63\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.56}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 228.63} = 0.0014$$

On a: $\beta_1=0.99$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22275$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.56}{0.22275 \times 228.63} \times 10^2 = 3.06 \text{ cm}^2/ml$$

On prend: **5HA12=5.65cm²**

- Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On prend: **e = 20 cm < 33cm (Condition vérifiée)**

b) En appuis :

➤ **A l'ELU :**

$$M_{u,max} = 1.30 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.30}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 19.83} = 0.013$$

$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}}{0.8} = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.30}{0.99 \times 0.225 \times 348} \times 10^2 = 1.68 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELS :**

$$M_{S,max} = 0.98\text{t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min\left\{\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{(1.6 \times 2.7)}\right\} = 228.63\text{MPa}$$

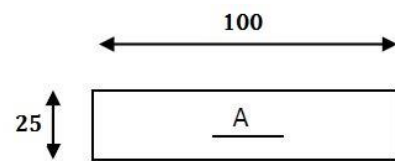


Figure 8.14 : dimension de panneau

$$\mu_s = \frac{0.98}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 228.63} = 0.00071$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00071}}{0.8} = 0.0009$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0009 = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.22275$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.98}{0.22 \times 228.63} \times 10^2 = 1.95 \text{ cm}^2/ml$$

On prend **4HA12** = 4.52cm²

- Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(75; 33cm) = 33cm$$

$$e = \mathbf{25 \text{ cm}} < 33cm \text{ (Condition vérifiée)}$$

- On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad F_{tj}=0,6+0,06 \times f_{c28}=2,7$$

$$A_{min} \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_{su}) = A_{ser} = 4.52 \text{ cm}^2$$

8.3. Ferrailage général de la dalle :

8.3.1. Les armatures transversales :

Fibre inférieure : Fibre supérieure :

4HA 16 espacée de 25 cm

5HA 12 espacée de 20 cm

8.3.2. Les armatures longitudinales :

Fibre inférieure :

Fibre supérieure :

5HA 12 espacée de 20 cm

4HA 12 espacée de 25 cm

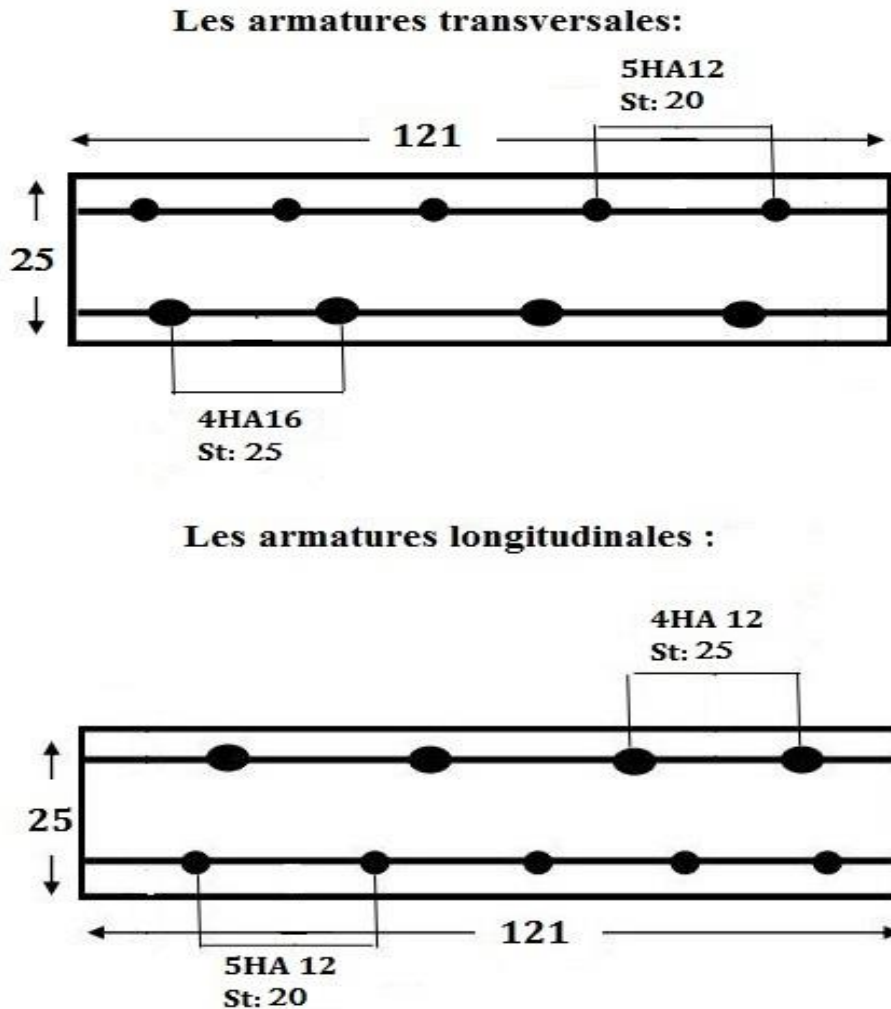


Figure 8.15 : Ferrailage général de la dalle

9. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Enfoncement d'une surface, tassement d'un sol, déformation d'un élément de structure sous l'effet d'une charge localisée.

Sous l'action d'une charge localisée considérable appliquée sur un hourdis, il a lieu de vérifier la résistance de ce dernier au poinçonnement.

Lorsque les charges localisées sont éloignées des bords. On admet qu'aucune armature particulière n'est requise, sous condition de vérifier la formule suivante :

$$Q_u \leq 0.045 u_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

u_c : Le périmètre du contour de l'aire sur laquelle, agit la charge dans le plan moyen.

h_0 : L'épaisseur de la dalle.

Q_u : Est charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

$$Q_u = 1.6 \cdot P_i 10^{-2} \text{MN}$$

- **Sous la roue Br : P =10t ; u=0.60 ; v=0.30**

$$\begin{cases} u' = 0.67 \\ v' = 0.97 \end{cases} \Rightarrow u_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0.67 + 0.97) = 3.28 \text{m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 10 \times 10^{-2} = 0.16 \leq 0.045 \times 3.28 \times 0.25 \times \frac{35}{1.5} = 0.861$$

$$0.16 \leq 0.861 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Sous la roue Bc : u=25cm ; v=25cm ; P =6t**

$$\begin{cases} u' = 1.12 \\ v' = 2.12 \end{cases} \Rightarrow u_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (1.12 + 2.12) = 6.48 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 6 \times 10^{-2} = 0.096 \leq 0.045 \times 6.48 \times 0.25 \times \frac{35}{1.5} = 1.701$$

$$0.096 \leq 1.701 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Sous la roue Bt : u=60cm ; v=25cm ; P =8t**

$$\begin{cases} u' = 0.62 \\ v' = 0.97 \end{cases} \Rightarrow u_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0.62 + 0.97) = 3.18 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 8 \times 10^{-2} = 0.128 \leq 0.045 \times 3.18 \times 0.25 \times \frac{35}{1.5} = 0.8347$$

$$0.128 \leq 0.8347 \text{ (Condition vérifiée)}$$

10. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u est t.q:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_d \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'hauteur (l'épaisseur de la dalle) :

T_{max} : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 1.6Bt = 11.309 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{1 \times 10^3 \times 250} = \frac{11,4991 \times 10^4}{1 \times 10^3 \times 250} = 0.4599 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{35}{1.5} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$0.4599 \leq 1.63 \text{ (Condition vérifiée)}$$

D'où pas d'armature d'effort tranchant

Chapitre 9 :
Etudes de la précontrainte et
les pertes de tension

Introduction :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraire à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieur créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures.

Dans le cas du béton, qui résiste bien à la compression et mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compressions permanentes de sorte que les charges extérieures qui, dans le cas du béton armé font naitre des tractions, dans le cas du béton précontraint ne provoquent qu'une décompression du béton (ou à la limite, des contraintes de traction faibles, jugées admissibles).

Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français Eugène FREYSSINET (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

Définition des classes de vérification :

La précontrainte a été résumé grossièrement dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L. On peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

- **Classe I :** Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.
- **Classe II :** On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.
- **Classe III :** On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, on calcule notre ouvrage en classe II.

Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte. -La proximité des armatures de précontrainte Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares en section d'enrobage

1. Dimensionnement de la précontrainte :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse

1.1. Précontrainte minimale :

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «**P_{min}** » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{min} = \text{Max} (P_1, P_2)$$

Avec :

P₁: Précontrainte minimale en section sous critique.

P₂ : Précontrainte minimale en section sur critique.

Les moments développés dans la section médiane à l'ELS sont :

M_{max}: Moment maximale sous l'effet de G+ D240 (en charge)

$$M_{max} = 581.59 \text{ t.m}$$

M_{min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{min} = 239.12 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 581.59 - 239.12 = 342.47 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 342.47 \text{ t.m}$$

	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	H(cm)
Poutre seule	5526.9	15844037.7	69.16	80.81	51.27	150
Poutre avec hourdi	8551.9	29039519.4	65.28	109.72	47.40	175

Tableau 9.1 : Caractéristiques de la poutre.

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{ti} &= -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \\ &= -2.7 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}\end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ Mpa}$$

(hors de la section d'enrobage)

- **En section sous critique :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{p}$$

- **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d'; l'enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 15 \text{ cm avec } (h = 150 \text{ cm})$$

 **Application :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{342.47 \times 10^3}{0.51 \times 150} + \frac{5526.9}{150} \times 150(-2.7 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 3074 \text{ KN}$$

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{581.59 \times 10^3 + 0.51 \times 5526.9 \times 69.16 \times (-2.7 \times 10^{-1})}{0.51 \times 69.16 + 80.81 - 15}$$

$$P_2 = 5232.95 \text{ KN}$$

$$P_1 = 3074 \text{ KN} < P_2 = 5232.95 \text{ KN}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

$$= \sup(3074 \text{ KN}, 5232.95 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 5232.95 \text{ KN}$$

- **Alors l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = -(V' - d') = -(80.81 - 15) = -65.81 \text{ cm}$$

1.2. Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de précontrainte à 25 % :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{5232.95}{0.68} = 7695.51471 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **07T15** de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 6,7 cm.
- Section nominal du câble = $139 \times 7 = 973 \text{ mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1770 \text{ Mpa}$

- $f_{peg} = 1583 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1770 = 1416 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1583 = 1424.7 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1416 \times 973 \times 10^{-3} = 1377.76 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{7695.51471}{1377.76} = 5.59 \text{ soit } n = 06 \text{ cables de } 07T15$$

$$P_{\min} = 6 \times 1377.76 = 8266.56 \text{ KN}$$

1.3. Vérification des sections :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} \end{array} \right.$$

$\overline{\sigma}_{ci}$ et $\overline{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{ts}$ Et $\overline{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

- **Vérification des contraintes à la mise en tension :**

En construction, la mise en tension se fait au 14eme jour (50%).

- **Contrainte limite :**

- ✚ **En compression :**

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} = 0.6 f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28}; f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 17.948 \text{ Mpa}$$

- ✚ **En traction :**

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} - 1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.395 = -3.592 \text{ Mpa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.395 \text{ Mpa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec } :f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76 \times 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.395 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 8266.56 = 7770.57 \text{ KN}$$

• **Vérification des contraintes en fibre supérieure :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min}}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(80.81 - 15) = -65.81 \text{ cm}$$

A la mise de en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $qG = 1.387 \text{ t/ml}$ dans (Chapitre 5)

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.387 \times 30^2}{8} = 156.037 \text{ t.m} \Rightarrow 1560.37 \text{ KN.M}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{7770.57}{5526.9} + 7770.57 \frac{(-65.81) \times 69.16}{15844037.7} + 1560.37 \frac{69.16 \times 10^2}{15844037.7} = -0.00743179 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ &= \mathbf{-0.1430 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ts} = -0.1430 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

• **Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \Rightarrow \text{A la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{7770.57}{5526.9} - 7770.57 \frac{(-65.81) \times 80.81}{15844037.7} - 1560.37 \frac{80.81 \times 10^2}{15844037.7} = 3.2183 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ci} = 32.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = 32.18 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{ Mpa} \text{ condition non vérifiée}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948 \text{ MPa}$$

$$P = 0.94P_{01} \Rightarrow 0.94 \times 1377.76 \text{ n (n: nombre de câbles).}$$

$$\geq \mathbf{-3.592 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{ts} = (0.234 n - 0.372 n + 0.681) \cdot 10 \geq -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 7.53 \dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 1377.76 n}{5526.9} - \frac{0.94 \times 1377.76 n \cdot (-65.81) \times (80.81)}{15844037.7} - 1560.37 \frac{80.81 \times 10^2}{15844037.7}$$

$$\sigma_{ci} = (0.234 n + 0.434 n - 0.795) \cdot 10 \geq 17.948 \text{ MPa} \Rightarrow n \leq 3.87 \dots (2)$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que de trois câbles à l'about.

Conclusion :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, trois câbles à l'about et trois câbles à l'extrados.

2. Tracé des câbles :

2.1. Positionnement :

On dispose de trois câbles à l'about et trois câbles à l'extrados.

2.2. Principe :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.
- Les câbles de la 2ème famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

+ Câble d'about :

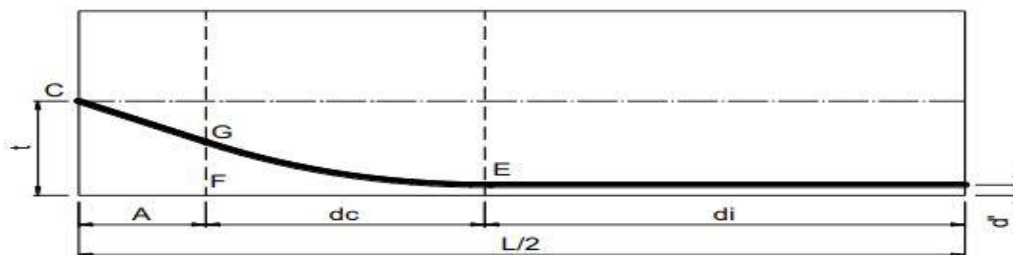


Figure 9.1 : Tracé d'un câble

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a \cdot X^2$ pour $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

✚ Câble émergeant (extrados) :

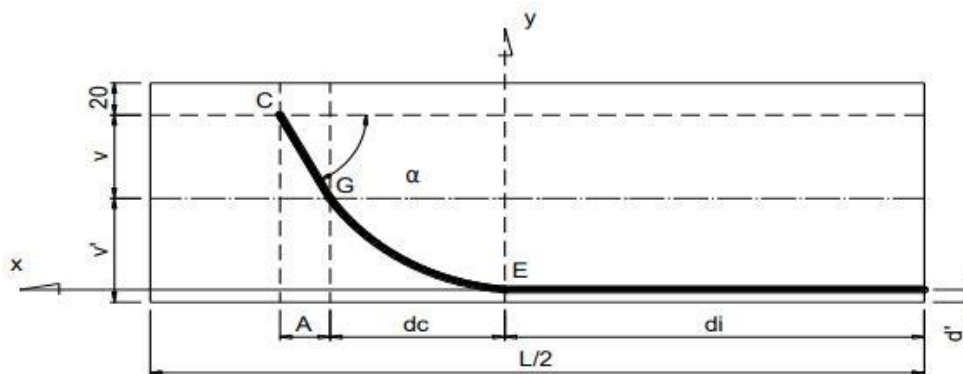


Figure 9.2 : Tracé du câble émergeant.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

$$\text{Pour } X = dc \Rightarrow \begin{cases} Y = a \cdot dc^2 \dots \dots \dots (1) \\ Y = v' - d' \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$Y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \dots \dots \dots (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot Y}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (4)$$

On remplace (2) dans (4) :

$$dc = \frac{2 \cdot (V' - d')}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (5)$$

2.3. Application au projet :

Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition : $P_1 + P_2 + P_3 = R$ avec $P_1 = P_2 = P_3 = P$

$$\sum M_{\text{fibre inf}} = R \cdot V' = P_1 \cdot d + P_2 \cdot (a' + d) + P_3(2a' + d)$$

$$V' = a' + d$$

$$a' = V' - d = 80.81 - 25 = 55.81$$

$$V - a = 69.16 - 58.31 = 13.35 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

La disposition à adopter est données comme suit :

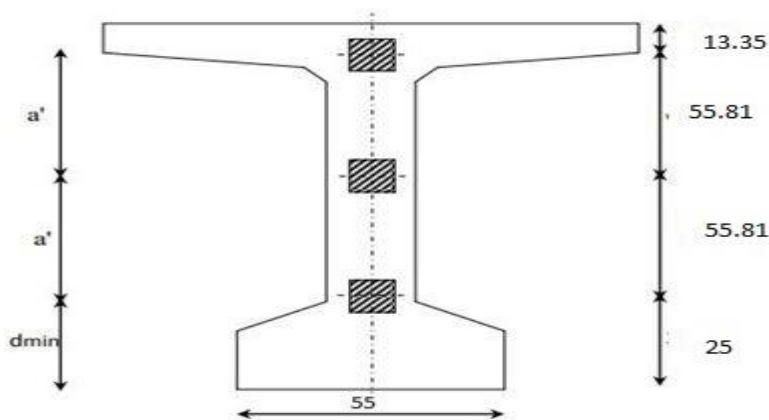


Figure 9.3 : disposition des câbles.

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 4^0 ; \alpha_2 = 12^0 ; \alpha_3 = 17^0$$

Exemple de calcul :

✚ **Câble d'about :**

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 4} (0.25 - \tan 4 - 0.15) = 0.86 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 4}{2 \times 0.86} = 0.0406$$

✚ **Câble émergeant (extrados) :**

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (V - d') = dc = \frac{2}{\tan 25} (80.81 - 21.5) = 2.543 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.543} = 0.0916$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N ^o cable	α(°)	tan α	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1ère famille	1	4	0.699	0.25	0.15	0.86	0.0406
	2	12	0.212	0.8081	0.15	4.1938	0.0253
	3	17	0.305	1.3662	0.15	5.9562	0.0256
2eme famille	4	25	0.466	1.50	0.215	2.543	0.0916
	5	25	0.466	1.50	0.215	2.543	0.0916
	6	25	0.466	1.50	0.215	2.543	0.0916

Tableau 9.2: Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles.

Pour la 2ème famille :

$$b = \frac{V}{\tan \alpha} = \frac{69.16}{\tan 25} = 150 \text{ cm} = 1.50 \text{ m}$$

2.4. : Tracé des câbles :

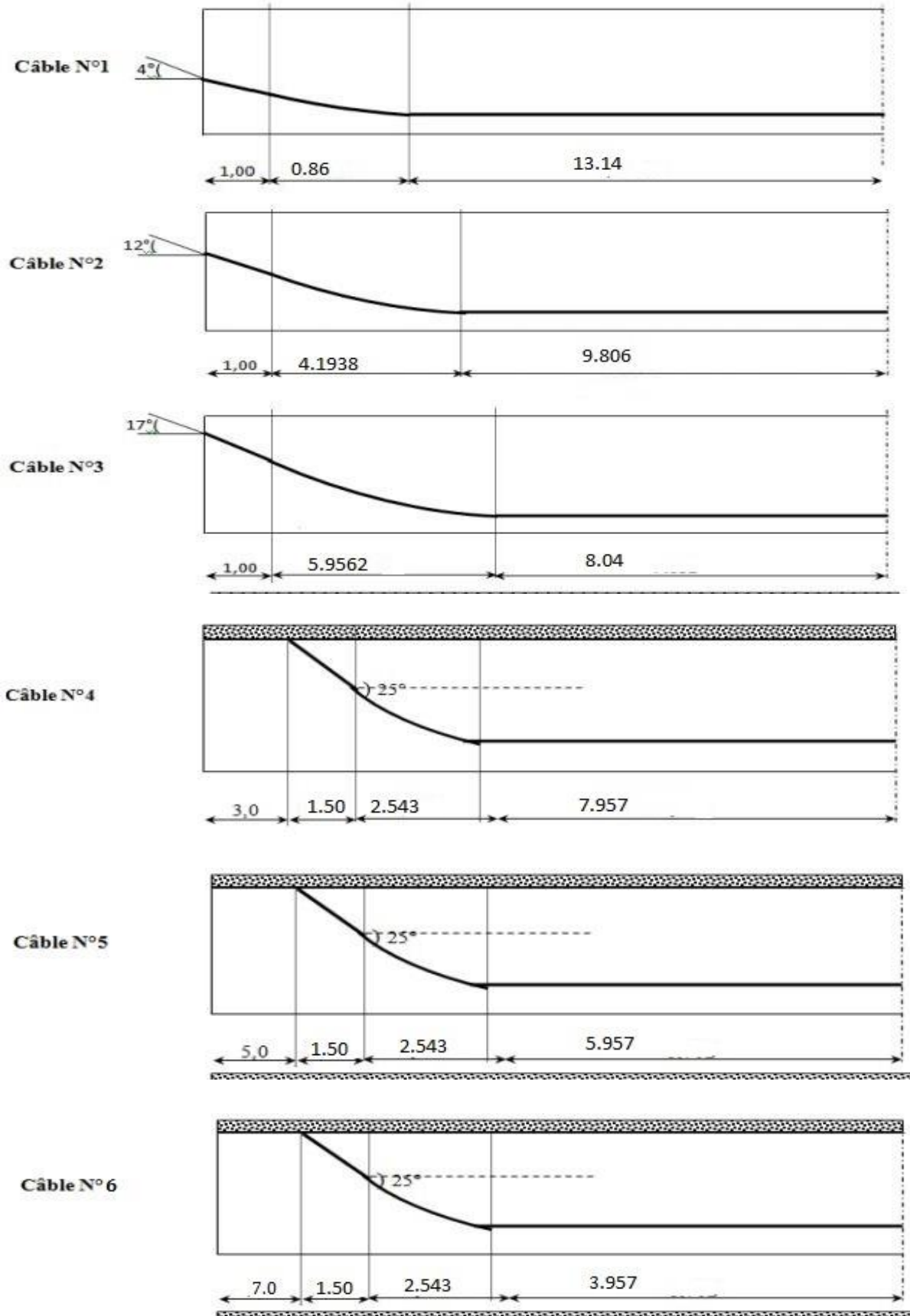


Figure 9.4 : Tracé des câbles.

- Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln \left(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 1ere famille} \\ \frac{A}{\cos \alpha} & \text{pour les câbles de 2 eme famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 4} = 1.504 & \text{pour les câbles de 1ere famille} \\ \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1.50}{\cos 25} = 1.655 & \text{pour les câbles de 2 eme famille} \end{cases}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.0406} \left[\ln \left(2 \times 0.0406 \times 0.86 + \sqrt{1 + (2 \times 0.0406 \times 0.86)^2} \right) + 2 \times 0.0406 \times 0.86 \sqrt{1 + (2 \times 0.0406 \times 0.86)^2} \right] =$$

N°cables	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt× 2
1	1.504	0.819	13.14	15.46	30.92
2	1.533	3.3671	9.806	14.70	29.41
3	1.568	4.9990	8.04	14.60	29.21
4	1.655	1.9981	7.957	11.61	23.22
5	1.655	1.9981	5.957	9.61	19.22
6	1.655	1.9981	3.957	7.61	15.22

Tableau 9.3: Récapitulatif des longueurs des câbles.

2.5 : Câble moyen fictif :

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la

distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure. La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- **Section d'about** : $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à Xm de l'appui** : $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul :

- **Section d'appui** : 3 câbles

Câble n° (1) : $t_1 = 0.250$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.8081$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.3662$ m

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.25 + 0.8081 + 1.3662}{3} = 0.8081$$

- **Section à 1m de l'appui** :

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = d_c + 1 - (X)$$

Câble n° (1) : $t_1 = 0.18$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.5949$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.0581$ m

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.18 + 0.5949 + 1.0581}{3} = 0.611$$

	Section d'about			Section à 1 m de l'about	
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	0.250		1	0.180	
2	0.8081	0.8081	2	0.5949	0.611
3	1.3662		3	1.0581	

Tableau 9.4:Positionnement des câbles a l'about

Section à 3 m de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	0.2027		1	0.2027	
2	0.2717	1.5437	2	0.2717	
3	4.1567		3	4.1567	1.2182
			4	1.50	

Tableau 9.5:Positionnement des câbles à 3 m de l'about

Section à 5 m de l'about					
sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	0.5502		1	0.5502	
2	0.1594	0.612	2	0.1594	
3	1.129		3	1.129	0.749
			4	0.4094	
			5	1.50	

Tableau 9.6:Positionnement des câbles à 5 m de l'about

Section à 7 m de l'about					
sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	1.22		1	1.22	
2	0.9753	0.7819	2	0.9753	
3	0.1504		3	0.1504	1.077
			4	1.3039	
			5	1.50	
			6	1.31	

Tableau 9.7:Positionnement des câbles à 7 m de l'about

Section à 0.5L de l'about					
sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	0.15		1	0.15	
2	0.15	0.15	2	0.15	
3	0.15		3	0.15	0.1825
			4	0.215	
			5	0.215	
			6	0.215	

Tableau 9.8 : Câble moyen fictif.

3. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respecter .d'ou en

détermine les caractéristique géométrique des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

✚ Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble $\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$



Figure 9.5: composantes de la force de précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravite de la poutre.

Zi : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Zi = ti).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos\alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos\alpha_i$

• Section d'about (poutre seule) :

n° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Zi (m)	Zi x cosa	Zi ² (m ²)
1	4	0.06976	0.9976	0.250	0.2494	0.0625
2	12	0.2079	0.9781	0.8081	0.7904	0.6530
3	17	0.2924	0.9563	1.3661	1.3064	1.8662
Σ	/	/	2.9320	2.4242	2.3462	2.5817

Tableau 9.9: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{2.3462}{2.9320} = 0,8002 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 6.7 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inferieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 \quad n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0,067^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0,067^2}{4} \cdot 2,6147 = 910052.7271 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6.7^2}{4} = 35.24 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas : $B_{\text{gaine}} = n. 35.24 = 3 \times 35.24 = 105,72 \text{ cm}^2$

$S_{\Delta} = Z \times B = 80,02 \times 105.72 = 8459.7144 \text{ cm}^3$

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	9072.25	80,02	736798.775	86059196
Gaines	105,77		8459.7144	922149,2
Section nette	8966,48		728339,06	85137047

Tableau 9.10 : caractéristiques géométriques de la gaine.

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{728339,06}{8966,48} = 81,23 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 81,23 = 68,77 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 85137047 - \frac{(728339,061)^2}{8966,48} = 25974722 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{259747722}{8966,48 \times 81,23 \times 68,77} \times 100 = 52,63 \%$$

$$e_p = Z - V' = 80,02 - 81,23 = -1,21 \text{ cm}$$

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
81,23	68,77	25974722	52,63 %	-1,21 cm

Tableau 9.11: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

• Section d'about (poutre + hourdis) :

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12097.25	80,02	1228361.28	166095654.33
Gaines	105,72		8459.7144	922149,2
Section nette	11991,5		1219901,57	165173505

Tableau 9.12 : caractéristiques géométriques de la gaine.

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1219901,57}{11991} = 101,74 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 101,74 = 73,26 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 165173505 - \frac{(1219901,57)^2}{11991,5} = 41072267 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{41072267}{11991,5 \times 101,74 \times 73,26} \times 100 = 45,95 \%$$

$$e_p = Z - V' = 80,02 - 101,74 = -21,72 \text{ cm}$$

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
101,74	73,26	41072267	45,95 %	-21,72

Tableau 9.13 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
B(cm ²)	8966,48	11991,5	6788,14	9813,91
V'(cm)	81,23	101,74	81,08	106,23
V(cm)	68,77	73,26	68,29	68,76
I _G (cm ⁴)	25974722	41145499	16573663	30483158
ρ (%)	52,63	45,95	44,09	42,52
e _p (cm)	-1,21	-21,72	-10,76	-35,91

Tableau 9.14 : Caractéristiques de la section d'about et 1 m de l'about.

Section	Section à 3m de l'about			
	Sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
B(cm ²)	6788,14	9813,14	6752,91	9777,91
V'(cm)	82,01	106,88	81,39	106,54
V(cm)	67,98	41,58	68,60	68,45
I _G (cm ⁴)	16093368	29684767	16217435	11211893
ρ (%)	42,52	41,54	43,01	15,72
e _p (cm)	-71,77	-96,64	-23,7	-48,85

Tableau 9.15 : Caractéristiques de la section à 3 m de l'about.

Section	Section à 0,25 L de l'about		Section à 0,5L	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
B(cm ²)	5315,4	8339,5	5315,4	8339,5
V'(cm)	81,25	110,73	81,25	110,73
V(cm)	68,74	64,27	68,74	64,27
I _G (cm ⁴)	15970593	28843705	15970593	28843705
ρ (%)	53,79	48,60	45,22	48,60
e _p (cm)	-70,16	-85,2	-70,16	-85,2

Tableau 9.16: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

4. Les pertes de tension :

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

Ces pertes sont :

- **Les pertes instantanées :**

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des enclaves.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

- **Les pertes différées :**

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

4.1. Les pertes instantanées :

4.1.1. Perte par frottement :

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1416$ MPa

f : Coefficient de frottement angulaire. $f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Section	α	σ_{P_0}	X = 0.00L		X = 1 m		X = 0.25 L		X = 0.5 L	
			X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$
Câble 1	4	1416	0.00	0.00	1	2.83	7.5	38.49	15	58.81
Câble 2	12	1416	0.00	0.00	1	2.83	7.5	72.66	15	90.43
Câble 3	17	1416	0.00	0.00	1	2.83	7.5	93.58	15	113.28
Câble 4	25	1416	/	/	/	/	4.5	117.21	12	136.54
Câble 5	25	1416	/	/	/	/	2.5	112.01	10	131.41
Câble 6	25	1416	/	/	/	/	02	110.69	08	126.27
Valeur moy de 3 câbles	/	/	/	0.00	/	2.83	/	68.24	/	87.51
Valeur moy de 6câbles	/	/	/	/	/	/	/	90.77	/	107.16

Tableau 9.17 : Perte par frottement.

4.1.2. Perte par recul d'ancrage :

Ces pertes corresponde à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages.

Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1416$ MPa

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1413.17$ MPa

$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.0698 - 2 \times 10^{-3} \times 1.86) = 1392.94$ MPa

$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.0698 - 2 \times 10^{-3} \times 15) = 1355.73$ MPa

$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140$ MPa.m

- Calcul des aires

$$S_1 = (1416 - 1413.17) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1413.17 - 1392.94) \times 1 = 20.23 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1413.17 - 1392.94) \times 0.86/2 = 8.70 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1392.94 - 1355.73) \times 1.86 = 69.21 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1392.94 - 1355.73) \times \frac{13.14}{2} = 244.47 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 344.025 = 688.05 \text{ MPa.m}$$

g. Ep > S → il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g. Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 688.05)}{15} = 30.13 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 1

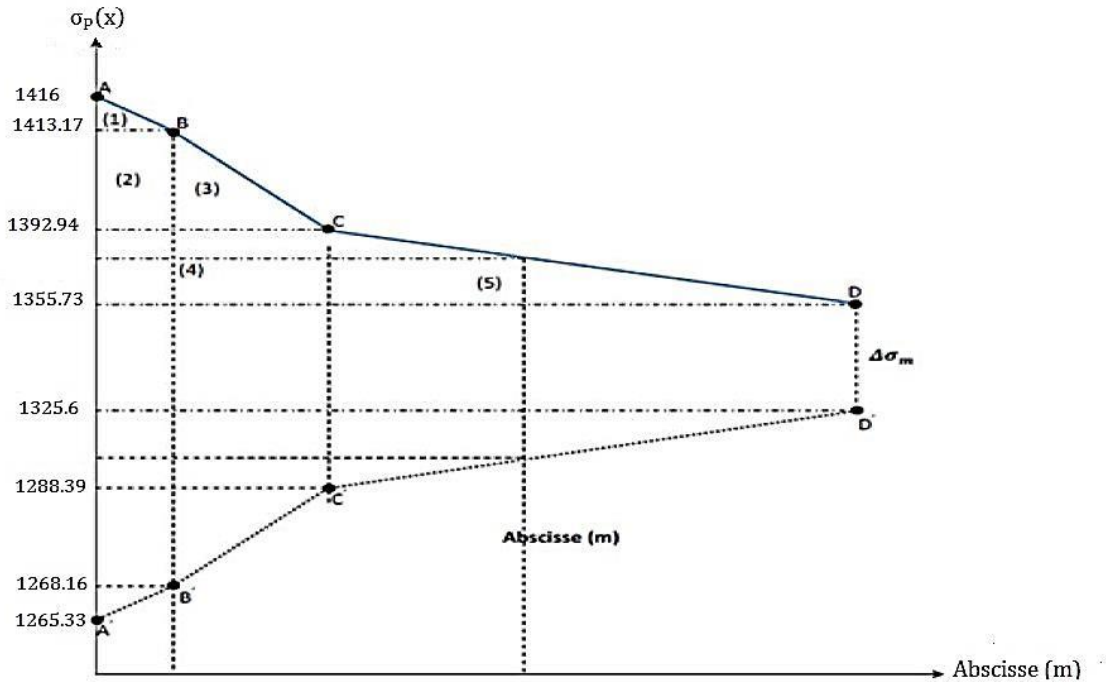


Figure 9.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

Câble N°2 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p_0} (1 - \alpha x - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1413.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.2125 - 2 \times 10^{-3} \times 5.1938) = 1347.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.2125 - 2 \times 10^{-3} \times 15) = 1319.36 \text{ MPa}$$

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

- Calcul des aires

$$S_1 = (1416 - 1413.17) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1413.17 - 1347.13) \times 1 = 66.04 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1413.17 - 1347.13) \times 4.1938/2 = 138.50 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1347.13 - 1319.36) \times 5.1938 = 144.23 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1347.13 - 1319.36) \times \frac{9.806}{2} = 136.16 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 486.35 = 972.69 \text{ MPa. m}$$

g. $E_p > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 972.69)}{15} = \mathbf{11.15 \text{ MPa}}$$

Câble N°3 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1413.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.3057 - 2 \times 10^{-3} \times 6.9562) = 1318.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.3057 - 2 \times 10^{-3} \times 15) = 1295.60 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1416 - 1413.17) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1413.17 - 1318.38) \times 1 = 94.79 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1413.17 - 1318.38) \times 5.9562/2 = 282.29 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1318.38 - 1295.60) \times 5.1938 = 118.31 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1318.38 - 1295.60) \times \frac{8.04}{2} = 91.57 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 588.375 = 1176.75 \text{ MPa. m}$$

$S > g. E_p \rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

g. $E_p = S$ air (ABC MC'B'A')

$$S_1 = 1.415 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 94.79 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 282.29 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1318.38 - \sigma_M) \times 6.9562$$

$$S_5 = (1318.38 - \sigma_M) \frac{(x - 6.9562)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 378.495 + (1318.38 - \sigma_M) \left(6.9562 + \frac{(x - 6.9562)}{2} \right)$$

$$S = 756.99 + (1318.38 - \sigma_M)(6.9562 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P_0} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1416 \times (1 - 0.18 \times 0.3057 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1338.08 - 2.832 \cdot x$$

Donc :

$$S = 756.99 + (1318.38 - [1338.08 - 2.832 \cdot x])(6.9562 + x)$$

$$S = 756.99 - 137.04 - 19.70 \cdot x - 19.70 \cdot x + 2.832 \cdot x^2$$

$$S = 2.832 \cdot x^2 - 39.57 \cdot x + 619.95$$

$$\Delta = (39.40)^2 - 4 \times 2.832 \times 619.95 \rightarrow \Delta = 73.96$$

$$X = 20.04 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1338.08 - 2.832 \times 20.04$$

$$\sigma_M = 1281.32 \text{ MPa.m}$$

Câble N°4 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.5) = 1411.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 4.043) = 1285.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 12) = 1263.17 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1416 - 1411.75) \times \frac{1.5}{2} = 3.1875 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.75 - 1285.70) \times 1.5 = 189.075 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.75 - 1285.70) \times 2.543/2 = 160.27 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1285.70 - 1263.17) \times 4.043 = 91.09 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1285.70 - 1263.17) \times \frac{7.957}{2} = 89.64 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 533.26 = 1066.52 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 1066.52)}{12} = \mathbf{6.12 \text{ MPa}}$$

Câble N°5 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.5) = 1411.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 4.043) = 1285.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 10) = 1268.83 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1416 - 1411.75) \times \frac{1.5}{2} = 3.1875 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.75 - 1285.70) \times 1.5 = 189.075 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.75 - 1285.70) \times 2.543/2 = 160.27 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1285.70 - 1263.17) \times 4.043 = 91.09 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1285.70 - 1263.17) \times \frac{5.957}{2} = 67.11 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 510.73 = 1021.46 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 1021.46)}{10} = 11.85 \text{ MPa}$$

Câble N°6 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{p_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1416(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.5) = 1411.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 4.043) = 1285.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416(1 - 0.18 \times 0.4663 - 2 \times 10^{-3} \times 8) = 1274.49 \text{ MPa}$$

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

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1416 - 1411.75) \times \frac{1.5}{2} = 3.1875 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.75 - 1285.70) \times 1.5 = 189.075 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.75 - 1285.70) \times 2.543/2 = 160.27 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1285.70 - 1274.49) \times 4.043 = 45.32 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1285.70 - 1274.49) \times \frac{3.957}{2} = 22.18 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 420.03 = 840.06 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 840.06)}{8} = 37.49 \text{ MPa}$$

Câbles	S1 (MPa .m)	S2 (MPa .m)	S3 (MPa .m)	S4 (MPa .m)	S5 (MPa .m)	S=2∑Si (MPa .m)	Δσ _m (MPa)
1	1.415	20.23	8.70	69.21	244.47	688.05	30.13
2	1.415	66.04	138.50	144.23	136.16	972.69	11.15
3	1415	94.79	282.29	118.31	91.57	1176.75	56.76
4	3.1875	189.075	160.27	91.09	89.64	1066.52	6.12
5	3.1875	189.075	160.27	91.09	67.11	1021.46	11.85
6	3.1875	189.075	160.27	45.32	22.18	840.06	37.49

Tableau 9.18 : Les aires des câbles.

Câbles	σ_A (MPa)	$\sigma_{A'}$ (MPa)	σ_B (MPa)	$\sigma_{B'}$ (MPa)	σ_C (MPa)	$\sigma_{C'}$ (MPa)	σ_D (MPa)	$\sigma_{D'}$ (MPa)
1	1416	1265.33	1413.17	1268.16	1392.94	1288.39	1355.73	1325.6
2	1416	1211.57	1413.17	1214.4	1347.13	1280.44	1319.36	1308.21
3	1416	1160.92	1413.17	1163.75	1318.38	1258.54	1295.60	1281.32
4	1416	1104.22	1411.75	1108.47	1285.70	1234.52	1263.17	1257.05
5	1416	1110.35	1411.75	1114.06	1285.70	1240.11	1268.83	1256.98
6	1416	1176.73	1411.75	1179.56	1285.70	1237.47	1274.49	1237.00

Tableau 9.19 : La tension des câbles

✚ Calcul des pertes par recul d'ancrage :

Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 30.13 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1355.73) \times 2 + 30.13 = 72.59 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1413.17 - 1268.16) = 145.01 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1416 - 1265.33) = 150.67 \text{ MPa}$$

Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 11.15 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1319.36) \times 2 + 11.15 = 126.35 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1413.17 - 1214.40) = 198.77 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1416 - 1211.57) = 204.43 \text{ MPa}$$

Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1295.60) \times 2 + 0.00 = 162.72 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1413.17 - 1163.75) = 249.42 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1416 - 1160.92) = 255.08 \text{ MPa}$$

Câble 4 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 6.12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1257.05) \times 2 + 6.12 = 245.94 \text{ MPa}$$

Câble 5 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 11.85 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1256.98) \times 2 + 11.85 = 251.81 \text{ MPa}$$

Câble 6 :

$$\Delta\sigma(x = 15 \text{ m}) = 37.49 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7.5 \text{ m}) = (1376.96 - 1256.98) \times 2 + 37.49 = 277.45 \text{ MPa}$$

Section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	1.00	7.5	15
Câble 1	150.67	145.01	72.59	30.13
Câble 2	204.43	198.77	126.35	11.15
Câble 3	255.08	249.42	162.72	0.00
Câble 4	/	/	245.94	6.12
Câble 5	/	/	251.81	11.85
Câble 6	/	/	277.45	37.49
valeur moyenne des 3 câbles	203.39	197.73	120.55	13.76
valeur moyenne des 6 câbles	/	/	189.47	16.12

Tableau 9.20 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

4.1.3. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 3 câbles).

La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 3 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

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

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule + amorce à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

▪ **Exemple de calcul :**

Section d'about :

$B = 8966.48 \text{ cm}^2$

$F_{c14} = 29.91$

$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{29.91} = 34147.24 \text{ MPa}$

$A_p = 973 \text{ mm}^2$.

$e_p = -1.21$

$I_G = 25974722 \text{ cm}^4$

$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$

$q = 1.3875 + 0.0154 = 1.4029 \text{ t/ml}$

$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2}$; pour $x = 0 \rightarrow Mg = 0 \text{ N.m}$

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 34147.24} \cdot \frac{3 \cdot 973 \cdot (1416 - 0 - 203.39)}{8966.48 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{8966.48 \cdot (-1.21)^2}{25974722}\right) = 7.66 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)		7.66	13.79

Tableau 9.21: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

La 2ème famille de câbles :

La mise en tension de la 2ème famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

Perte subie par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème.

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2ème famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

▪ **Exemple de calcul :**

Section à $x = 0,5L$ ($x = 15 \text{ m}$) :

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$B = 8339,5 \text{ cm}^2$

$I_G = 30784692 \text{ cm}^4$

$$e_p = - 56.65 \text{ cm}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5$$

$$q = 2.3295 \text{ t/ml}$$

$$E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.72 \text{ MPa}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2.$$

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) = \frac{2.3295 \times 15}{2} \times (30 - 15) = 262.07 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{35981.72} \cdot \left[\frac{262.07 \cdot (-56.65) \times 10^4}{30784692} + \frac{6 \times 973 \times (1416 - 13.76 - 107.16)}{8339,5 \times 10^2} \right] \times \left(1 + \frac{8339,5 \times (-56.65)^2}{30784692} \right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0.5L) = 56.39 \text{ MPa}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câbles de la 2ème famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)	0.00	61.23	56.39

Tableau 9.22 : Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.

Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	7.5	15
Câble 1	158.33	112.99	103.26
Câble 2	212.09	140.14	115.90
Câble 3	262.74	176.51	127.60
Câble 4	/	259.73	199.05
Câble 5	/	265.60	199.65
Câble 6	/	348.37	220.15
valeur moyenne des 3 câbles	211.05	143.21	115.58
valeur moyenne des 6 câbles	/	217.22	160.94

Tableau 9.23 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différents sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	7.5	15
Câble 1	1257.67	1303.01	1371.55
Câble 2	1203.91	1275.86	1390.53
Câble 3	1153.26	1239.49	1401.68
Câble 4	/	1156.27	1395.56
Câble 5	/	1150.40	1389.83
Câble 6	/	1077.32	1322.12
valeur moyenne des 3 câbles	1204.94	1272.78	1387.92
valeur moyenne des 6 câbles	/	1200.39	1378.55

Tableau 9.24 : Tensions initiales probables « σ_{pi} (MPa) ».

4.2. Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

4.2.1. Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art.2.1.51 »

Section d'about:

$$r_m = \frac{8966.48}{529.58} = 16.91 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6788.14}{554.94} = 12.23 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5315.4}{563.38} = 9.43 \text{ cm}$$

▪ **Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :**

Section d'about :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 16.91} = 0.084$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.084] \times 1.9 \times 10^5 = 52.21$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9.43} = 0.142$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.142] \times 1.9 \times 10^5 = 48.90$

➤ **Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :**

Section médiane :

$$r(J_{28}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 9.43} = 0.248$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.248] \times 1.9 \times 10^5 = 42.86$

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.50L
la 1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	52.21	48.90	48.90
la 2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	42.86	42.86

Tableau 9.25 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est égale à :

$$\Delta_{\sigma r}^{moy} = \frac{3 \times 48.90 + 3 \times 42.86}{6} = 45.88 \text{ MPA}$$

4.2.2. Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta_{\sigma p} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

u_0 : 0.43 pour les armatures de tres basse relation

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$.

$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$.

- Perte dans les câbles de la 1ère famille :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1204.94}{1770} - 0.43 \right) \times 1204.94 = 45.32 \text{ MPa}$$

Câbles de la 1 ^{ère} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	7.5	15
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1204.94	1272.78	1387.92
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	45.32	55.19	73.73

Tableau 9.26 : Pertes dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles de la 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	7.5	15
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1200.39	1378.92
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	44.68	72.18

Tableau 9.27 : Pertes dans les câbles de la 2ème famille.

4.2.3. Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu’il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- Perte dans les câbles de la 1ère famille :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc:

$q_G = 1.3875$ t/ml (poutre seule)

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,3875 \times 15^2}{8} = 39.02 \text{ t.m}$$

$B = 5315,4$

$I_G = 15970593$

$e_p = -70,16$

$E_p = 1.9 \times 10^5$

$AP = 973 \text{ mm}^2$.

$\sigma_{pi} = 1387.92$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{39.02 \times (-70,16)10^4}{15970593} + 3 \times 973 \frac{1387.92}{5315,4 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5315,4 \cdot (-70,16)^2}{15970593}\right)$$

$\sigma_M(0.5L) = 18.41$

D'après le **B.P.E.L 91**, [art3.3.24] la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\Delta_{\sigma d} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta_{\sigma d} = 48.90 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 73.73$$

$$\Delta_{\sigma d} = 110.34 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta_{\sigma d} = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule(1) devient alors :

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta \sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = \left[2 \times 18.41 - 3 \times 973 \times \frac{110.34 + \Delta \sigma_{fl}}{5315,4 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5315,4 \cdot (-70,16^2)}{15970593} \right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{34147.246}$$

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = 195.81 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
	$\Delta \sigma_d(x)$ (Mpa)	89.97 + $\Delta \sigma_{fl}$	88.85 + $\Delta \sigma_{fl}$	110.34 + $\Delta \sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	00	9.76	39.02
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1204.94	1272.78	1387.92
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	17.46	18.02	18.41
	$\Delta \sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	60.40	192.73	195.81

Tableau 9.28 : Pertes par fluage $\Delta_{\sigma_{fl}}(x)$ dans les câbles de la 1ère famille.

- Perte dans les câbles de la 2ème famille :

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2ème famille.

Câbles de la 2ème famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
	$\Delta \sigma_d(x)$ (Mpa)	/	80.09 + $\Delta \sigma_{fl}$	103.01 + $\Delta \sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	196.55	262.07
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1200.39	1378.92
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	9.13	8.64
	$\Delta \sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	94.89	88.30

Tableau 9.29 : Pertes par fluage $\Delta_{\sigma_{fl}}(x)$ dans les câbles de la 2ème famille.

4.3. Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

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

Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$$

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.5	15
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	52.21	48.90	48.90
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	45.32	55.19	73.73
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	60.40	192.73	195.81
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	150.37	287.62	306.16
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	/	42.86	42.86
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	/	44.68	72.18
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	94.89	88.30
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	174.97	191.31

Tableau 9.30 : Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{N1 \cdot \Delta\sigma_{diff1} + N2 \cdot \Delta\sigma_{diff2}}{N1 + N2}$$

Avec :

N1 : Nombre de câble de la première famille.

N2 : Nombre de câble de la deuxième famille

$\Delta\sigma_{diff}$: Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

Section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	140.37	231.30	248.74

Tableau 9.31 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	7.5	15
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1204.94	1200.39	1378.92
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	150.37	231.30	248.74
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1064.57	992.57	1130.18
%perte	24.81	29.90	21.85
Vérification	vérifié	vérifié	vérifié

Tableau 9.32 : Pourcentage des pertes.

Conclusion:

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 21.85 % et 29.90 % de σ_{P0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est **32 %** de σ_{P0} .

Chapitre 10 :
Appareils d'appui

Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers

1. Appareils d'appui :

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation,

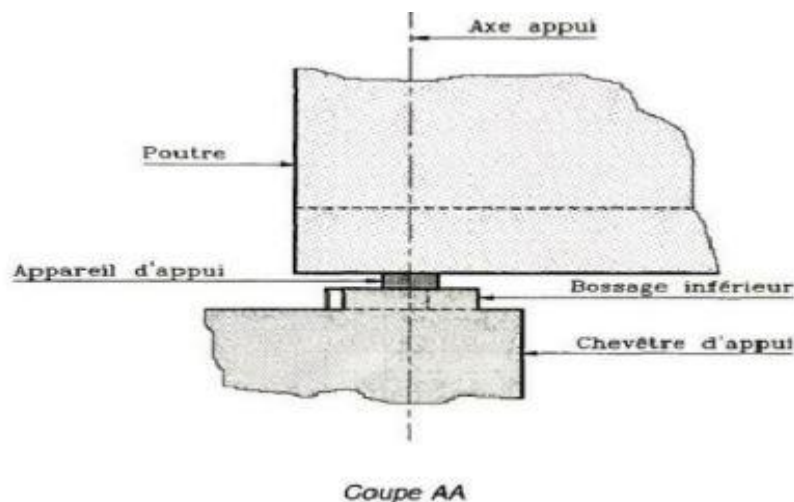


Figure 10.1 : Disposition des appareils d'appuis.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

1.1. Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

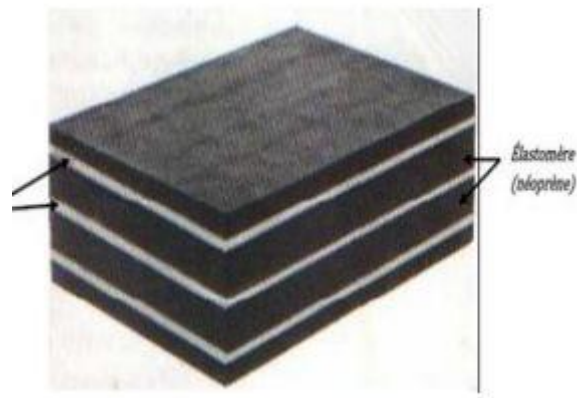


Figure 10.2: Appareil d'appui en élastomère frette.

1.2. Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

- a) **Efforts normales de compression** : sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

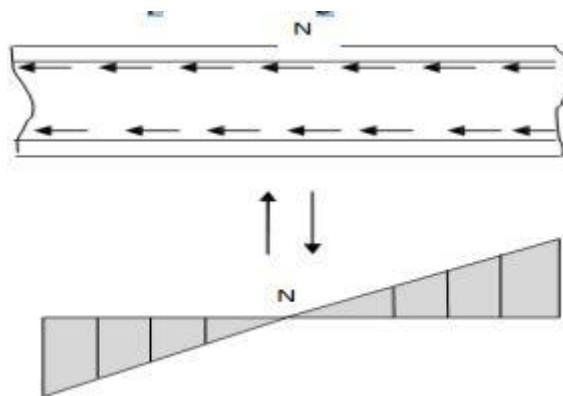


Figure 10.3: Effet de l'effort normal.

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{MPa}$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort

N_{\max} : Réaction d'appui

2 MPa. : Condition de non cheminement.

15 MPa: Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que $a < b$ avec $a \rightarrow$ dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

b) Contrainte maximal de cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}$$
$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$$

β : Coefficient de forme

t : Épaisseur normale d'une feuille de néoprène

Au début de la mise en charge sous $\sigma_{m\max} = 3 \text{MPa}$ il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = k_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n : Nombre de feuillet.

k_1 : Coefficient en fonction de

G : Module de déformation transversale, avec $G = 0.8 \text{MPa}$ pour les ponts route

L'écrasement sera :

$$e_t = 1\text{mm} + \Delta e_t$$

c) Distorsion :

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. la déformation U de l'appareil est lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant

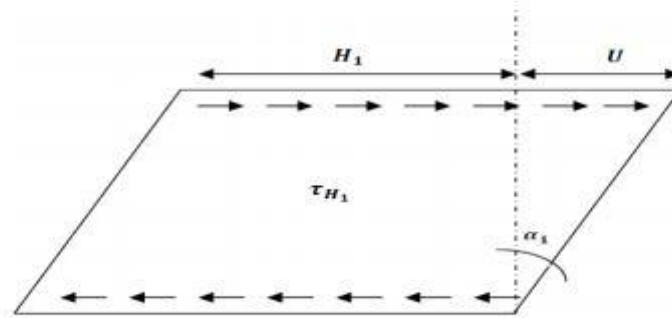


Figure 10.4: 1 er cas de torsion.

$$\text{tg}\alpha = \frac{u_1}{T} \text{ avec } T = \sum t_i$$

$$\text{On a: } t_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \frac{u_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a \cdot b \cdot t_{H1} = G \times a \times b \times \frac{u_1}{T}$$

2. L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique

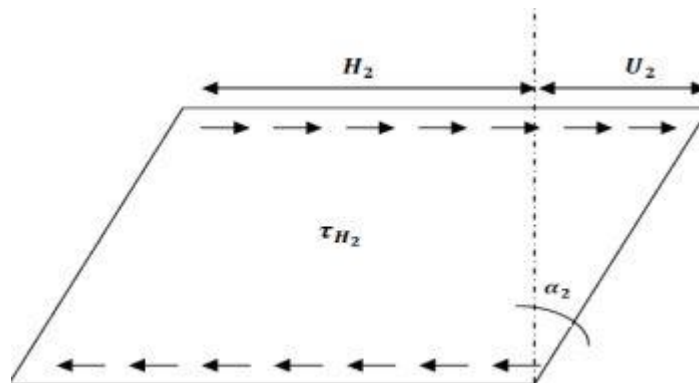


Figure 10.5: 2ème cas de torsion.

$$t_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$\text{tg}\alpha_2 = \frac{t_{H2}}{2 \times G}$$

D'où :

$$\frac{u_2}{t} = \text{tg}\alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$u_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

d) Rotation :

g La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\theta_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{k_2}$$

k_2 : Coefficient de forme en fonction de b/a

θ_T : Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges

$\theta_T = \frac{\theta_t}{x}$. : (θ_t Angle de rotation d'un seul feuillet (rd)) Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit:

$$\tau_a = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \theta_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux direction parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha.a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.a}$$

$$\tau_{\alpha.b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{b}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.b}$$

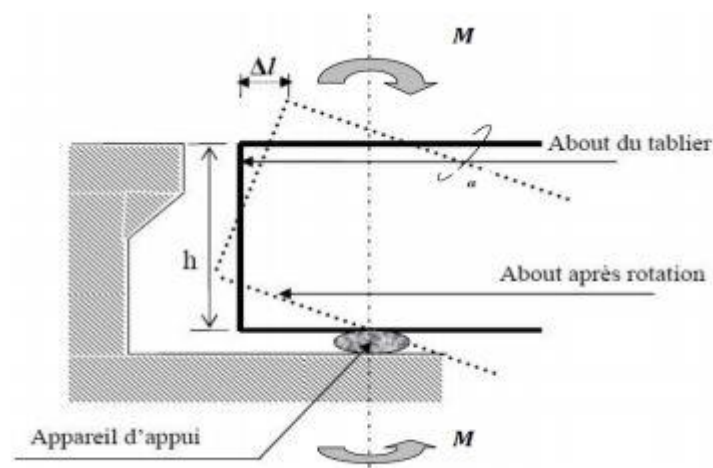


Figure 10.6: Rotation de l'about du tablier.

3. Prescription réglementaire :

3.1. Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau = \tau_N + \tau_h + \tau_{a.t} \\ \tau_{h1} \leq 0.5G \\ \tau_h \leq 0.7G \end{cases}$$

3.2. Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_{m \max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 15 \text{ MPa}$$

3.3. Vérification de condition de non soulèvement :

$$\theta_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

3.4. Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Tel que :

N_{\max} Est la réaction engendrée par le poids propre

3.5. Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

F : Coefficient de frottement, avec : $f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m}$

Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m < k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

3.6. Condition de non flambement :

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

3.7. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Avec :

$\sigma_e = 215 \text{ MPa} \rightarrow$ pour l'aciers E24 – 1

4. Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

4.1. Calcul des efforts horizontaux :

a. Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times s}{20 + (0.0035 \times s)}$$

$$s = 10.50 \times 30 = 315 \text{ m}^2$$

S : surface surchargée

$$A(l) = 1087.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.087 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{1.087 \times 315}{20 + (0.0035 \times 315)} = 16.22 \text{ t} = 162.25 \text{ KN}$$

$$F_{A(l)} = 162.25 \text{ KN}$$

b. Efforts de freinage du à surcharge B_C :

Chaque essieu d'un camion de système B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner

$$F_{bc} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$$

4.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

a. Hauteur de néoprène :

Avec

α : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{h1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T} \leq 0.5G$$

$$\text{tg}\alpha_1 < 0.5$$

$$\text{tg}\alpha_1 = \frac{u_1}{t} \leq 0.5 \rightarrow T < 2u_1$$

$u_1 = d_{\text{max}} = 20 \text{ mm}$ (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation).

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{\text{max}} = n \times (t + t_s)$$

Avec :

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

$$T_{\text{max}} = 6 \times (12 + 3) = 90$$

b. Air de l'appareil :

$$\sigma_{\text{mmax}} = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$a \times b \geq \frac{N_{\text{max}}}{15}$$

N_{max} : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{1062.3}{15 \times 1000} = 0.07082 \text{ m}^2 = 708.2 \text{ cm}^2$$

On choisir un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5 \times T \leq a \leq 10 \times T$$

$$5 \times 90 \leq a \leq 10 \times 90 \rightarrow 450 \leq a \leq 900$$

avec $a < b$ on prend $a = 300 \text{ mm}$ et $b = 400$

5. Vérification :

5.1. Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \quad \text{avec } G = 0.8$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = \frac{300 \times 400}{2 \times 12(300 + 400)} = 7.14$$

5.2. Distorsion :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{100 \times 106.23}{30 \times 40} = 8.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \times \frac{8.85}{7.14} = 1.85 \text{ Mpa} < 3 \text{ MPa vérifiée}$$

$$\tau_N = 1.85 \text{ MPa} < 5(G) = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

a. Due à déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T}$$

$$T_{max} = 90 \text{ mm} \cdot u_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0.8 \times \frac{20}{90} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0.17 < 0.5G = 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

b. Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec :

H_2 : Effort de freinage développé par $b_c H_2 = \frac{30}{2} = 15$ t (on a 2appareils d'appuis)

$$\tau_{H2} = \frac{15 \times 10}{30 \times 40} = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.125 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

c. La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.17 + \frac{0.125}{2} = 0.2325 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.2325 < 0.7G = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

5.3. Rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1.5G$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} \quad , \quad \alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \quad , \quad \alpha = 1.12 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

n ; nombre de feuilles

$$\alpha_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 1.12 \times 10^{-2}}{6} = 2.35 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \times \left(\frac{0.30^2}{0.012^2} \right) \times 2.35 \times 10^{-3} = 0.5875 \text{ MPa}$$

Finalement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.39 + 0.2325 + 0.5875 = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.21 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc la condition est vérifiée

5.4. Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{\max} = 74.75 \text{ t}$$

$$\sigma_{m \min} = \frac{74.75 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.40} = 6.22 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

5.5. Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{6.22} = 0.152$$

$$N = 74.75 \text{ t}$$

$$H < f \times N = 0.152 \times 74.75 = 11.36$$

- **H due à la déformation lente :**

$$H = \frac{74.75}{2 \times 6} = 6.22 \text{ t}$$

$$H < f \times N \Rightarrow 6.22 \text{ t} < 11.36 \text{ t} \rightarrow \text{vérifiée}$$

5.6. Dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{30}{7.14} \times \frac{62.2}{2150} = 0.1215 \text{ cm} = 1.215 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend: $t_s = 3\text{mm}$

Conclusion :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 300 x 400 x 90

6. Calcul de joint de chaussée :



Figure 10.7: Joint de chaussée.

6.1. Définition :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leur déplacement relatif dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations. Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule et leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- ✚ Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus. Absence de bruits de vibrations.

✚ Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✚ Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✚ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

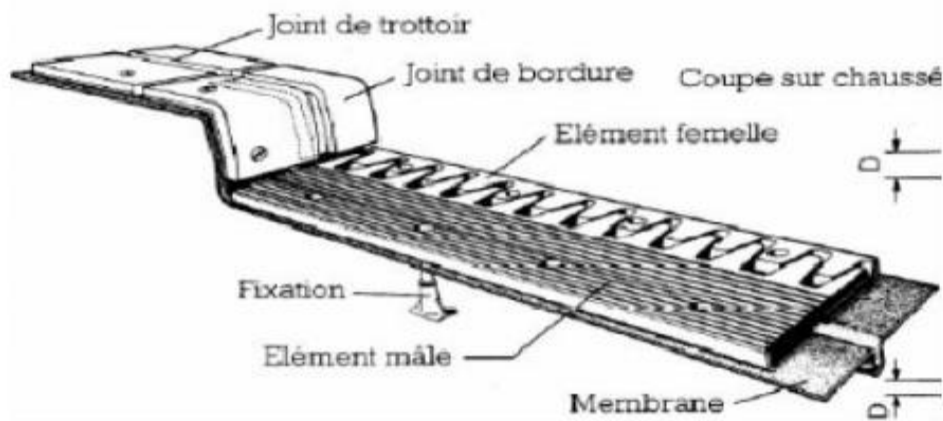


Figure 10.8: Joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).

6.2. Calcul du souffle des joints :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W.
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à 1.3W.

$$\Delta h \text{ max} = \frac{2}{3} (\Delta_{rot} + \Delta_{ret} + \Delta_{fl} + ht) = 20\text{mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier. Elles

sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

a. Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tg}\alpha$

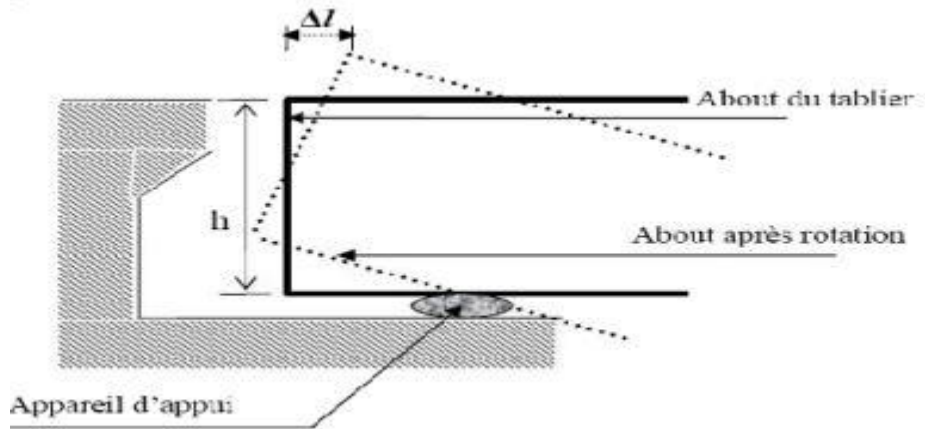


Figure10.9: Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.

b. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un :

Raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 30 \text{ m}$

$$\Delta l = 0.9 \text{ cm}$$

c. Retrait :

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 30 \text{ m}$

$$\Delta l = 1.2 \text{ cm}$$

d. fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = k_{fl} \times 10^{-4}$$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \\ \frac{l}{2} = 15 \end{array} \right.$$

$$\Delta l = 0.45 \text{ cm}$$

Conclusion :

Suivant et la rotation de α la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm (± 10 mm) Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

Chapitre 11 :
Etudes de la culée

Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est un des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

1. La culée:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux entêtent de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

1.1. Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

✚ **Un mur de garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

✚ **La dalle de transition** : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.

- ✚ **Un sommet d'appuis** : sur lequel repose l'about de tablier.
 Dans le cas de coulée remblayée, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :
 - L'implantation des appareils d'appui
 - La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui
 - Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.
- ✚ **Un mur de garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.
 Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée
- ✚ **Un mur en retour** : qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.
 Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier
- ✚ **La dalle de transition** : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- ✚ **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition

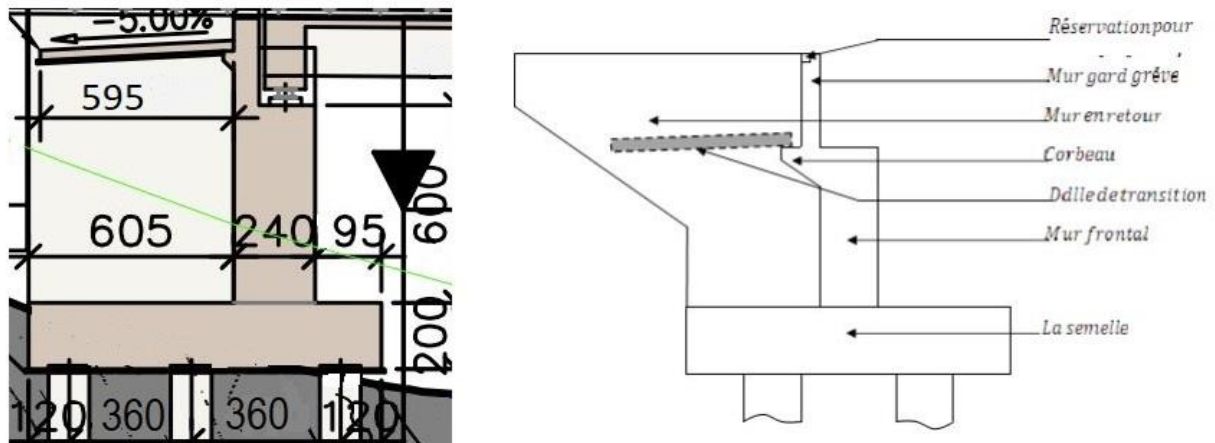


Figure 11.1 : les différents éléments constituant la culée et leurs dimensions.

2. Pré-dimensionnement de la culée :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{culée} = 9.92m$

Mur de front :

C'est un élément sur lequel repose du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- La hauteur du mur frontale est : $h = 6 \text{ m}$.
- L'épaisseur du mur est : on prend l'épaisseur : $e = 2.40 \text{ m}$.
- La longueur du mur frontale est : $L =$ la largeur du tablier, donc $L = 13.80 \text{ m}$.

Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appuis et les dés d'appuis.

- La hauteur du mur de garde grève est : $H = 1.92 \text{ m}$.
- Le dossier pilote PP 73 du S.E.T.R.A recommandé d'adopter les épaisseurs suivantes :
L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max}(0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.24 \text{ m}) e = 0.30 \text{ m}$
- Sa longueur est égale à la largeur du tablier.
La longueur du mur garde grève est : $L = 13.8 \text{ m}$

Dalle de transition :

- Sa longueur est de :
 $L = \min[6\text{m}, \text{sup}(3\text{m}, 0.6H)]$
 H : étant la hauteur du remblai :
 $H = 9.92 \text{ m}$.
- $L = \min[6\text{m}, \text{sup}(3\text{m}, 5\text{m})] = 5.95 \text{ m}$
- L'épaisseur : $e = 0.3 \text{ m}$
Une pente de $p = -5\%$

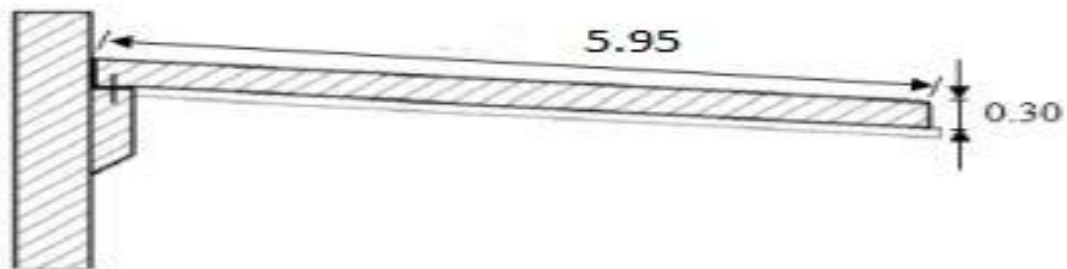


Figure 11.2 : dalle de transition.

La semelle :

- On prend :
- L'épaisseur : $E = 2.00 \text{ m}$
 - La largeur : $La = 9.40 \text{ m}$

- La longueur : $L=18.40$ m
- -Béton de propriété : $b_p= 0.10$ m

Mur en retour :

La hauteur de mur est : celle de la culée $h =9.92$ m

L'épaisseur du mur en retour est : $e = 0.5$ m.

La longueur de murs est : $L = 6.05$ m.

- **Corbeau :** Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 0.60 m, une petite base de 0.30 cm et une hauteur de 30 cm. La largeur de corbeaux est :

$L =$ longueur du mur garde grève $- 2 \times$ épaisseur du mure en retour

Donc : $L = 12.80$

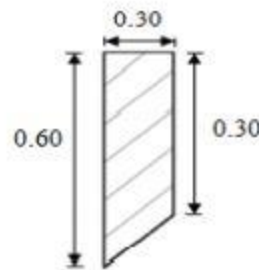


Figure 11.3 : Le corbeau

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord l'inventaire des charges sollicitant les culées. Puis nous effectuerons la descente des charges. Enfin, nous déterminerons le ferrailage des deux culées C_0 et C_5 .

3. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

Solen l'RPOA on a :

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

Avec :

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 11.1 : Les catégories d'importance des ponts

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 11.2 : Coefficients d'accélération selon la zone

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$\varepsilon_h=0.20$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_v=0.06$ Coefficient sismique verticale

Action de séisme	ε_h	ε_v	k	θ	λ_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition sismique	0.20	0.06	1.048	10.684	0.455
	0.20	0.06	0.989	12.011	0.491

Tableau.11.3: Coefficient de poussées

4. Détermination des différents cas de charge :

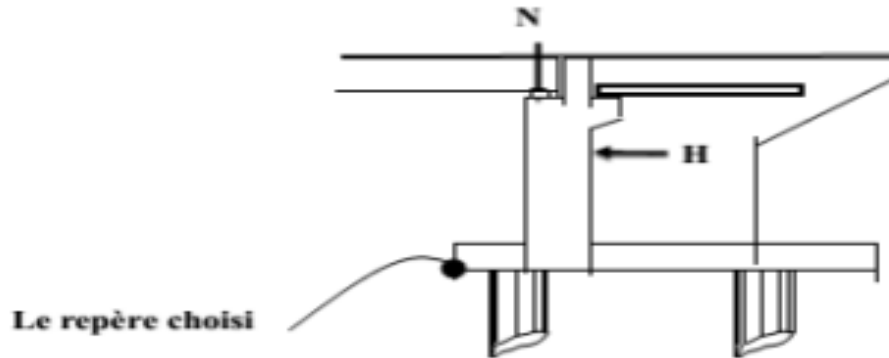


Figure 11. 4 : Choix de repère

Désignation	ϵ_h	Calcul de p(t)	Effort horizontal $\epsilon_h \cdot p$	ϵ_v	Effort verticales $(1 \pm \epsilon_v) p$	Bras de levier h	Bras de levier v	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(t \cdot m)$
Mur garde grève	/	2.5*1.92*0.30*13.80	/	/	/	3.2	8.96	/	/
	0	19.87	0	0	19.87			0	63.584
	0.2		3.97	0.06	21.06			35.571	67.392
	0.2		3.97	0.06	18..67			35.751	59.744
corbeau	/	2.5*12.80*0.135	/	/	/	3.35	5	/	/
	0	4.32	0	0	4.32			0	15.336
	0.2		0.86	0.06	4.57			4.3	15.309
	0.2		0.86	0.06	4.06			4.3	13.601
Mur frontal	/	2.5*6*2.40*13.80	/	/	/	2.15	5	/	/
	0	496.8	0	0	496.8			0	1068.12
	0.2		99.36	0.06	526.60			496.8	1132.19
	0.2		99.36	0.06	466.92			496.8	1003.87
Mur en retour	/	2.5*9.92*6.05*0.5	/	/	/	6.025	4.96	/	/
	0	75.02	0	0	75.02			0	451.99
	0.2		15	0.06	79.52			74.4	479.10

	0.2		15	0.06	70.51			74.4	424.82
semelle	/	2.5*9.40*18.40* 2	/	/	/	4.7	1	/	/
	0	864.8	0	0	864.8			0	4064.5
	0.2		172.96	0.06	916.68			172.96	4308.39
	0.2		172.96	0.06	812.91			172.96	3820.67
Dalle de transition	/	2.5*9.92*5.95*0.3	/	/	/	7	8.77	/	/
	0	44.26	0	0	44.26			0	309.82
	0.2		8.85	0.06	46.91			77.6145	328.37
	0.2		8.85	0.06	41.60			77.6145	291.2
Poids des surcharges	/	55.71		/		7	9.38	/	/
	0	55.71	0	0	55.71			0	389.97
	0.2		11.142	0.06	59.05			104.51	413.35
	0.2		11.142	0.06	52.36			104.51	366.52
tablier	/	822.3		/	/	2.12	9.21	/	/
	0	822.3	0	0	822.3			0	1743.276
	0.2		164.46	0.06	871.63			1514.67	1847.855
	0.2		164.46	0.06	772.96			1514.67	1638.67
Dis d'appuis	/	2.5*0.25*0.35*0.30*11.	/	/	/	2	8.15	/	/
	0	0.72	0	0	0.72			0	1.44
	0.2		0.14	0.06	0.76			1.141	1.52
	0.2		0.14	0.06	0.67			1.141	1.34
Poids de terres Sur DT	/	122.37	/	/	/	7	9.22	/	/
	0	122.37	0	0	122.37			0	856.59
	0.2		24.47	0.06	129.71			225.61	907.97
	0.2		24.47	0.06	115.02			225.61	805.14
Poids des terres sur la semelle	/	0.95*18.40*7.92*2	/	/	/	6.8	5.8	/	/
	0	276.88	0	0	276.88			0	1882.784
	0.2		55.37	0.06	293.49			321.146	1995.732
	0.2		55.37	0.06	260.26			321.146	1769.768

Poussée des terres	Mur GG+ mur front	$p = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp^2$	/	/	/	/	4.64	/	/
		$0.5(9.92)^2 \times 0.33 \times 13.80 = 224.071$	224.071	/	/			1039.689	/
		$0.5(9.92)^2 \times 0.455 \times$	308.94	/	/			1433.48	/

		$\frac{13.80}{4} = 308.9$							
		$0.5(9.92)^2 \times 0.491 \times 13.80 = 333.391$	333.391	/	/			1546.93	/
	semelle	$p = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp^2$	/	/	/	/	0.66	/	/
		$0.5(2)^2 \times 0.33 \times 18.40 = 12.14$	12.144	/	/			8.015	/
		$0.5(2)^2 \times 0.455 \times 18.40 = 16.74$	16.744	/	/			11.051	/
		$0.5(2)^2 \times 0.491 \times 18.40 = 18.06$	18.06	/	/			11.919	/
Poussé e des charges	Mur GG+ mur frontal	$p = 1.2 \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp$	/	/	/	/	6	/	/
		$1.2 \times 9.92 \times 0.33 \times 13.80 = 54.2108$	54.2108	/	/			325.26	/
		$1.2 \times 9.92 \times 0.455 \times 13.80 = 74.7452$	74.7452	/	/			448.485	/
		$1.2 \times 9.92 \times 0.491 \times 13.80 = 80.65$	80.65	/	/			483.9	/
	semelle	$p = 1.2 \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp$	/	/	/	/	1	/	/
		$1.2 \times 2 \times 0.33 \times 18.40 = 14.57$	14.57	/	/			14.57	/
		$1.2 \times 2 \times 0.455 \times 18.40 = 20.0928$	20.0928	/	/			20.0928	/
		$1.2 \times 2 \times 0.491 \times 18.40 = 21.682$	21.682	/	/			21.682	/

Total	1 ère cas	304.99 58	/	2783.0 5	/	/	1387.53 4	10847. 326
	2 ème cas	977.10 4	/	2949.9 8	/	/	4941.83 13	11497. 178
	3 ème cas	1010.3 65	/	2615.9 4	/	/	5093.15 35	10195. 343

Tableau 11.4: Valeurs des moments dus à la poussée des terres

- **Poussée due aux terres :**

$$p = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp^2$$

- **Poussée due aux surcharges :**

$$p = 1.2 \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp$$

Avec :

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

- **Les valeurs des moments et les efforts globaux :**

Désignation	$\epsilon_h \cdot p$	$(1 \pm \epsilon_v)p$	$M_R(t \cdot m)$	$M_S(t \cdot m)$
Totale	304.995	2783.05	1387.534	10847.327
	977.104	2949.98	4941.8313	11497.178
	1010.36	2615.94	5093.1535	10195.343

Tableau 11.5 : Valeurs des moments et les efforts globaux

5. Vérification de la culée :

- ✚ **Vérification au glissement :**

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \epsilon_v)p}{\epsilon_h \cdot p} \text{tg}\varphi > 1.5$$

- **C.S**: en condition sismique le C.S.G égale à 1. Donc on vérifie que:

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \epsilon_v)p}{\epsilon_h \cdot p} \text{tg}\varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\epsilon_h \cdot p$	$(1 + \epsilon_v)p$	μ	δ	C.S.G	Vérification
C.N	304.995	2783.05	0.57	5.1	1.5	Vérifie
H + V ⁺	977.104	2949.98	0.57	1.7	1	Vérifie
H + V ⁻	1010.36	2615.94	0.57	1.47	1	Vérifie

Tableau 11.6 : Valeurs de vérification au glissement.

Vérification au renversement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.R vaut 1. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R(t.m)$	$\sum M_S(t.m)$	R	C.S.G	Vérification
C. N	1387.534	10847.327	7.81	1.5	vérifie
H + V ⁺	4941.8313	11497.178	2.32	1	vérifie
H + V ⁻	5093.1535	10195.343	2.001	1	vérifie

Tableau 11.7 : Valeurs de vérification au renversement.

6. Ferrailage des éléments de culée :

6.1. Dalle de transition :

- Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids propres : $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

Revêtement : $0.08 \times 2.2 \times 1 = 0.176 \text{ t/ml}$

Remblai : $0.6 \times 2 \times 1 = 1.2 \text{ t/ml}$

Surcharges : 1,2 t/m

On utilise la combinaison d'action à l'E.L.U sachant que $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2.12 \times 5.95^2}{8} = 9.38 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1.2 \times 5.95^2}{8} = 5.31 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 9.38 + 1.6 \times 5.31 = 21.159 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = 9.38 + 1.2 \times 5.31 = 15.752 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage:**

• **Ferraillage verticale :**

$$M_U = 21.159 \text{ t.m}$$

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

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ cm}$$

$$b = 1\text{m}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 24.54cm^2

Donc pour le ferraillage de la dalle de transition on prend :

$$A_s = 24.54 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{8HA20} \text{ pour } A_s = 25.13\text{cm}^2$$

• **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.7}{400} = 4.19 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, } A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **8HA20** avec un espacement de 12 cm Pour la nappe inférieure

On prend : **8HA16** (16.08cm^2) avec un espacement de 12cm. Pour la nappe supérieure

• **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{25.13}{3} = 8.37 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 8.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{8HA12} = 9.05 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 12 cm}$$

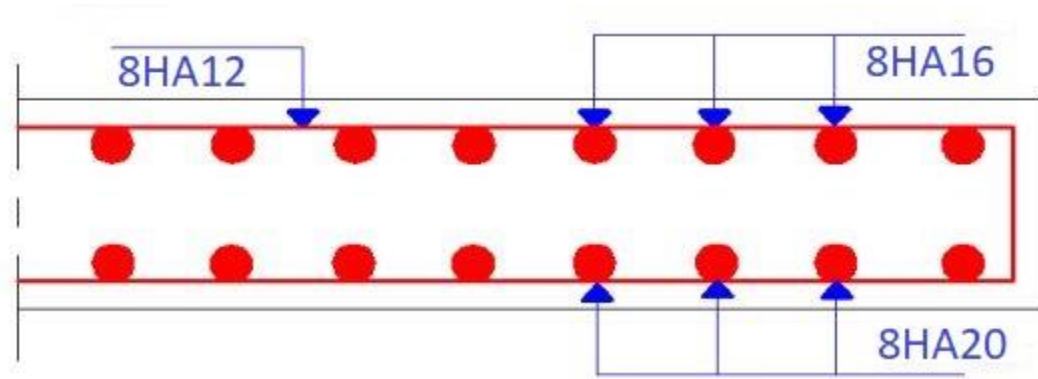


Figure 11.5 : Ferrailage de la dalle de transition.

6.2. Le corbeau :

• Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = q.L/2 = 0,3 \times 5.95 \times 2,5 / 2 = 2.23 \text{ t/ml.}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = q.L / 2 = 0,6 \times 5.95 \times 2 / 2 = 3.57 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = q.L / 2 = 0,08 \times 5.95 \times 2,2 / 2 = 0.523 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q.L=0.135 \times 2.5 \times 1 = 0.3375 \text{ t/ml.}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = q.L/2=5.95 \times 1,2/2=3.57 \text{ t/ml.}$

Combinaison d'action :

Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) = 14.70 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) = 10.94 \text{ t}$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) \times 0.14] = 2.058 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.14 = 1.53 \text{ t.m}$$

➤ Ferrailage :

• Ferrailage verticale :

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$M_U = 2.058 \text{ t.m}$$

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

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 2.21 cm^2

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$$A_s = 2.21 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA8} \text{ pour } A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.7}{400} = 4.19 \text{ cm}^2 < 2.51 \text{ cm}^2$$

la condition **n'est pas vérifiée** donc on prend :

$$A_s = 4.19 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{6HA10} \text{ pour } A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **6HA10** avec un espacement de 16 cm Pour la nappe inférieure

- **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{4.71}{3} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **3HA10** = 2.36 cm^2 avec un espacement de 33 cm

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barre de fixation de **HA25/50** tous les 1m.

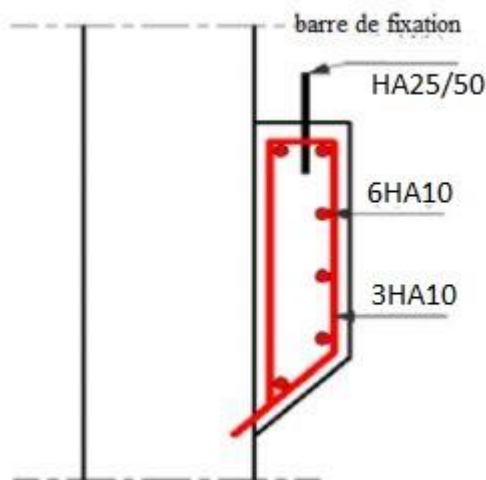


Figure11.6 : Ferrailage du corbeau.

6.3. Le mur en retour :

- **Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- + Poids propre du mur y compris la superstructure.
- + Les poussées horizontales réparties.
- + Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

- **Efforts horizontaux :**

- + Poussée des terres :

$$p_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 2 \times (9.92)^2] = 32.47 \text{ t}$$
- + Poussée des surcharges de remblais :

$$p_{sr} = 1.2 \cdot k \cdot \gamma h = (1.2 \times 0.333 \times 2 \times 9.92) = 7.92 \text{ t}$$
- + Poussée de la surcharge concentrée (2t) :

$$p_s = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$$

- **Les moments :**

- + Poussée des terres :

$$M_T = 32.47 \times \frac{1}{3} (9.92) = 107.36 \text{ t.m}$$
- + Poussée des surcharges sur remblai :

$$M_{SR} = 7.92 \times \frac{1}{3} (9.92) = 26.18 \text{ t.m}$$
- + Poussée de la surcharge concentrée :

$$M_S = 2,4 \times 9.92 = 23.808 \text{ t.m.}$$

- **Les combinaisons**

$$\text{ELU: } M_{\text{ELU}} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{SR} + M_{SC}) = 1.35 (107.36) + 1.6 (26.18 + 23.808) = 224.91 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = M_t + 1.2 (M_{SR} + M_{SC}) = (107.36) + 1.2 (26.18 + 23.808) = 167.24 \text{ t.m}$$

- **Efforts verticaux :**

- + Poids propre du mur :

$$P_G = 0,5 \times 9.92 \times 2,5 = 12.4 \text{ t.}$$
- + Poussée de la surcharge concentrée (4t) :

$$p_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t.}$$
- + Poids propre de la superstructure:

$$p_{su} = 0.5 \times 0.08 \times 2.2 = 0.088 \text{ t/ml.}$$

- **Les moments :**

- + Poids propre du mur :

$$M_G = 12.4 \times \frac{9.92}{2} = 61.50 \text{ t.m}$$
- + Poids propre de la superstructure:

$$M_{SU} = 0,088 \times 0,5 = 0,044 \text{ t.m}$$
- + Poussée de la surcharge concentrée :

$$M_{SC} = 4,8 \times 9.92 = 47.616 \text{ t.m}$$

- **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{SU}) + 1.6 M_{SC} = 1.35 (61.50 + 0.044) + 1.6 (47.616) = 159.27 \text{ t.m}$

ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{SU}) + 1.2 M_{SC} = (61.50 + 0.044) + 1.2 (47.616) = 118.68 \text{ t.m}$

➤ **Ferraillage :**

- **Ferraillage vertical :**

Ce ferraillage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$M_U = 159.27 \text{ t.m}$$

$$\text{Dimension } (1 \times 0.5 \text{ m}^2)$$

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

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 1.75 cm^2 pour les armatures supérieures et 141 cm^2 pour les armatures inférieures

Donc pour le ferraillage du mur en retour on prend :

✚ Armatures supérieures :

$$A_s = 1.75 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{4HA8} \text{ pour } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures inférieures :

$$A_s = 141 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{18HA32} \text{ pour } A_s = 144.76 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

✚ Armatures supérieures :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.7}{400} = 6.98 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

La condition est **non vérifiée** donc on prend :

$$A_s = 6.98 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{9HA10} \text{ pour } A_s = 7.07 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **9HA10** avec un espacement de 11 cm Pour la nappe supérieure.

✚ Armatures inférieures :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.7}{400} = 6.98 \text{ cm}^2 < 144.76 \text{ cm}^2$$

La condition **est vérifiée** donc on prend :

D'après le B.A.E.L on prend **18HA32** avec un espacement de 5.5 cm Pour la nappe inférieure

- **Les armatures de répartition :**

✚ Armatures supérieures :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{7.07}{3} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **5HA8** = 2.51 cm^2 avec un espacement de 20 cm

✚ Armatures inférieures :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{144.76}{3} = 48.25 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 48.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **16HA20** = 50.27 cm^2 avec un espacement de 6 cm

- **Efforts verticaux:**

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$M_U = 224.91 \text{ t.m}$$

Dimension (1x0.5 m^2)

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

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ cm}$$

$$b = 1\text{m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 48.93cm^2 pour les armatures supérieures et 188 cm^2 pour les armatures inférieures

Donc pour le ferrailage du mur en retour on prend :

✚ Armatures supérieures :

$$A_s = 48.93\text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{16HA20} \text{ pour } A_s = 50.27\text{ cm}^2$$

✚ Armatures inférieures :

$$A_s = 188\text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{16HA40} \text{ pour } A_s = 201.06\text{cm}^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

✚ Armatures supérieures :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.7}{400} = 6.98\text{ cm}^2 < 50.27\text{cm}^2$$

La condition est **vérifiée** donc on prend :

D'après le B.A.E.L on prend **16HA20** avec un espacement de 6 cm Pour la nappe supérieure.

✚ Armatures inférieures :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.7}{400} = 6.98\text{ cm}^2 < 201.06\text{cm}^2$$

La condition est **vérifiée** donc on prend :

D'après le B.A.E.L on prend **16HA40** avec un espacement de 6cm Pour la nappe inférieure

- **Les armatures de répartition :**

✚ Armatures supérieures :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{50.27}{3} = 16.75 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 16.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **12HA14** = 18.47 cm^2 avec un espacement de 8 cm

✚ Armatures inférieures :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{201.06}{3} = 62.02 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 48.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **13HA25** = 63.81 cm^2 avec un espacement de 7.5 cm

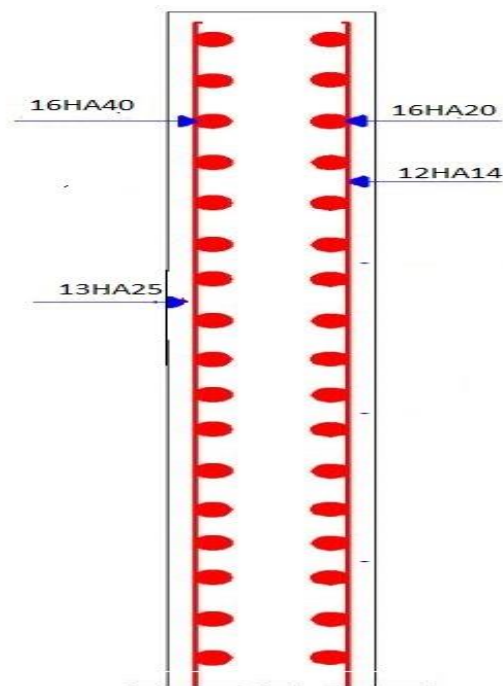


Figure 11.7: Ferrailage du mur en retour

6.4. Mur de garde grève :

D'après le document SETRA PP73 :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la Face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges de remblais.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré dans le chevêtre.

• **Évaluation des efforts agissant sur le mur garde grève :**

✚ **Poussée des terres :**

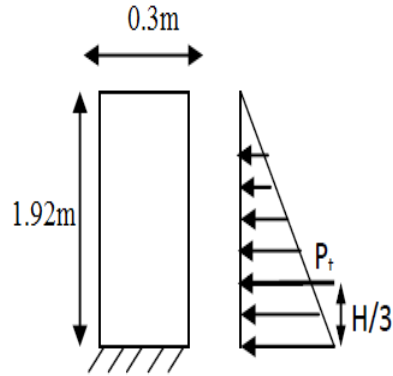


Figure 11.8 : Poussée des terres sur le mur

$$M_t = p \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k_a \cdot \gamma r \cdot H^3$$

Avec : $p = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma r \cdot H^2$

k_a : coefficient de pousses

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 2\text{t/m}^3$: poids volumique du remblai

$H = 1.92\text{m}$: hauteur du mur garde grève

D'où $M_{pt} = 0.78\text{t} \cdot \text{m}$

$$M_{ptu} = 0.78 \times 1.35 = 1.053 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ à L'ELU}$$

$$M_{ptser} = 0.78\text{t} \cdot \text{m} \quad \text{à L'ELS}$$

✚ **Poussée des charges locales :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (Poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12.k}{0.75+2H} \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx \dots \dots \dots (1)$$

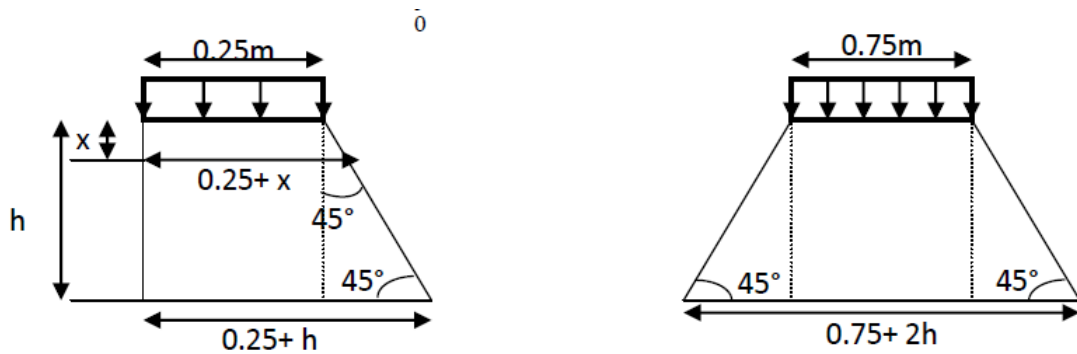


Figure 11.9: Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Avec:

$b_c = 0.95$ (Coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1.086$ (Coefficient de majoration dynamique)

γ : Coefficient de pondération (= 1,6 à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c \begin{cases} 0.333 \times 1.6 \times 1.086 \times 0.95 = 0.549 & \text{L'E.L.U} \\ 0.333 \times 1.2 \times 1.086 \times 0.95 = 0.412 & \text{L'E.L.S} \end{cases}$$

D'après l'équation (I) :

$$M_p = \frac{12.k}{0.75+2H} [2.22 \ln(0.25+x) - x]_0^{1.92}$$

$$M_p = \begin{cases} 4.118 \text{ t.m L'E.L.U} \\ 3.091 \text{ t.m L'E.L.S} \end{cases}$$

Force de freinage :

On concéder un essieu lourde on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière .Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.81 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.496 \text{ t.m} & \text{L'E.L.U} \\ 3.380 \text{ t.m} & \text{L'E.L.S} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_p + M_f) = 1.35(1.053) + 1.6(4.118 + 4.496) = 15.203 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.6 (M_p + M_f) = 0.78 + 1.2 (3.091 + 3.380) = 8.545 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

• **Ferraillage vertical :**

Le moment maximal : $M_{ELU} = 15.203 \text{ t.m}$.

Dimension ($0.30 \times 1 \text{ m}^2$)

$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$d = 0.9h = 0.27 \text{ m}$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1 m linéaire.

Le ferrailage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 17.17 cm^2

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$A_s = 17.17 \text{ cm}^2$, soit **9HA16** pour $A_s = 18.10 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.7}{400} = 4.19 \text{ cm}^2 < 18.10 \text{ cm}^2$$

Donc, $A_s = 18.10 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend **9HA16** avec un espacement de 11 cm Pour la nappe inférieure

On prend : **9HA12** (10.18 cm^2) avec un espacement de 11 cm . Pour la nappe supérieure

- **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{18.10}{3} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 6.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on prend **9HA10** = 7.07 cm^2 avec un espacement de 11 cm

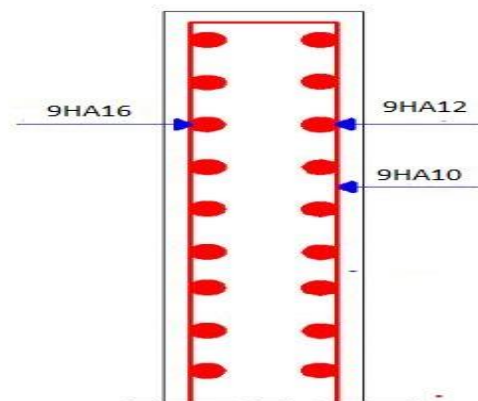


Figure 11.10: Ferrailage du mur garde grève

6.5. Le mur frontal :

• **Evaluation des efforts :**

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

• **Forces verticales :**

- ✚ Réaction du tablier du à la charge permanente.
- ✚ Réaction de la surcharge D_{240} .
- ✚ Poids propre du corbeau et de mur garde grève.

Leur poids propre.

• **Forces horizontales :**

- ✚ Poussée des terres.
- ✚ Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- ✚ Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable

Désignation	ϵ_h	Calcul de p(t)	Effort horizontal $\epsilon_h \cdot p$	Effort verticaux $(1 \pm \epsilon_v)p$	Bras de levier h	Bras de levier v	Moment de renversement $M_R (t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S (t \cdot m)$
Mur garde grève	CN	19.872	0	19.872	2.72	6.96	0	54.04
	H + V ⁺		3.9744	21.06			27.66	57.28
corbeau	CN	4.32	0	4.32	2.87	3	0	12.39
	H + V ⁺		0.864	4.579			2.592	13.14
Mur frontal	CN	496.8	0	496.8	1.67	3	0	829.659
	H + V ⁺		99.36	526.60			298.08	879.422
Mur en retour	CN	75.02	0	75.02	5.545	2.96	0	415.98
	H + V ⁺		15	79.52			44.4	440.93
freinage du à B_c	CN	30	30	/	/	7.38	221.4	/
	H + V ⁺		0	/			0	/
Dalle de transition	CN	44.26	0	44.26	6.52	6.77	0	288.57
	H + V ⁺		8.85	46.91			59.71	305.85
tablier	CN	822.3	0	822.3	1.64	7.21	0	1348.572

	H + V ⁺		164.46	871.63			1185.75	1429.47
Poids de terres SurDT	CN	122.37	0	122.37	6.52	7.22	0	797.8524
	H + V ⁺		24.47	129.71			176.67	845.709
Poussée des terres Mur GG+ mur frontale	/	/	224.071	/	/	2.64	591.547	/
	/		308.94	/			815.601	/
Poussée des surcharges MGG +MF	/	/	54.2108	/	/	4	216.84	/
	/		74.7452	/			298.96	/
Total	/	/	308.2818	1584.942	/	/	1029.787	3747.0634
	/	/	700.6636	1680.009	/	/	2909.423	3971.801

Tableau 11.8: Valeurs des sollicitations

• Récapitulatif des efforts :

✚ Condition normale :

Effort normal : $\Sigma (1 + \nu) P = 1584.942 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1 + \nu) P}{b} = \frac{1584.942}{13.80} = 114.850 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 114.850 = 155.0475 \text{ t.m}$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 3747.0634 - 1029.787 = 2717.276 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS: } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{2717.2764}{13.80} = 196.904 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU: } M = 1.35 \times 196.904 = 265.8204 \text{ t.m}$$

✚ Condition sismique :

Effort normal : $\Sigma (1 + \nu) P = 1680.009 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = 121.739 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU: } N = 164.348 \text{ t/ml.}$$

Moment: $M = \Sigma Ms - \Sigma Mr = 3971.801 - 2909.423 = 1062.378 \text{ t.m.}$

ELS: $M = 76.98 \text{ t.m}$

ELU: $M = 103.92 \text{ t.m}$

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
M (t.m)	265.8204	103.92	196.904	76.98
N(t)	155.0475	164.348	114.850	121.739

Tableau 11.9 : Sollicitation à la base de voile

➤ **Ferraillages de mur frontal :**

- **Ferraillages vertical :**

La section est soumise à la flexion composée.

$N_u = 164.384 \text{ t}$

$M_u = 103.92 \text{ t.m}$

Béton = 35 Mpa

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Dimension (1x 2.40 m²) et $d = 0.9 h = 2.16 \text{ m}$

Le ferraillage à l'aide de logiciel SOCCOTEC nous a donné une section d'armature à l'ELU de 0.00 cm², (section entièrement comprimée)

- **La condition de non fragilité:**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 216 \times \frac{2.7}{400} = 33.53 \text{ cm}^2 > A_s$$

- **La condition est non vérifiée**

Donc, $A_s = 33.53 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend **11HA20** avec $A_s = 34.56 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 9 cm

- **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{34.56}{3} = 11.52 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: **11HA12** (12.06cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 9 cm.

- **Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition).**

On prend :

$$A'_S = \frac{A_S}{4} = \frac{34.56}{4} = 8.64 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 11HA12 (12.44 cm²), avec un espacement de 9cm.

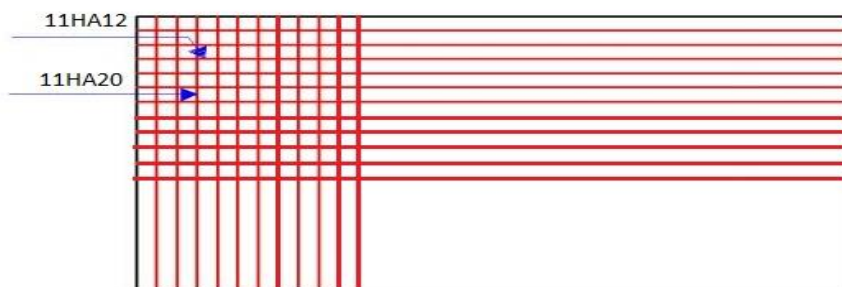


Figure 11.11 : Ferrailage du mur de front.

6.6. Etude et ferrailage de la semelle :

- **Caractéristique de la semelle :**

Longueur : L = 18.40 m

Largeur : B = 9.40 m

Epaisseur : E = 2 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	H(τ)	V(t)	M _R (t · m)	M _S (t · m)
Totale	304.995	2783.05	1387.534	10847.327
	977.104	2949.98	4941.8313	11497.178
	1010.36	2615.94	5093.1535	10195.343

Tableau 11.10 : Sollicitations agissants sur la semelle

- **Conditions normales :**

$$N_{\max} = 2783.05 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 10847.327 - 1387.534 = 9459.793 \text{ t.m}$$

- **Conditions sismiques :**

$$N_{\max} = 2949.98 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 11497.178 - 4941.8313 = 6555.3467 \text{ t.m}$$

- **Détermination des nombres des pieux :**

Effort normal maximal : $N_{\max} = 2949.98 \text{ t}$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 600 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{2949.98}{600} = 4.91$$

On prend 5 pieux.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle $n = 5$.

n' : Nombre de pieux par file.

y_i : Distance entre le centre de gravité et les filles des pieux.

Avec les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{2783.5}{5} + \frac{9459.793 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = 1607.78811 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2783.5}{5} - \frac{9459.793 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = -494.38811 \text{ t}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{2949.98}{5} + \frac{6555.3467 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = 1318.36786 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2949.98}{5} - \frac{6555.3467 \times 1.8}{5 \cdot (1.8)^2} = -138.37586 \text{ t}$$

➤ **Ferraillage de la semelle :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

Avec :

$$R_{MAX} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \cdot \sum y_i^2}$$

$$L = 1840 \text{ cm,}$$

$$b = 940 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$R_{max} = 1339.822 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \rightarrow 267 \text{ MPa}$$

D'où on aura :

$$A_s = \frac{1607.78811}{267} \left[\frac{\frac{1840}{2} - \frac{940}{4}}{200} \right] \rightarrow A_s = 20.62 \text{ cm}^2$$

Nappe inférieure : On prendra des armatures en **11HA16** avec $A_s = 22.12 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de 9 cm.

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\text{D'après le fascicule 62 titre II,} \rightarrow H_s \geq \frac{3\phi}{2.5}$$

$$\phi + H_s = 1.2 + 1.5 = 2.7$$

$$\frac{A_s}{2.7} = 8.19 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans l'autre sens seront prises en **11HA10** avec $A_s = 8.64 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 9 cm.

Nappe supérieure : On prendra des armatures en **11HA16** avec $A_s = 22.12 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de 9cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en **11HA10** avec $A_s = 8.64 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 9cm.

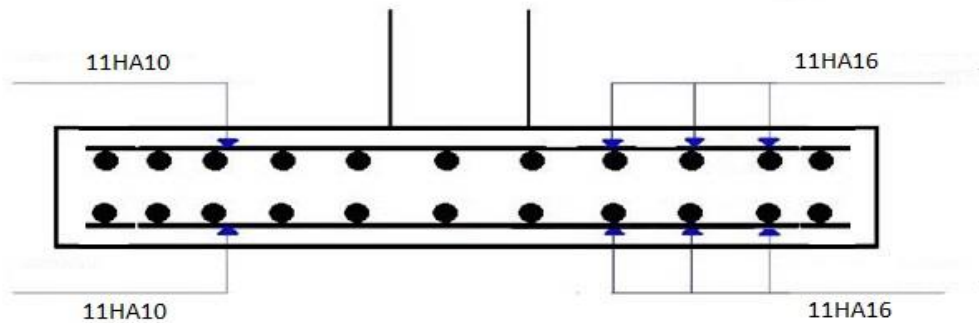


Figure 11.12 : Ferrailage de la semelle.

6.7. Etude et ferrailage des pieux :

- Action sur les pieux :

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 transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base. Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

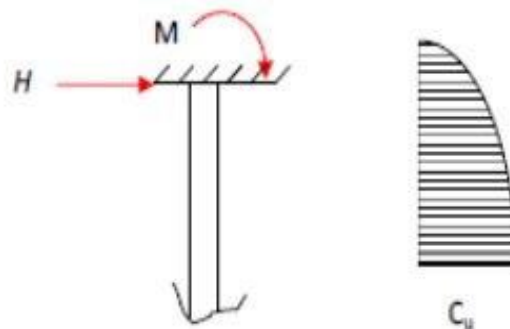


Figure 11.13: Action sur les pieux

b : Diamètre du pieu

CU : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu Une solution de cette équation est de la forme :

Une solution de cette équation est de la forme : $a = \sqrt{\frac{4EI}{c_u b}}$

: Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

Calcul de λ :

$$b = \phi \text{ pieu} = 1,20\text{m}$$

$$CU = 3.5 \text{ kg/cm}^3$$

E : Module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.72\text{Mpa.}$$

I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCU}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 35981.72 \times 0.1017}} = 0.231 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où :

$$\lambda L = 0.231 \times 20.5 = 4.735 \text{ m}$$

Avec : L= la longueur de pieu L = 20.5 m

- **Effort tranchant en tête du pieu :**
Condition normale :

Freinage : 30t

Poussées des terres et surcharges : 304.995 t

D'où : H = 334.995 t

Donc :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{334.995}{5} = 66.99 \text{ t/pieu}$$

- **Condition sismique :**

Poussées des terres et surcharges : 977.104 t

Donc :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{977.104}{5} = 195.4208 \text{ t/pieu}$$

- **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{p_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastrés à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M_{(Z)} = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{p_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de L.

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{p_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0$$

$$M(Z) = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{p_{adm}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients $X_{\theta M} X_{\theta P}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; X_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 1.45 ; X_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

D'où :

$$\lambda L = 0.231 \times 20.5 = 4.735 \text{ m} \rightarrow X_{\theta P} = 1.32 ; X_{\theta M} = 1.58$$

- Condition normale :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{334.995}{5} = 66.99 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -243.2021 \text{ t.m}$$

- Condition sismique :

$$p_{adm} = \frac{H}{5} = \frac{977.104}{5} = 195.4208 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = -709.4624 \text{ t.m}$$

➤ Ferrailage des pieux :

✚ Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

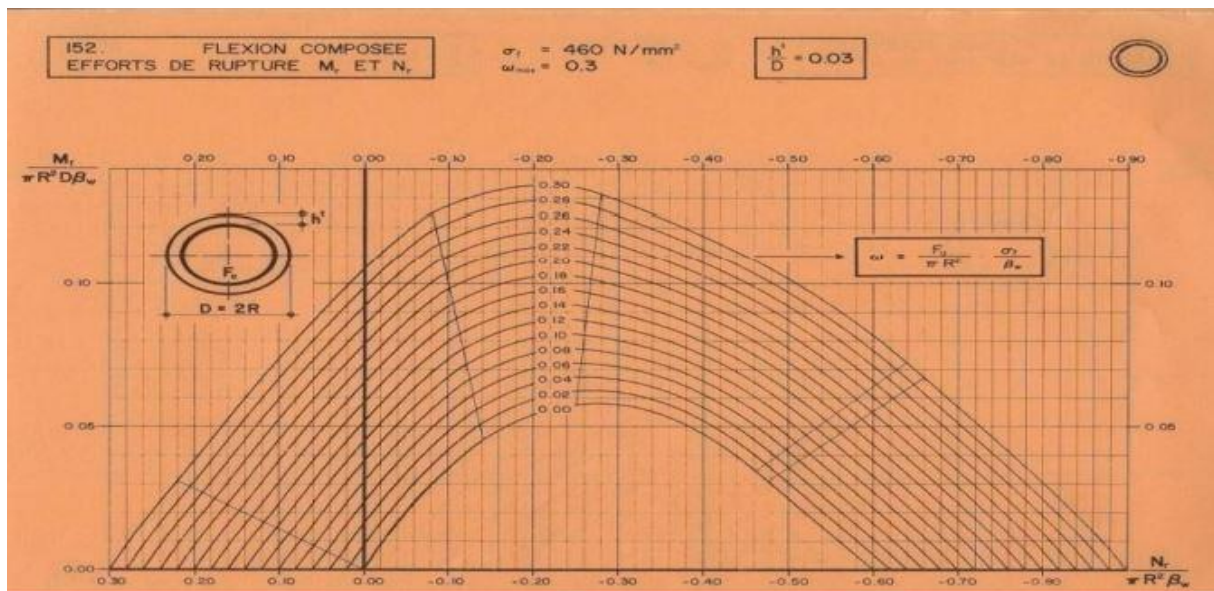


Figure 11.14 : Abaque de Walther.

$$M_{\max} = -709.4624 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 66.99 \text{ t.m}$$

• **Détermination de la section d'armature :**

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{-709.4624}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 3500} = -0.14 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{66.99}{3.14(0.6)^2 \times 3500} = 0.016 \end{cases}$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($W = 35 \text{ MPa} = 3500 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.22$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.22 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.22 \frac{3.14(0.6)^2 \times 35}{400} = 217.602 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 18HA40 (AS = 226.20cm²).

L'espacement :

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{18} = 20.93 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 21 \text{ cm}$

✚ **Ferraillage transversal :**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{40}{3} = 13.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

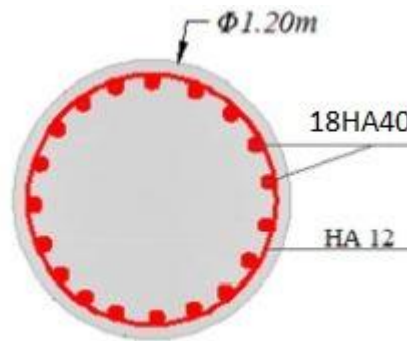


Figure 11.15 : Ferrailage du pieu.

Chapitre 12 :
Etude de la pile

Définition :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu’au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d’un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d’exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voiles et les piles de type portique. Le choix de l’ouvrage s’est porté pour les piles du type voile parce que ces dernières sont plus nombreuses, par ce qu’elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (L’exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes).L’hypothèse d’un chevêtre est levée et la rigidité transversale de l’appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

2. Pré dimensionnement de la pile :

Notre pile centrale est constituée par un voile vertical reposant sur des fondations profondes (semelle + pieux).On commence tout d’abord à dimensionner la pile en se basant sur le document **Via_13_Geotechnical_Report_FR_Rev_03** donné par l’entreprise **FUGRO SIAL YERBİLİMLERİ MÜŞAVİRLİK VE MÜHENDİSLİK LTD.ŞTİ.**

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile 5 de hauteur $H=20$ m qui est la plus élancée.

Le calcul se fait seulement pour la pile la plus haute P5 $H= 20$ m

2.1.dimensionnement du chevêtre :

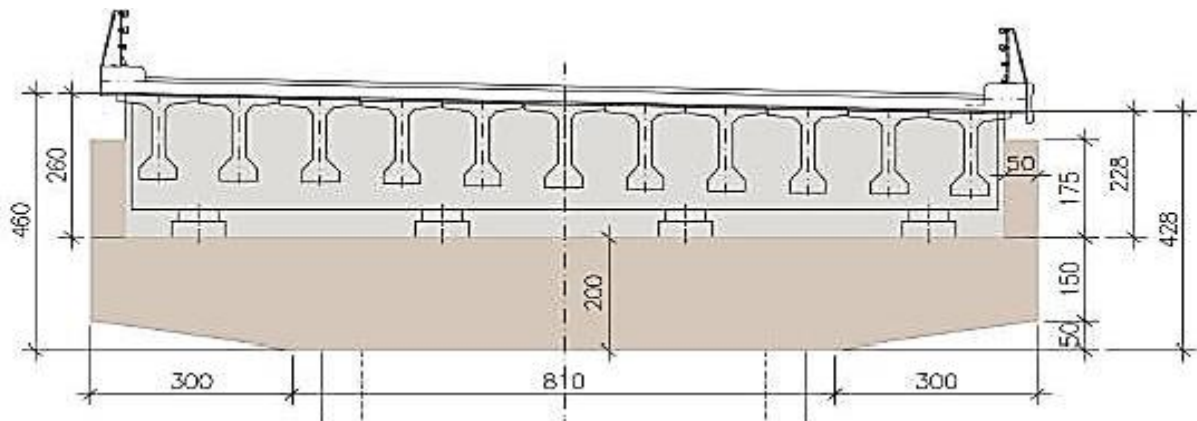


Figure 12.1 : coupe transversale du chevêtre

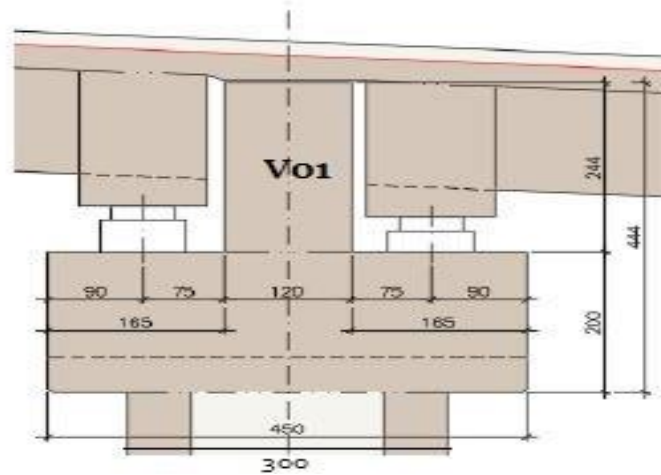


Figure 12.2 : coupe longitudinale du chevêtre

2.2. Poids propre du chevêtre :

- Calcul des volumes :

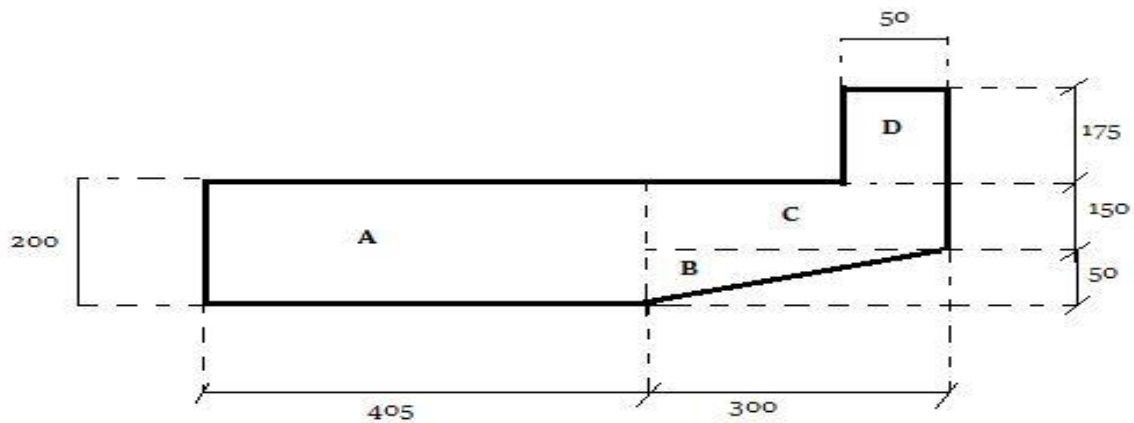


Figure 12.3 : coupe transversale d'1/2 du chevêtre

$$V_A = 4.05 \times 2 \times 4.5 = 36.45 \text{ m}^3$$

$$V_B = \left(\frac{3 \times 0.5}{2} \right) \times 4.5 = 3.375 \text{ m}^3$$

$$V_C = 3 \times 1.5 \times 4.5 = 20.25 \text{ m}^3$$

$$V_D = 1.75 \times 0.5 \times 4.5 = 3.9375 \text{ m}^3$$

$$V_{01} = 1.20 \times 2.44 \times 14. = 41.28 \text{ m}^3$$

$$V_T = (V_A + V_B + V_C + V_D) \times 2 + V_{01}$$

$$V_T = (36.45 + 3.375 + 20.25 + 3.9375) \times 2 + 41.28 = 169.305 \text{ m}^3$$

- Calcul du poids propre :

$$P_{Pr} = V_T \times \rho_{\text{Béton}}$$

$$P_{Pr} = 169.305 \times 2.5 = 423.26 \text{ t}$$

2.3. Ferrailage de pile :

La pile sera considérée comme une console encastree dans la semelle de la fondation.

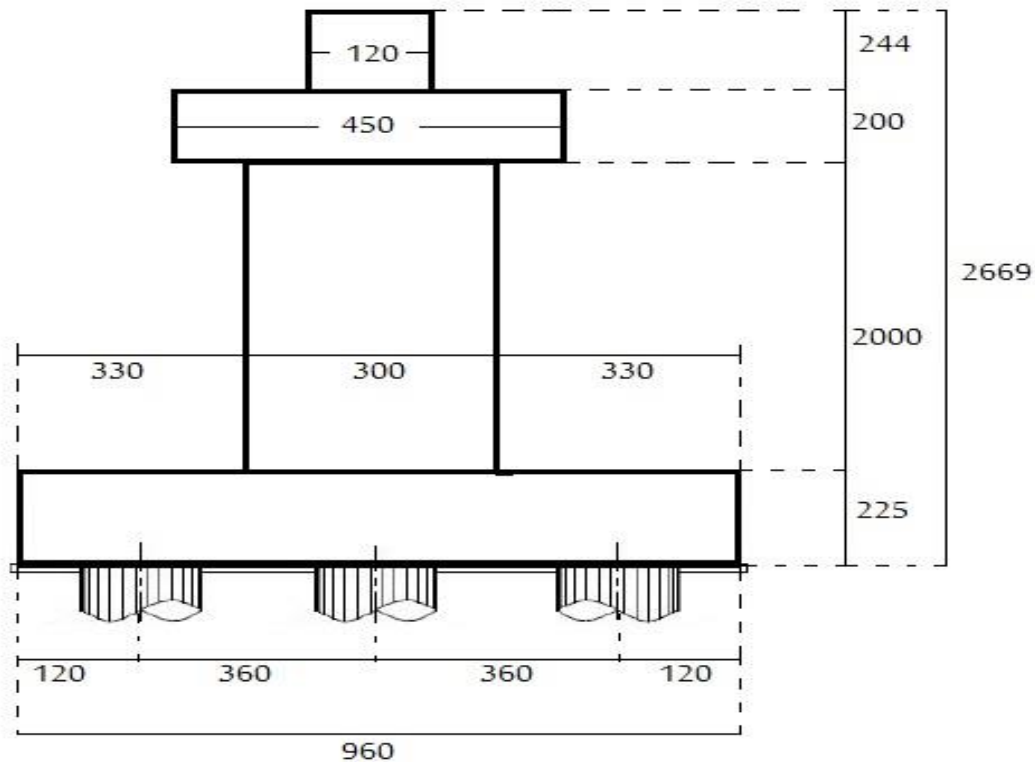


Figure 12.4 : schémas et dimensionnement de la pile longitudinalement.

• Evaluation des charges et surcharges :

La charge permanente G :

$$G = 822.3 \text{ t}$$

Poids propre de la pile :

$$V = 3 \times 20 \times 7.1 = 426 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 426 \times 2.5 = 1065 \text{ t}$$

- Charge verticale : chevêtre + pile = $423.26 + 1065 = 1488.26 \text{ t}$
- Charge du vent : $W = 0.2 \text{ t/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :

Charge horizontale : force de freinage : $F_F = 16.06 \text{ t}$

- Séisme :

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 822.3 + 1488.26 = 2310.56 \text{ t}$$

$$G = 2310.56 \text{ t}$$

{ E_y : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.

{ E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

$$\{ E_x : \pm 0.2 \cdot G = 0.2 \cdot 2310.56 = 462.112 \text{ t}$$

$$\{ E_y : \pm 0.06 \cdot G = 0.06 \cdot 2310.56 = 138.63 \text{ t}$$

2.4. Les combinaisons :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

$$ELS = G + V + W + F_F$$

$$ELU = 1.35 (G + V) + 1.5 (W + F_F)$$

$$ELA = G + V + E_x$$

$$G + V + E_y$$

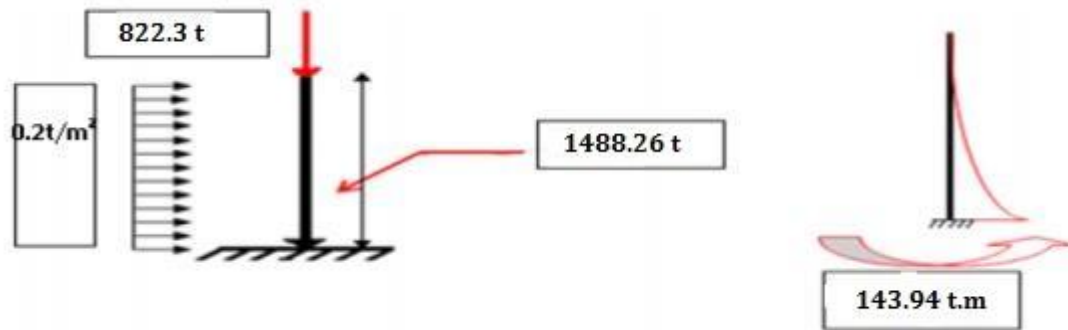


Figure 12.5 : schéma de la combinaison (Mx).

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	ELS	ELU	ELA
R(t)	2566.82	3467.64	2566.82
Nx	16.06	24.08	462.112
Ny	2566.82	3850.23	2428.19
Mx	143.94	215.91	2566.82
My	1155.28	1559.63	1016.65

Tableau 12.1 : Les sollicitations maximales obtenues.

2.5.Ferraillage en flexion composée :

$$ELU: \begin{cases} M_U = 215.91 \text{ t.m} \\ N_U = 3467.64 \text{ t} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} M_S = 143.94 \text{ t.m} \\ N_S = 2386.559 \text{ t} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad \rightarrow \quad e_1 = \frac{215.91}{3467.64} = 0.062 \text{ m}$$

$$L_F = 0.7 \times L_0 \quad \rightarrow \quad L_F = 0.7 \times 20 = 14 \text{ m}$$

Avec :

L_F :Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$\lambda = \frac{L_F}{h} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{14}{1} = 14 < \max \left\{ 15; \frac{(20 \cdot e_1)}{h} \right\} = 15$$

Utilisant le calcul avec la méthode forfaitaire :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 8 \text{ cm}) \rightarrow 0.08 \text{ m}$$

$$e_2 = 3 \times \frac{L_F^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$$e_2 = 3 \times \frac{14^2}{10^4 \times 1} \times (2 + 0.74 \cdot 2) \rightarrow e_2 = 0.204 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1155.28}{1559.63} = 0.74 \quad \text{et} \quad \varphi = 2$$

Avec :

α : Moment de premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes divisé par le moment total du 1^{er} ordre (avant application des coefficients de pondération).

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée,

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e = 0.062 + 0.204 + 0.08 = 0.346 \text{ m}$$

$$M_U = N \times e$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} M_U = 1199.80 \text{ t.m} \\ N_U = 3467.64 \text{ T} \end{cases}$$

4.4 Ferrailage du voile à l'état limite ultime :

$$\begin{cases} N_u = 3221.85 \text{ t} \\ M_u = N_u e = 612.15 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction $F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$
- Limite élastique des aciers : $F_e = 400 \text{ MPa}$.
- Enrobage des armatures $c = c' = 5 \text{ cm}$.
- Coefficient de fissuration $\gamma = 1,6$.
- ELS d'ouverture des fissures :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 228.63 \text{ MPa}$$

- ELS d'écrasement du béton :

Contrainte limite admissible de compression : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21MPa$

- **Condition de non fragilité:**

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{Fe}$$

Avec : f_{tj} : 2.7 MPa

Fe : 400 MPa

b : 7.1 m

$$d = 0.9 \cdot h \rightarrow 0.9 \cdot 1 = 90 \text{ cm}$$

$A_{s,min} \geq 99.20 \text{ cm}^2$ soit **13HA32** avec 104.6 cm^2

Avec : St = 7.5 cm

- **Ferrailage horizontal :**

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton

$$A_{s,H} = 0.05\% \times h_p \times E \Rightarrow A_{s,H} = 0.05 \times 2000 \times 1.00 \Rightarrow A_{s,H} = 100 \text{ cm}^2$$

Soit la section d'armature : **2 × 14HA32**

Avec : St = 7 cm

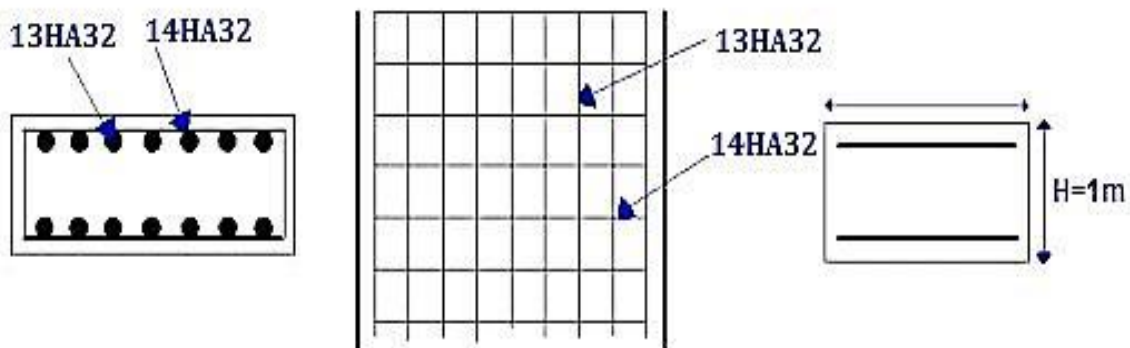


Figure 12.6 : Croquis du ferrailage de la pile (voile).

3. Ferrailage de la semelle :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

Avec : $R_{max,min} = \frac{Nq}{n} \pm \frac{Mx \cdot ey}{\sum ey^2} \pm \frac{My \cdot ex}{\sum ex^2}$

$L = 1200 \text{ cm},$

$b = 960 \text{ cm},$

$h = 225 \text{ cm},$

$R_{max} = 3902.30 \text{ KN}$

$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \rightarrow 267 \text{ MPa}$

D'où on aura :

$$A_s = \frac{3902.30}{267} \left[\frac{\frac{1200}{2} - \frac{960}{4}}{225} \right] \rightarrow A_s = 23.38 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

D'après le fascicule 62 titre II, $\rightarrow H_s \geq \frac{3\phi}{2.5}$

$\phi + H_s = 1.2 + 1.5 = 2.7$

$$\frac{A_s}{2.7} = 8.66 \text{ cm}^2$$

Nappe inférieure : On prendra des armatures en **08HA20** avec un espacement de 12 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en 08HA12 avec un espacement de 12 cm.

Nappe supérieure : On prendra des armatures en **08HA20** avec un espacement de 12 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en 08HA12 avec un espacement de 12 cm.

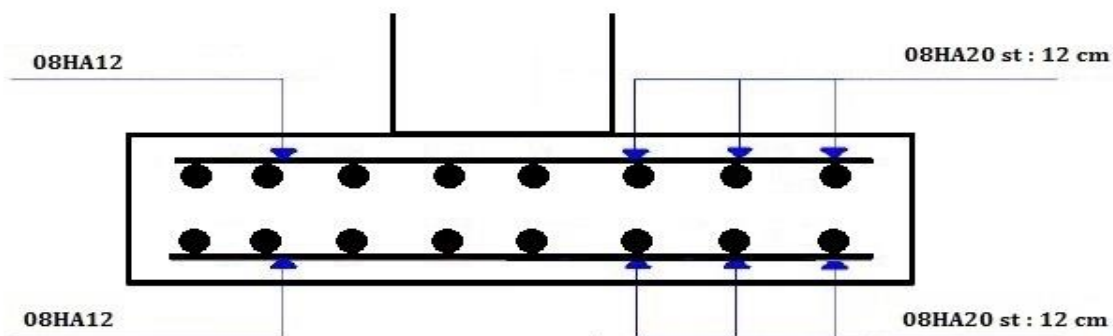


Figure12.7 : Croquis du ferrailage de la semelle

4. Etude des pieux :

Vu l'importance des efforts à transmettre au sol en passant par un sol moyen, il faut étudier des fondations profondes sur des pieux forés disposés en fils symétriques pour atteindre le substratum résistant.

4.1.Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 21 m de longueur, et de diamètre $\Phi=1,2\text{m}$ et de portance $q = 600\text{t}$.

Nb : Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

4.2.Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante : $n = \frac{N_{\max}}{q}$

Avec :

$N_{\max}=3467.64 + \text{poids de la semelle.}$

q : portance d'un pieu égale à 600 t.

Poids de la semelle = $12 \times 9.6 \times 2.25 \times 2.5 = 648 \text{ t}$

$N_{\max} = 3467.64 + 648 = 4115.64 \text{ t}$

$$n = \frac{4115.64}{600} = 6.86$$

Pour des raisons de sécurité, on prend **09** pieux (Soit trois files de trois pieux).

4.3.L'effet d'un groupe de pieux :

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 transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

$$B = (N - 1) \times l + 2\Phi$$

$$B = (3 - 1) \times 3.6 + 2 \cdot (1.2)$$

$$B = 9.6 \text{ m}$$

$$L_S = (N - 1) \times l + 2\Phi$$

$$L_S = 12 \text{ m}$$

Hauteur H : 21 m

Avec :

N : nombre des files des pieux (3).

l : la distance entre deux files ($l=3 \Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

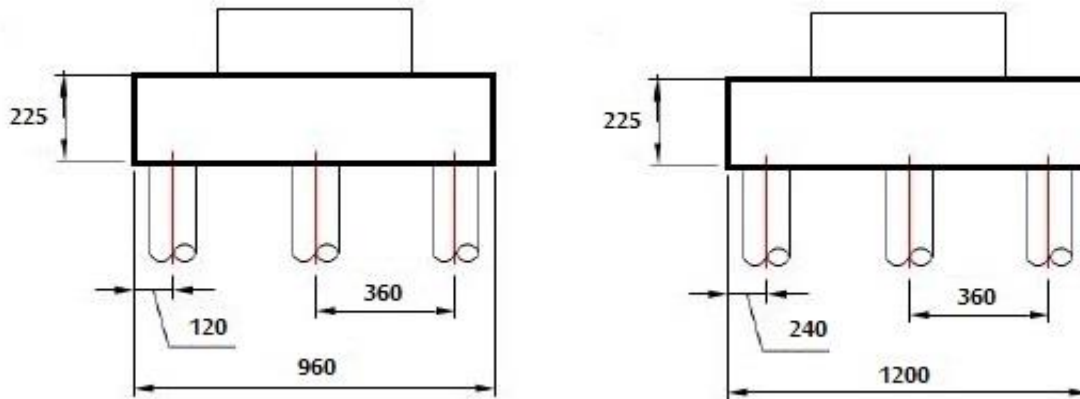


Figure 12.8 : Coupe transversale et longitudinale de la fondation.

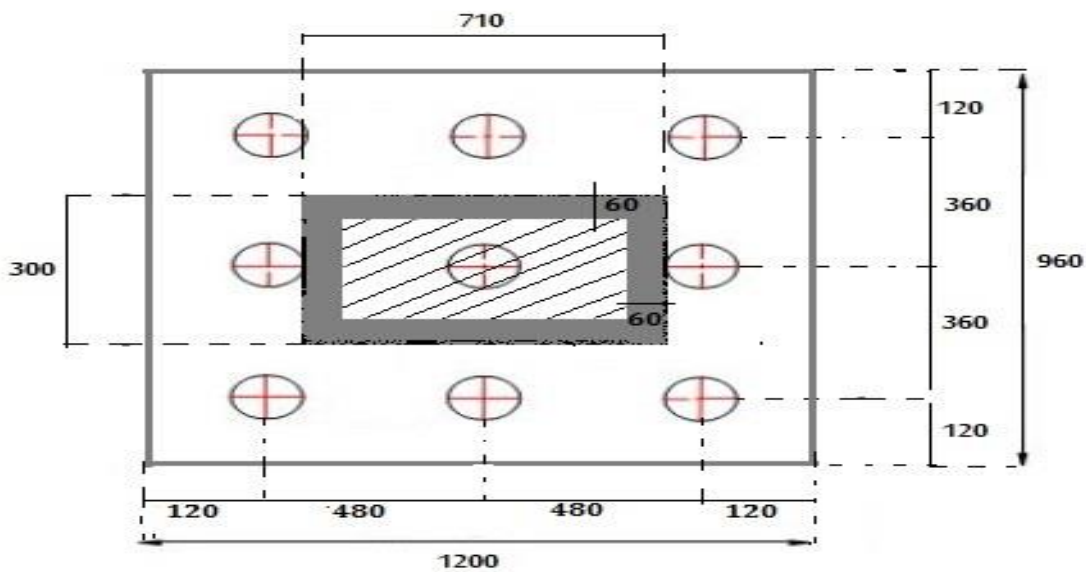


Figure 12.9 : Disposition des pieux au niveau de la pile.

4.4. Le ferrailage des pieux :

Dans le cas le plus défavorable :

$$N_{\max} = 3467.64 + 648 = 4115.64 \text{ t}$$

Condition sismique :

$$N_{\max} = 0.06 \times 4115.64 = 246.93 \text{ t}$$

$$N = 1.35 \times 246.93 + 1.6 \times 52.34 = 417.09 \text{ t}$$

$$M = 16.06 \times 20 = 321.2 \text{ t.m}$$

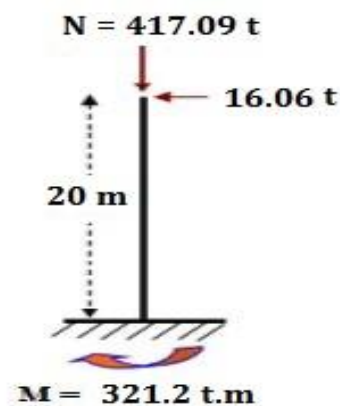


Figure 12.10 : schéma de la combinaison (M).

4.4.1. Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : $L \geq 0.75(2d)$ avec

$d = \text{diamètre de pieu} = 1.20\text{m}$.

$L : \text{l'entraxe} = 3.60\text{m}$

$$L \geq 0.75(2d) \Rightarrow 3.6 \geq 1.8(\text{m}) \quad \text{condition vérifiée}$$

• Etat limite de stabilité de forme :

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 21\text{m} = 14.7\text{m}$$

Elancement

$$\lambda = \frac{4 \times 14.7}{1.2} = 49 < 50$$

Donc : $A_s = \frac{1.15}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{1.35} \right]$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.61$$

$$B' = \frac{\pi}{4} \times (d - 0.02)^2 = 1.09\text{m}^2$$

On aura : $A_s < 0$, on procède ainsi :

✚ Armatures longitudinales :

Le pieu est ferrailé en flexion composée donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée.

D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**), le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égale à 1% de la surface du pieu.

Avec : $A_{min} = 0.01 \cdot \Phi^2 \cdot \frac{\pi}{4}$

$$A_{min} = 0.01 \cdot (120)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prendra **24HA25** avec un espacement de :

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot R}{n} = 15 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre d'armatures

Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

On prendra :

$$\Phi_t = \Phi_l/3$$

Soit **HA16**

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Avec :

Un espacement de $\left[\begin{array}{l} 10\text{cm en zone critique.} \\ 20\text{cm en zone courante.} \end{array} \right.$

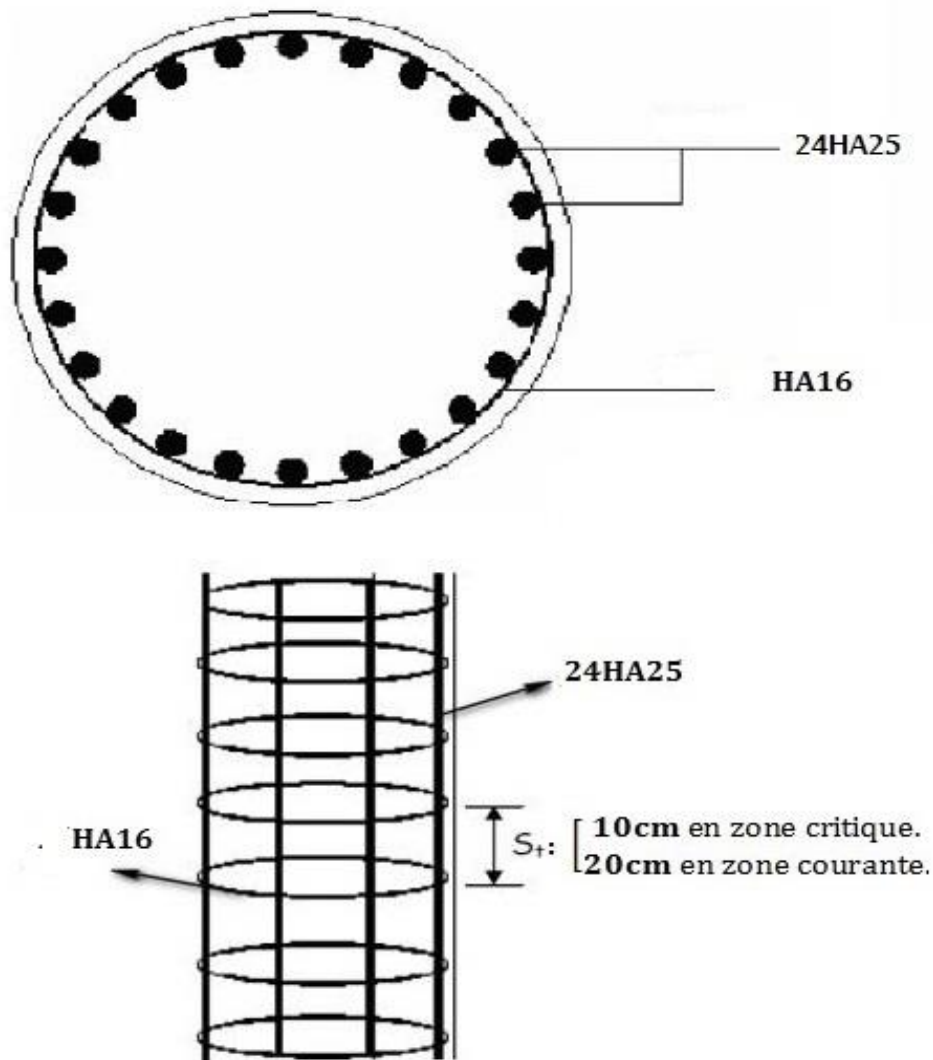


Figure12.11 : Ferrailage du pieu.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude que nous avons établi, est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application une partie de nos connaissances théoriques acquises pendant les années du cursus universitaire passées à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude de l'ouvrage d'art, on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

Dans ce mémoire, nous avons fait l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement, d'après l'analyse multicritères effectuée, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement, on a adopté pour le pont à poutres en béton précontraint post tension.

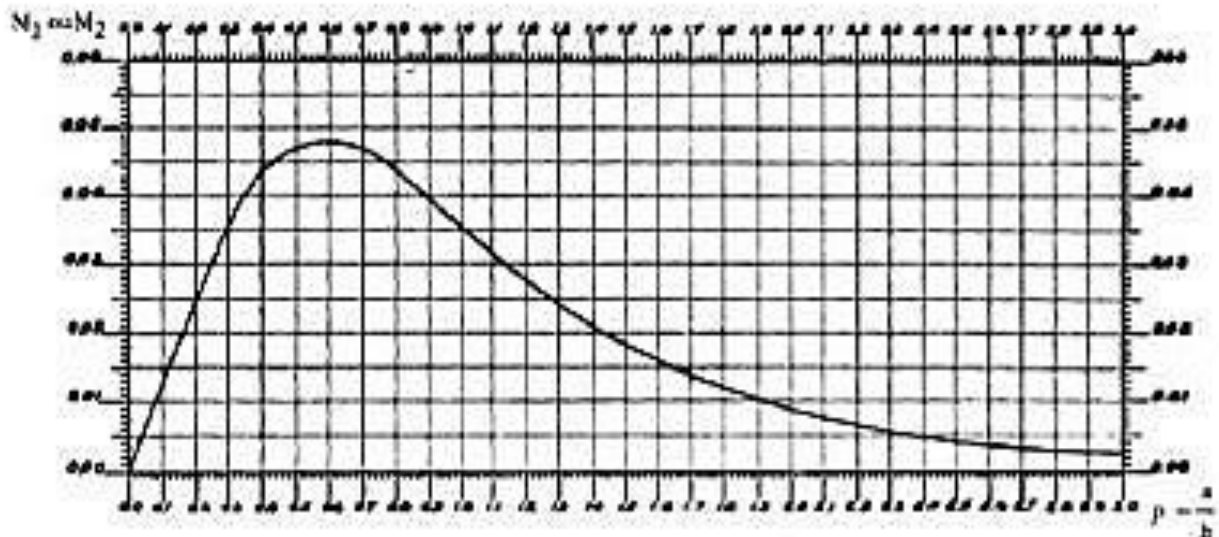
Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A), son étude a été faite par la méthode numérique (Robot Autodesk 2016), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal). Nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevêtre et un voile, et une culée remblayer constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui.

Enfin, espérant que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

Abaque de PIGEAUD N° 61

ABAQUE N° -61-

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
 $P = 1$ UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$)
et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

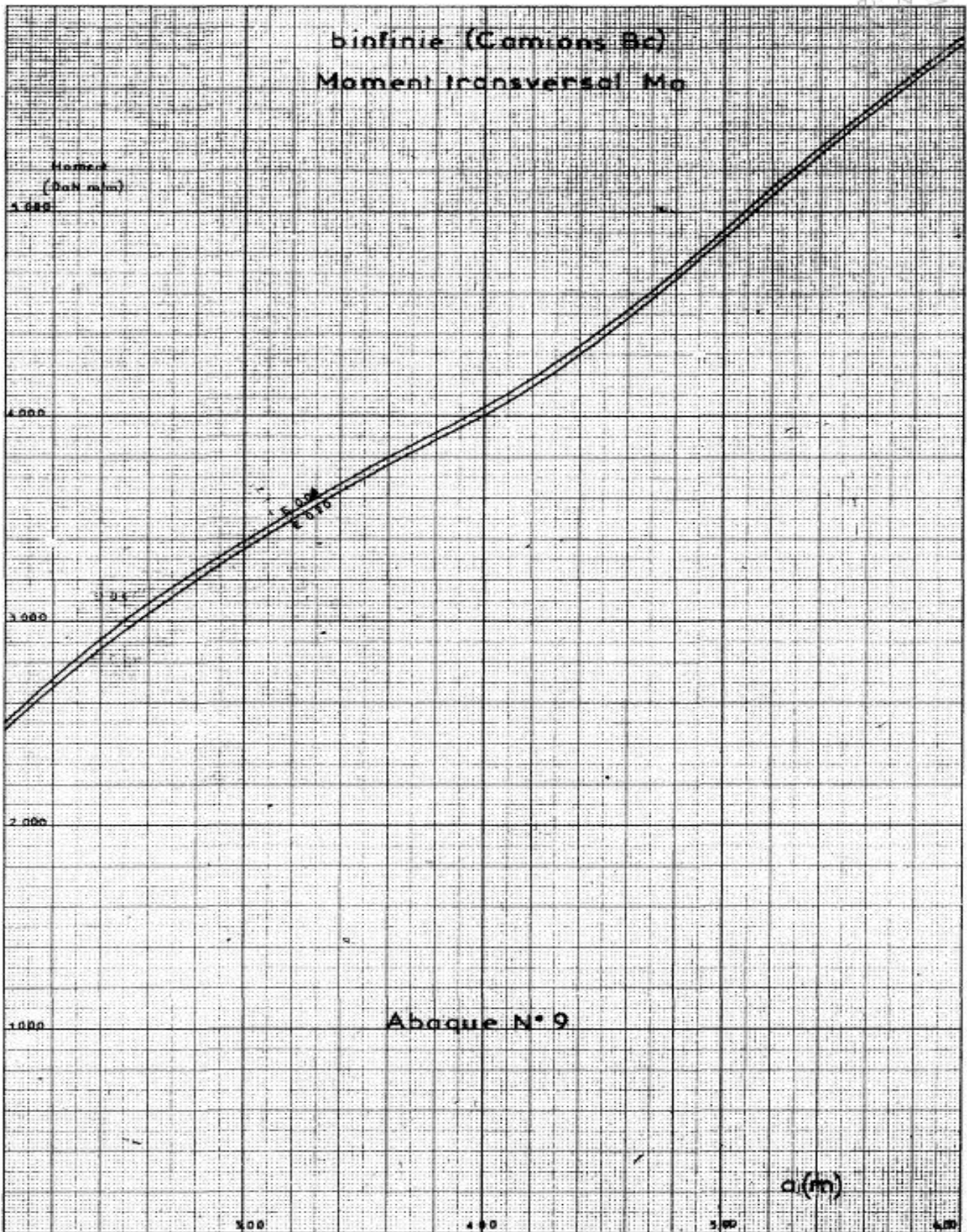
On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$$M_x = M_1 + \nu M_2 \quad (\text{à multiplier par la charge totale } P)$$

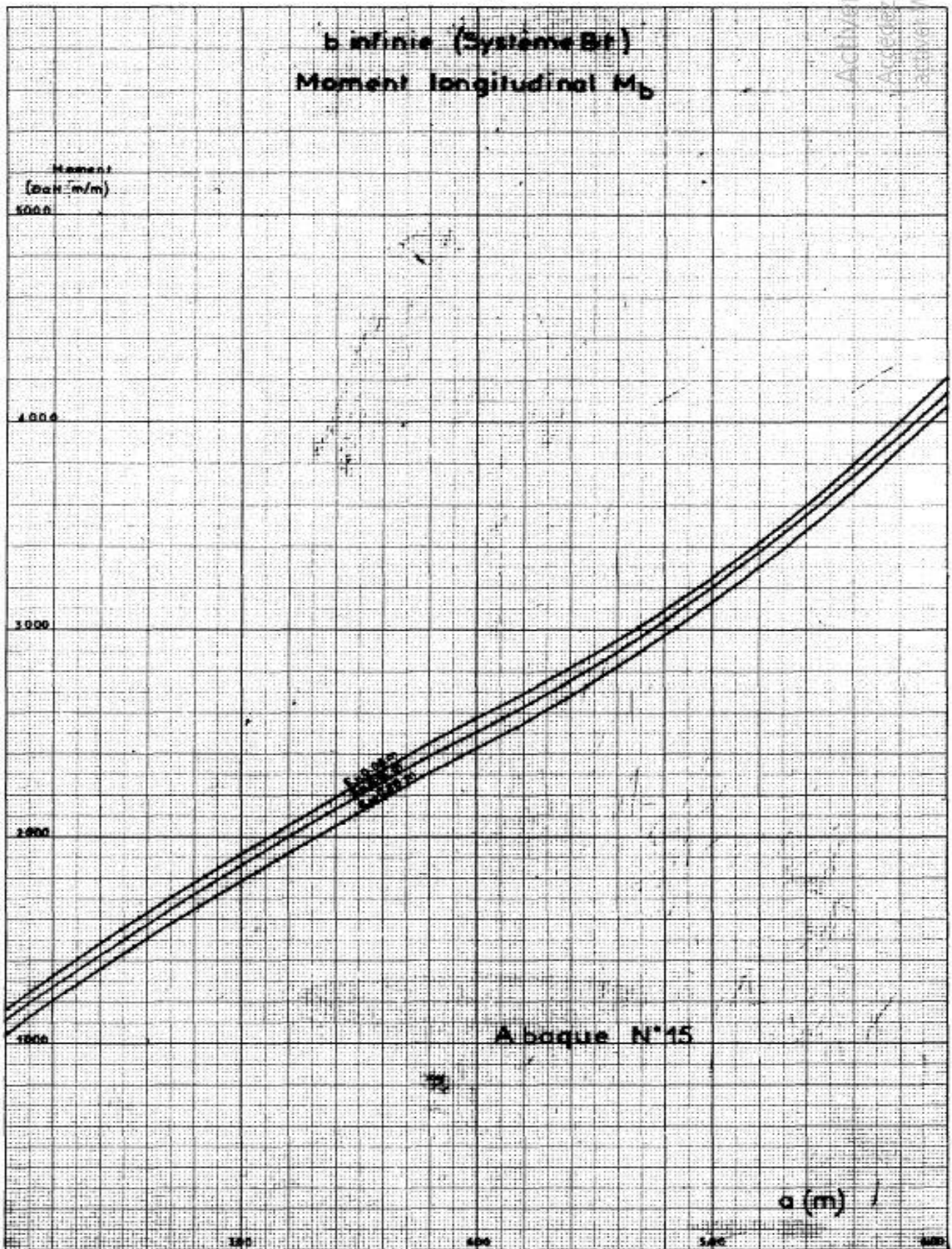
$$M_y = M_2 + \nu M_1$$

ν : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton
0,30 pour l'acier

Abaque de THENOZ N° 09

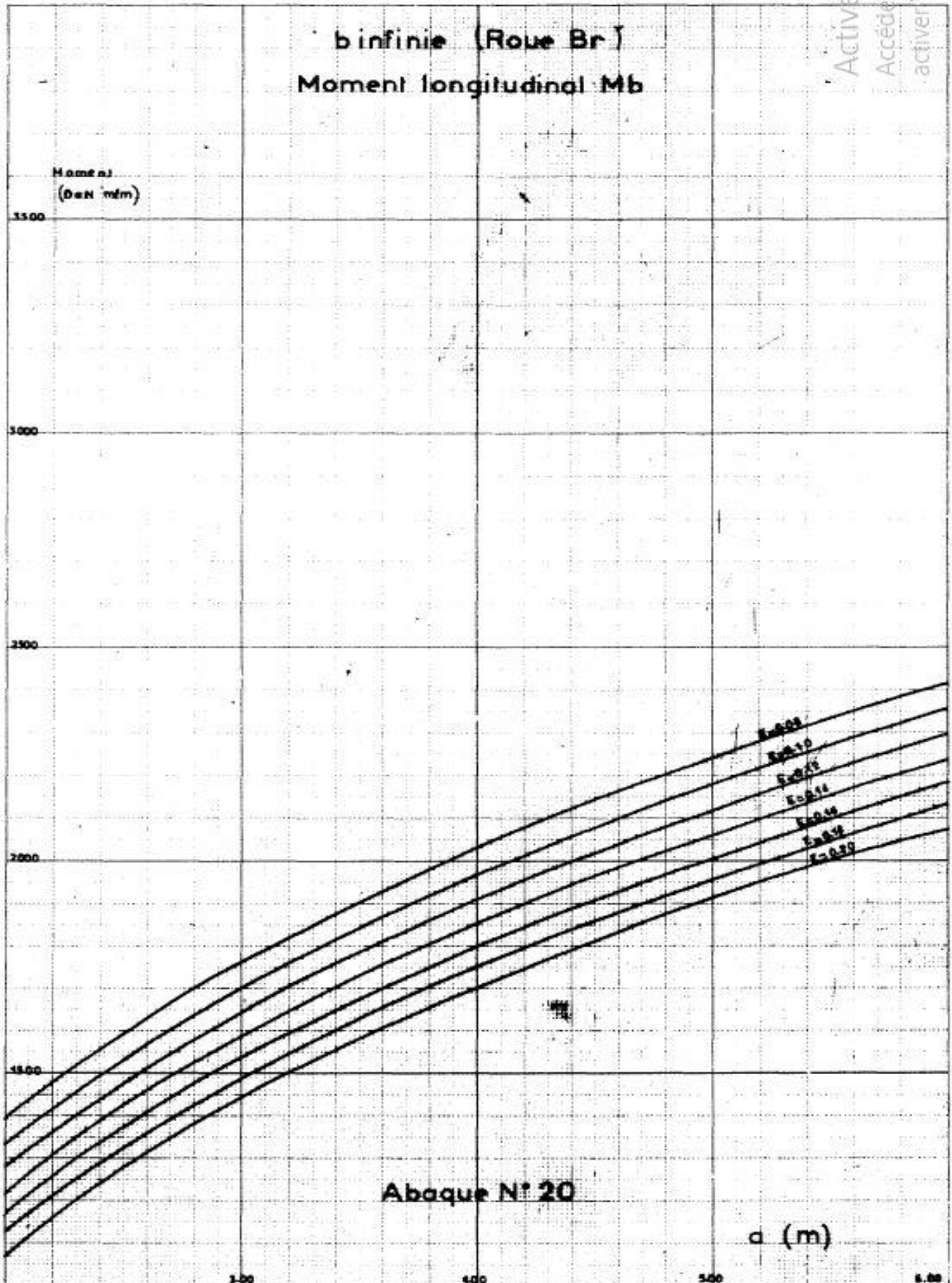


Abaque de THENOZ N° 15



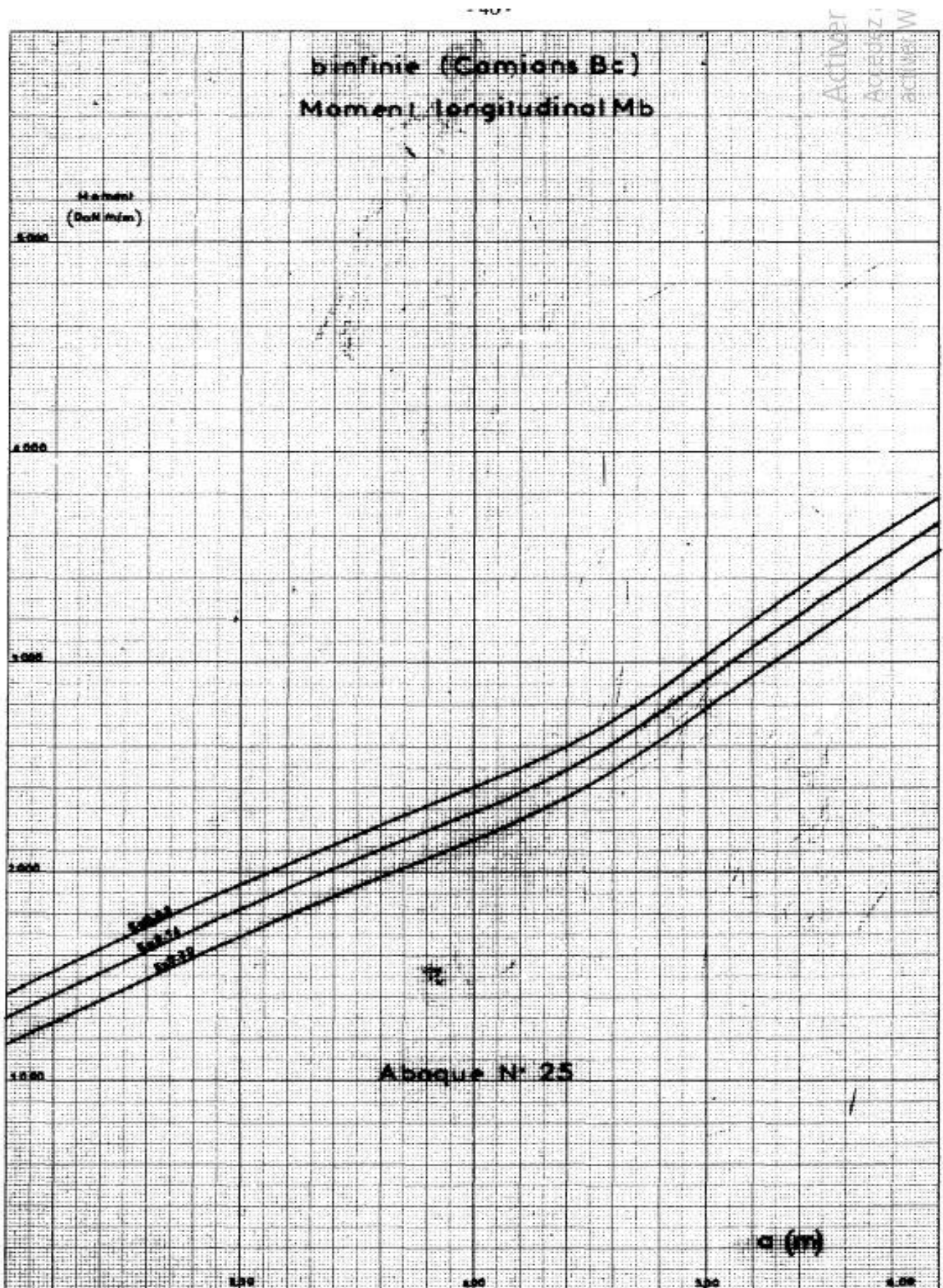
Abaque de THENOZ N° 20

- 35 -



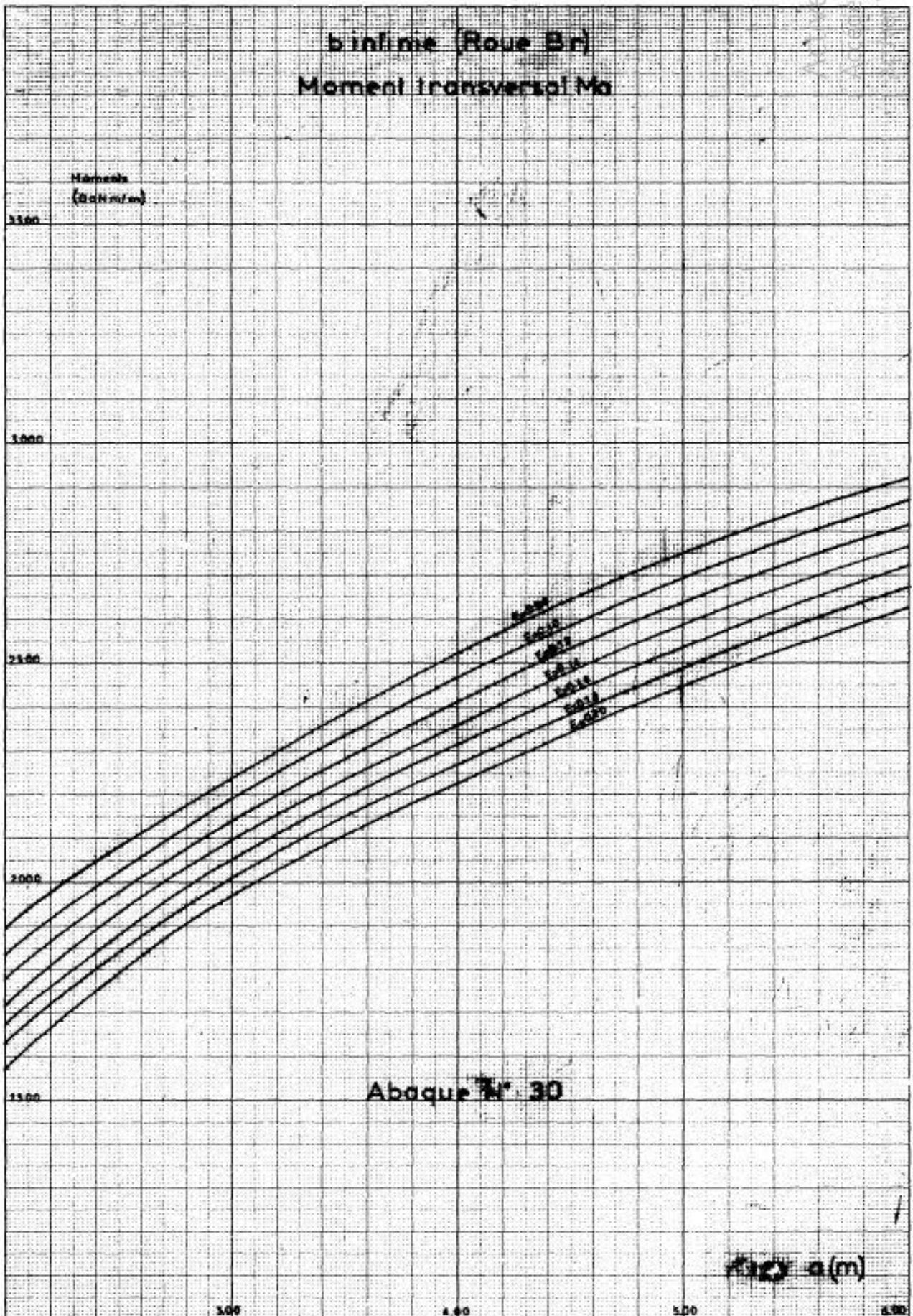
Activer
Accédez à
activerW

Abaque de THENOZ N° 25



Abaque de THENOZ N° 30

- 45 -



Abaque : tableau de ferrailage des sections en cm^2 Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

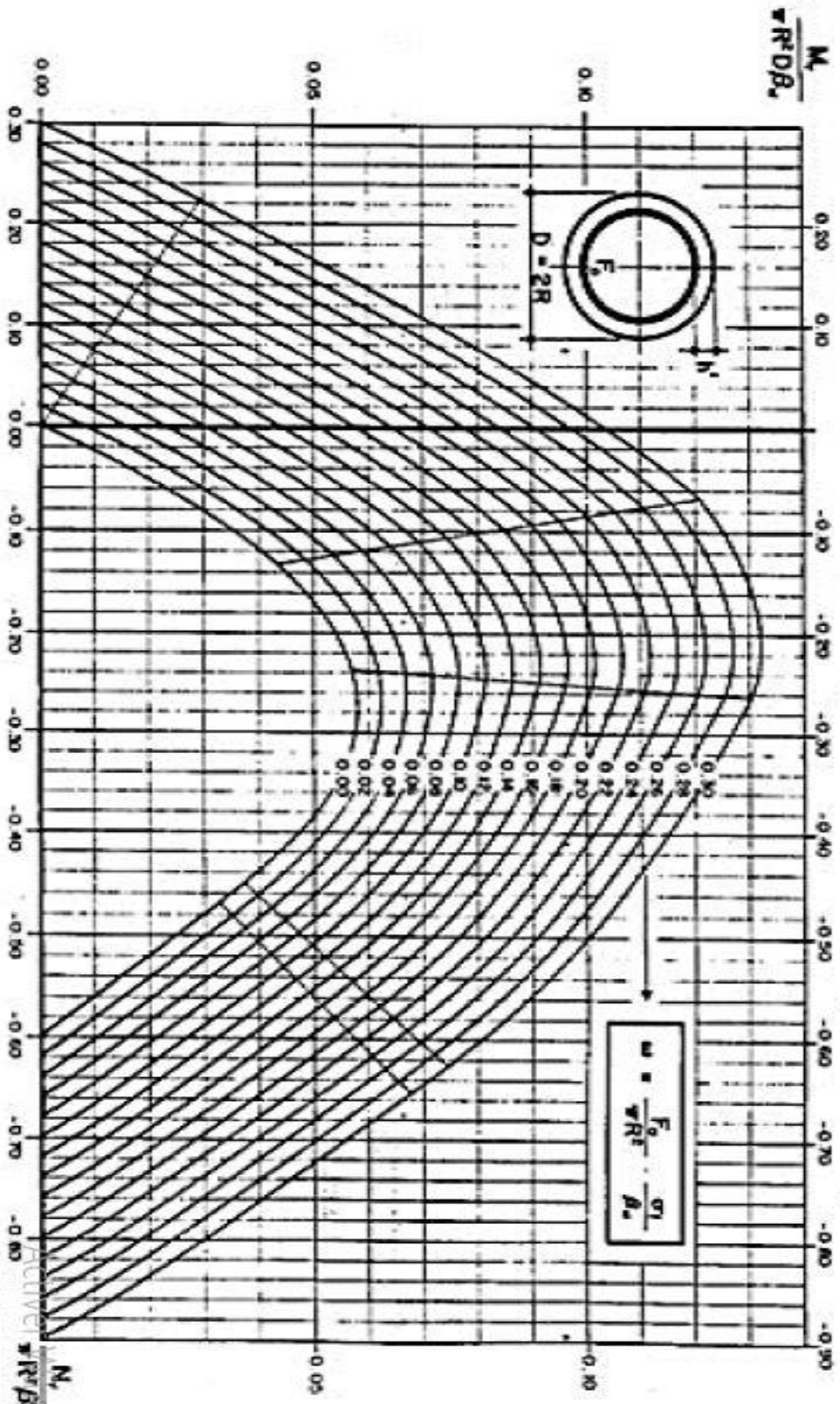
Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Abaque de Walther :

154. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_x ET N_x

$\sigma_1 = 480 \text{ N/mm}^2$
 $\omega_{max} = 0.3$

$\frac{h'}{D} = 0.04$



BIBLIOGRAPHIE

Les ouvrages :

- **Conception des ponts** : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;
- **Document technique règlementaire** : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- **Le béton précontraint aux états limites** : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- **Le fascicule n° 61 titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts routes"(Edition 1971) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section II du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;
- **Le fascicule n° 62 titre V du CCTG** : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993) ;
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994) ;
- **Projet et construction des ponts** : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000) ;
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés** : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;
- **Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension** ;
- **Calcul de l'hourdi de pont bulletin** : rédigé par M. Thenzo mai 1972.
- **Fascicule n° 68** – cahier des clauses, techniques générales – travaux, décret n° 93-1164 du 11 octobre 1993.
- RCPR Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

Les thèses :

- ✚ **Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension, proposé par : l'ENGOA, étudié par : Melle : TOUAT Sarah, Mr: SEMAR Med Saïd et Mr: DJEDDI Toufik. Encadré par : Mr : OUGUEMAT Ali. Promotion : 2013-2014**
- ✚ **Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint, Proposé par la DTP Tizi-Ouzou, étudié par : Mr: IKEN Takfarinas et Melle : YAHATENE Kahina. Encadré par : Mr : ADJRAD Arezki, Promotion 2012-2013.**

BIBLIOGRAPHIE

- ✚ **Etude d'un Pont à poutres en béton précontrainte sur la pénétrante de Tizi-Ouzou**, étudié par : LAOUBI Madani. Encadré par : BELOUNAR LAMINE.
Promotion Juillet 2019
- ✚ **Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs franchissant l'oued Sébaou (RN12 vers CW224A)**. Proposé par : l'ENGOA, étudié par : Mr.TIGHILT Samir et Mr. BECHOUCHE Karim. Dirigé par: OUGUEMAT Ali.
Promotion 2012-2013

Sites internet :

- www.setra.fr;
- www.freyssinet.com