République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil

Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

Thème

Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint



Proposé par : l'A.N.A.

Réaliser par :

Boukella Houa

Bentaha Siham

Encadré par :

Mr: KACI Salah

Promotion 2015-2016

Remerciement

Louange à Dieu, qui nous a guidés, et sans lui nous n'aurions jamais été sur la bonne voie.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier tous ceux et celles qui de loin ou de près ont contribué à finaliser ce travail que nous espérons sera à la hauteur de leurs engagements.

Nous citons nommément :

- *Notre encadreur, Mr KACI Salah pour qui nous exprimons notre gratitude pour son encadrement, son aide, sa confiance, et son soutien incessant durant notre projet.*
- *Nos enseignants de l'UMMTO, de nous avoir aidé par les discussions fructueuses que nous avons eu dans le cadre de notre projet.*
- *Les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.*

Nos remerciements s'adressent aussi à tous nos enseignants ayant crus en nous et ce depuis le primaire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents

A mes frères et ma sœur

A mon très cher fiancé Younes et tout ca famille

A tous mes collègues d'UMMTO

A tous mes amies sans exception

Houa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents et frères

A mon très cher fiancé Samir et tout ca famille

A ma grand-mère

A tous mes collègues d'UMMTO

A tous mes amies sans exception

Siham

Historique

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction……..6

I-2-présentation de l'ouvrage……..6

I -3-Présentation du projet……..7

I-4-Les caractéristiques de l'ouvrage ……7

I -5-Les données fonctionnelles……8

I-6-Les données naturelles……..8

I-7-les données géotechnique du sol……..9

Chapitre II : choix du type d'ouvrage

II-1-Introduction ……..14

II-2-Critères de choix du type d'ouvrage……..14

Chapitre III: caractéristiques mécanique des matériaux

III-1-Introduction……19

III-2-Béton……19

III -3- L'acier……22

III-4- Caractéristiques mécaniques……24

Chapitre IV : pré dimensionnement

VI-1-Définition des poutres ……25

VI-2- Pré dimensionnement de la poutre ……25

VI-3-Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre……29

Chapitre V: calcul des charges et surcharges

V-1-Introduction ……36

V-2-Calcul des charges permanentes et compléments des Charges permanentes.36

V-3- Calcul des surcharges……39

Chapitre VI: répartition longitudinale des efforts

VI- Introduction ……46

VI-1-Calcul des moments fléchissant longitudinaux……46

VI-2- calcul des efforts tranchants……63

Chapitre VII : répartition transversale des efforts

VII-1-Flexibilité de l'entretoisement……70

VII-2-Principe fondamental de la méthode GYON. MASSONET……72

VII-3-Détermination des coefficients de la répartition transversale « k_α »……76

VII-4-La largeur active (position active)……79

VII-5)-détermination de k_α moy pour chaque poutre et chaque cas du chargement……80

Chapitre VIII : Modélisation

VIII-Introduction……86

VIII-1- Présentation du logiciel robot……86

VIII-2- Modèle de calcul……86

VIII-3- Effort interne dans les poutres……87

VIII-4- Etude du platelage……90

VIII-5- étude à La torsion……92

Chapitre IX : Etude de la précontrainte

IX-1-introduction……95

IX-2- Procédés de la précontrainte……95

IX-3-Définition des classes de vérification……97

IX-4-Dimensionnement de la précontrainte……97

IX-5 - Le Fuseaux limite……107

IX-6- Les pertes de précontrainte……110

Chapitre X : justifications des contraintes normales

X-Introduction……122

X-1-Justification des contraintes normales……122

Chapitre XI: justification des contraintes tangentielles

XI-Introduction……135
XI-1- Justification des contraintes à l'E.L.S……135
XI-2- contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant……136
XI-3- Justification à l'E.L.U……138

Chapitre XII : étude de la zone d'about

XII-Introduction……142
XII-1-Zone d'appui simple d'about……142
XII-2-Justification de la bielle d'about……142
XII-3-Justification de l'équilibre du coin inférieur……146
XII-4-Justification relative à l'introduction des forces de précontrainte……148

Chapitre XIII : calcul des déformations

XIII-Introduction……160
XIII-1-Calcul des flèches……160
XIII-2-Calcul des rotations……163
XIII-3-Calcul des déplacements d'appui……164

Chapitre XIV : étude des équipements de pont

XIV- Introduction……165
XIV-1-Appareil d'appui……165
XIV-2- joint de chaussée……175
XIV-3- Le revêtement du tablier……177
XIV-4- Dispositifs retenue……177
XIV-5- Corniches……178
XIV-6-Évacuation des eaux……179

Chapitre XV: étude de la culée

XV-Introduction……180
XV-1- Choix de la morphologie……180
XV-2- Pré-dimensionnement de la culée……180
XV-3-évaluation des efforts sollicitant la culée……182

Chapitre XVI : étude de la pile

XVI-1- Définition……186
XVI-2- Choix du type des piles……186
XVI-3- Pré dimensionnement de la pile……186
XVI-4-Vérification de la stabilité de la pile……187
XVI-5-Etude et ferraillage de la pile……188
XVI-6-Etude de la semelle……196
XVI-7-Etude et ferraillages de la fondation profonde……201

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Annexe

Tableau-IV-1 : caractéristique géométrique de la section médiane……..…31

Tableau-IV-2 : caractéristique géométrique de la section d'about……..32

Tableau-IV-3 : poutre intermédiaire……..33

Tableau-IV-4 : poutre intermédiaire……..…34

Tableau-IV-5 : Sections géométriques des sections nettes……35

Tableau-V-1: de classe de pont……..40

Tableau-V-2 : de coefficient d'agressivité transversal de la charge……..40

Tableau -V-3 : valeur du coefficient bc……..41

Tableau-VI-1 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes……..46

Tableau. VI-2 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A »……..47

Tableau-VI-3 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir……..47

Tableau-VI-4 : détermination de la section dangereuse……..48

Tableau –VI-5- : lignes d'influence du moment sous P_3……..51

Tableau-VI-6 : lignes d'influence du moment sous p_4……..52

Tableau-VI-7: recherche de la section dangereuse S……..…53

Tableau-VI-8 : Lignes d'influences du moment sous P1……..53

Tableau-VI-9: Lignes d'influences du moment sous P2……..54

Tableau-VI-10: recherche de la section dangereuse S……..54

Tableau-VI-11: Lignes d'influences du moment sous P2……..54

Tableau-VI-12: recherche de la section dangereuse S……..55

Tableau-VI-13: Lignes d'influences du moment sous P2……..55

Tableau-VI-14: Lignes d'influences du moment sous P3……..55

Tableau-VI-15: recherche de la section dangereuse S……56

Tableau-VI-16: Lignes d'influences du moment sous P3……56

Tableau-VI-17: recherche de la section dangereuse S……56

Tableau-VI-18: Lignes d'influences du moment sous P3……57

Tableau-VI-19: Lignes d'influences du moment sous P4……57

Tableau-VI-20: Moments de la surcharge Bc dans les différentes sections……58

Tableau-VI-21 : lignes d'influence du moment sous P1……59

Tableau-VI-23 : Moments des surcharges Bt dans les différentes sections……60

Tableau-VI-24 : Moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections……62

Tableau-VI-25 : Moments des surcharges D240 dans les différentes sections……62

Tableau-VI-26: effort tranchant dans les différentes sections sous G……63

Tableau-VI-27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L)…64

Tableau-VI-28: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs……65

Tableau-VI-29 : lignes d'influence du à la surcharge B_C……66

Tableau-VI-30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections…66

Tableau-VI-31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt……67

Tableau-VI-32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120……68

Tableau-VI-33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240……68

Tableau-VI-34: récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre……69

Tableau VII-1 : Valeurs de K0 pour θ = 1.10……77

Tableau VII-2 : valeur de k_1 pour θ=1.10……77

Tableau VII-3 : valeur de k_0 pour θ=1.20……78

Tableau VII.4: Valeur de K_1 pour θ=1.20……78

Tableau VII.5: Valeurs de K0 pour θ = 1.12……..78

Tableau VI.6: Valeurs de K1 pour θ = 1.12……78

Tableau VII.7: Valeurs de Kα pour θ = 1.12……79

Tableau VII.8 : les valeurs de Kα des poutres P1, P2, P3.P4……79

Tableau VII-9 : valeur de $k_{\alpha moy}$ pour chaque poutre……81

Tableau VII.10: efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P_1……82

Tableau VII.11 : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_2……82

Tableau VII.12 : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_3……83

Tableau VII.13 : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_4……83

Tableau VII.14 : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_5……84

Tableau VII-15:combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS……84

Tableau VII.16 : Efforts internes réels engendrés par les charges dans les poutres après combinaisons……85

Tableau VIII-1 : valeurs des charges considérées……87

Tableau VIII-2:combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS……87

Tableau-VIII-3 : calcul de l'inertie de torsion **τ**……93

Tableau-VIII-4 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme……94

Tableau-IX-1 : Caractéristique de la section nette……97

Tableau. IX.2: paramètre de calcul des câbles……102

Tableau. IX.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles……103

Tableau IX-4 : paramètres des câbles dans la section d'about (poutre seule)……105

Tableau. IX.5.Caractéristiques de la section d'about (poutre seule)……106

Tableau. IX.6 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis……106

Tableau. IX.7 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis……107

Tableau. IX.8 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections……107

Tableau. IX.9 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)……..108

Tableau. IX.10 : Caractéristiques du fuseau limite de compression……..109

Tableau-IX-11: Perte par frottement……110

Tableau. IX.12: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage……115

Tableau. IX.13. Valeurs des pertes par raccourcissement instantanée du béton……117

Tableau. IX.14: Pertes instantanées totales des différentes sections……117

Tableau. IX.15: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections……117

Tableau. IX.16 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton……118

Tableau. IX.17: pertes par relaxation dans les câbles……119

Tableau. IX.18: pertes par fluage dans les câbles……120

Tableau. IX.19: pertes différées totales des différentes sections……121

Tableau. IX.20: pourcentage des pertes……121

Tableau X-I : valeurs limites des contraintes dans le béton ……122

Tableau X.2. Les valeurs de f_{cj} et f_{tj} ……123

Tableau X.3. Les caractéristiques géométriques de section médiane……124

Tableau-X-4 : phase de construction……125

Tableau-X-5: Contraintes des différentes phases dans la section 0.5 L……126

Tableau. XI-1 : caractéristique géométriques de la section d'appui……136

Tableau. XI-2 : Vérification des contraintes de cisaillement……138

Tableau-XII- 1 : calcule de l'angle d'inclinaison……145

Tableau.-XII-3 : calcul de l'effort tranchant……157

Tableau. XIII.1 : Valeurs de σ_{pm} dans les différentes sections……..161

Tableau. XIII.2. Valeurs des moments aux différentes sections……..162

Tableau. XV.1 : Valeurs des paramètres λ_{ah}, K et $,\theta$ ……182

Tableau .XV.2 : Valeurs des moments dus à la charge permanente……183

Tableau. XV.3 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres……183

Tableau. XV.4 : Valeurs des moments dus à la poussée due aux surcharges……184

Tableau. XV.5 : Valeurs des moments et les efforts globaux……184

Tableau. XV.6 : Résultats du calcul de la poussée à vide……184

figure-1 : Pont primitif en rondins……1
Figure-2 : a- Pont cantilever en bois …… ...2
Figure-2 : b- Pont suspendu fait de cordes……2
Figure-3 : des premiers ponts de pierre à structure montants-linteau……..2
Figure-4 : Puente Alcantara sur le Tage……3
Figure-5 : pont en arc en acier……3
Figure-6 : pont suspendu……4
Figure-7 : pont a hauban……4

Figure-I-1 : Situation de l'ouvrage……2
Figure I-2 : Coupe longitudinal ……4
Figure I-3 : lithologie……5
Figure I-4 : Sondage SC-B12……5
Figure I-5: Sondage SC-B12(2)……6
Figure I-6 : Sandage SC-B12 (4)……6
Figure I-7 : Argiles limono-graveleuses brunâtres avec des intercalations gréseux……..8

Fig. II.1 : coupe transversal d'un tablier mixte……10
Fig. II.2 : coupe de voussoir……11
Fig. II.3 : Coupe transversal du tablier à poutre. ……12

Figure III-1 : Diagramme contrainte- déformation du béton……14
Figure III-2: Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton……15
Figure -III-3 : diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs……18

Figure-III- 4 : diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs……..19

Figure- IV-1 : Coupe transversale d'une poutre……..25

Figure-IV-2 : notions utilisez……..29

Figure-IV-3 : Section médiane de la poutre préfabriquée……..30

Figure-IV-4 : Section d'about de la poutre préfabriquée……31

Figure-V-1 : poutre intermédiaire- poutre de rive……..…36
figure –V-2 : schema d'une poutre……..…37
figure-V-3 : corps de la chaussée……..38
figure-V-4 : détaille de trottoir……..39
Figure-V- 5 : disposition transversal……..41
Figure- V-6 : disposition longitudinal……..42
Figure-V-7 : En plan……42

Figure-VI-1: Schéma statique d'une poutre……..46

Figure-VI-2 : système disposition de deux camions sur la chaussée……48

Figure-VI-3 : recherche du moment maximal……..49

Figure-VI-4:ligne d'influence du moment sous P_3……..50

Figure-VI-5 : linge d'influence du moment sous P_4……..51

Figure-VI-6: Chargement type sous un tandem (système Bt)……..58

Figure-VI-7 : moment max. sous P1……..59

Figure-VI-8 : moment max sous p_2……..59

Figure-VI-9: Position de Mc120……61

Figure-VI-10 : position de D240 sur la travée……..62

Figure-VI-11 : Schéma statique d'une poutre……..63

Figure-VI-12: Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L……..64

Figure-VI-13: Position du système Bc donnant T max à 0 ,0L……..65

Figure-VI-14 : position du système B_c donnant T_{max} a 0,1L……..66

Figure-VI-15: surcharge Bt……..67

Figure-VI-16 : surcharge Mc120……..67

Figure-VI-17 : surcharge Mc120……..68

Figure-VII-1: Section médian réelle d'une poutre……..74

Figure-VII-2 : section médian équivalent d'une poutre……74

Figure-VII-3 : ligne d'influence……..80

Figure.VII.4 : Les lignes d'influence des poutres……..85

Figure. VIII-1 : vue du modèle du tablier en 3D……..86

Figure. VIII-2 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU……..88

Figure. VIII-3 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'E……88

Figure. VIII-4 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU……..89

Figure. VIII-5 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS……89

Figure. VIII-6 Moment maximum longitudinal dans la dalle……..90

Figure. VIII-7 Moment minimum longitudinal dans la dalle……..90

Figure. VIII-8 Moment maximum transversal dans la dalle……..91

Figure. VIII-9 Moment minimum transversal dans la dalle……..91

Figure. VIII-10 : section de torsion……..93

Figure. IX.7 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1……111
Figure. .IX.8 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2……113
Figure. .IX.9 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3……115

Figure. X.1 : Détail du talon (section médiane)……123
Figure. X.2 : Règle des trois pivots……129
Figure .X.3 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section Partiellement comprimée……129
Figure. X.4 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal……130
Figure. X.5: Diagramme des contraintes à l'ELU……130

Figure. XII.1 : Inclinaison de la bielle unique du béton……143
Figure. XII.2 : La bielle d'about……143
Figure.XII.3 : Equilibre du coin inférieur……146
Figure.XII.4 : Equilibre du coin inférieur……146
Figure.XII.5 : Interaction ancrage appui……147
Figure.XII.6 : Les trois zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de Régularisation……148
Figure.XII.7 : prisme symétrique……149
Figure.XII.8 : Transmission des forces dans la zone régularisation……151
Figure.XII.9 : Equilibre général……151
Figure.XII.10 : Equilibre selon la RDM……152
Figure.XII.11 : Equilibre général de diffusion pure……152
Figure.XII.12: Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique)……153

Figure.XII.13 : Composantes des efforts de précontraintes……155
Figure.XII.14 : Contraintes normales et tangentielles……156
Figure.XII.15 : Contraintes normales et tangentielles……158
Figure.XII.16 : SECTION D'ABOUT……159

Figure. XIII-1 : diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre……161
Figure. XIII-2 : diagramme des moments de précontrainte……162

Figure. XIV-1 : disposition des appareils d'appuis……165
Figure. XIV-2 : appareil d'appui élastomère fretté……166
Figure. XIV-3 constitutions géométriques d'un appareil d'appui……166
Figure .XIV. 4 : Effet de l'effort normal……167
Figure.XIV. 5 : 1er cas de torsion……168
Figure.XIV. 6 : 2ème cas de torsion……169
Figure. XIV.7: Rotation de l'about du tablier……170
Figure. XIV.8 : Joint de chaussée……175
Figure.XIV.9 : détail de joins de chaussé……176
Figure.XIV.10 : photo d'une glissière de sécurité……178
Figure. XIV.11 : photo Corniches préfabriquées sur chantier……178
Figure. XIV-12 : Les équipements du pont……179

Figure. XV-1 : Les éléments constitutifs d'une culée……180
Figure. XV-2 géométries de la culée……181
Figure. XV.3 : Coupe longitudinale……182

Figure. XVI.1 : Coupe transversale……187

Figure. XVI.2 : Diagramme des efforts interne a ELU……188
Figure. XVI.3 : Diagramme des efforts interne a ELS……189
Figure. XVI.4 : Section creuse équivalente……193
Figure.XVI.6 : Diagramme des efforts interne à ELU……194
Figure.XVI.7 : Abaque de Walther……195
Figure. XVI.8 : Ferraillage du fût……196
Figure.XVI.9 : Les détaille de la semelle……196
Figure.XVI.10 : FERAILLAGE DE LA SEMELLE……200
Figure.XVI.11.Ferraillage longitudinale et transversal des pieux……204

Histoire des ponts :

Le pont est apparu dans l'aventure humaine le jour où la curiosité de l'homme, vivant de chasse et de cueillette, s'est portée au-delà de l'horizon, sur la terre fertile, les animaux et les fruits qu'il convoitait de l'autre côté d'un fleuve ou d'une gorge. Les premiers hommes ont donc dû imaginer des moyens de franchir fleuves et ravins pour survivre.

Une ou deux pierres posées sur le lit d'un ruisseau et, beaucoup en ont fait l'expérience, voici improvisé un gué idéal : mais pour les rivières plus profondes un arbre jeté entre les deux rives ferai mieux l'affaire **(figure-1).**



figure-1 : Pont primitif en rondins.

C'est ainsi qu'est née l'idée d'un simple pont de bois. A cette époque, le simple pont en bois était destiné à de multiples usages et devait donc répondre à plusieurs caractéristiques (large, solide,…) inadéquates, les étroits troncs d'arbre qui servaient de pont furent remplacés par des doubles poutres plus espacées sur lesquelles on fixait de courts rondins pour former une travée.
Pour les passages au-dessus des cours d'eau, les piles de soutènement étaient constituées de pierres entassées à même le fond. Parfois, des pieux étaient enfoncés dans le lit de la rivière pour former un cercle qu'on remplissait alors de pierres pour obtenir un batardeau grossier, mais au moins étanche et sec.

La structure des ponts primitifs donc essentiellement de bois ou de pierre (**figure-2a**), ou encore une combinaison de ces deux matériaux. Un peu plus tard, apparut le simple pont suspendu fait de corde et de bambous (**figure.2b**).





Figure-2 : a- Pont cantilever en bois **b**- Pont suspendu fait de cordes

Dans les régions froides situées plus au nord, riches en pierres de toutes formes et de toutes tailles, mais pauvres en arbre, on préférait utiliser des dalles de pierres pour franchir les cours d'eau (**figure-3**).



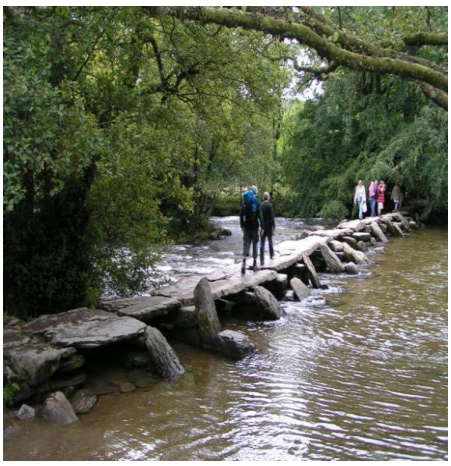




Figure-3 : des premiers ponts de pierre à structure montants-linteau.

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle. Ce matériaux a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors comprimé en tout point) mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres **(figure-4).**



Figure-4 : Puente Alcantara sur le Tage.

C'est à la fin du XVIII que la révolution industrielle se répandit progressivement dans le monde entier et entraina des transformations considérables. La fonte et le fer remplacèrent progressivement le bois et la pierre, puis ces métaux furent à leur tour remplacés par les deux matériaux qui jouèrent un rôle primordial dans la construction des ponts au XX siècle : l'acier puis le béton (**figure.5**).



Figure-5 : pont en arc en acier.

Lors de la construction des ponts, il était essentiel d'accélérer l'assemblage des pièces, ce qui nécessitait l'utilisation d'éléments préfabriqués légers et néanmoins résistants. On avait désormais besoin de ponts encore plus imposants et solides pour, par exemple, relier des iles aux continents ou des pays entre eux, mais aussi pour développer les principaux axes commerciaux. Dans la perspective d'un allongement encore plus important des ponts, la recherche et le développement permanents des matériaux à haute résistance, tels que l'acier, le béton, la fibre de carbone et l'aramide, se conjuguent aujourd'hui avec une analyse informatique sophistiquée et une évaluation dynamique des de tremblements de terre, d'ouragans et de raz-de-marée.



Figure-6 : pont suspendu.

En deux siècles, la portée des ponts est passée de 105 mètre à 1829 mètre. Parmi les grandes innovations de cette longue période, il faut retenir notamment les arcs en acier à poutre-treillis, les ponts à poutre caissons en encorbellement et en voussoir, mais les ponts suspendus et les ponts à haubans



Figure-7 : pont a hauban.

Quelques ponts de grandes portées :



Le pont Mehmed Pacha Sokolović de Višegrad.



Le pont de l'île Rousski.



Le pont de Chaotianmen.



Le pont de Québec.



Le pont de Wanxian.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

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

Le présent travail à pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont franchissant une brèche, et plus précisément le viaduc V20 localisé autour de PK39+500
Ce projet est inscrit dans la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou avec l'autoroute Est-ouest sur 48 Km. Le tronçon de ce projet est situé entre les villes de Draa-elle Mizane et l'échangeur de Djbahia.

Dans Cette étude, 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 retenir la variante la plus avantageuse pour calculer les caractéristiques du tablier et les matériaux qui feront l'objectif des trois premiers chapitres. On s'intéresse dans le chapitre V au calcul des charges et surcharges. Après on passe à l'étude de la répartition des efforts longitudinaux et transversaux et de la précontrainte dans les chapitres : VII, VII, IX puis les justifications des contrainte dans les chapitres : X, XI, XII
Les chapitres : XII XIV XV ont pour étude des déformations et des équipements puis l'étude de la culée.
En dernier lieu, l'étude de la pile fera l'objectif du chapitre XVI.

I-1- Introduction :

Lors de la construction dune voie de circulation il arrive toujours un moment ou l'on rencontre un obstacle soit : Naturel {brèche, cours d'eau}, Artificiel {route, voie ferrée canal}

Une bonne connaissance des principaux types des structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné ; Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect des normes.

Cette étude porte sur la conception et dimensionnement et le calcul d'un pont franchissant d'une brèche localisé autour de PK39+450 au PK39+600.

L'ouvrage on question est inscrit dans le projet de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou a l'autoroute est- ouest au niveau de Djebahia sur 48 km

I-2-Présentation du projet de la pénétrante :

La pénétrante de Tizi-Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'autoroute Est-ouest à plusieurs villes celle de Tizi-Ouzou qui a été annoncée en 2006 doit relier l'autoroute est- ouest dans la commune de Djbahia à la ville de Tizi-Ouzou à travers le massif du Djurdjura cette autoroute traverse les wilayas de Bouira et Tizi-Ouzou avec

- linéaire autoroute tracé direct 48 km 2.3 voies
- Linéaire route secondaires et rampes d'échangeurs 20km
- Ouvrage d'art 10 unité /0.7km
- Viaduc 23unité /9.4 km
- Tunnels 3 unités /1.47 km
- Echangeurs 9 unité
- Déblai 16.5 millions m^3
- Remblai 6.3 million m^3

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest est scindé en deux sections

a)-Section1 : débute au raccordement avec l'autoroute est-ouest est dans la commune de Djbahia wilaya de Bouira et se termine à limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi-Ouzou

a)-Section 2 : elle prend naissance à la limite de la commune Draa El Mizane jusque raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou

I -3-Présentation du projet :

Le présent travail porte sur la réalisation d'un pont permettant le franchissement d'une brèche dans la localité d'Aomar dans la willaya de Bouira de PK39+450 au PK39+600

I-4-Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur de 150m
- 5travées de 30m
- Largeur de tablier atteint les 14.8m
- La chaussée 10.50m
- 2trottoir de 1.5m
- Les appuis sont composés de 2 culées et 4 piles

<u>Rq :</u> l'ouvrage se compose de deux ponts parallèles et identiques mais l'étude est faite pour un seul pont

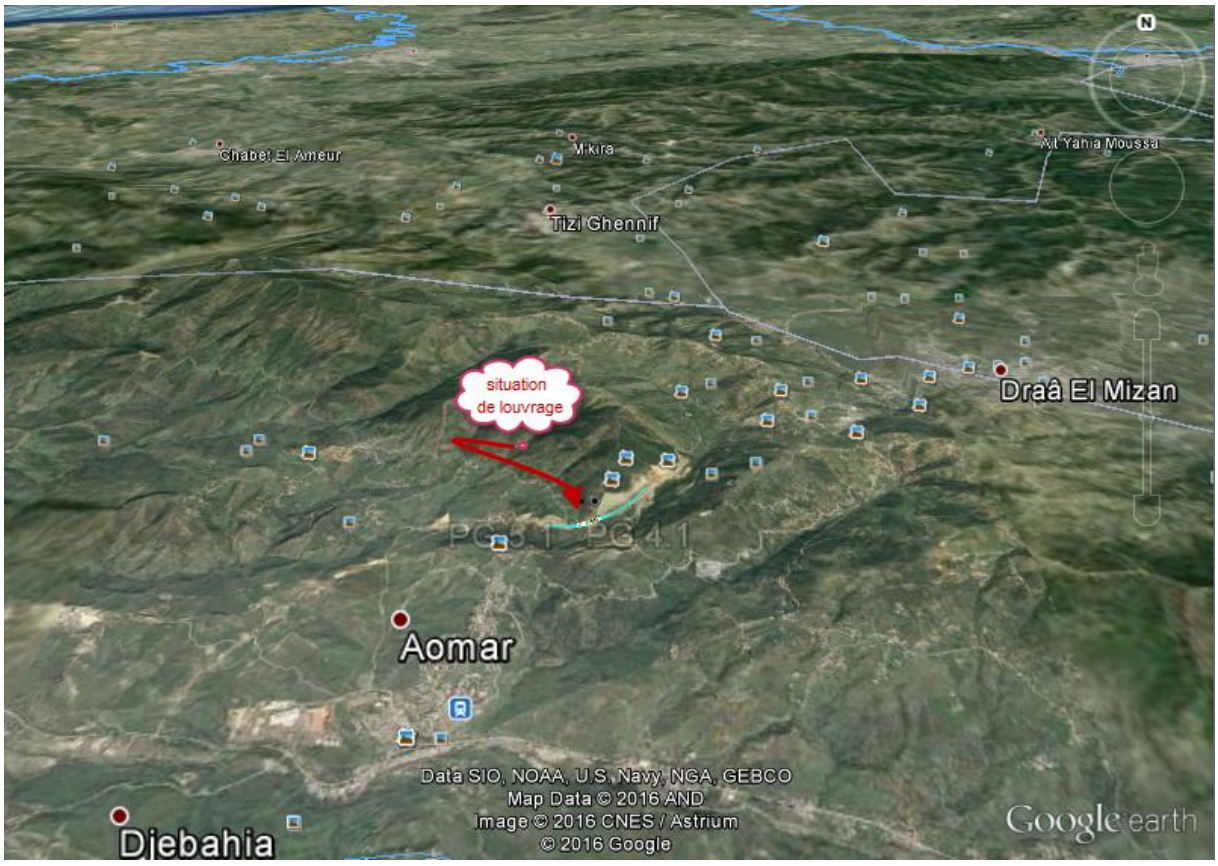


Figure-I-1 : Situation de l'ouvrage.

I -5-Les données fonctionnelles :

I-5-1-Le tracé en plan :

La ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points caractéristiques.

I-5-2-Profile en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

I-5-3-Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par : Largeur rouable : Lr = 10,5m ; Nombre de voies = 3 voies. Chaque voie à 3.5m

I-6-Les données naturelle :

I-6-1-Les données géomorphologie :

En ce qui concerne à la géomorphologie il s'agit d'une zone avec des reliefs tendres avec petites collines.

I-6-2-les données hydrographique :

Ya deux zone hydrographique ; intercale couches marneuses et couches de grés possibilités de circulation de l'eau du milieu de tracé jusqu'a la fin ; une prédominance des matériaux argileuses ce qui veut dire que les possibilités d'accumulation d'eau sont moins dû à la nature de ces terrains.

I-6-3-Les données sismologiques :

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone
IIa et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est A = 0,20, avec:

_ kh = 0.5 A (%g) = forces horizontales = 0,10 g
_ kv = ± 0,3 kh = forces verticales = 0,03 g

I-6-4-Les données climatiques :

II-6-4-1-La température :

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de clime extrême. Les effets de la température ont été calcules conformément la norme de référenceet les valeurs adoptées sont reprises ci-après :

Températures Min; Max:-15ºC; 35ºC

DT de calcul = 30º

I-6-4-2-La neige :

Etant donné que les charges véhiculaires sont supérieures à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige seront négligées.

I-6-4-3 Le vent :

Les effets de vent son bien pris en compte dans le calcul des constructions et sont effet au niveau du tablier et au niveau des pile, et la vitesse de référence pris égale à 28 m\s

I-7-les données géotechnique du sol :

Pour l'analyse des fondations, il faut partir de l'étude géologique-géotechnique qui définit la nature et stratigraphie du terrain ; les propriétés des couche existantes dans la zone d'influence des fondations et les conditions de l'eau phréatique dans chaque

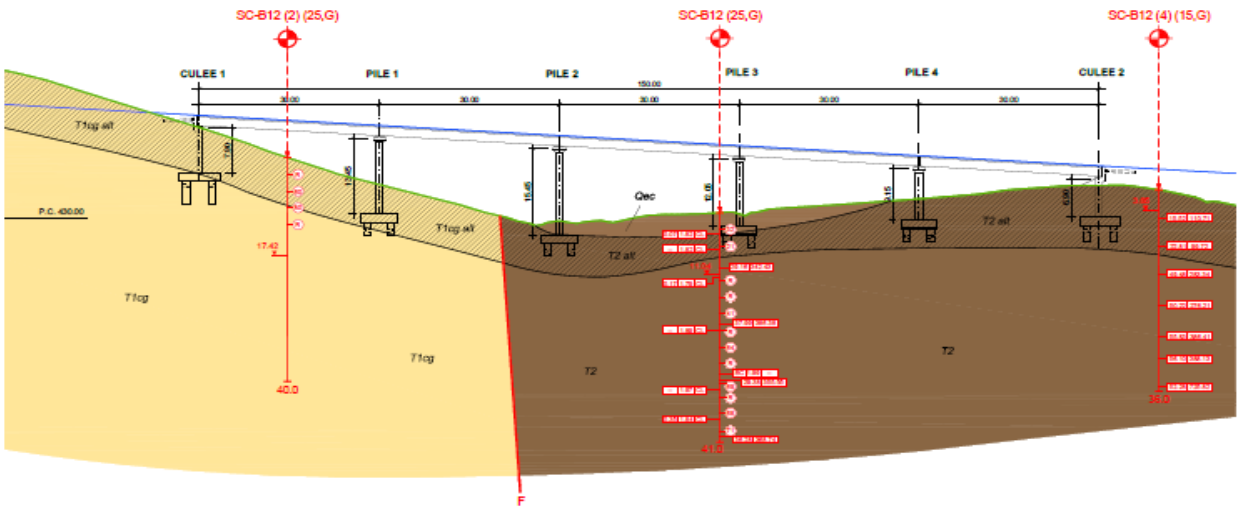


Figure I-2 : COUPE LONGITUDINALE.

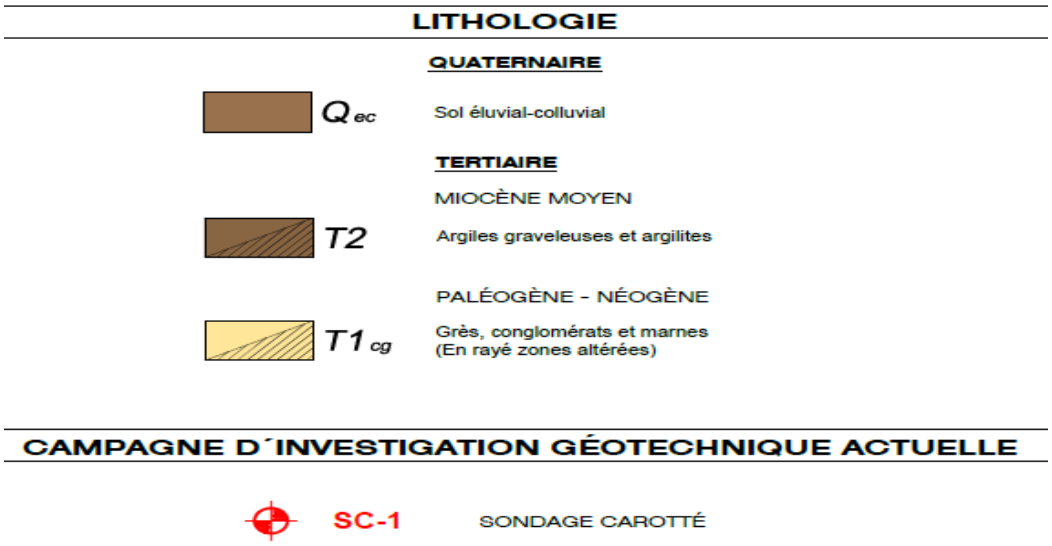


Figure I-3 : lithologie.

I -7-1-Les sondages :

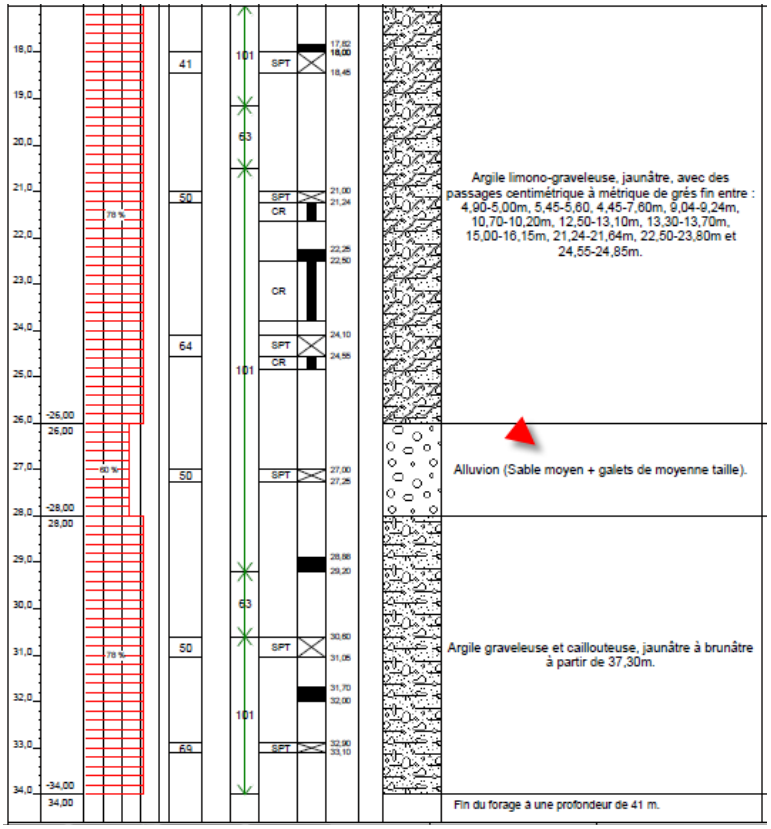


Figure I-4 : Sondage SC-B12

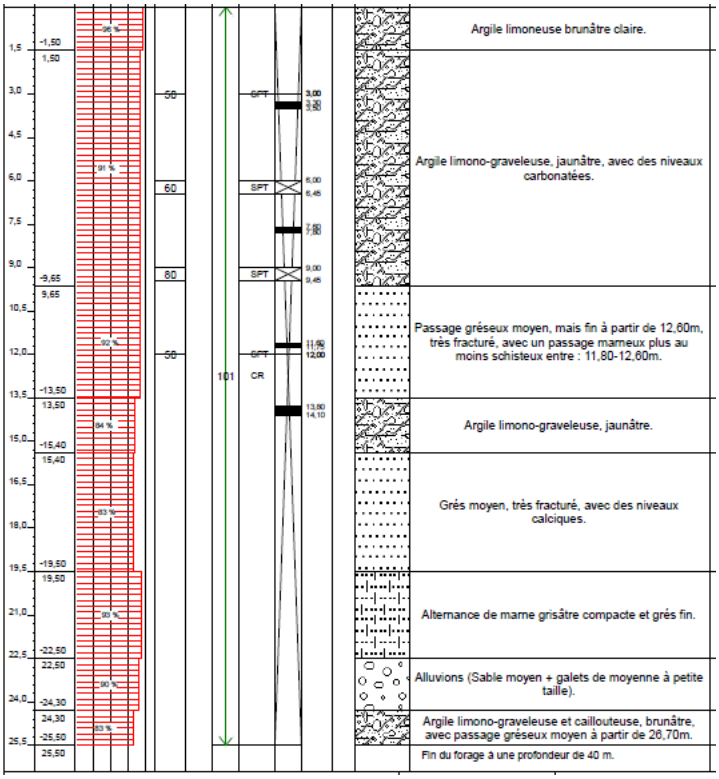


Figure I-5: Sondage SC-B12(2)

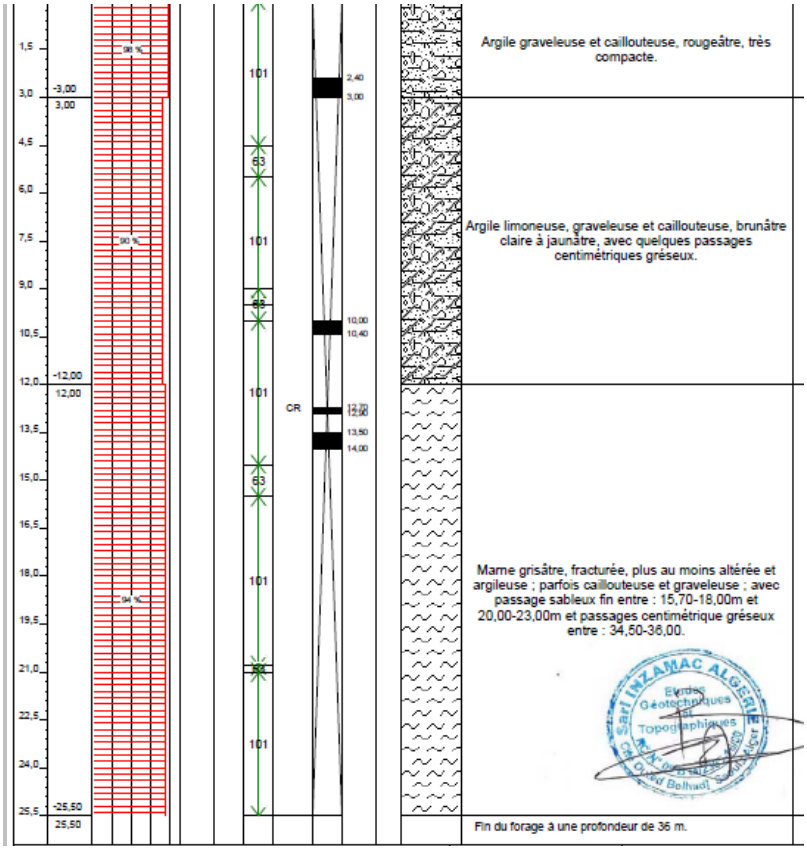


Figure I-6 : Sandage SC-B12 (4)

I -7-2-Analyse des sondages :

D'âpres la compagne de sondage carottés notés SCB12(2)- et SC-B12 et SC-B12(4) le terrain est caractérisé par la présence de

I-7-3-Paléogène-Néogène (T1) :

Il s'agit de l'unité plus ancienne du substrat tertiaire du tronçon (oligocène-miocène) représentée par des grès, marnes, calcaires et conglomérats avec une épaisseur d'environ 860 mètres.
Selon la bibliographie, la coupe de cette unité montre trois termes :
Un terme inférieur composé d'une alternance de calcaires gréseux et de sitlstones micacés.
Un terme moyen constitué par une alternance de grès calcareux et de silt stones.
Ces deux termes montrent des passages décimétriques de calcaires.
Un terme supérieur composé d'une alternance de silt stones et de grès avec des intercalations de conglomérats à galets variés et de grave lités.
Les coupes étudiées localement montrent en général une importante variation de faciès au cours de l'Oligocène
– Aquitanien qui repose presque sur toutes les formations anciennes.
Dans la zone d'étude deux termes ont été différenciés. Dans les suivantes sections les caractéristiques des ceux-ci sont exprimées.

I-7-4-Grès, conglomérats et marnes (T1cg) :

Cette sous-unité est caractérisée pour un ensemble de couches alternantes de calcaires gréseux, conglomérats et marnes de couleurs grisâtres modérément météorisées (degré III de la classification de D.G. Moye) et très fracturées.
Normalement, dans la zone plus proche à la surface du terrain, les roches sont plus altérées et fracturées, avec couleurs brunâtres.
Zone d'altération et fracturation de l'unité T1 cg
Les couleurs brunes correspondent d'habitude aux zones altérées, lesquelles sont assez commun et ils sont étroitement liés aux zones plus superficielles. L'épaisseur de cette couche altérée est variable mais généralement il ne dépasse pas de 7 m.
Dans autres zones, il faut souligner la présence de niveaux de siltstones avec une résistance mécanique élevée. Silt tones

I -7-5-Miocène moyen. Argiles graveleuses et argilites (T2) :

En ce qui concerne spécifiquement au projet, le terme supérieur de la série antérieurement décrit est le représenté dans la zone de travail. Ces matériaux s'appuient sur l'unité T1 et le contact entre les deux unités est moyennant une faille. En ce qui concerne ànotyre tracé, les matériaux affleurent associés à cette zone de faille.
Ils sont caractérisés par la présence d'argilites friables à compactes avec des passages durs et argiles limono graveleuses, jaunâtres et brunâtres, avec des passages centimétrique à métrique de grés fin.
La compacité de l'ensemble est variable selon la nature de la couche mais généralement est élevée.
Néanmoins, dans la zone plus superficielle on peut observer un majeur degré d'altération, lequel se reflète dans la valeur des SPT (plus bas).



Figure I-7 : Argiles limono-graveleuses brunâtres avec des intercalations gréseux.

I -7-6-Sol éluvial-colluvial (Qec) :

Dans cette unité les dépôts éluviaux et colluvionaires ont été unifiés dû à qu'ils présentent beaucoup similitudes et dans certaines occasions, ils sont étroitement liés et ils sont difficiles de différencier. Les sols éluviaux sont dépôts formés dû à l'altération « in situ » du substrat de la zone. Les sols colluviaux sont formés par procès de transport de peu parcours dû à des procès gravitationnels. Ces sols sont composés de matériaux hétérogènes, principalement des sables et argiles avec la présence de niveaux de graviers et cailloux.
Ils sont situés aussi bien sur les versant que sur les zones plus déprimées où ils peuvent d'atteindre une majeure épaisseur et mineure résistance dû à la circulation et percolation des eaux d'écoulement.

II-1-Introduction :

Ce chapitre présente les différentes variantes étudiées pour le franchissement dune Brèche dans la localité d'Aomar dans la willaya de Bouira
Les variantes sont présentées dans l'ordre des points de comparaison qui suivent :

- Présentation générale de la variante.
- L'esthète : Intégration dans le paysage
- Construction : mode de construction.
- L'économie : Quantité des matériaux.

L'analyse des points de comparaison aboutissant au choix de la solution structurale retenue.

II-2-Critères de choix du type d'ouvrage :

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

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs……).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

Pour l'obstacle à franchir il ya 3 types de pont envisagé

- Pont mixte
- Pont en encorbellement successif
- Pont à poutre multiple.

Les paramètres intervenant 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.

Présentation des variantes

- **Pont mixte :**

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

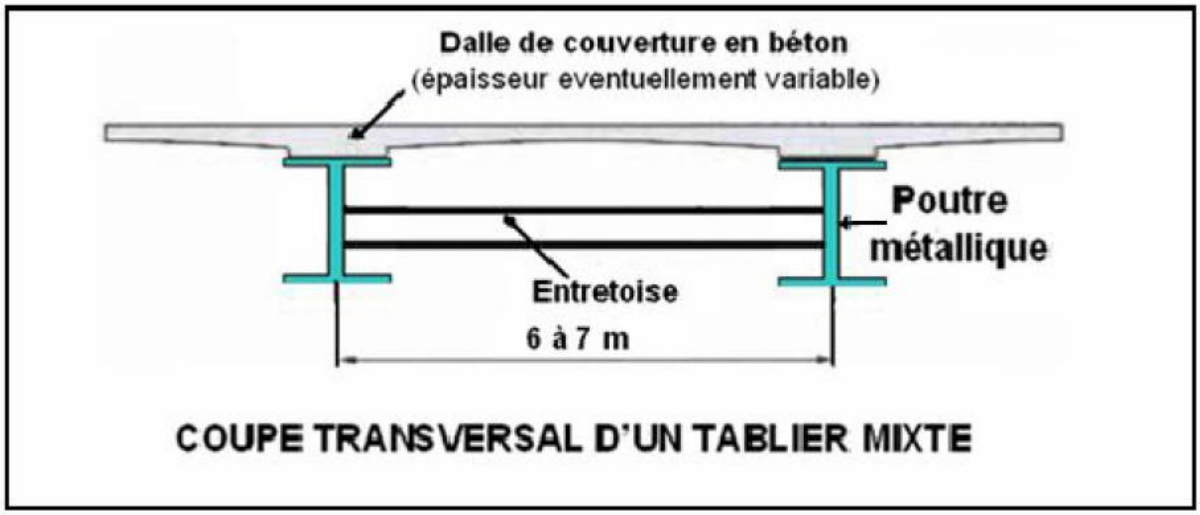


Fig. II.1 : coupe transversal d'un tablier mixte.

Les avantages :

- Possibilité de franchir des grandes portées.
- Rapidité d'exécution globale.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Gain de temps (délai) de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite d'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- Excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- Légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- Larésistanceetlastabilitédelastructureenplacedoiventêtrevérifiées à tous les stades
- importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition
- Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et
- l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Une surveillance avec visite périodique.
- La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs).
- Le coût est très élevé.

➢ Pont en encorbellement successif :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, qui est fixé a la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.
Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.

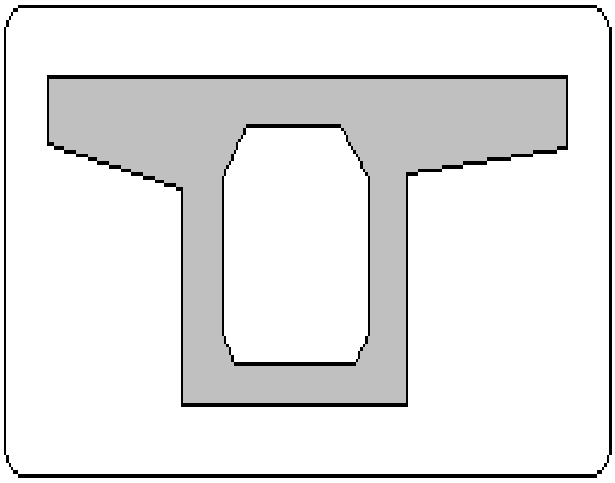


Fig. II.2 : coupe de voussoir.

Les avantages :

- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.
- S'adapte mieux pour les ponts biais.
- Le ferraillage demandant peu de façonnage, ne nécessite pas une main d'œuvre hautement
- qualifiée, exception pour la précontrainte.
- Ce type d'ouvrage s'adapte bien à des franchissements d'autoroute à plateforme réduite
- lorsque la largeur de la terre plein centrale permet l'implantation d'un appui central.

Les inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines,
- câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul
- inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des
- autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- L'aspect économique est très élevé.

➢ Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant: le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction; on y ajoute donc une compression permanente dite **'précontrainte'**.La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

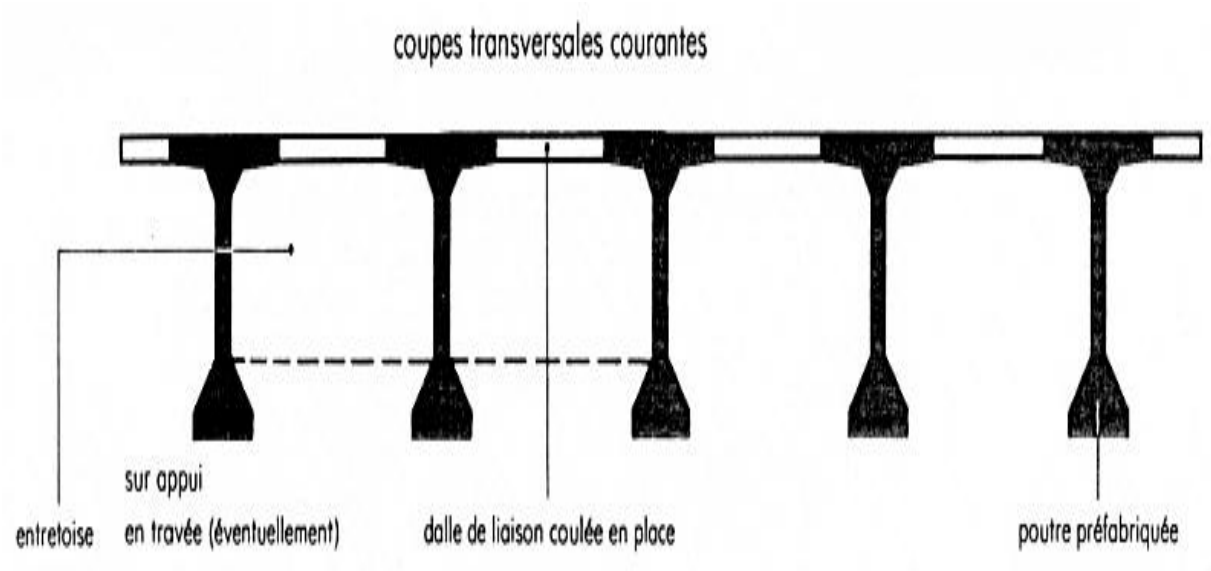


Fig. II.3 : Coupe transversal du tablier à poutre.

Avantage :

- Les ponts à poutre multiple en béton précontrainte sont souvent très économiques
- La grande simplicité de leur conception
- De bonne réutilisation des coffrages
- Court délais de construction

Conclusion :

La solution pont à poutre précontraintes est envisageable car le mode de construction étant en adéquation avec le site à franchir.

III-1-Introduction :

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part surs et d'autres part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonction.

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

Dans ce chapitre on donne les caractéristiques des deux matériaux principales utilise dans la réalisation de l'ouvrage à savoir le béton et l'acier.

III-1-1-Règlements utilisés :

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

III-2-Béton:

Le béton est un matériau constitue a partir d'un mélange de proportions bien déterminer de ciment, de granulat, d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise a une contrainte de compression qu'équilibre les contraintes de traction amenée par les charges.

Le type de béton adopté pour chaque élément structural est le suivant :

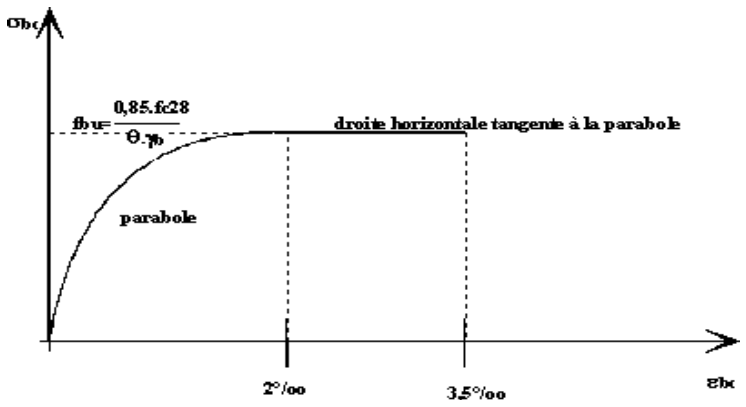


Figure III-1 : Diagramme contrainte- déformation du béton.

III-2-1-La résistance caractéristique à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours.

- **Pour les poutres :**

$$f_{cj} = \begin{cases} 45 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83.j}\ .f_{c28}\ .\text{j MPA} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \quad \mathbf{f_{c28}} \leq 40\text{MPa} \end{cases}$$

- **pour les appuis et la dalle:**

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4{,}76+0{,}83.j} . f_{cj} \text{ MPA} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \quad f_{c28} \leq 40\text{MPa} \end{cases}$$

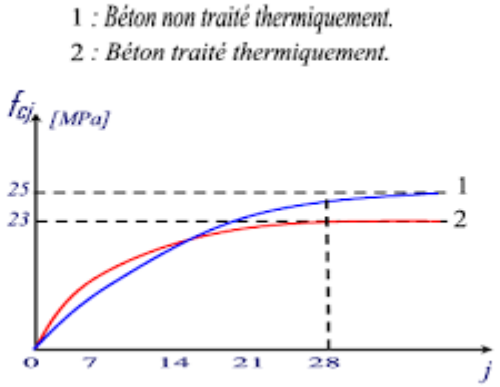


Figure III-2: Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.

III-2-2-La résistance caractéristique à la traction :

Les bétons en général caractérisé par leur résistance à la compression mais leur résistance à la traction f joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence.
La résistance à la traction à 28 jours est :

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

$$F_{t28} = \begin{cases} 0{,}6+0{,}06 f_{c28} = 0{,}6+ 0{,}06(45) = 3{,}3 \text{ MPa.} & \text{(Pour fc28 = 45 MPa).} \\ 0{,}6+0{,}06\ f_{c28} = 0{,}6+0{,}06\ (35) = 2{,}7 \text{ MPa.} & \text{(Pour fc28 = 35 MPa).} \end{cases}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour les poutres : 3,3 MPA} \\ \text{Pour les appuis et la dalle : 2,7 MPA} \end{cases}$$

III-2-3-Contraintes admissibles de compression du béton :

a) ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85\ fcj}{\theta.\gamma b}$$

Avec : γ_b: coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} \mathbf{1,5} \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ \mathbf{1,3} \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

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

b) E.L.S:

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

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

d) Module de déformation longitudinale du béton « *E* » :

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

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

$$Ei = \begin{cases} 39125.82 \text{ MPA pour les poutres} \\ 35981.72 \text{ MPA pour la dalle et les appuis} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue de la durée)

$$E\nu_j = 3700\ \sqrt[3]{fcj} \quad \text{(MPa).}$$

$$E\nu = \begin{cases} 13160.50 \text{ MPA pour les poutres} \\ 12102.94 \text{ MPA pour la dalle et les appuis} \end{cases}$$

e) Module de déformation transversale ≪G≫:

$$G=\frac{E\text{ij}}{2(1+v)}$$

f) Coefficient de poisson :

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

Le coefficient **v** du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, **v** devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. **v =0,2** pour un béton non fissuré (**ELS**) et **v =0** pour un béton fissuré (**ELU**).

III -3- L'acier :

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

III -3-1-Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40 type 1** avec une limite d'élasticité fe 400 MPA, leur module d'électricité Es est égal à 200000 MPA.

a)La limite élastique :

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s(coefficient de sécurité) tel que **:**

$\gamma_s = 1$ ⟶ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ ⟶ Situation durable ou transitoire.

b) Contrainte limite de traction :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	$\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$. rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110(n f_{tj})^{1/2})$.
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min(1/2 f_e, 90(n f_{tj})^{1/2})$.

Avec : n = 1 ⟶ Treillis soudés et ronds lisses. n = 1,6 ⟶ Aciers à haute adhérence.

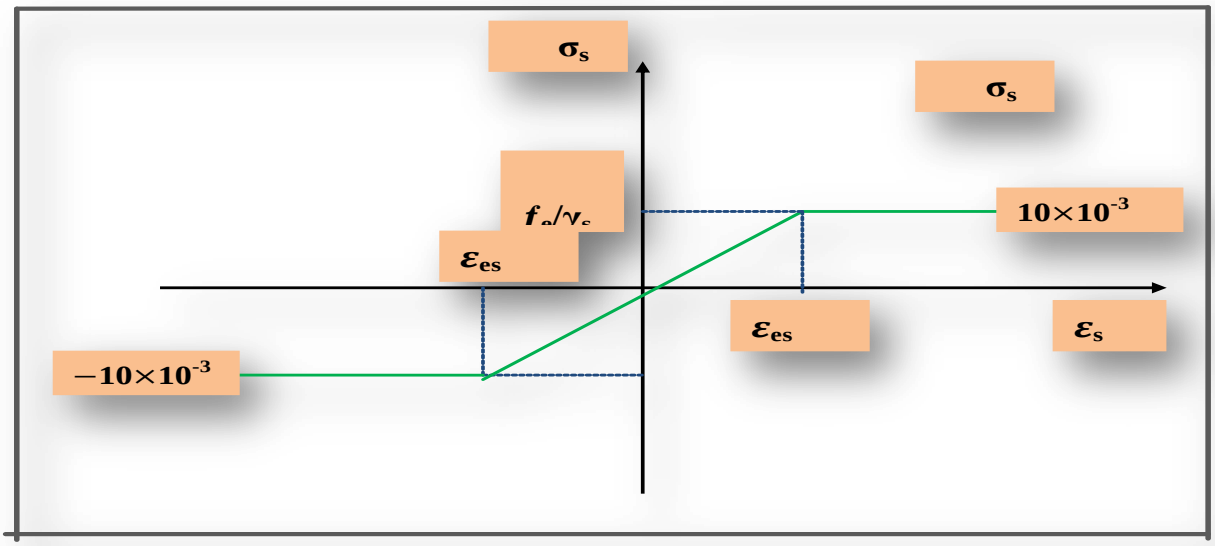


Figure -III-3 : diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs.

III-3-2-Les aciers actifs :

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

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calcules est données par la formule suivante :

$$P_0 = (0{,}8 f_{prg},\ 0{,}9\ f_{peg}).$$

f_{prg} **:** la limite de rupture garantie de l'aciers de précontrainte = 1660t/m^2.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1583 t/m^2.

a)La limite élastique :

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

b) Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "E_P" des aciers de précontrainte est pris égale à :

E_P = 200 000 MPa pour les barres.

E_P = 190 000 MPa pour les torons.

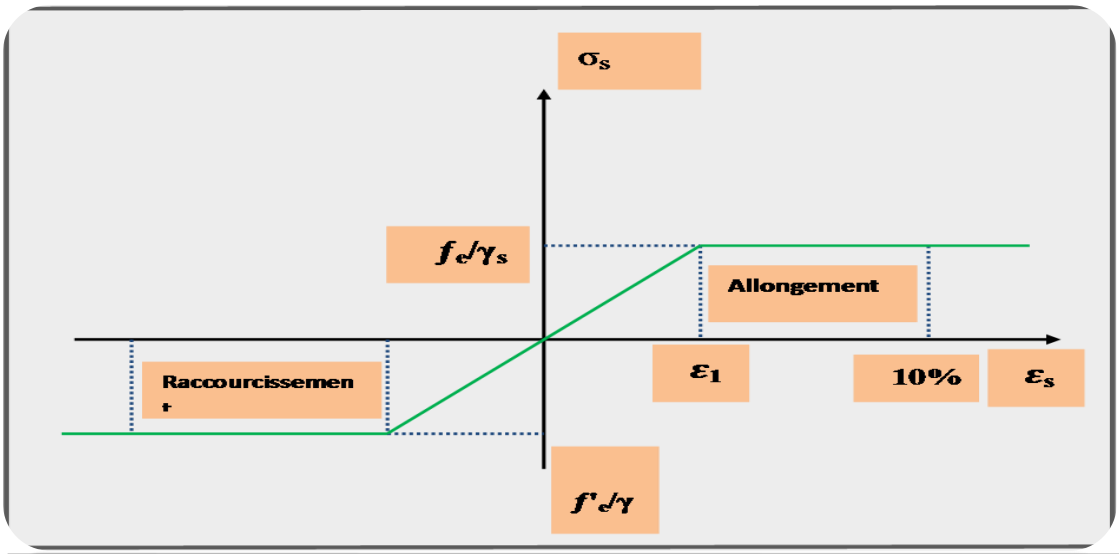
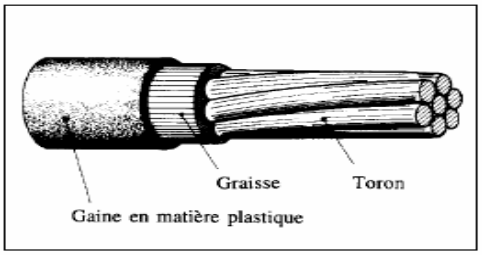


Figure-III- 4 : diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

III-4- Caractéristique mécanique :

- Contrainte de rupture de la gaine : $f$prg = 1660MPa
- Contrainte limite élastique garantie : $f$peg = 1583 MPa
- Coefficient de frottement angulaire : f = 0.18 rd-1
- Recul d'ancrage : g =5mm
- Relaxation à 1000h : ρ1000 = 2.5‰ TBR
- Module d'élasticité de l'acier : EP =190000 MPa
- Diamètre de la gaine = 85mm
- Coefficient de frottement (gaine-câble)= 0,002m^{-1}



IV-1-Définition des poutres :

Une poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d exploitations. C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.
Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce afin d'augmenter la rigidité flexionnelle de la poutre. Pour cela on choisit une section en T :

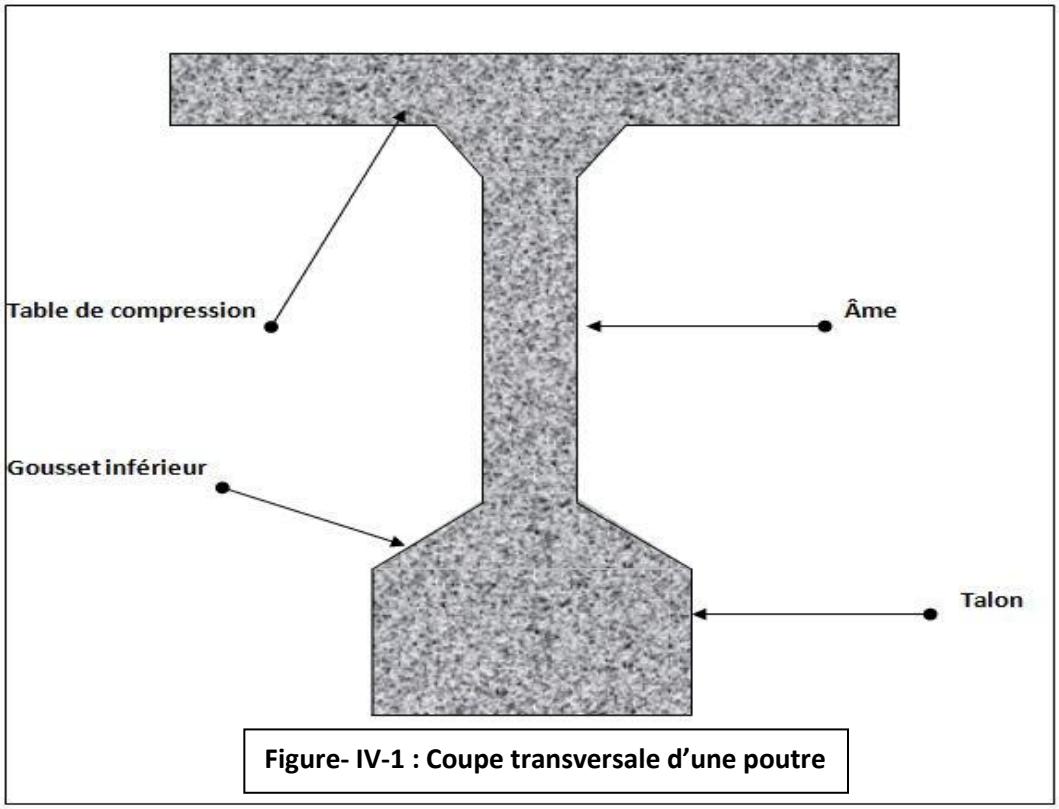


Figure- IV-1 : Coupe transversale d'une poutre

IV-2- Pré dimensionnement de la poutre :

IV-2-1- La hauteur des poutres :

Donner par la condition suivante :

$$\frac{l}{20} - 0{,}2 \leq H_p \leq \frac{l}{20} + 0{,}5$$

On a une longueur maximale des poutres de 30,33 m, donc

$$\frac{30{,}33}{20} - 0{,}2 \leq H_p \leq \frac{30{,}33}{20} + 0{,}5 \Longrightarrow 1{,}31 \leq H_p \leq 2{,}01$$

On fixe la hauteur des poutres $H_p = 1{,}50\text{m}$.

IV-2-2- L'épaisseur de l'âme « b_0 » :

a)Section médiane :

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et facilite la bonne mise en place du béton. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$b_o \geq \frac{Hp}{36} + 6 + \phi_{gaine}$$

$$b_o \geq \frac{150}{36} + 6 + 6 \qquad b_o \geq 16{,}16\text{cm}$$

On prend: $b_o = 25$ cm

b) Section d'about:

L'épaisseur de l'âme b0 est impose par les en plaques de répartitions sur lesquelles s'appuie le socle du vérin lors de la mise tension des câbles .Elle est donnée par la formule suivante :

$$b0 \geq a + 10$$

Avec a : Largeur de la plaque d'ancrage (a= 24cm)

Donc : $b0 = 35$ cm

IV-2-3- Membrure supérieure (table de compression) « b » :

La largeur « b » de la dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, et elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée :

$$0{,}6\ H_P \leq b \leq 0{,}7\ H_P$$

Donc :

$$0{,}6 \times 1{,}50 \leq b \leq 0{,}7 \times 1{,}50 \Longrightarrow 0{,}9\text{m} \leq b \leq 1{,}05\text{m}$$

On prend :

$$b = 1{,}04\text{m}$$

Remarque :

Dans ce cas, des prés-dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. On prévoit des goussets qui jouent un triple rôle :

- Faciliter la mise en œuvre du béton.
- Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- Permettre de loger les ancrages des câbles.

IV-2-4-Talon :

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur **< b_t >** est comprise entre 40 et 70 cm.

On prend : **b_t** = 60 cm

Sa hauteur « ht »est comprise entre 10cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage

On prend :

h_t =20 cm

IV-2-5- Le gousset de jonction :

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \quad tg\,\emptyset = \frac{2hg}{b-e} \quad \leq \quad \frac{3}{2}$$

Avec : < **hg** > hauteur du gousset.

a) Pour la poutre médiane on aura :

$$\frac{bt-bo}{2} \leq Hg \leq \frac{3}{2}\left(\frac{bt-bo}{2}\right) \Longrightarrow \quad \frac{60-25}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2}\left(\frac{60-25}{2}\right)$$

Donc: 17,5 ≤ hg ≤ 26,25

On prend : Hg = 22 cm

b) Pour la poutre d'about on aura :

$$\frac{bt-bo}{2} \leq Hg \leq \frac{3}{2}\left(\frac{b-bo}{2}\right) \Longrightarrow \quad \frac{60-35}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2}\left(\frac{60-35}{2}\right)$$

Donc: $\mathbf{12{,}5} \leq hg \leq \mathbf{18{,}75}$

On prend :

Hg = 15 cm

IV-2-6- Épaisseur du hourdis :

L' hourdis est une dalle en béton arme ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d un pont, et a transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallettes en mortier de fibres ou en béton arme.

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis liée à l'espacement entre axes des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier (B.P ou B.A).

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires (donc joue le rôle d'entretoisement transversal) et sert comme une dalle de couverture.

- $\mathbf{h \geq \frac{\lambda}{15}}$

λ = 1,5 espacement entre axe des poutres.

Donc :

$\mathbf{h \geq \frac{150}{15}}$ ⟹ h = 10 cm

Soit : h= 25 cm

Donc les démontions de notre poutre sont donne dont le tableau suivant :

L'espacement entre axes des poutres λ (cm)	La hauteur des poutres H_p (cm)	L'épaisseur de l'âme « b0 » (cm)		Membrure supérieure (table de compression) « b » (cm)	Talon b_t (cm)	Le gousset de jonction hg (cm)		Épaisseur du hourdis H (cm)
		Section médiane	Section d'about			Section médiane	Section d'about	
150	150	25	35	104	60	22	12	25

IV-3-Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

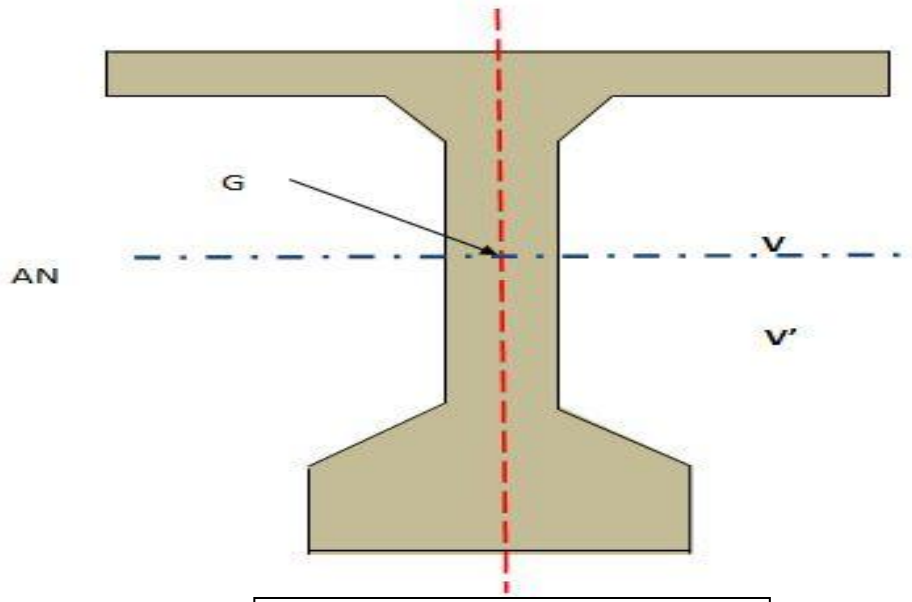


Figure-IV-2 : notions utilisez

IV-3-1-Notation:

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

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à Δ telle que $I_{/\Delta}$ (nette) = $I_{/\Delta}$ (brute) – 10% $I_{/\Delta}$ (brute)

$I_\Delta = s_\Delta \times Z'$

- $S_{/\Delta}$: Moment statique telle que $S_{/\Delta}$ (nette) = $S_{/\Delta}$ (brute) -5% $S_{/\Delta}$ (brute)
- V = $S_{/\Delta}$ / B : distance du centre de gravité de la fibre inférieure
- I_G : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre

$$I_G = I_\Delta - \frac{S^2\Delta}{B}$$

- B : c'est la section de la poutre telle que (B nette) = B (brute) - 5%B (brute)
- Z : bras de levier de la poutre considérée par rapport à l'axe (Δ)
- r : Rayon de giration

$$r = \sqrt{IG/B}$$

- ρ : Rendement géométrique de la section

$$\rho=\frac{IG}{B.V.V'}=\frac{r^2}{V.V'}$$

Avec : V et V' distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V= h_p - V' \quad \text{et} \quad V'=\frac{S\Delta}{B}$$

- S_Δ : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

Avec : $S_\Delta=B\times Z$

$Z'=Z\times\left(1+\frac{h^2}{12\times Z^2}\right)$ ⟹ Section rectangulaire

$Z'=Z\times\left(1+\frac{h^2}{18\times Z^2}\right)$ ⟹ section triangulaire

Avec : h : Hauteur de la section considérée

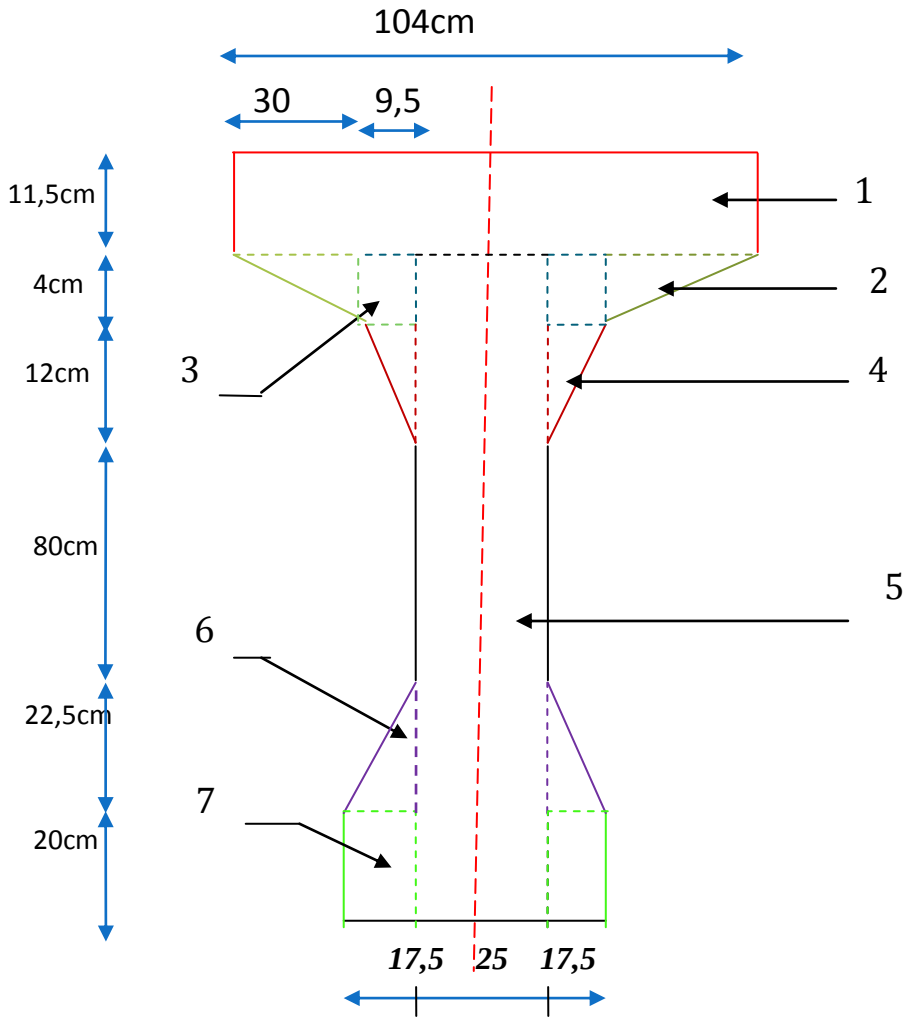
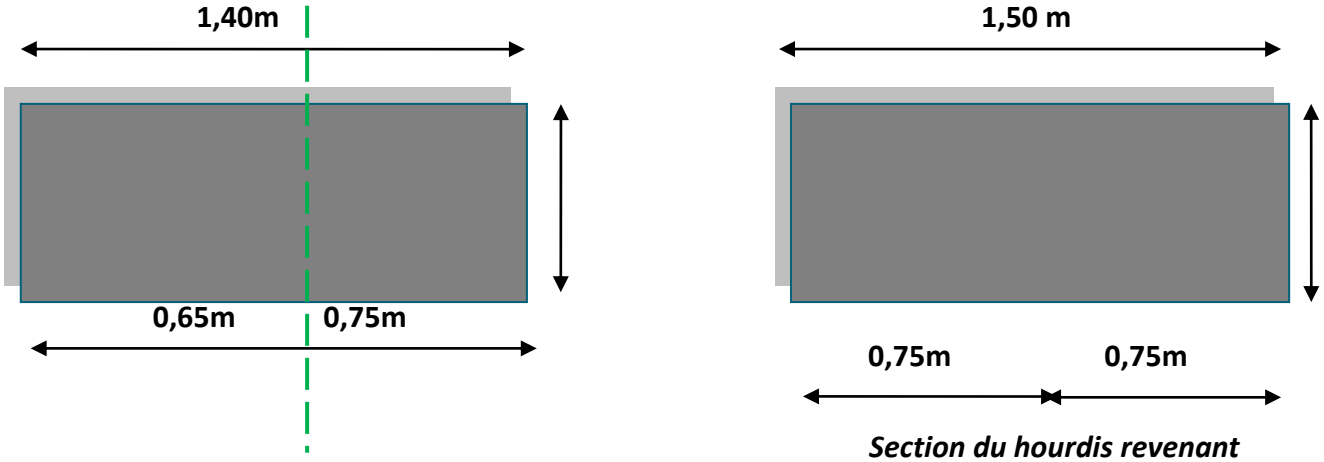


Figure-IV-3 : Section médiane de la poutre préfabriquée



aux Section du hourdis revenant aux poutres de rive

Section du hourdis revenant poutres intermédiaires

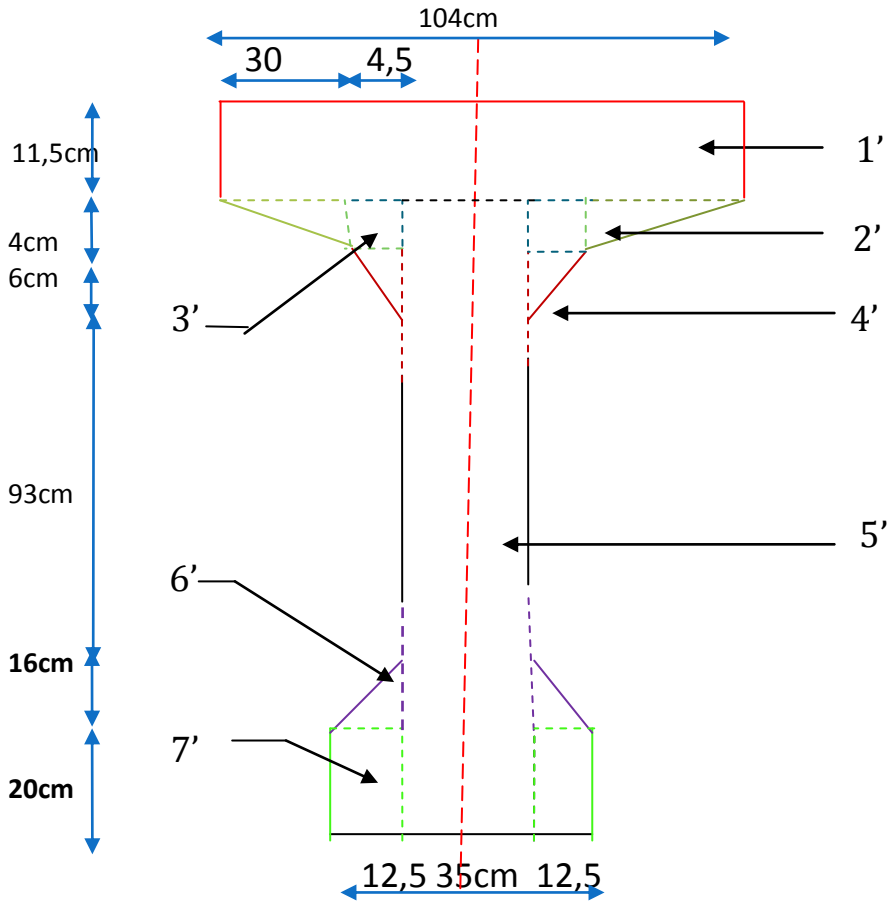


Figure-IV-4 : Section d'about de la poutre préfabriquée.

IV-3-2-Caractéristiques géométriques des sections brutes :

a)Poutres sans hourdis :

- **Section médiane :**

Désignation	Dimensions (cm)		B (cm2)	Z (cm)	SΔ (cm3)	Z' (cm)	IΔ = I_{0+}B Z^2 (cm)
	b (cm)	h (cm)					
1	104	11,5	1196	144,25	172523	144,33	24899623,67
2	30	4	120	137,16	16459,2	137,17	2257650,532
3	9,5	4	76	136,5	10374	136,51	1416152,33
4	9,5	12	114	130,5	14877	130,56	1942360,5
5	25	138,5	3462,5	69,25	239778,125	92,33	22139513,54
6	17,5	22,5	393,75	27,5	10828,125	28,52	308847,66
7	17,5	20	700	10	7000	13,33	93333,33
TOTAL			6062,25		471839,45		53057481,56

Tableau-IV-1 : caractéristique géométrique de la section médiane.

IG (cm4)	V' (cm)	V (cm)	r2 (cm2)	ρ (%)
16333086,07	77,83	72,17	2694,228	47

- **Section d'about**

Désignation	Dimension (cm)		B (cm2)	Z (cm)	SΔ (cm3)	Z' (cm)	IΔ = I_{G+}B Z^2 (cm)
	b (cm)	h (cm)					
1	104	11,5	1196	144,25	172523	144,32	24899623,67
2	30	4	120	137,16	16459,2	137,17	2257650,532
3	4,5	4	36	137	4932	137,009	675708
4	4,5	6	27	133	3591	133,01	477630
5	139	35	4865	69,5	338117,5	92,66	31332221,67
6	12,5	16	200	25,333	5066,6	25,89	129774,4
7	12,5	20	500	10	5000	13,33	58333,33
TOTAL			6944		545689,3		59830941,6

Tableau-IV-2 : caractéristique géométrique de la section d'about.

IG (cm4)	V' (cm)	V (cm)	r^2 (cm2)	ρ (%)
16948336,17	78,58	71,42	2440,72	43

b) Poutres avec hourdis :

- **Poutre intermédiaire :**

	Désignation	Dimensions	B (cm2)	Z (cm)	SΔ (cm3)	I_0 (cm^4)	$I\Delta = I_G + B Z^2$ (cm)
Section médiane	Poutre		6062,25		471839,45	5583586,845	53057481,56
	Hourdis	150×25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	Poutre+hourdis		9812,25		1081214,45	5778899,345	152276231,6
Section d'about	Poutre		6944		545689,3	7856096,216	59830941,6
	Hourdis	150×25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	Poutre+hourdis		10694		1155064,3	8051408,716	159049691,6

Tableau-IV-3 : poutre intermédiaire.

	IG (cm4)	V ' (cm)	V (cm)	r2 (cm2)	ρ (%)
Section médiane	33136922,38	110,19	59,81	3377,10	51
Section d'about	34290617,62	108,01	61,99	3206,53	47

- **Poutre de rive :**

	Désignation	Dimensions	B (cm2)	Z (cm)	SΔ (cm3)	I_0 (cm^4)	$I\Delta = I_G + B\,Z^2$ (cm)
Section médiane	Poutre		6062,25		471839,45	5583586,845	53057481,56
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	182291,67	92604166,67
	Poutre+hourdis		9562,25		1040589,45	5765878,515	145661648,2
Section d'about	Poutre		6944		545689,3	7856096,216	59830941,6
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	182291,67	92604166,67
	Poutre+hourdis		10444		1114439,3	8038387,886	152435108,3

Tableau-IV-4 : poutre intermédiaire.

	IG (cm4)	V' (cm)	V (cm)	r2 (cm2)	ρ(%)
Section médiane	32421939,61	108,82	61,18	3390,62	50
Section d'about	33517552,44	106,71	63,29	3209,26	47

IV-2-3- Sections géométriques des sections nettes :

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent à la résistance même s'ils seront remplis avec mortier injecté. Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire.

5 % de la section brute ⟹ B nette = 0,95 B brute

10 % du moment d'inertie ⟹ I nette = 0,90 I brute

8% du moment statique ⟹ S nette = 0,92 S brut

Tableau-IV-5 : Sections géométriques des sections nettes.

	Poutre seule		Poutre + hourdis			
	De rive et intermédiaire		Intermédiaire		De rive	
	Médiane	D'about	Médiane	D'about	Médiane	D'about
B (cm^2)	5759,14	6596,8	9321,64	10159,3	9084,14	9921,8
SΔ (cm3)	434092,294	502034,156	994717,294	1062659,156	957342,294	1025284,156
IG (cm4)	14699777,46	15253502,55	29823230,14	30861555,86	29179745,65	30165797,2
V' (cm)	75,37	76,10	106,71	104,60	105,39	103,34
V (cm)	74,63	73.9	68,29	70,4	69,61	71,66
r2 (cm2)	2552,43	2312,25	3199,35	3037,76	3212,16	3040,36
ρ (%)	45	41	43	41	43	41

V-1-Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un pont sont deux types

-charges hors trafic

-les charges dues au trafic

V-1-1-Les charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de

- Des éléments porteurs, poids propre du tablier (poutres ; entretoises d'abouts et hourdis)
- Des éléments non porteur la superstructure qui constituer à son tour de (trottoirs corniches garde-corps ; glissière et de revêtement)

V-1-2-Les charges variables :

De leur cote, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II).
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles **:** telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art ≪RPOA2006≫

V.2-Calcul des charges permanentes et compléments des Charges permanentes

V.2.1- Les éléments porteurs : (Charges permanentes)

Ces charges sont appelées Cp ; est consterne la dalle et les poutres épaisseur de la dalle est 25 cm

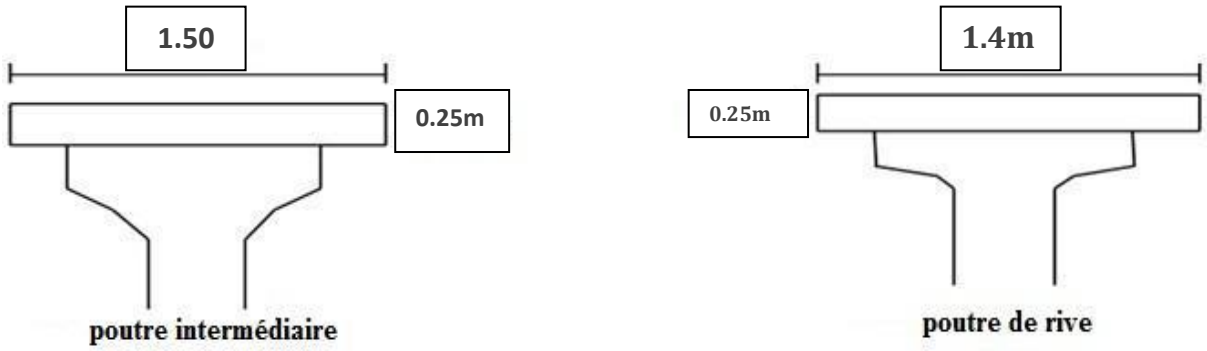


Figure-V-1

V-2-1-1-La dalle (hourdis):

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rives

P= 0.25x 1.40x 2.5x1= 0.875t /ml

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

P= 0.25 x1.5x2.5x1=0.9375

Le poids propre de la dalle

(2x0.875) + (8x0.9375)=9.25

P_{Dalle}=9.25t/ml

V-2-1-2-Les poutres :

S2 : Section médiane au niveau de l âme.

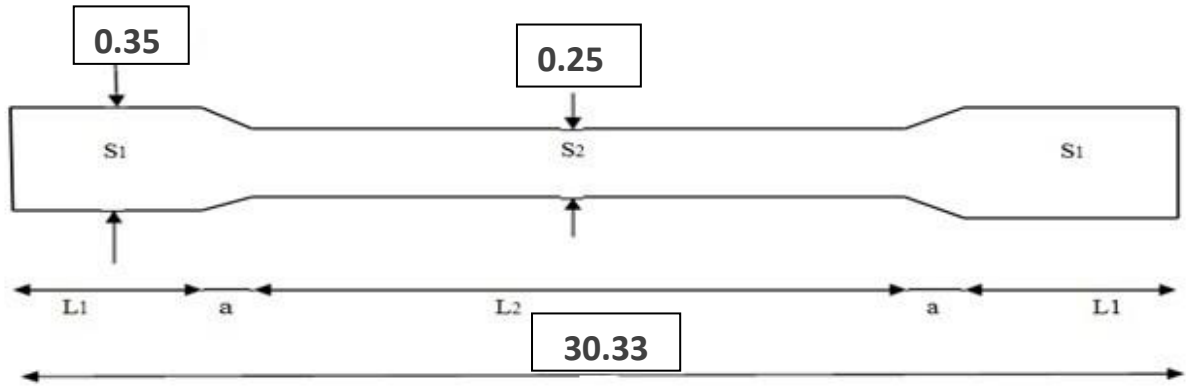


figure –V-2 : schema d'une poutre.

S1 : Section d'about au niveau de l âme.

L1 : longueur de la section d'about ; avec L1 = L/4
L2 : longueur L'inclinaison du gousset doit avoir 45° : de la section médiane ; avec
L2 = L – (2L1 + 2a)
a : longueur du gousset qui avoir une inclinaison de 45°

S_1=6062.25 cm^2
S_2=6944 cm^2
L_1=L /4 =30.33 /4 = 7.5825m
L_2=L-(2(L_1+a)) =30.33-(2(7.5825+0.05))
L_2=15.065m
S_{eq}=1 /Lx (2L_1S_1+ ((S_1+S_2 /2) a) +L_2S_2)
S_{eq}=1/30.33[2x (7.5825x0.606225+ (0.606225+0.6944/2)x0.05)+15.065x0.6944]
S_{eq}=0.650167

Poids d'une poutre:

$$Pp=\rho_{béton} \times S_{eq}$$

Pp=2.5x0.650167=1.6254 t/ml

Poids des poutres

Poids total des poutres : $P_{poutres}$=1.6254x10=16.25t/ml

Poids des entretoises :

$$p_{entretoise}= \rho_{béton} \times S \times e = 2.5 \times 0.3 \times 11.2 = 8.4/30.33 = 0.27 t/ml$$

$p_{entetoise}$ =0.27

V-2-1-les éléments non porteurs :

V-2-1-1-Poids de la chaussée :

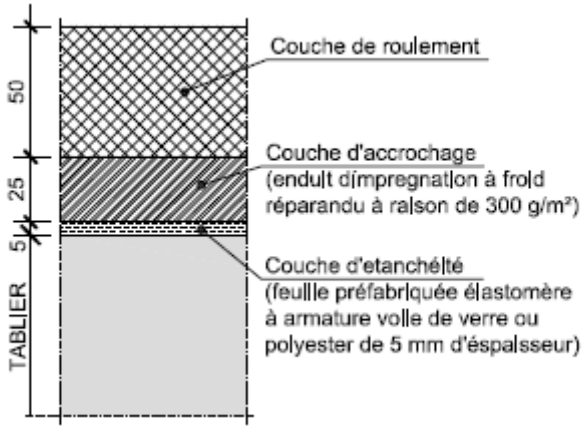


figure-V-3 : corps de la chaussée.

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8cm et une couche d'étanchéité d'épaisseur 4cm de densité 22km/m^3

a)-Poutre intermédiaire :

- Revêtement bitumineux : 2.2x0.08x1.5=0.264 t/ml
- Couche d'étanchéité : 2.2x0.04x1.5=0.132

P=0.396 t/ml

b)-Poutre de rive :

- Revêtement bitumineux :

2.2x0.08x1.4=0.2464t/ml

- Couche d'étanchéité :

2.2x0.04x1.4=0.1232t/ml

P=0.3696t/ml

Poids de la chaussée :

$P_{chausée}$=8x0.396+2x0.3696=3.90 t/ml

$P_{chaussée}$=3.90t/ml

V-2-1-2-Poids de trottoir :

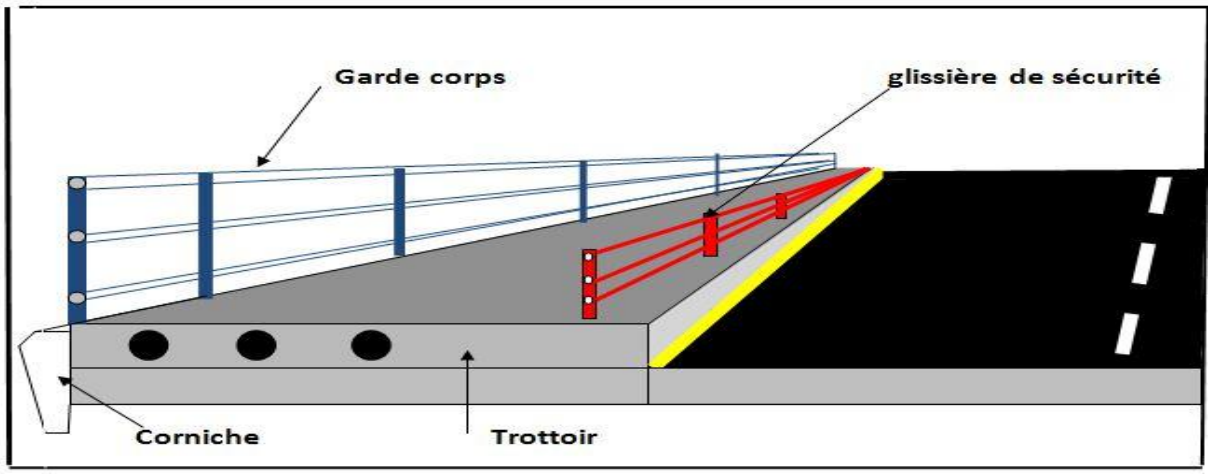


figure-V-4 : détaille de trottoir.

Pour un seul trottoir

$$P_t = 0.20 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$$

Poids totale des trottoirs :

$$P_{Trottoirs} = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ t/ml}$$

Poids de corniche :

$$P_{courniche} = 0.125 \text{ t/ml}$$

Poids de garde corps :

$$p_{garde\ corps} = 0.1 \text{ t/ml}$$

Poids de glissière :

$$p_{glissiére} = 0.06 \text{ t/ml}$$

Poids du tablier :

$$CP + CCP = (9.25+16.25+0.276) + 3.9+1.5+2(0.125+0.1+0.06) = 25.77+5.97 = 31.98$$

$$P_{tablier} = 31.74 \text{ t/ml}$$

V-3 Calcul des surcharges :

V-3-1-Détermination de la classe du pont :

On distingue :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire M c 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs.

La largeur rouable (L r) :

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

La largeur chargeable (L c) :

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre projet on a :

L r = 10.5 m.
L c = 10.5 m.

Le nombre de voie :

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

N = 10.5/ 3 = 3.5 N=3

Classe de ponts routes :

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur roulable les suivantes :

La classe	La largeur roulable
1	**L ≥7 m**
2	**5.50 m ≤ L_r ≤ 7 m**
3	**L_r≤5.5 m**

Tableau-V-1: de classe de pont.

On a L_r 7m donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

Système de charge A(l) :

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

A (L) = a1 x a2 x A (L) avec :

A (L) = 230 + 36000/L+12

A(L) = 0.23 + (36/L+12)

L : portée du pont.

A(L) = 0.23 + (36/30.33+12)=1.08 t/ml

a1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

/	Nombre de voie				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**1**	**1**	**0.9**	**0.75**	**0.75**
2	**1**	**0.9**	/	/	/
3	**0.9**	**0.8**	/	/	/

Tableau-V-2 : de coefficient d'agressivité transversal de la charge.

a_1 =0.90
$\mathbf{a_2}$ = V_0/V = 3.5/3.5 = 1
A(L) $_c$=1x0.9x1.08 = 0.972 t/m^2
A(L) = 0.972 t/m^2
Pour une voie chargée : A(L) = 0.972x3.5 = 3.402 t/ml
Pour deux voies chargée : A(L) = 0.972x7 = 6.804 t/ml
Pour trois voies chargée : A(L) = 0.972x10.5= 10.206 t/ml

Système de charge B :

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32 t).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

Surcharge BC :

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux.
Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

Nbre de voies	1	2	3	4	≥5
1ier classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2eme classe	1	1	/	/	/
3eme classe	1	0.8	/	/	/

Tableau -V-3 : valeur du coefficient bc.

Disposition dans le sens transversal :

Nombre maximum de files que l'on peut disposer égal 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.

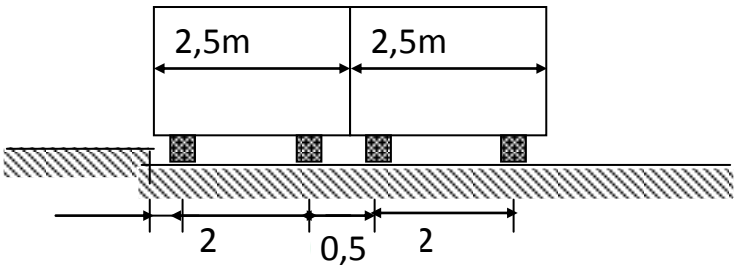


Figure-V- 5 : disposition transversal.

Disposition dans le sens longitudinal :

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

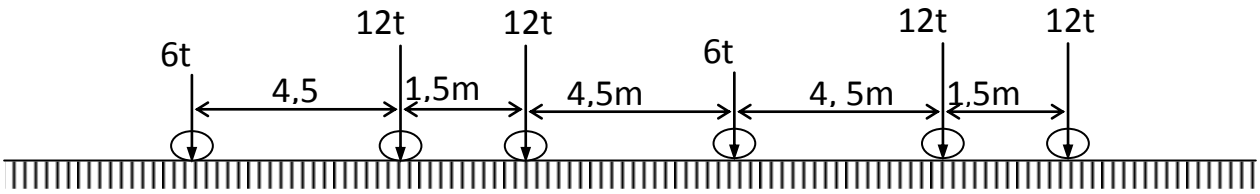


Figure- V-6 : disposition longitudinal.

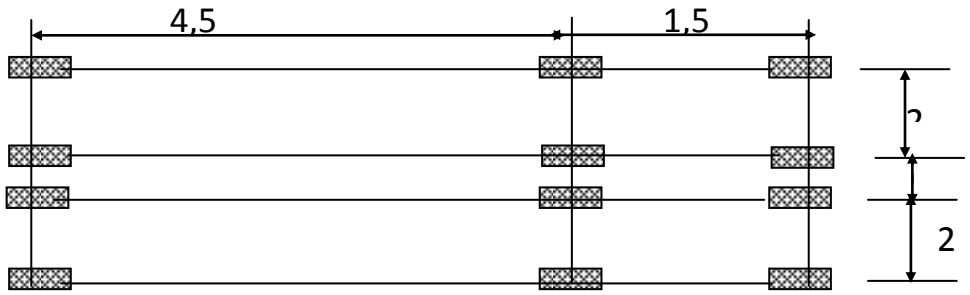


Figure-V-7 : En plan.

Notre pont est de la 1ère classe avec 03 voies
Alors : bc= 0,95

Dan le sens longitudinal le nombre de convoies par profile est limitée a deux.
On peut placer 3filles de camion de 30t chacun.
La masse totale est : **M = 6×30 = 180t**

Cette surcharge est multipliée par le coefficient de majoration b_c

B_c= M. bc ⟹ 180×0,95= 171t

G=31.74 x10.5 =333. t/ml
δ=1 + (0, 4/ (1+ 0,2L)) + 0, 6/ (1 +4 (G/S))
δ= 1 +(0.4/(1+0.2x30.33))+0.6/1+4x(962.67/171) = 1.082

Sous Système Bt :

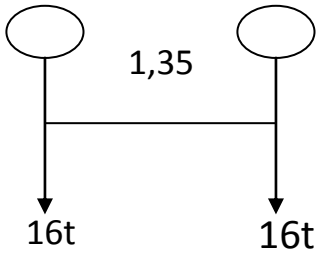
Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répond aux caractéristiques suivantes :

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

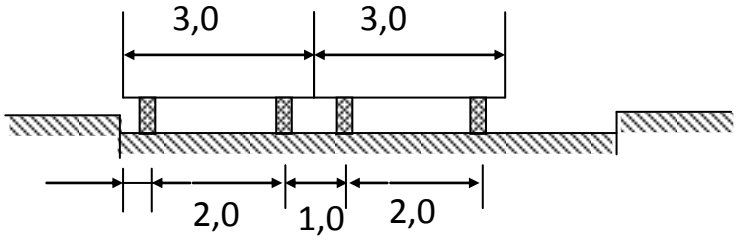
Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
Le système B t doit être multiplié par un coefficient b t qui en fonction de la classe du pont.
Les valeurs de coefficient b t sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	1	2
Coefficient bt	1	0.9

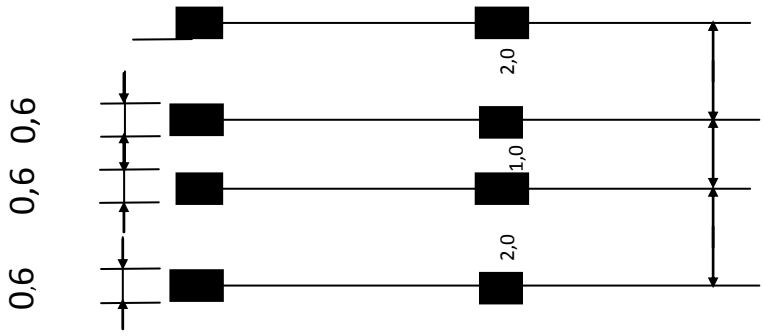
NB : lorsqu' il s'agit de la classe 3 le coefficient Bt n'a pas de valeur.



Longitudinalement



Transversalement



En plan

Chaque tandem est supposé circulaire dans l'axe longitudinal d'une bonde de 3m de longueur.

Pur le pont a trois voies, on dispose deux tandems ou plus sont dispose de front de la chaussée.

Dont notre cas trois fils de tandem sont places transversalement.

Les valeurs de système B_t sont multipliées par un coefficient dépens de classe de pont.

Pont de 1^{ere} classe ⟹ b_t =1

B_t =8× 8 × 1 = 64t

δ=1 + (0, 4/ (1+ 0,2L)) + 0, 6/ (1 +4 (G/S))
δ=1+(0.4/(1+0.2x30.33)+0.6/(1+4(962.67/64)=1.066

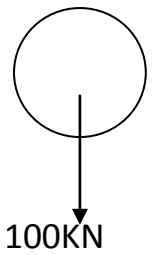
- Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br. porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.

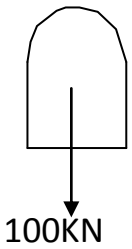
Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur rouable.

B_r=10t
δ=1 + (0, 4/ (1+ 0,2L)) + 0, 6/ (1 +4 (G/S))
δ=1+(0.4/(1+0.2x30.33)+0.6(1+4 962.67/10) =1.058

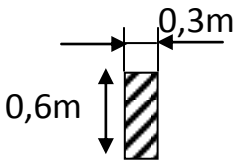
Longitudinalement



Transversalement



En plan



Surcharge militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120et susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

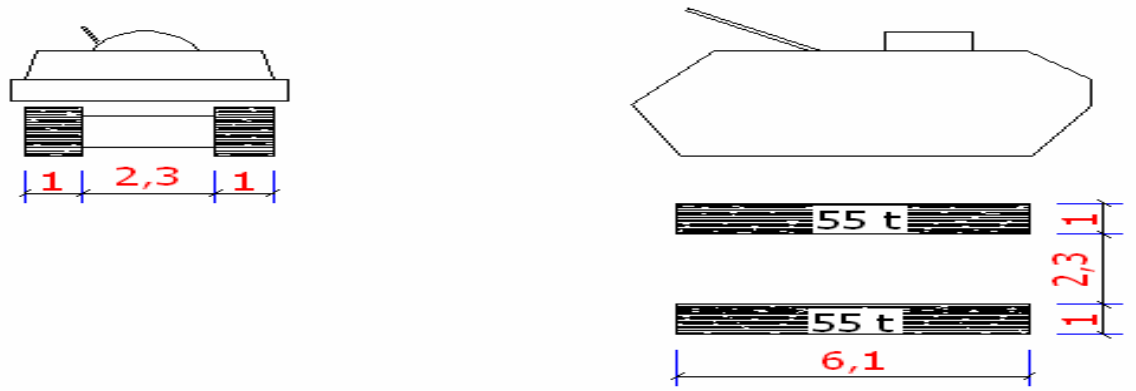
Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois. Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids total: 110 t
δ=1 + (0, 4/ (1+ 0,2L)) + 0, 6/ (1 +4 (G/S))
δ=1+(0.6/1+4x(962.67/110) = 1.073
p = 1.073x110 = 118.03 t

p/ml = 118.03/6.1 =19.35 t/ml

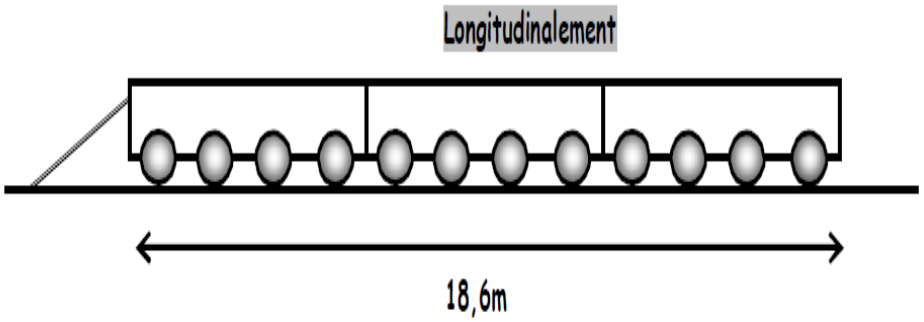
MC_{120}=19.35 t/ml

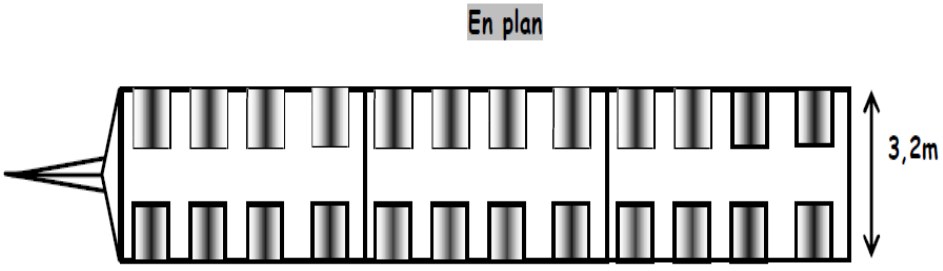


Système Mc120

Convoi D_{240} :

C'est une charge de 240t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m^2 cette surcharge n'est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique





P=240 t

P= p/L = 240/18.6 =123.90 t/m

Introduction :

Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précèdent.

VI-1-Calcul des moments fléchissant longitudinaux :

Poids total du tablier : 962,67t

Poids total du tablier / ml : $\frac{962,67}{30,33}$ = 31,74t/ml

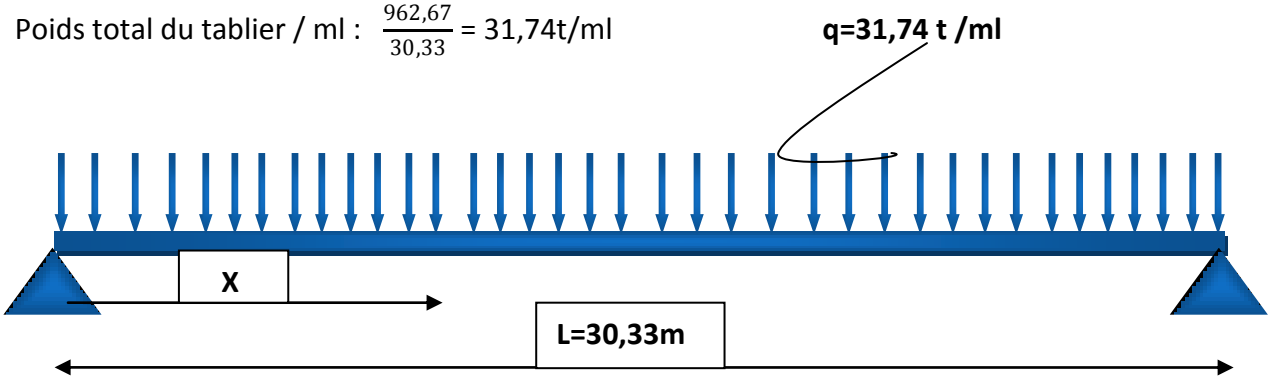


Figure-VI-1: Schéma statique d'une poutre.

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance(x) de l'appui est donnée par la formule suivante :

$M(x) = q.x.(L-x)/2$ .....**(VI.1)**

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont données dans le tableau suivant :

section	0 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)	00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
M (t. m)	00	1313,91	2335,83	3078,78	3503,75	3649,74

Tableau-VI-1 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes.

VI-1-1-Moment engendré par la surcharge A(L) :

A= 0,972 t /m²

L_v= 3,5m Largeur d'une voie ; n=3 Avec n : nombre de voies

Soit $\mathbf{q_A}$: La surcharge A par mètre linéaire

$q_A = n \times L_v \times A$

Donc $q_A = 3 \times 3,5 \times 0,972 = 10,206$t/ml

Par la formule (VI-1) précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau suivant :

Section		0,0 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		0	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
Moment (t. m)	1voie chargée	0	140,828	250,362	328,601	375,543	391,191
	2voies chargées	0	281,657	500,724	657,202	751,087	782,382
	3 voies chargées	0	422,486	751,087	985,801	1126,631	1173,573

Tableau. VI-2 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A ».

VI-1-2-Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs :

1 seul trottoir : 0,225t/ml
2 trottoirs : 0,45t/ml

Par la formule (VI-1) précédente, on peut calculer les valeurs du moment fléchissant dans les différentes sections qui sont présentées dans le tableau suivant :

Section		0,00 L	0.10L	0.20L	0.30L	0.40L	0.50L
Abscisses X(m)		00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
Moment (t. m)	1 trottoir	0,00	9,314	16,558	43,465	49,675	25,872
	2 trottoirs	0,00	18,628	33,116	21,732	24,837	51,744

Tableau-VI-3 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir.

VI-1-3- Moments engendrés par les surcharges «B_c » :

Pour déterminer la section dangereuse, On utilise le théorème de **BARRE**

Théorème de BARRE :

Cette méthode utilisé dans le cas ou il y a les charges mobiles pour déterminé la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cette essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

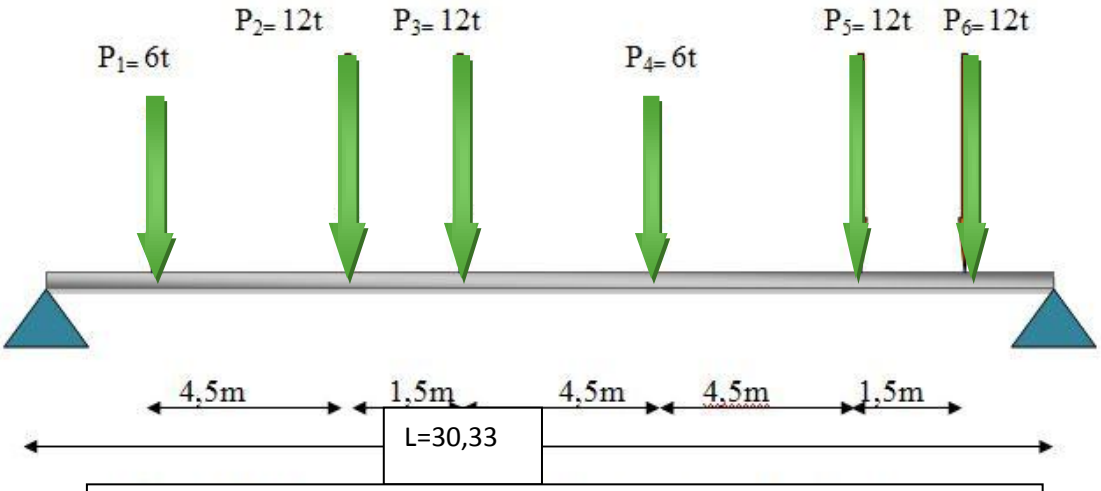


Figure-VI-2 : système disposition de deux camions sur la chaussée.

Application de la Méthode de BARRE :

a)**Section dangereuse :**

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

Avec :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^{k} P_i \quad \text{..... (VI-2)}$$

$$R=\sum_{i=1}^{K} pi = 60t$$

Les charges Pi produisant un moment fléchissant max au droit d'une section connue (C) doit satisfaire les deux inégalités suivant

- **Recherché de la section dangereuse :**

Charges	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
valeurs (t)	**6**	**12**	**12**	**6**	**12**	**12**
L'inégalité	**0≤ 30 ≤6**	**6≤ 30 ≤18**	**18≤ 30≤30**	**30≤ 30≤36**	**36≤ 30 ≤48**	**48≤30 ≤60**
Vérification	non	non	oui	oui	non	non

Tableau-VI-4 : détermination de la section dangereuse.

Résultat :

La section dangereuse sera donnée soit par P_3 =12t ou P_4=6t

Calcule du moment sous p_3 :

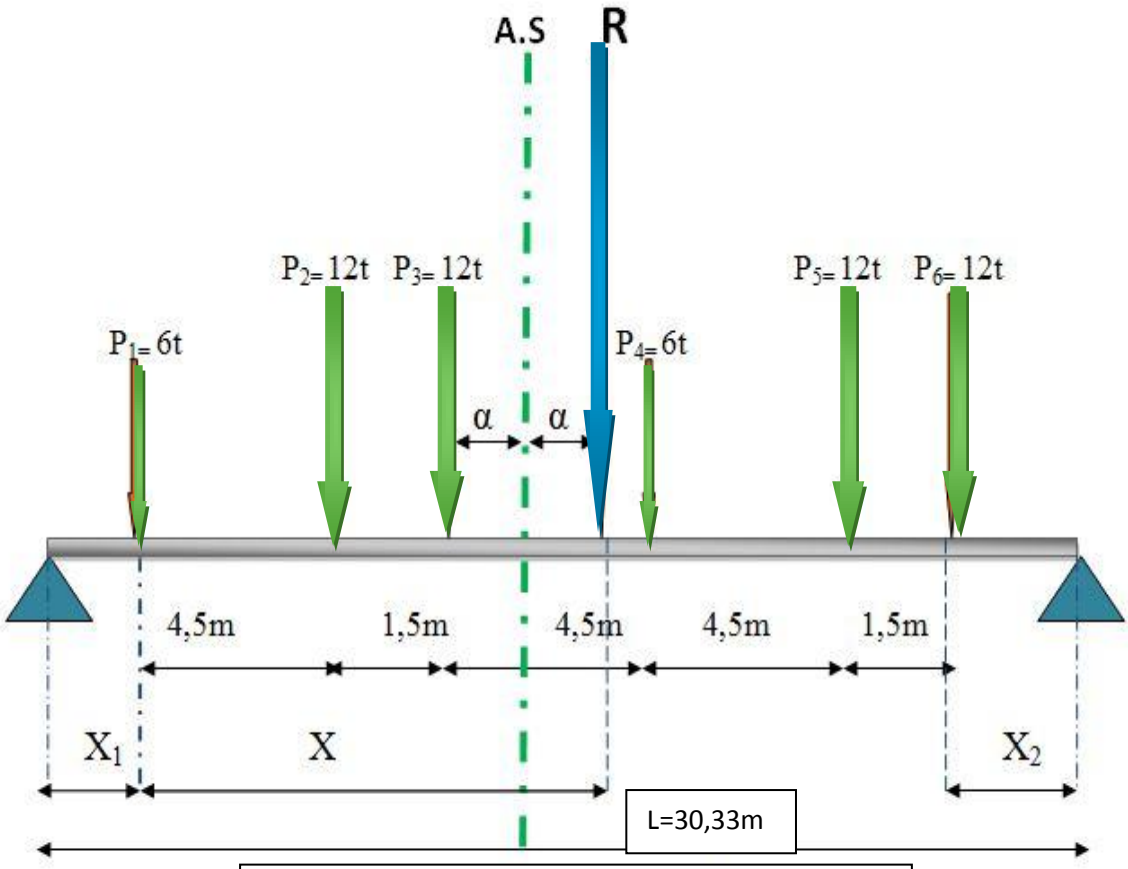


Figure-VI-3 : recherche du moment maximal.

$\sum M/R = 0$

$P_1 \times (6+2\alpha) + p_2\,(1\,,5+2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - p_4\,(4{,}5-2\alpha) - p_5(9-2\alpha) - P_6(10{,}5-2\alpha) = 0$

$$\boldsymbol{\alpha = 1,725}$$

$X_1 = 15{,}165-(1{,}725+1{,}5+4{,}5) = 7{,}44\text{m}$

$X_2 = 30{,}33-(7{,}44+4{,}5+1{,}5+4{,}5+4{,}5+1{,}5) = 6{,}39\text{m}$

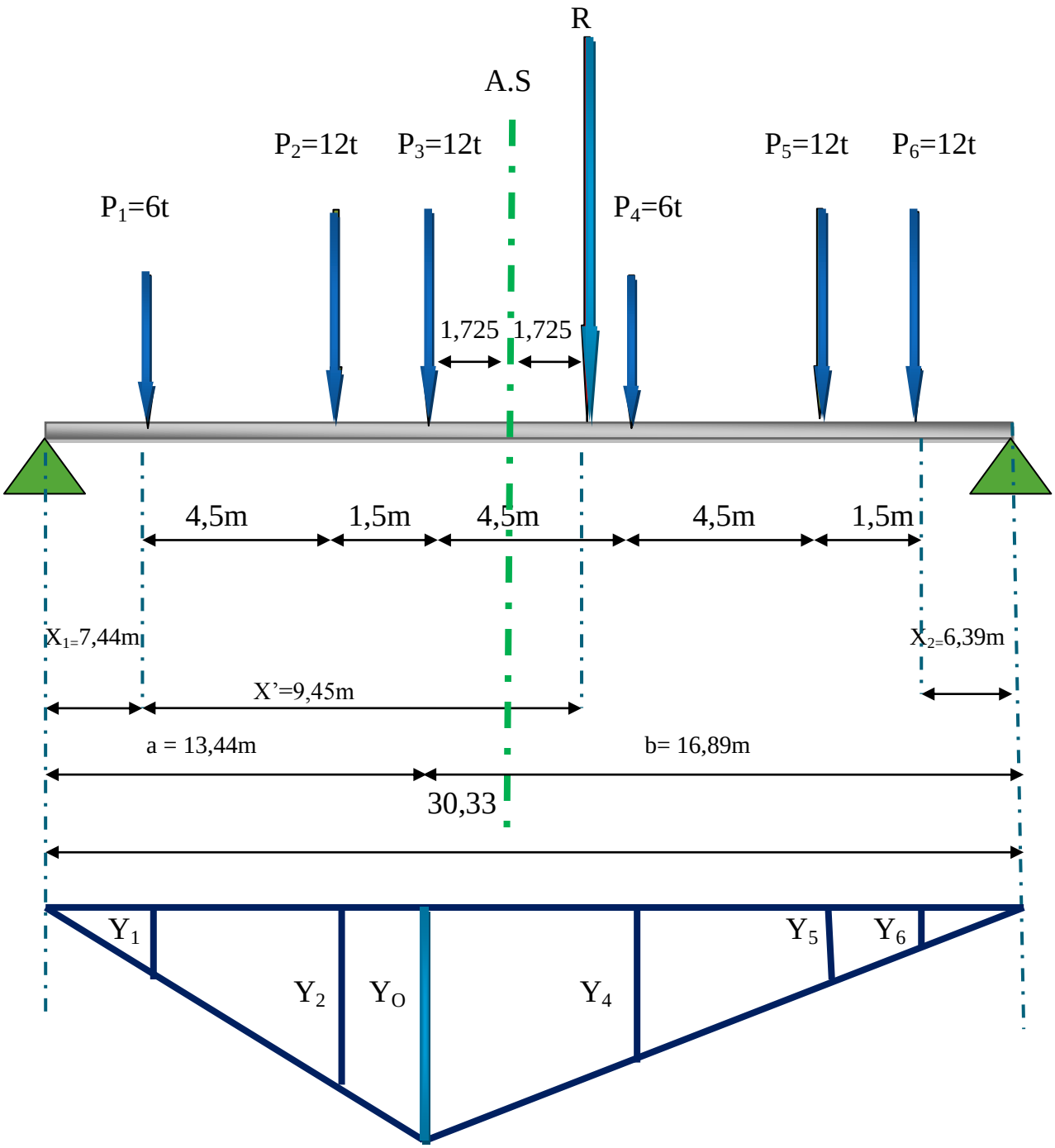


Figure-VI-4:ligne d'influence du moment sous P_3.

D'après la similitude des triangles semblables :

La valeur de(**Y0**) est donnée par la formule suivante :

$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right).X$ ..... **(VI-3)**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-13,44}{30,33}\right) \times 13,44 = 7,48m$

- **0 m ≤ X ≤ 13,44m**

$Y_i=\frac{Y0}{a}$. $X_i = \frac{7,48}{13,44}$ .X_i

- **13,44m ≤ X ≤ 30,33m**

$Y_i=\frac{Yo}{b}$. $X_i = \frac{7,48}{16,89}$ .X_i

Les lignes d'influences du moment sous p_3 :

Y_i	Y_1	Y_2	Y_0	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	4,14	6,65	7,48	5,49	3,49	2,83

Tableau –VI-5- : lignes d'influence du moment sous P_3.

Le moment max sous P_3 est donné par la formule suivante :

$M_{max}=\sum_{i=1}^{6} pi \times y_i$ ..... **(VI- 4)**

$M_{max}=[6(4,14+5,49)+12(6,65+7,48+3,49+2,83)]$

M_{max} (p_3)= 303,18t.m

Le moment sous p_4 :

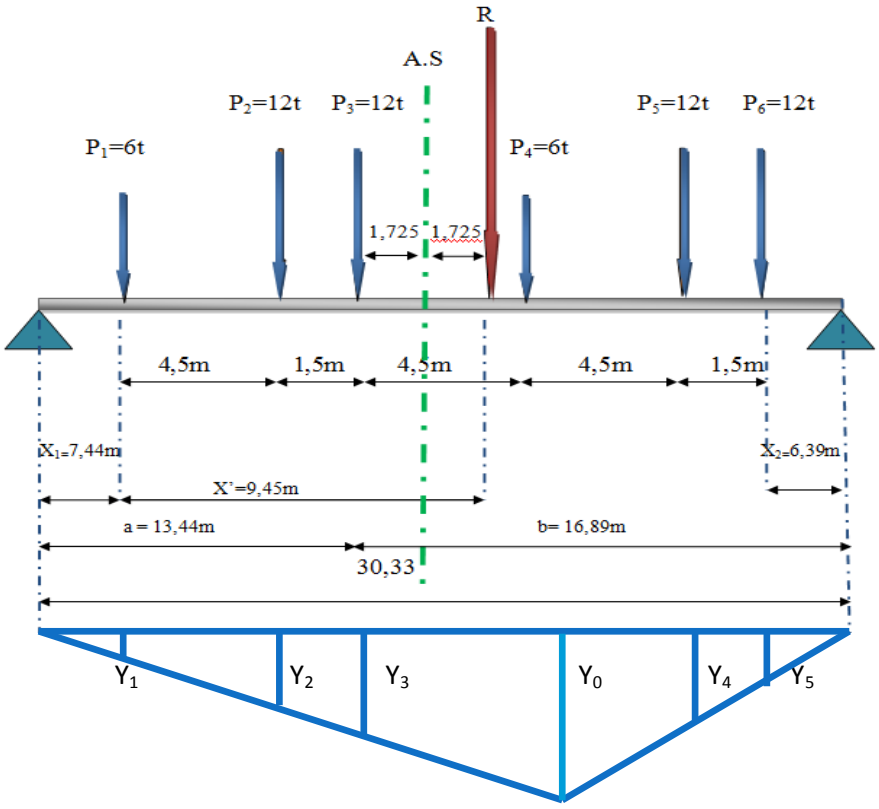


Figure-VI-5 : linge d'influence du moment sous P_4.

La valeur de Y_0 est don

$Y_0 = \left(\frac{30,33-17,94}{30,33}\right) \times 17,94$ donc $Y_0 = 7,328$m

- **0 m $\leq$ X $\leq$ 17,94m**

$Y_i = \frac{Y0}{a} . X_i = \frac{7,328}{17,94} . X_i$

- **17,94m $\leq$ X $\leq$ 30,33m**

$Y_i = \frac{Yo}{b} . X_i = \frac{7,328}{12,39} . X_i$

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_0	Y_5	Y_6
Valeur(m)	3,039	4,877	5,4898	7,328	4,66	3,779

Tableau-VI-6 : lignes d'influence du moment sous p_4.

Le moment max sous p_4 est donné par la formule (VI-4) :

$M_{max}(p_4) = [6(3,039 + 7,328) + 12(4,877 + 5,4898 + 4,66 + 3,779)]$

Donc :

$M_{max}(p_4) = 287,87$ t.m

Le moment max(Mmax)= 303,18 t.m se produit sous la charge p_3= 12t au droit de la section (c) avec : X= 13,44m

Ce calcul est fait pour une seule voie, alors pour trois voies M_{max}= 909,54 t.m

- **Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :**

Pour déterminer la section critique *(C)* qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de *(C),* cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{a} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{b} \quad ; \quad \sum_{i=1}^{i=j-1} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=1} \frac{P_i}{b} \qquad (\mathbf{VI.5})$$

Exemple de calcul :

a) X = 0,1L : a = 3,033m b = 27,297m

P	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Condition (1)	$\frac{6}{3,033} > \frac{54}{27,297}$	$\frac{18}{3,033} > \frac{42}{27,297}$	$\frac{30}{3,033} > \frac{30}{27,297}$	$\frac{36}{3,033} > \frac{24}{27,297}$	$\frac{48}{3,033} > \frac{12}{26,72}$	$\frac{60}{3,033} > \frac{0}{27,297}$
Condition (2)	$\frac{0}{3,033} < \frac{60}{27,297}$	$\frac{6}{3,033} < \frac{54}{27,297}$	$\frac{18}{3,033} < \frac{42}{27,297}$	$\frac{30}{3,033} < \frac{30}{27,297}$	$\frac{36}{3,033} < \frac{24}{27,297}$	$\frac{48}{3,033} < \frac{12}{27,297}$
vérification	**OUI**	**OUI**	**NON**	**NON**	**NON**	**NON**

Tableau-VI-7: recherche de la section dangereuse S.

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P1 et P2 qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0,1L).

- **Calcul du moment sous P1 à (x = 0.1L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-3,033}{30,33}\right) \times 3,033$ donc $Y_0 = 2,729$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

0 m ≤ X ≤ 3,033m ⟶ $Y_i = \frac{Y0}{a} . X_i = \frac{2,729}{3,033} . X_i$

3,033m ≤ X ≤ 30,33m ⟶ $Y_i = \frac{Yo}{b} . X_i = \frac{2,729}{27,297} . X_i$

Y_i	Y_0	Y_1	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	2,729	2,279	2,129	1,679	1,229	1,079

Tableau-VI-8 : Lignes d'influences du moment sous P1.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_1) = [6(2,729 + 1,679) + 12(2,279 + 2,129 + 1,229 + 1,079)]$$

$$M_{max} = 107,082 t.m$$

- **Calcul du moment sous P2 à (x = 0.1L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-3,033}{30,33}\right) \times 3,033$ donc $Y_0 = 2,729m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

0 m ≤ X ≤ 3,033m ⟶ $Y_i = \frac{Y0}{a} . X_i = \frac{2,729}{3,033} . X_i$

3,033m ≤ X ≤ 30,33m ⟶ $Y_i = \frac{Yo}{b} . X_i = \frac{2,729}{27,297} . X_i$

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	0.00	2,729	2,579	2,129	1,679	1,529

Tableau-VI-9: Lignes d'influences du moment sous P2.

Le moment Max est de : $M_{max}=\sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_2) = [6(0.00 + 2,129) + 12(2,729 + 2,579 + 1,679 + 1,529)]$$

$$M_{max} = 115,0038 t.m$$

b) X = 0,2L : a = 6,066m b=24,264m

P	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Condition (1)	$\frac{6}{6,066} > \frac{54}{24,264}$	$\frac{18}{6,066} > \frac{42}{24,264}$	$\frac{30}{6,066} > \frac{30}{24,264}$	$\frac{36}{6,066} > \frac{24}{24,264}$	$\frac{48}{6,066} > \frac{12}{24,264}$	$\frac{60}{6,066} > \frac{0}{24,264}$
Condition (2)	$\frac{0}{6,066} < \frac{60}{24,264}$	$\frac{6}{6,066} < \frac{54}{24,264}$	$\frac{18}{6,066} < \frac{42}{24,264}$	$\frac{30}{6,066} < \frac{30}{24,264}$	$\frac{36}{6,066} < \frac{24}{24,264}$	$\frac{48}{6,066} < \frac{12}{24,264}$
vérification	**NON**	**OUI**	**NON**	**NON**	**NON**	**NON**

Tableau-VI-10: recherche de la section dangereuse S.

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P2 qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0,2L).

- **Calcul du moment sous P2 à (x = 0.2L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-6,066}{30,33}\right) \times 6,066$ donc Y_0=4,852m

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

0 m ≤ X ≤ 6,066m ⟶ $Y_i = \frac{Y0}{a} . X_i = \frac{4,852}{6,066} . X_i$

6,066m ≤ X ≤ 30,33m ⟶ $Y_i = \frac{Yo}{b} . X_i = \frac{4,852}{24,264} . X_i$

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	1,487	4,852	4,552	3,652	2,752	2,452

Tableau-VI-11: Lignes d'influences du moment sous P2.

Le moment Max est de : $M_{max}=\sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_2) = [\,6(1{,}487 + 3{,}652) + 12(4{,}852 + 4{,}552 + 2{,}752 + 2{,}452)]$$

$$M_{max} = 206{,}13\,t.m$$

c) X = 0,3L : a = 9,099m b = 21,231m

P	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Condition (1)	$\frac{6}{9,099} > \frac{54}{21,231}$	$\frac{18}{9,099} > \frac{42}{21,231}$	$\frac{30}{9,099} > \frac{30}{21,231}$	$\frac{36}{9,099} > \frac{24}{21,231}$	$\frac{48}{9,099} > \frac{12}{21,231}$	$\frac{60}{9,099} > \frac{0}{21,231}$
Condition (2)	$\frac{0}{9,099} < \frac{60}{21,231}$	$\frac{6}{9,099} < \frac{54}{21,231}$	$\frac{18}{9,099} < \frac{42}{21,231}$	$\frac{30}{9,099} < \frac{30}{21,231}$	$\frac{36}{9,099} < \frac{24}{21,231}$	$\frac{48}{9,099} < \frac{12}{21,231}$
vérification	**NON**	**OUI**	**OUI**	**NON**	**NON**	**NON**

Tableau-VI-12: recherche de la section dangereuse S.

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P2 et P3 qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 3L).

- **Calcul du moment sous P2 à (x = 0.3L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33 - 9,099}{30,33}\right) \times 9,099$ donc $Y_0 = 6,369m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	3,219	6,369	5,919	4,569	3,219	2,769

Tableau-VI-13: Lignes d'influences du moment sous P2.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_2) = [\,6(3{,}219 + 4{,}569) + 12(6{,}369 + 5{,}919 + 3{,}219 + 2{,}769)]$$

$$M_{max} = 266{,}04\,t.m$$

- **Calcul du moment sous P3 à (x = 0.3L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33 - 9,099}{30,33}\right) \times 9,099$ donc $Y_0 = 6,369m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	2,169	5,319	6,369	5,019	3,669	3,219

Tableau-VI-14: Lignes d'influences du moment sous P3.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_3) = [\,6(2{,}169 + 5{,}019) + 12(5{,}319 + 6{,}369 + 3{,}669 + 3{,}219)]$$

$$M_{max} = 266{,}04\,t.m$$

d) X = 0,4L : a = 12,132m b= 18,198m

P	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Condition (1)	$\frac{6}{12,132} > \frac{54}{18,198}$	$\frac{18}{12,132} > \frac{42}{18,198}$	$\frac{30}{12,132} > \frac{30}{18,198}$	$\frac{36}{12,132} > \frac{24}{18,198}$	$\frac{48}{12,132} > \frac{12}{18,198}$	$\frac{60}{12,132} > \frac{0}{18,198}$
Condition (2)	$\frac{0}{12,132} < \frac{60}{18,198}$	$\frac{6}{12,132} < \frac{54}{18,198}$	$\frac{18}{12,132} < \frac{42}{18,198}$	$\frac{30}{12,132} < \frac{30}{18,198}$	$\frac{36}{12,132} < \frac{24}{18,198}$	$\frac{48}{12,132} < \frac{12}{18,198}$
vérification	**NON**	**NON**	**OUI**	**NON**	**NON**	**NON**

Tableau-VI-15: recherche de la section dangereuse S.

D'après ce tableau, constate que c'est la charge P3 qui engendre le moment maximale au droit de cette section (0, 4L).

- **Calcul du moment sous P3 à (x = 0.4L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-12,132}{30,33}\right) \times 12,132$ donc $Y_0 = 7,279m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	3,679	6,379	7,279	5,479	3,679	3,079

Tableau-VI-16: Lignes d'influences du moment sous P3.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_3) = [\,6(3{,}679 + 5{,}479) + 12(6{,}379 + 7{,}279 + 3{,}679 + 3{,}079)]$$

$$M_{max} = 299{,}94\,t.m$$

d) X = 0,5L: a = 15,165m b= 15,165m

P	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Condition (1)	$\frac{6}{15,165} > \frac{54}{15,165}$	$\frac{18}{15,165} > \frac{42}{15,165}$	$\frac{30}{15,165} > \frac{30}{15,165}$	$\frac{36}{15,165} > \frac{24}{15,165}$	$\frac{48}{15,165} > \frac{12}{15,165}$	$\frac{60}{15,165} > \frac{0}{15,165}$
Condition (2)	$\frac{0}{15,165} < \frac{60}{15,165}$	$\frac{6}{15,165} < \frac{54}{15,165}$	$\frac{18}{15,165} < \frac{42}{15,165}$	$\frac{30}{15,165} < \frac{30}{15,165}$	$\frac{36}{15,165} < \frac{24}{15,165}$	$\frac{48}{15,165} < \frac{12}{15,165}$

vérification	**NON**	**NON**	**OUI**	**OUI**	**NON**	**NON**

Tableau-VI-17: recherche de la section dangereuse S.

D'après ce tableau, constate que c'est les charges P3 et P4 qui engendrent le moment maximale au droit de cette section (0, 5L).

- **Calcul du moment sous P3 à (x = 0.5L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-15,165}{30,33}\right) \times 15,165$ donc $Y_0 = 7,582m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	4,582	6,832	7,582	5,332	3,082	2,332

Tableau-VI-18: Lignes d'influences du moment sous P3.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_3) = [6(4,582 + 5,332) + 12(6,832 + 7,582 + 3,082 + 2,332)]$$

$$M_{max} = 297,42 t.m$$

- **Calcul du moment sous P4 à (x = 0.5L) :**

$Y_0 = \left(\frac{30,33-15,165}{30,33}\right) \times 15,165$ donc $Y_0 = 7,582m$

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y_i	Y_1	Y_0	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur(m)	2,332	4,582	5,332	7,582	5,332	4,582

Tableau-VI-19: Lignes d'influences du moment sous P4.

Le moment Max est de : $M_{max} = \sum_{i=1}^{6} p_i \times y_i$

Donc:

$$M_{max}(p_3) = [6(2,332 + 7,582) + 12(4,582 + 5,332 + 5,332 + 4,582)]$$

$$M_{max} = 297,42 t.m$$

- **Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :**

$$M = \delta p \; X \; bc \; X \; M \; max$$

$$\delta_p = 1,082$$

$$b_c = 1,1$$

Les résultats des moments sous différents sections :

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
x (m)	0	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
non corrigé	0	115,0038	206,13	266,04	299,94	297,42
bc	1,10	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
δ	1,082	1,082	1,082	1,082	1,082	1,082
01 convoi	0	136,877	245,335	316,640	356,988	353,989
02 convois	0	273,755	490,671	633,281	713,977	707,978
03 convois	0	410,631	736,005	948,843	1070,964	1061,967

Tableau-VI-20: Moments de la surcharge Bc dans les différentes sections.

VI-1-4. Les moments engendrés par les surcharges B_t :

Pour les ponts comportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t, la section dangereuse peut être obtenue sous **P_1 ou p_2.**

$$\boldsymbol{P_1 = P_2 = 8t} \Rightarrow R = \sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{P_i = 16t}$$

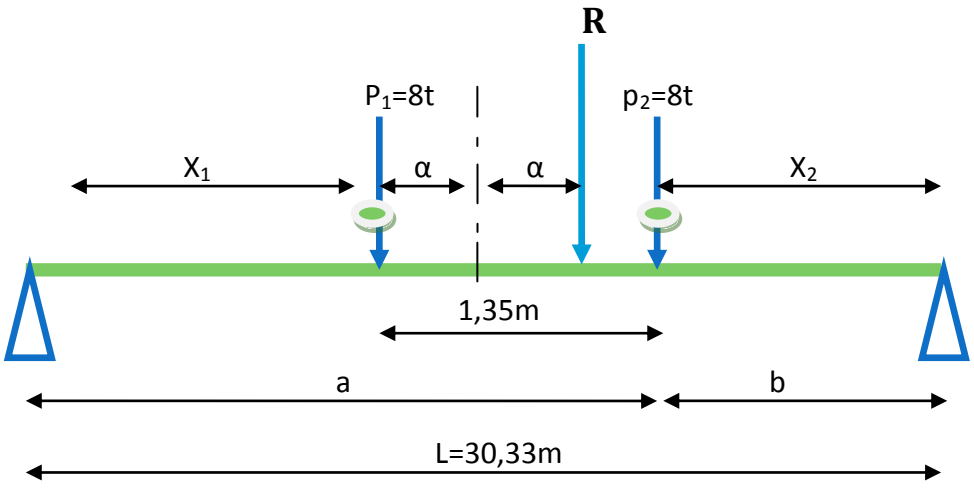


Figure-VI-6: Chargement type sous un tandem (système Bt).

La résultante R = P_1 + P_2 = 16 t

ΣM/R = 0

8(2α) – 8 (1, 35 - 2α) = 0 ⟹ α=10,80 /32 = 0,3375m

Calcul de X1 et X2 :

X_1=30,33 /2 – α=14,827m

X_2=30,33/2-(1,35-0,3375)=14,152m

a=30,33/2+0,3375=15,502m

b=30,33/2+0,3375=14,827m

- **Calcul du moment max. sous P1:**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) \times X$$

$$Y_0 = \left(\frac{30.33-14.827}{30.33}\right) \times 14.827 = 7.578\ m$$

$$Y_i = \left(\frac{Y_0}{a}\right) \times X_i$$

$$Y_i = \left(\frac{7.578}{15.502}\right) \times 14.152 = 6.918\ m$$

$$M_{max} = n \sum_{i=1}^{2} Pi\ Yi$$

M_{max} = 2×8× (7.578+6.918) = 231.936 t.m

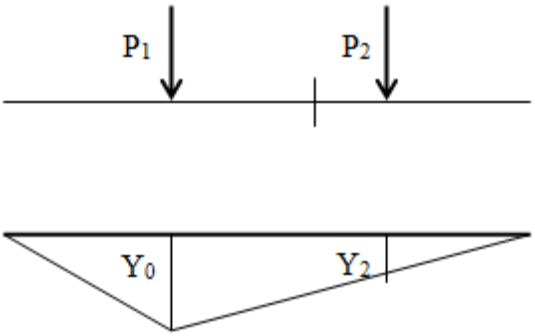


Figure-VI-7 : moment max. sous P1.

Yi	Y1	Y0
Valeur (m)	6.918	7.578

Tableau-VI-21 : lignes d'influence du moment sous P1.

- **Calcul du moment max. sous P2:**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) \times X$$

$$Y_0 = \left(\frac{30.33-16,178}{30.33}\right) \times 16,178 = 7.548\ m$$

$$Y_i = \left(\frac{Y_0}{a}\right) \times X_i$$

$$Y_i = \left(\frac{7.548}{16,178}\right) \times 14.828 = 6.918\ m$$

$$M_{max} = n \sum_{i=1}^{2} Pi\ Yi$$

M_{max} = 2×8× (7.548+6.918) = 231.456 t.m

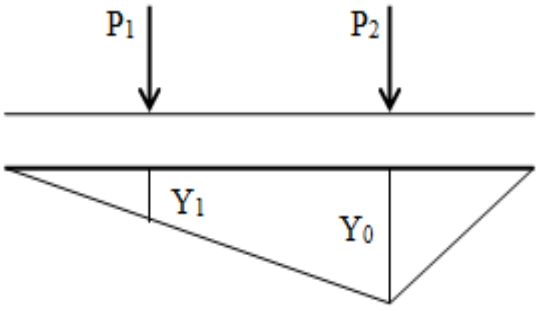


Figure-VI-8 : moment max sous p_2

Yi	Y1	Y0
Valeur (m)	6.918	7.548

Tableau-VI-22 : lignes d'influence du moment sous P2.

M max = max (231,936, 231,456) = 231,936 t. m

Le moment Max est engendré sous la charge P1 avec une valeur de 231.936 t.m

Pour un tandem, Max=231.936 t.m

Pour deux tandem, Max=231.936×2=463.872 t.m

Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur bt et le coefficient dynamique δ

δ= 1.066

Notre pont est de 1ere classe => bt =1.0

Pour un tandem, M_{max} =231.936×1×1.066=247.243t.m

Pour deux tandem, M_{max} =463.872×1×1.066=494.487t.m

De la même façon, on procède pour les autres sections de la travée. Les valeurs du moment dans chacune sont :
Les résultats des moments sous différents sections :

	Section	0,00L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
M (t.m)	Non corrigé	0,00	85,168	150,944	197,328	224,288	231,824
	b_t	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	δ	0,00	1,066	1,066	1,066	1,066	1,066
	01 tandem	0,00	90,789	160,906	210,351	239,091	247,124
	02 tandems	0,00	181,578	321,812	420,702	478,182	494,248

	03 tandems	0.00	272,367	482,718	631,053	717,273	741,372

Tableau-VI-23 : Moments des surcharges Bt dans les différentes sections.

VI-1-5-Moment engendré par les surcharges Mc 120 :

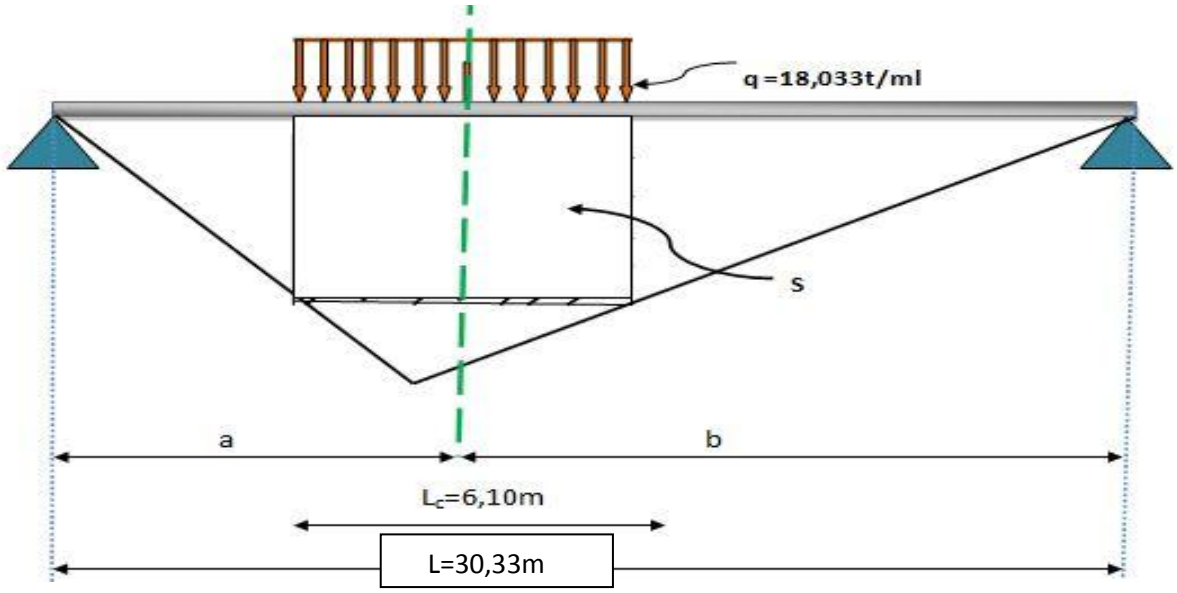


Figure-VI-9: Position de Mc120.

Le convoi M_c120 comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN Alors :

$q = \frac{110}{6,10} = 18,033$t/ml

Exemple pour X= 0,1L :

a= 3,033m

b= 27,297m

$M_{max}=q\times S$ avec $S= \frac{a\times b}{L} .L_c. (1-\frac{Lc}{2L})$

Donc : S = 15,841m²

M_{max}=285,675 t.m

- **Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

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

L : Longueur de l'élément => L = 30,33m.

P : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale, P =962,674t

S : Charge du système considéré => S = 110 t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 30,33} + \frac{0,6}{1+4\times 962,674/110} = 1,073$$

De la même méthode, on calcul le moment max pour les autres sections :

	Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
	δ	1,073	1,073	1,073	1,073	1,073	1,073
M (t.m)	non corrigé	0,00	285,675	480,128	630,163	720,183	750,208
	corrigé	0,00	306,529	515,177	676,164	772,756	804,973

Tableau-VI-24 : Moments des surcharges Mc 120 dans les différentes sections

VI-1-6- Moment engendré par les surcharges D 240 :

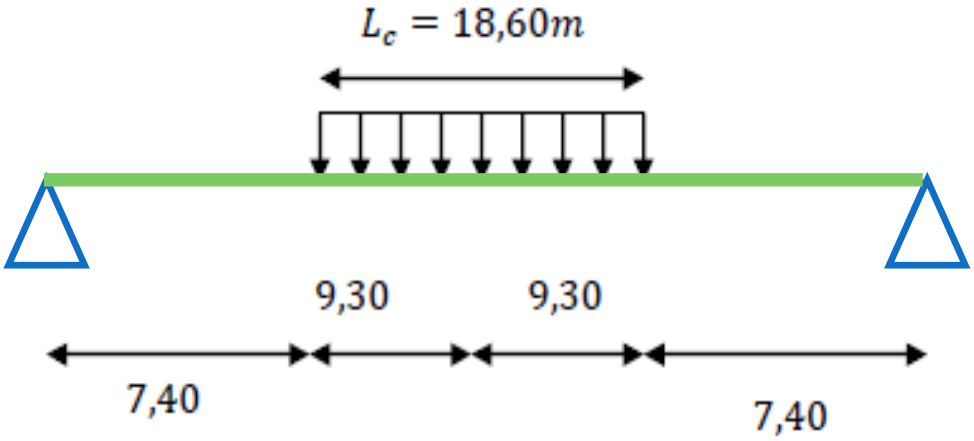


Figure-VI-10 : position de D240 sur la travée.

$$q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{t/ml}$$

On procède de la même manière que la surcharge pour déterminer les moments dans les différentes sections

Section	0,0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
Abscisse	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
M(tm)	0,00	454,237	807,537	1059,89	1211,306	1261,77

Tableau-VI-25 : Moments des surcharges D240 dans les différentes sections.

VI-2- calcul des efforts tranchants :

VI-2-1- efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

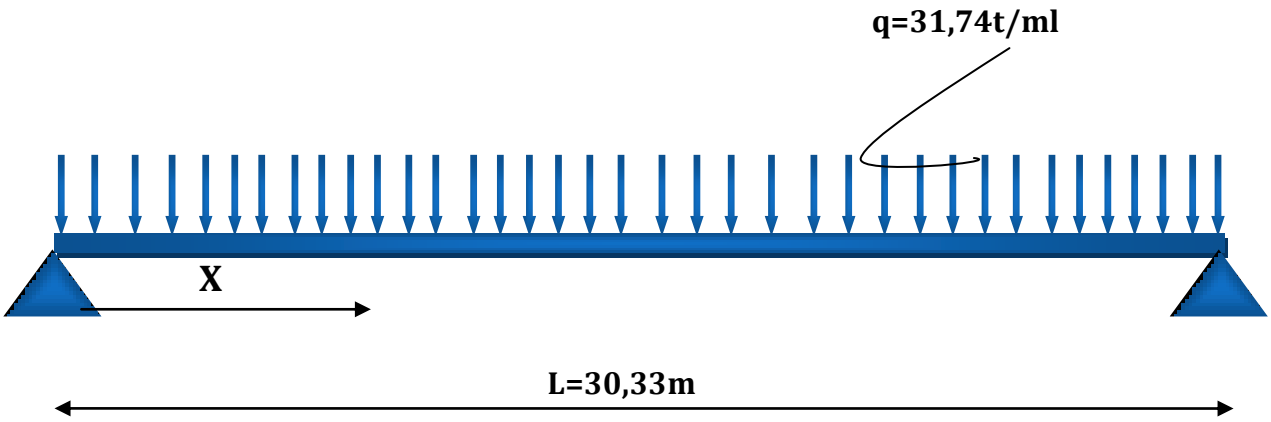


Figure-VI-11 : Schéma statique d'une poutre.

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T\ (X) = q\ (\frac{L}{2} - X)$$

$$T\ (x) = 31{,}74\ (15{,}165 - x)$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci après :

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
X(m)	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
T(t)	481,337	385,069	288,802	192,534	96,267	96,267

Tableau-VI-26: effort tranchant dans les différentes sections sous G.

VI-2-2) Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

Nous utilisons les lignes d'influences, sachant que l'effort tranchant maximal est obtenu on chargeant la partie de la poutre située entre le point C et l'appui le plus éloigné.

$$\mathbf{T= q.\Omega = q.b^2/2L}$$

Exemple de calcul x = 0,0L :

a = 0.0m b = 30,33m

$A(l)=0,972 t/m^2$ $q=A \times V = 0,972 \times 3,5 = 3,402$ t/ml

$T_{max}= 3,402 \times (30,33^2/2 \times 30, 33)=51,591$t

Pour deux voies chargées :
T max = 103,182t
Pour trois vois chargées :
T max = 154,773t

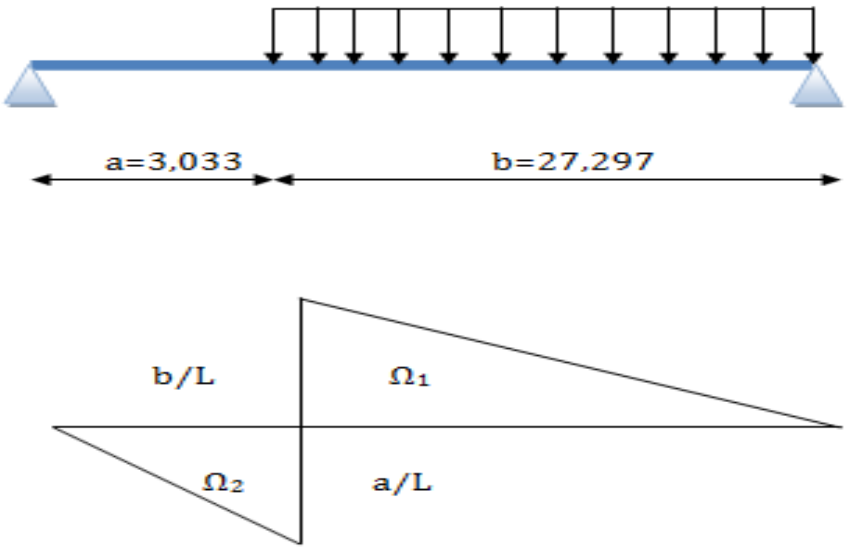


Figure-VI-12: Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L.

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	$X(m)$	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
T(t)	1 voie chargée	51,591	41,788	33,018	25,279	18,572	12,897
	2 voies chargées	103,182	83,576	66,036	50,558	37,144	25,794

	3 voies chargées	154,773	125,364	99,054	75,837	55,716	38,691

Tableau-VI-27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L).

VI-2-3-efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence

- 1 trottoir chargé q = 0,225t/ml
- 2 trottoirs chargés q= 0,45 t/ml

$$T = \frac{q}{2L}(L-X)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Section	**0,0L**	**0,1L**	**0,2L**	**0,3L**	**0,4L**	**0,5L**
	X (m)	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
T(t)	**1 trottoir chargé**	3,412	2,763	2,183	1,671	1,228	0,853
	2 trottoirs chargés	6,824	5,526	4,366	3,342	2,456	1,706

Tableau-VI-28: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs.

VI-2-4-Les efforts tranchants engendré par Bc :

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section X = 0.0L

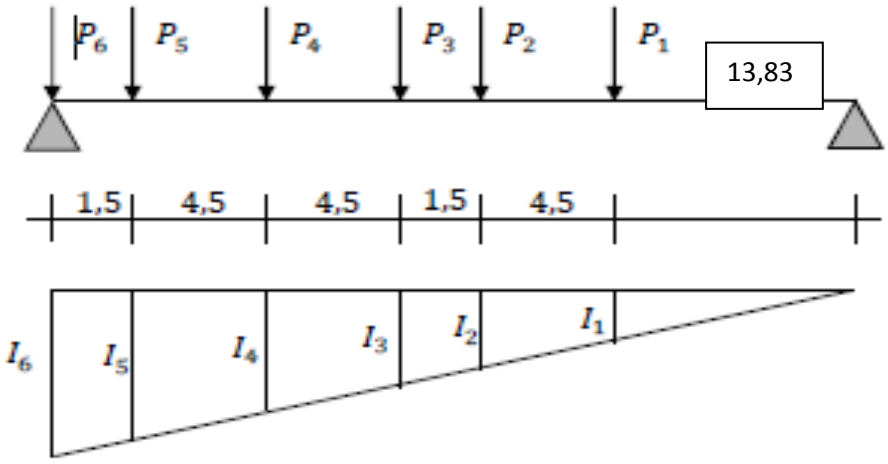


Figure-VI-13: Position du système Bc donnant T max à 0 ,0L

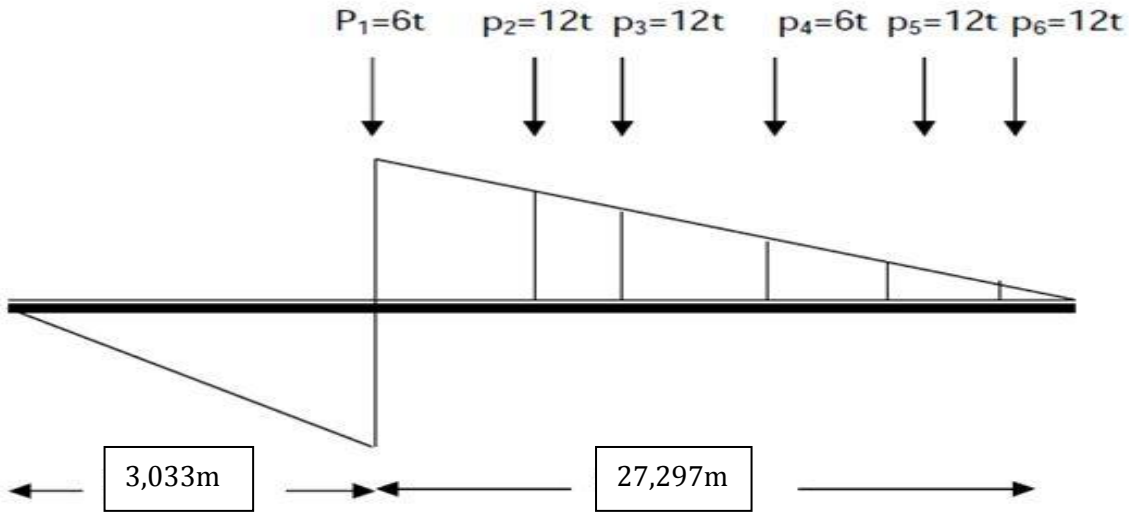


Figure-VI-14 : position du système B_c donnant T_{max} a 0,1L

Exemple de calcul :

Section 0,0L :

a = 0,00m

b = 30,33m

$$T_{Max} = \sum_{i=1}^{6} P_i I_i$$

D'après la similitude des triangles semblables : $Ii=\frac{I6}{L}.X$

Avec:

$$I_i=\frac{b}{L}$$

I_i	I_6	I_5	I_4	I_3	I_2	I_1

Valeurs (m)	1	0,950	0,802	0,653	0,604	0,455

Tableau-VI-29 : lignes d'influence du à la surcharge B_C.

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
T_{max} ($_{01}$Convoi)	46,026	40,026	34,026	28,026	21,751	16,032
T_{max} ($_{02}$Convoi)	92,052	80,052	68,052	56,052	43,502	32,064
T_{max} ($_{03}$Convoi)	138,078	120,078	102,078	84,078	65,253	48,096

Tableau-VI-30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections.

VI-2-5- effort tranchants engendré par la surcharge Bt :

Avec la même méthode appliquée dans le calcul de l'effort tranchant sous la surcharge B_c

Exemple de calcul :a = 3,033m

b = 27,297m

$I_1 = b/L = 0,9$

$I_2 = (I_1/L - 3,033)X_i = 0,855$

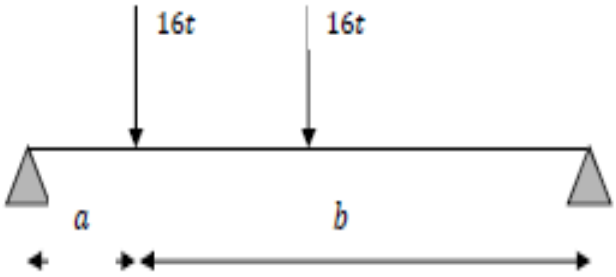


Figure-VI-15: surcharge Bt

01 tandem:

T max = 16 (0.9 + 0,855) = 28,08t

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisses	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
T(t) 01 tandem	31,28	28,08	24,88	21,68	18,48	15,28
T(t) 02 tandems	62,56	56,16	49,76	43,36	36,96	30,56
T(t) 03 tandems	93,84	84,24	74,64	65,04	55,44	45,84

Tableau-VI-31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

VI-2-6- efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode RDM :

Exemple X = 0,0L

a = 0,0m b = 30,33m

q = 110/6,1 = 18,033t/ml

ΣM/B = RA.L – q x 6,1(b – 6,1/2) = 0

RA = T max =98,939t

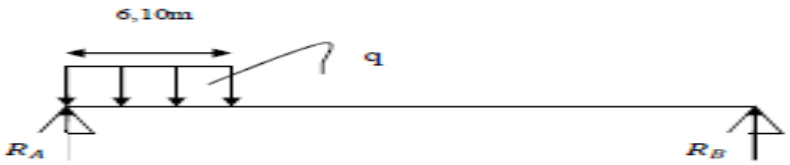


Figure-VI-16 : surcharge Mc120

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a	0,00	3,033	6,066	9,099	12,132	15,165
$T(t)$	98,939	87,939	76,939	65,939	54,939	43,939

Tableau-VI-32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120.

VI-2-7-Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:

Avec la méthode utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant du à la surcharge D240

Exemple de calcul :

X =0,0L :

ΣM/B = RA.L – q x 18,6(b – 18,6/2) = 0

q=12,903t/ml

RA = T max = 166,406t

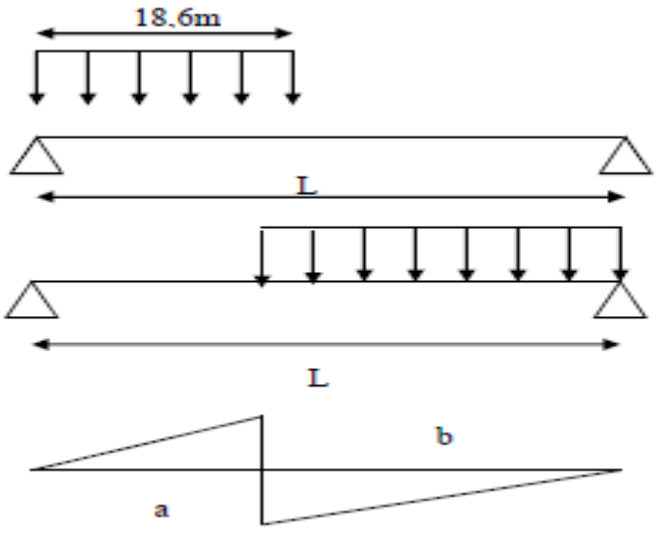


Figure-VI-17 : surcharge Mc120

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

Types de charge	Nombres de voies chargées	Sections / efforts	0.0 L	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L
G	/	M (t.m)	0,00	1313,91	2335,83	3078,78	3503,75	3649,74
		T(t)	481,337	385,069	288,802	192,534	96,267	96,267
	une voie chargée	M (t.m)	0,00	140,828	250,362	328,601	375,543	391,191

Tableau-VI-33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240

Les résultats des moments et efforts tranchant dans les différentes sections sont donnés dans le tableau ci-dessous :

A(l)		T(t)	51,591	41,788	33,018	25,279	18,572	12,897
	deux voies charges	M (t.m)	0,00	281,657	500,724	657,202	751,087	782,382
		T(t)	103,182	83,576	66,036	50,558	37,144	25,794
	trois voies chargées	M (t.m)	0,00	422,486	751,087	985,801	1126,631	1173,573
		T(t)	154,773	125,364	99,054	75,837	55,716	38,691
Trottoirs	un trottoir chargé	M (t.m)	0,00	9,314	16,558	43,465	49,675	25,872
		T(t)	3,412	2,763	2,183	1,671	1,228	0,853
	deux trottoirs chargés	M (t.m)	0,00	18,628	33,116	21,732	24,837	51,744
		T(t)	6,824	5,526	4,366	3,342	2,456	1,706
Bc	$\delta = 1,082$	un convoi	M (t.m)	0	136,877	245,335	316,640	356,988	353,989
			T(t)	46,026	40,026	34,026	28,026	21,751	16,032
		deux convoie	M (t.m)	0	273,755	490,671	633,281	713,977	707,978
			T(t)	92,052	80,052	68,052	56,052	43,502	32,064
		trois convois	M (t.m)	0,00	410,631	736,005	948,843	1070,964	1061,967
			T(t)	138,078	120,078	102,078	84,078	65,253	48,096
Bt		un tandem	M (t.m)	0,00	90,789	160,906	210,351	239,091	247,124
			T(t)	31,28	28,08	24,88	21,68	18,48	15,28
		deux tandems	M (t.m)	0,00	181,578	321,812	420,702	478,182	494,248
			T(t)	62,56	56,16	49,76	43,36	36,96	30,56
		trois Tandems	M (t.m)	0.00	272,367	482,718	631,053	717,273	741,372
			T(t)	93,84	84,24	74,64	65,04	55,44	45,84
MC120		/	M (t.m)	0,00	306,529	515,177	676,164	772,756	804,973
			T(t)	98,939	87,939	76,939	65,939	54,939	43,939
D 240		/	M (t.m)	0,00	454,237	807,537	1059,89	1211,306	1261,77
			T(t)	166,406	142,407	118,407	94,407	70,408	46,408

Tableau-VI-34: récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre.

VII-1-Flexibilité de l'entretoisement :

Une notion utile pour indiquer les méthodes particulières que l'on peut employer est celle de la flexibilité de l'entretoisement qui a été introduite par Mr GUYON MASSONNET.

Le coefficient de flexibilité de l'entretoisement (r) nous guide vers la méthode utilisée pour la répartition transversale des charges.

(r) est donné par la formule suivante :

$$r=\frac{n}{2}.\frac{bi}{L}\times\sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{.....(VII-1)}$$

Avec :

n : nombre de poutre principales.

b_i : entre axe des poutres principales.

I_p : moment d'inertie d'une poutre principale.

I_E : moment d'inertie d'une entretoise.

L : portée des poutres principales.

- **Si : r <0.3**

On considère que la raideur des entretoises infinie c'est-à-dire que l'entretoises est absolument rigide et on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont a' déformation des entretoises vis-à-vis des poutres.

- **Si : r>0.3**

Il est nécessaire de tenir compte de la raideur des entretoises et l'effet de la résistance du pont a la torsion est pris en considération, dans ce cas on peut utiliser la méthode de GUYON MASSONNET.

Dans notre projet :

Le pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires mais on a des entretoises d'about. Pour cela c'est l'hourdis qui jouera le rôle des entretoises intermédiaires.
Soit :

$$\begin{cases} n = 10\text{poutres} \\ L = 30.33\text{m} \end{cases} \Rightarrow b_1=1.5_m$$

Du moment que l'hourdis jouera le rôle des entretoises intermédiaire ; on aura donc :

Moment d'inertie d'entretoisement :

$$I_E=\frac{bh^3}{12}$$

$I_E=\frac{100*25^3}{12}$=130208.333 cm^4

I_E= 1302(6-2)

Moment d'inertie équivalent d'une poutre :

L'inertie de notre poutre est variable le long de portée et donc on prendre l'inertie équivalente donne par la formule suivante :

$I_{m\ =}I_0+ (I_M-I_0)*8/3\pi)$…… **(VII -2)**

I_M : Moment d'inertie net de la d'about.

I_0 : Moment d'inertie net de la section médiane +dalle.

a)pour une poutre de rive :

I_0 = 30165797.2 cm^4

I_m = 29179745.65 cm^4

I_{m1} = 30165797.2 + (29179745.65 – 30165797.2) x 8/3x3.14 =293283386.12cm^4

b) pour une poutre intermédiaire:

I_0:30861555.86 cm4

I_m=29823230.14cm4

I_{m1}=30861555.86 + (29823230.14 -30861555.86) x 8/3x3.14 =29979750.58 cm^4

I_{m1}=39466009.38cm^4

Donc l'inertie moyenne d'une poutre est égale : $I_p=\frac{2.Im1+5Im2}{7}$

I_p = 2(293283386.12) + 8(29979750.58) /10 = 1.24

I_p =82640477.68 cm^4

$r = \frac{10}{2}\frac{1.5}{30.33}\ x\ \sqrt[4]{\frac{82640477.68}{130208.333}}$ = 1.24

r>0.3

On a trouvé **r>0.3** utilisant la méthode de GUYON MASSONNET.

VII-2)-Principe fondamental de la méthode de GYON MASSONNET :

Exposé de la méthode :

Elle consiste à remplacer la structure fictive continue ayant pour rigidité en flexion et en torsion dans le sens longitudinal et transversal les valeurs moyennes des rigidités dans la structure réelle.la structure fictive considérée se présente comme une dalle non isotrope sur elle possède des rigidités différentes.

Dans les deux directions orthogonales, d'où l'appellation d'une dalle ortho go anisotrope. Le réseau de poutres est donc assimilé a une dalle orthotrope formée de travées indépendantes possédant deux bords libres selon le sens transversal et simplement appuyé selon le sens longitudinal.

On analyse d une manière approchée les effets de la répartition transversale des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale de la forme :

$$\mathbf{p(x) = p_1 \sin \frac{\Pi x}{L}} \text{..... (VII-3)}$$

Ou p_1 : valeur constante du chargement

Cette méthode consiste à tracer pour chaque effort interne les lignes d'influence de son coefficient de répartition transversale, et cela, pour différentes excentricités de charge.

$\mathbf{e} = \{\pm b; \pm 3b/4; \pm b/2; 0\}$ **9section.**

$\mathbf{Y} = \{+b; +3b/4; +b/4; +b/2; 0\}$

Dans le cas d'un pont à poutre multiples, la section d'étude est imposée par la position de chaque poutre

On tracera les lignes d'influence des différentes excentricités des charges et on retiendra la section qui nous donne les plus grandes valeurs des coefficients correspondants.

Calcul des paramètres de torsion et d'entretoisement :

$$\mathbf{P(x,y)=\rho_p \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_e) \times \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^2 \partial_y{}^2} + \rho_E \times \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial y^4}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{VII-4})$$

L'équation donnée ci-dessus est l'équation différentielle des dalles orthotropes qui donne la fonction liant la déformée w(x, y) et la charge p(x, y).

-l'équation de la déformée du pont est donnée par L'expression suivante :

$$\mathbf{P(x,y)=\rho_p \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho p . \rho E \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^2 \partial Y^2}} + \rho_E \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial y^4}} \text{..... (VII-5)}\alpha$$

En comparant l'équation (VI-4) et (VI-5) nous pouvons constater que :

$$\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha . \sqrt{\rho \rho x} \rho^E$$

$$\Rightarrow \mathbf{\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho \rho x \rho_E}}}$$

α : est appelé le paramètre de torsion.

La fonction du tablier est complètement amplifiée par le paramètre α et le paramètre d'entretoisement θ qu'on donnera par la formule suivante :

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

Ce détermine la souplesse de l'entretoisement ; plus il est grand plus l'entretoisement est souple.

Utilisation pratique de la méthode :

Elle est applicable lorsque le tablier ne présente pas d'entretoises intermédiaires, les poutres ne sont pas infiniment rigides et la rigidité transversale est assurée par la dalle. Le bute de la méthode est la détermination du facteur de la répartition transversal K qui est une fonction de la rigidité optionnelle et le coefficient d'entretoisement. Le tablier est constitué de n poutres espacée d'entre-axe de (Kn_1) et d'entretoises espacées de (Km_1)

Quelques définitions :

1-Rigidités flexionnelle :

$\boldsymbol{\rho_{p=\frac{E.I_P}{b_1}}}$ Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\boldsymbol{\rho_E = \frac{E.I_E}{L_1}}$ Rigidité flexionnelle de l'entretoisement par unité de longueur.

2-Rigidités torsionnelles :

$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$ Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$ Rigidité torsionnelle de l'entretoisement/dalle par unité de longueur.

Avec :

$$\boldsymbol{C_p = \frac{1}{3}.G.\left[\sum b_i x e_i^3 + \frac{1}{2} b_1 . h^3\right]}$$

$C_E = \frac{G}{6}.b.h^3$ **(Cas d'une dalle)**

G : étant le module de déformation transversale calculé par l'expression (VI-5).

$C_E = \frac{G}{6}.b.h^3$ Et $G = \frac{E}{2(1+U)}$

⇨ $\boldsymbol{C_E = \frac{E}{12(1+U)}.b.h^3}$ avec : $\begin{cases} U = 0 \text{ à } L'E.L.U \\ U = 0.2 \text{ à } L'E.S \end{cases}$

$$C_E = \frac{E}{12(1+0.2)} 10\,0 \times 25^3 = 108506{,}944E$$

$\gamma_E = \frac{C_e}{L_1}$ Et : L1=100cm→ $\gamma_e = \frac{108506.944E}{100} \rightarrow \boldsymbol{\gamma_e = 1085{,}06944E}$

Donc :

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{82640477.68E}{150} = 550936.51179E$$

$$\rho_e = \frac{E.I_e}{L_1} = \frac{130208,333E}{100} = 1302.0833E$$

Remarque : Pour le calcul de Cp on utilisera la poutre équivalente.

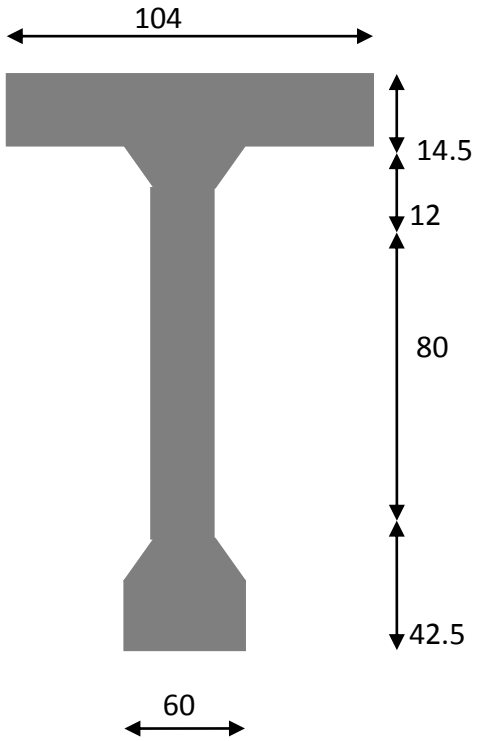


Figure-VII-1: Section médian réelle d'une poutre

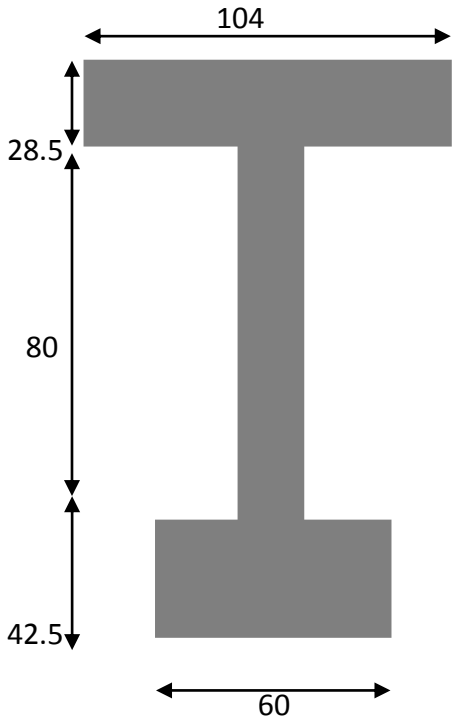


Figure-VII-2 : section médian équivalent d'une poutre

S_1= (104x11.5) + 2(4x30)/2 + 2 (4x9.5) +2(9.5x12)/2 + (16x25) = 1906 cm^2

S_3= (60x20)+2(22.5x17.5)/2 +(25x22.5) = 2156.25 cm^2

S_1= 1906cm^2 ⇨e_1=1906/104=18.3269cm

S_3=2156.25cm^3 ⇨e_3=2156.25/60=35.9375 cm

e_2=h-(e1+e)=150- (18.3269 +35.9375) = 95.7356 cm

Donc c_p=1/3 G x (104x $(18.3269)^3$ + 25$(95.7356)^3$ + 60$(35.9375)^3$) = 25361132.34 x 1/3 G

C_p =1/3 x G x 25361132.34

C_P = 3522379.492 E

$\gamma_p = \frac{c_p}{b_1} = \frac{3522379.492E}{150} = 23482.52995\ E$

Donc $\alpha = (\gamma_p + \gamma_E) / (2\sqrt{(\rho_p \times \rho_E)}$

$\alpha = (23482.5E + 1085.069E) / (2\sqrt{(550936.511E \times 1302.0833\ E)} = 0.44$

α=0.44

Dans le cas des ponts biais, la méthode GYON MASSONNET reste globalement valable pour des biais modérés.

Dans notre cas le pont est droit avec, ϕ =100grads

Φ : angle du biais ;

b ' : demis largeur biais ;

b : demis largeur L' : portée biais ;

L : portée droite ;

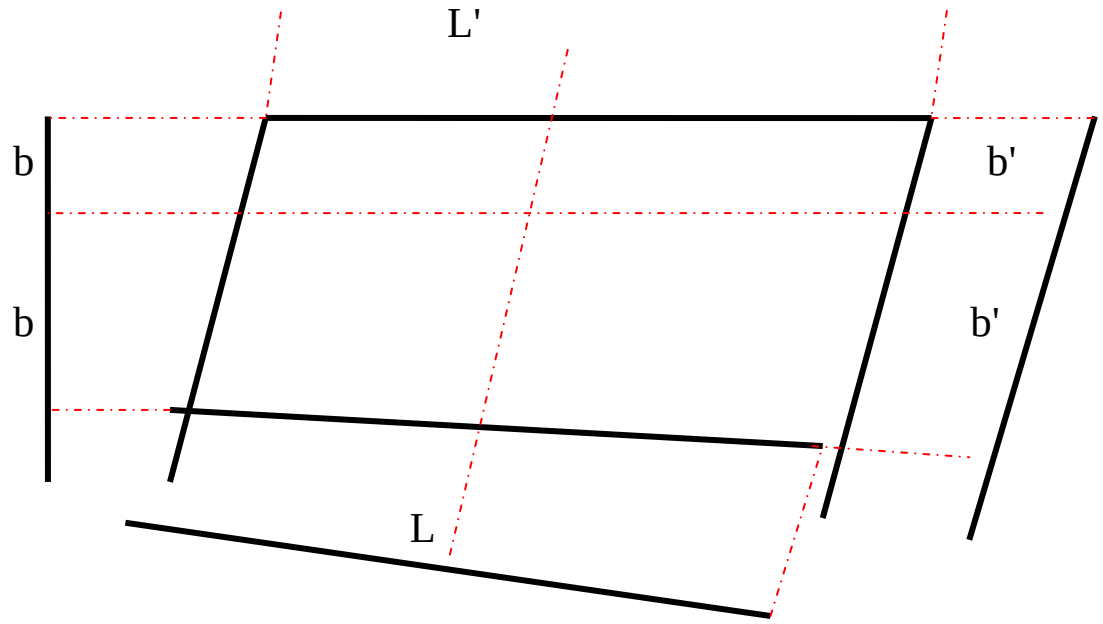
Avec

$b' = \frac{b}{\sin \phi}$

$L' = \frac{L}{\sin \phi}$

Dans notre cas, nous n'avons pas biais.

Φ =100 grand^



⇨Calcul du paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b'}{L} 4\sqrt{\frac{\rho p}{\rho^E}} = \frac{7.5'}{30.33} 4\sqrt{\frac{550936.511}{1302.0833}} = 1.12$$

θ = 1.12

VII-3)-Détermination des coefficients de la répartition transversale « k_α »

Les valeurs de k_α pour α=0 et α=1 sont données par les tables de GUTON MASSONNET ce coefficient k_α dépend du paramètre d'entretoisement θ et du paramètre de torsion α et bien évidement de y et e.

Avec :

$$\begin{cases} \text{y: sectionconsidérée dans le profil en travers du tablier} \\ \text{e: excentricité de la charge.} \end{cases}$$

L'étude numérique de nombreux cas, montre que si l'on fait varier α , le coefficient k α obéit à une très bonne approximation par l'interpolation donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0 < \theta < 0.1 \rightarrow k_0 + (k_1 - k_0).\alpha^{0.05} \\ 0.1 < \theta < 1 \rightarrow k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0).\alpha^{(1-e((0.065-\theta)/0.663))} \\ \boldsymbol{\theta > 1 \rightarrow k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0).\alpha^{0.5}} \end{cases}$$

Lorsque la valeur de θ ne se figure pas sur les tables de GUYON MASSONNET, les valeurs de k_0 et k_1 doivent subirent une interpolation ; soit $\theta_{min}<\theta<\theta_{max}$

$K_0 = k_{00} + (k_{01} - k_{00})[(\theta - \theta_{min})/(\theta_{max} - \theta_{min})]$

$K_1 = k_{10} + (k_{11} - k_{00})[(\theta - \theta_{min})/(\theta_{max} - \theta_{min})]$

Avec :

K_{00} valeur lue pour θ_{min} et α=0

K_{01} valeur lue pour θ_{min} et α=1

K_{10} valeur lue pour θ_{min} et α=0

K_{11} valeur lue pour θ_{min} et α=1

Tableau (VII-1) : Valeurs de K0 pour θ = 1.10

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6692	+0.0880	0.9531	1.9518	2.5621	1.9518	0.9531	0.0880	-0.6652
b/4	-0.4770	-0.1515	0.2842	0.9925	1.9518	2.5643	1.9180	0.7675	-0.4129
b/2	-0.2209	-0.1626	-0.0403	0.2842	0.9531	1.9180	2.5717	2.0089	0.9824
3b/4	-0.0097	-0.0936	-0.1626	-0.1515	0.0880	0.7675	2.0089	3.4539	4.3474
B	0.1709	-0.0097	-0.2209	-0.4770	-0.6652	-0.4129	0.9824	4.3474	9.7780

Tableau (VII-2) : valeur de k_1 pour θ=1.10

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	B
0	0.3985	0.5848	0.9142	1.4075	1.7691	1.4075	0.9142	0.5848	0.3985
b/4	0.1969	0.3055	0.5103	0.8771	1.4075	1.8095	1.5003	1.0740	0.7931
b/2	0.0985	0.1593	0.2783	0.5103	0.9142	1.5003	1.9915	1.8145	1.5263
3b/4	0.0527	0.0882	0.1593	0.3055	0.5848	1.0740	1.8145	2.5695	2.7813
B	0.0303	0.0527	0.0985	0.1969	0.3985	0.7931	1.5263	2.7813	4.6078

Tableau (VII-3) : valeur de $\mathbf{k_0}$ pour **θ=1.20**

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	B
0	0.6677	0.0199	0.8805	2.0050	2.7541	2.0050	0.8805	0.0199	-0.6677
b/4	0.3856	0.1685	0.1841	0.8977	2.0050	2.7777	1.9987	0.6851	-0.6038
b/2	0.1317	0.1424	-0.0900	0.1841	0.8805	1.9987	2.7876	2.0114	0.6620
3b/4	0.0279	0.0594	-1.424	-0.1685	0.0199	0.6851	2.0114	3.5547	4.3049
B	0.1439	0.0279	-0.1317	-0.3856	-0.6677	-0.6038	0.6620	4.3049	10.6649

TABLEAU (VII.4): Valeur de K_1 pour θ=1.20

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	B
0	0.3352	0.5233	0.8834	1.4614	1.9124	1.4614	0.8834	0.5233	1.3352
b/4	0.1533	0.2534	0.4582	0.8520	1.4614	1.9466	1.5432	1.0306	0.7182
b/2	0.0706	0.1217	0.2304	0.4582	0.8834	1.5432	2.1156	1.8501	1.4827
3b/4	0.0348	0.0621	0.1217	0.2534	0.5233	1.0306	1.8501	2.7114	2.8817
B	0.0188	0.0348	0.0706	0.1533	0.3352	0.7182	1.4827	2.8817	5.0266

Tableau (VII.5): Valeurs de K0 pour θ = 1.12

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	B
0	**0.6689**	**0.07438**	**0.93858**	**1.96244**	**2.6005**	**1.96244**	**0.93858**	**0.07438**	**-0.6657**
b/4	**-0.30448**	**-0.0875**	**0.26418**	**0.97354**	**1.96244**	**2.60698**	**1.93414**	**0.75102**	**-0.45108**
b/2	**-0.15038**	**-0.1016**	**-0.05024**	**0.26418**	**0.93858**	**1.93414**	**2.4571**	**2.0094**	**0.91832**
3b/4	**-0.00218**	**-0.063**	**-0.15856**	**-0.1549**	**0.07438**	**0.75102**	**2.0094**	**3.47406**	**4.3389**
b	**0.1655**	**-0.00218**	**-0.20306**	**-0.45872**	**-0.6657**	**-0.45140**	**0.91832**	**4.3389**	**9.95532**

Tableau (VII.6): Valeurs de K1 pour θ = 1.12

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	*0*	b/4	b/2	3b/4	B
0	0.38584	0.5725	0.90804	1.41828	1.79776	1.41828	0.90804	0.5725	0.38584
b/4	0.18818	0.29508	0.49988	0.87208	1.41828	1.83692	1.50884	1.06532	0.77812
b/2	0.09292	0.15178	0.26872	0.49988	0.90804	1.50888	2.01632	1.82162	1.51758
3b/4	0.04912	0.08298	0.15178	0.29508	0.5725	1.16784	1.82162	2.59788	2.80138
b	0.0280	0.04912	0.09292	0.1969	0.38584	0.77812	1.51758	2.80138	4.69156

Tableau (VII.7) : Valeurs de Kα pour θ = 1.12

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,48115	0,40478	0,91832	1,601499	2,06804	1,601499	0,918323	0,404783	0,031786
b/4	0,0223	0,16627	0,42052	0,906242	1,6015	2,096199	1,652039	0,959495	0,364248
b/2	0,011	0,06647	0,16133	0,42052	0,91832	1,652065	2,164731	1,884846	1,315809
3b/4	0,03185	0,03383	0,04729	0,143572	0,40478	1,027497	1,884846	2,89289	3,319063

VII-4)-La largeur active (position active) :

Pour appliquer la méthode de GUYON MASSONET, on prend la largeur égale à (2b).

Toutes les valeurs calculées précédemment sont basées sur la largeur active de toutes les poutres, donc il faut définir la position active pour chacune de nos poutres et l'excentricité des charges.

Les positions actives des poutres sont données dans le schéma suivant :

Tableau(VII.8) : les valeurs de Kα des poutres P1, P2, P3.P4

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P1	0.295132	0.308086	-0.7134	1.3196	1.878904	1.80205	1.21577	0.629663	0.16656
P2	0.379498	0.331614	-0.7506	1.346159	1.816847	1.605639	1.18780	0.724787	0.30941
P3	-0.01672	0.46493	-0.0463	-0.25241	1.88823	1.53944	1.02280	3.15849	0.387166
P4	0.54712	0.465268	1.06237	1.86506	2.3982	1.80214	0.85386	-0.06779	-1.01116
P5	0.07429	0.03184	-0.0067	-0.02383	0.03180	0.36416	1.31582	3.319032	6.46376

VII-5)-détermination de k_{α} moy pour chaque poutre et chaque cas du chargement :

Les différentes surcharges seront placées transversalement de manière à obtenir les valeurs maximales de $k_{\alpha\ moy}$ qui correspond à la plus défavorable.

VII-5-1)-Cas de surcharge uniformément réparti :

$$k_{\alpha moy}=\frac{\sum A_i}{L}$$

Ai : Aire d'influence élémentaire de la surcharge (I-SIMPSON)

L : Largeur surchargée.

L'aire Ai sera calculée à l'aide de formule de SIMPSON qui est la suivante :

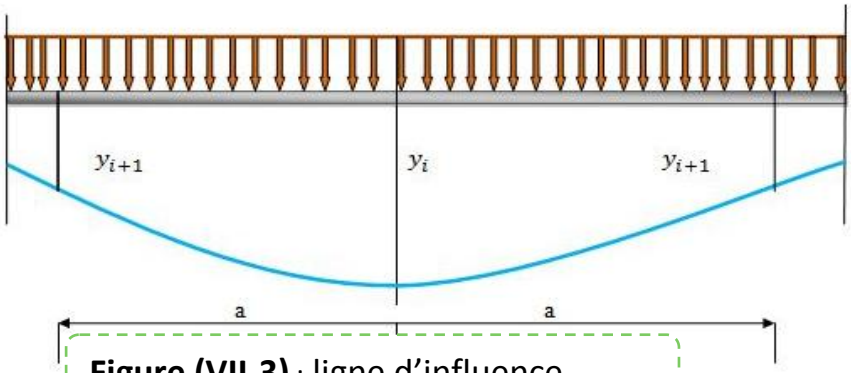


Figure (VII-3) : ligne d'influence

$$Ai=\frac{\alpha}{3}(yi_{-1}+4yi+yi+_1)$$

a : le pas e progression qu'on prend égal à 0.25 et cela pour réduire l'erreur au maximum.

$$Y_i=\left[\frac{y_{\ i}-1\ +y_i+1}{2}\right]$$

$$\mathbf{K_{\alpha}moy}=\frac{\sum \boldsymbol{p_1}.\boldsymbol{k_i}(\boldsymbol{y})}{\sum \boldsymbol{p_i}}$$

Dans les systèmes Bc et Bt, les surcharges identiques dans chaque file de convoi, donc on peut écrire la formule précédente sous la forme :

$$K_{\ \alpha}=\frac{\sum k_i(y)}{n}$$

« n »étant le nombre de surcharge concentrées.

Lés valeurs de $K_{\ \alpha moy}$ seront dressés dans le tableau ci après :

Tableau VII-9 : valeur de $k_{\alpha moy}$ pour chaque poutre :

Surcharges	N.V.C	P_1	P_2	P_3	P_4	P5
A(L)	01 voie	2.30884	2.17	1.97320	1.67693	1.36352
	02 voies	1.154423	1.08501	0.98660	0.838465	0.681764
	03 voies	0.76961	0.72323	0.65773	0.65785	0.45450
Trottoirs	01trottoir	2.8602	1.1595	1.70068	2.2997	3.01484
	02trottoirs	1.4301	0.57982	0.85040	1.14998	1.50753
B_C	01 convoi	2.23114	1.9865	1.688188	1.31473	0.94353
	02 convois	1.5155	0.9932	0.84409	0.65736	0.47176
	03convois	0.74371	0.66216	0.5272	0.43824	0.31451
Mc_{120}	/	0.83853	0.83853	0.625983	0.43069	0.289078
D_{240}	/	0.9954	0.3398	0.64	0.43557	0.2638

VII-6)-calcule des moments fléchissant et efforts tranchants réels dans chaque poutre :

- **Moment fléchissant réel :**

1 $M(X) = \frac{M0(x)}{n} . k_{\alpha\ moy}$

$M_0(x)$: Etant le moment fléchissant longitudinale totale produit par un changement sur tout le tablier.

n : est le nombre de poutres principales

- **Efforts tranchant :**

$T_0(x)$: Etant l'effort tranchant total produit par un changement sur tout le tablier à l'abscisse x

Les valeurs des efforts internes M(x), T(x) ainsi leurs combinaisons pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci – après :

Tableau (VII.10) : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P5 :

)	Système	G	Al	Tr	Bc	M_{c120}	D_{240}
	NCV	/	**3CONV**	**Tr2**	**3Conv**	/	/
Section	K/n	1	0.045450	0.15075	0.0314510	0.028907	0.02638
0.0L	M (t.m)	0	0	0	0	0	0
	T(t)	41.75	4.2	2.58	9.81	0.45	
0.1L	M (t.m)	68.13	18.22	2.61	12.62	9.10	15.82
	T(t)	33.28	6.96	1.52	3.49	2.35	2.13
0.2L	M (t.m)	129.86	33.68	5.14	21.47	15.17	23.30
	T(t)	23.75	5.5	0.94	3.05	2.08	2.13
0.3L	M (t.m)	173.31	45.49	6.76	28.46	20.03	26.68
	T(t)	14.81	3.71	0.53	2.06	1.38	1.53
0.4L	M (t.m)	196.41	49.49	7.75	0.66	22.13	31.5
	T(t)	5.55	1.08	0.19	31.64	0.43	0.47
0.5L	M (t.m)	201.42	53.34	7.8	33.4	23.27	33.29
	T(t)	0	0	0	0	0	0

Tableau (VII.11) : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_4 :

)	Système	G	Al	Tr	Bc	M_{c120}	D_{240}
	NCV	/	**CONV3**	**Tr2**	**Conv3**	/	/
Section	K/n	1	0.065785	0.114998	0.04382	0.043069	0.043557
0.0L	M (t.m)	0	0	0	0	0	0
	T(t)	40.39	12.08	1.17	7.33	5.27	7.48
0.1L	M (t.m)	86.87	29.76	2.30	21.16	15.75	25.73
	T(t)	28.7	7.43	0.98	4.98	3.6	5.18
0.2L	M (t.m)	126	40.66	3.72	28.10	20.68	33.56
	T(t)	23.14	6.61	0.69	5.09	3.71	5.4
0.3L	M (t.m)	179.87	56.80	5.56	39.30	28.96	46.66
	T(t)	11.30	3.79	0.19	3.66	2.81	3.45
0.4L	M (t.m)	194.94	63.33	5.83	44.80	33.40	53.44
	T(t)	4.88	1	0.06	1.71	1.56	0.98
0.5L	M (t.m)	201.29	65.60	5.95	46.54	34.67	54.96
	T(t)	0	0	0	0	0	0

Tableau (VII.12) : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_3 :

)	Système	G	Al	Tr	Bc	M_{c120}	D_{240}
	NCV	/	**CONV3**	**Tr2**	**Conv3**	/	/
Section	K/n	1	0.065773	0.085040	0.056272	0.062598	0.064
0.0L	M (t.m)	0	0	0	0	0	0
	T(t)	39.27	14.38	0.61	13.12	8.85	12.59
0.1L	M (t.m)	79.79	31.76	1.64	26.14	22.52	29.25
	T(t)	26.97	8.63	0.49	10.36	6.58	9.84
0.2L	M (t.m)	153.03	59.17	3.24	49.55	39.72	59.62
	T(t)	15.60	4.31	0.27	6.38	5.13	6.04
0.3L	M (t.m)	193.76	73.56	4.19	59.83	47.06	76.09
	T(t)	4.99	1.11	0.07	4.68	4.42	3.25
0.4L	M (t.m)	200.14	75.92	4.33	58.67	49.17	80.19
	T(t)	0.87	0.79	-0.1	3.83	3.31	0.53
0.5L	M (t.m)	201.3	77.19	4.44	59.76	50.39	81.65
	T(t)	0	0	0	0	0	0

Tableau (VII.13) : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_2 :

	Système	G	Al	Tr	Bc	M_{c120}	D_{240}
	NCV	/	**CONV3**	**Tr2**	**Conv3**	/	/
Section	K/n	1	0.072323	0.057982	0.066216	0.083853	0.083398
0.0L	M (t.m)	0	0	0	0	0	0
	T(t)	40.48	18.12	0.28	16.09	20.78	22.22
0.1L	M (t.m)	86.88	36.00	1.40	33.88	35.31	42.87
	T(t)	28.59	12.02	0.27	12.46	15.19	17.38
0.2L	M (t.m)	126.37	53.64	1.84	48.91	49.21	68.15
	T(t)	22.83	8.94	0.29	10.04	12.72	12.61
0.3L	M (t.m)	180.41	76.41	2.63	66.98	63.58	96.01
	T(t)	10.78	3.62	0.15	7.29	10.82	9.33
0.4L	M (t.m)	194.87	82.21	2.89	70.64	66.63	102.49
	T(t)	4.98	1.24	0.06	5.85	10.35	6.33
0.5L	M (t.m)	201.18	84.89	3	70..02	67.5	105.23
	T(t)	0	0	0	0	0	0

Tableau (VII.14) : efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre p_1 :

)	Système	G	Al	Tr	Bc	M_{c120}	D_{240}
	NCV	/	**CONV3**	**Tr2**	**Conv3**	/	/
Section	K/n	1	0.076961	0.14301	0.074371	0.083853	0.09954
0.0L	M (t.m)	0	0	0	0	0	0
	T(t)	40.54	19.62	0.31	21.23	13.77	45.42
0.1L	M (t.m)	67.92	27.99	3.74	28.73	20.22	43.36
	T(t)	32.45	15.06	0.58	17.72	12	26.38
0.2L	M (t.m)	129.82	57.18	5.20	54.87	42.19	80.38
	T(t)	23.57	10.89	0.48	14.25	9.54	23.01
0.3L	M (t.m)	172.54	76.74	6.58	71.62	55.43	105.50
	T(t)	14.54	6.46	0.31	11	8.22	18.38
0.4L	M (t.m)	195.29	86.99	7.39	78.4	62.76	120.5733
	T(t)	4.92	1.28	0.09	7.87	6.13	10.28
0.5L	M (t.m)	201.55	90.32	7.4	78.82	65.19	126.19
	T(t)	0	0	0	0	0	0

Rq : ⟹ la poutre 1 c'est la poutre la plus sollicité

-Les efforts maximum sont donnés dans le tableau suivant :

Système	Effort tranchant T_{MAX}(t)	Moment fléchissant M_{MAX} (t.m)
G	**41.75**	**201.55**
trottoir	**2.58**	**7.99**
Al	**20.61**	**90.32**
Bc	**22.4**	**78.98**
D240	**43.36**	**126.19**
Mc120	**20.78**	**67.5**

Tableau VII-15)-:combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

Action prépondérante	combinaison
ELU	**1.35G + 1.6 (A(l) + QTrot)**
	1.35G + 1.6 (BC + QTrot)
	1.35G + 1.35MC120
	1.35G + 1.35D240
ELS	**G + 1.2 (A(l) + QTrot)**
	G + 1.2 (BC + QTrot)
	G + MC120
	G + D240

Tableau (VII.16) : Efforts internes réels engendrés par les charges dans les poutres après combinaisons

		My (t.m)	Tz (t)
ELU	Al	**424.5945**	**93.466**
	Bc	**411.2445**	**96.3305**
	Mc_{120}	**363.2175**	**84.4155**
	D_{240}	**442.449**	**114.898**
	Al	**319.522**	**69.578**
	Bc	**305.914**	**71.726**
	Mc_{120}	**268.83**	**62.53**
	D_{240}	**327.74**	**85.11**

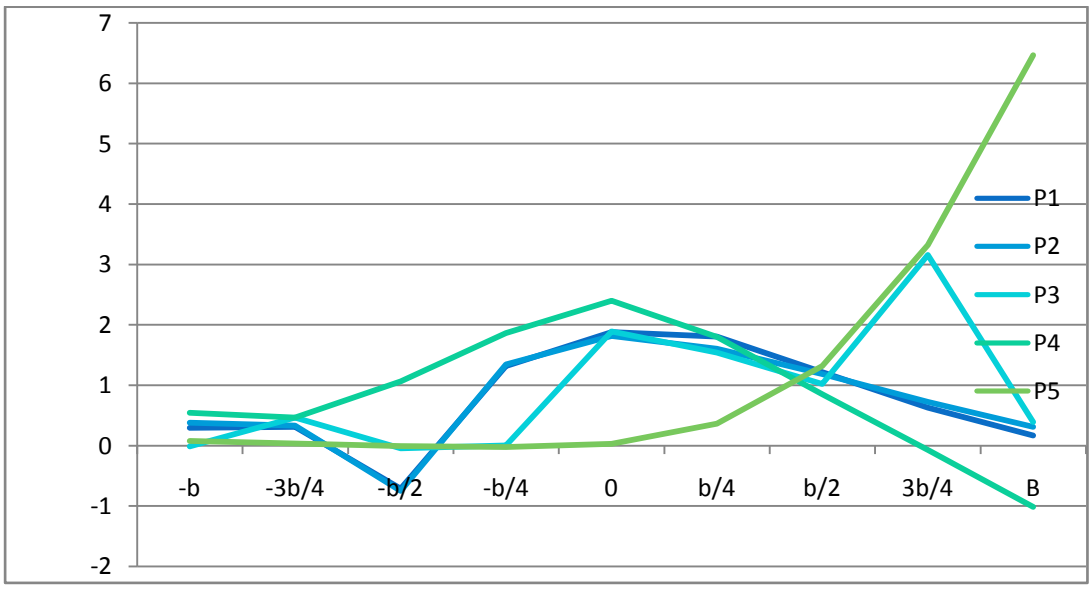


Figure.VII.4 : Les lignes d'influence des poutres.

Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

VIII-1) Présentation du logiciel robot :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.
Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes,
Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

VIII-2) Modèle de calcul :

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.
Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.
En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples.
Vu que le pont est constitué de 06 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

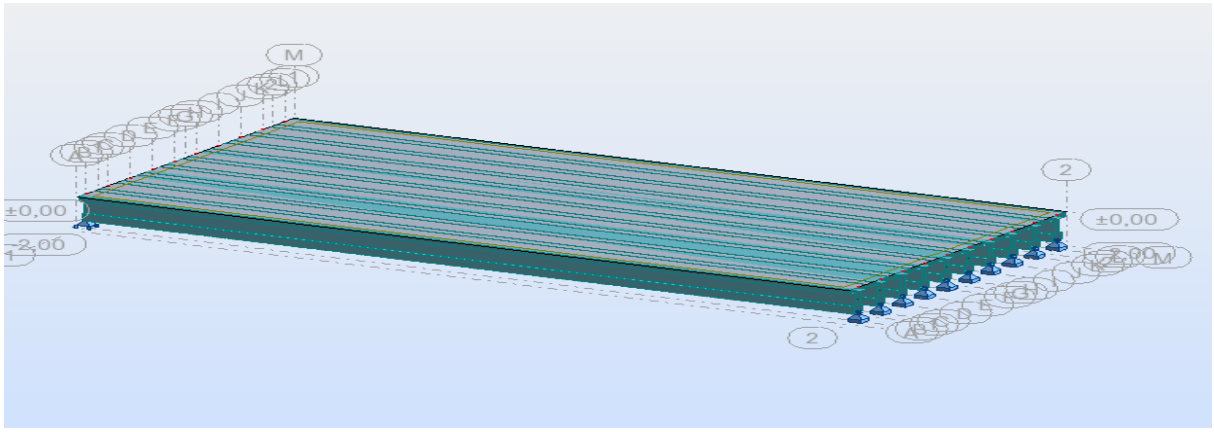


Fig. VIII-1 : vue du modèle du tablier en 3D

VIII-2-1) Les cas de charge considérés :

Désignation	valeur
Poids propre du tablier G	31.74
Surcharge sur trottoir Qt	0.225
Surcharge A(l)	0.972 t/m²
Système Bc	**Charge concentré 30 KN pour les essieux avant et 60 KN pour les essieux arrière**
MC120	19.35t /ml
D240	123.9 t /ml

Tableau VIII-1 : valeurs des charges considérées

VIII-2-2) Les combinaisons de charges :

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	combinaison
ELU	**1.35G + 1.6 (A(l) + QTrot)**
	1.35G + 1.6 (BC + QTrot)
	1.35G + 1.35MC120
	1.35G + 1.35D240
ELS	**G + 1.2 (A(l) + QTrot)**
	G + 1.2 (BC + QTrot)
	G + MC120
	G + D240

Tableau VIII-2:combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

VIII-3) Effort interne dans les poutres :

a) Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable **1.35G + 1.35D240** à l'E.L.U **G + D240**à l'E.L.S

Mmax = 487.14 t.m à l'ELU

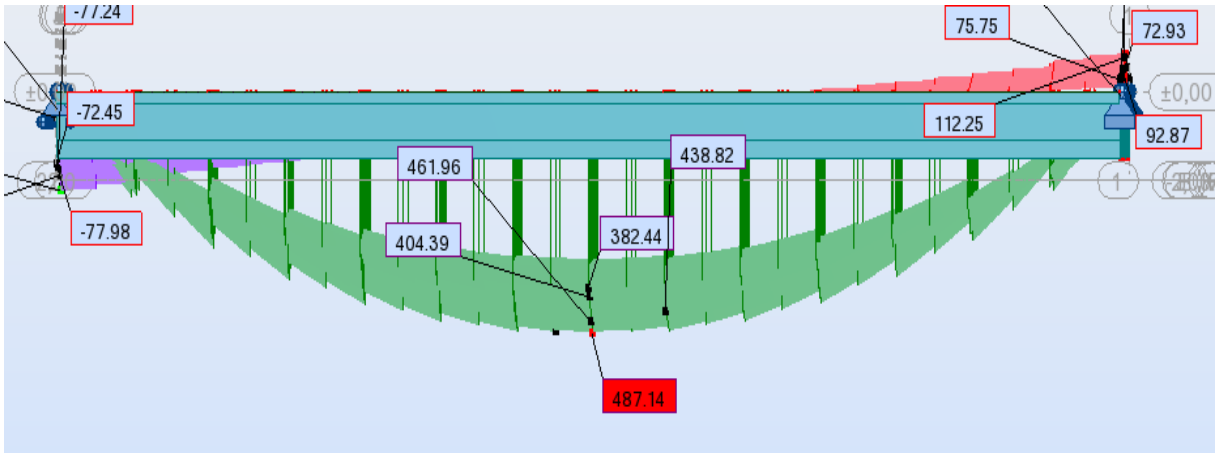


Fig. VIII-2 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

M_{max} = 360.84 t.m à l'ELS

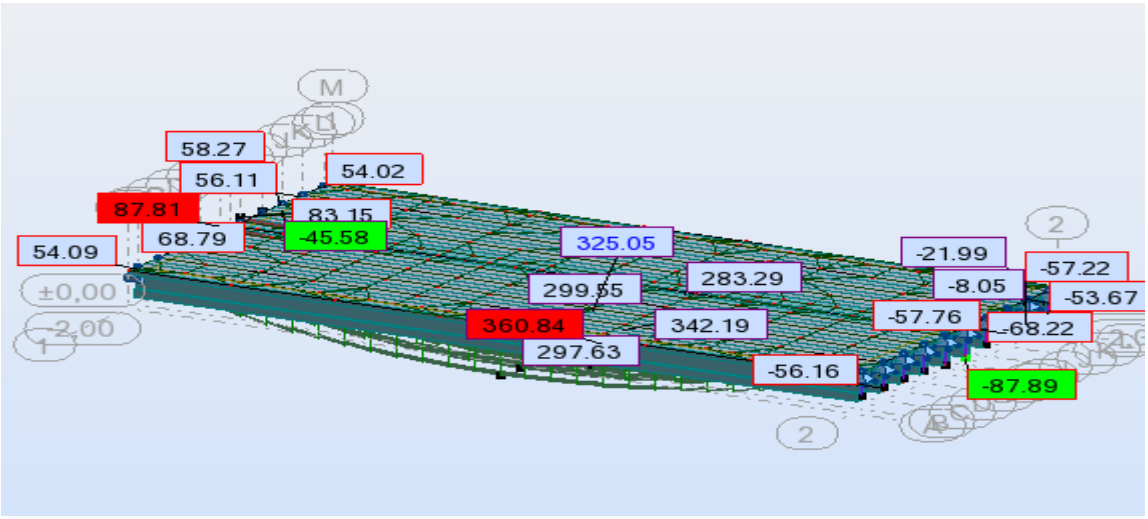


Fig. VIII-3 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) Effort tranchant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable**1.35G + 1.35D240** à l'E.L.U et **G + D240** à l'E.L.S

Tmax = 87.81T a l'ELS

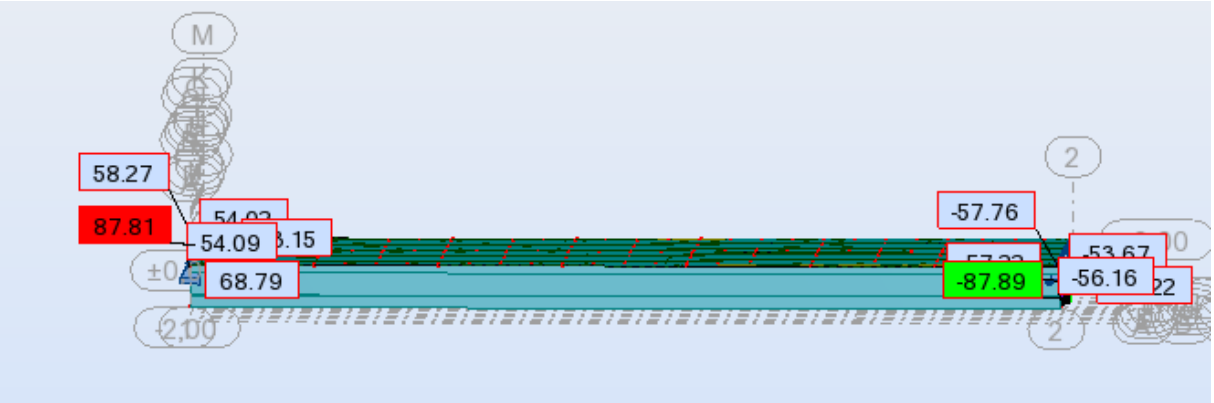


Fig. VIII-4 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

T_{max} = 118.55 Ta l'ELU

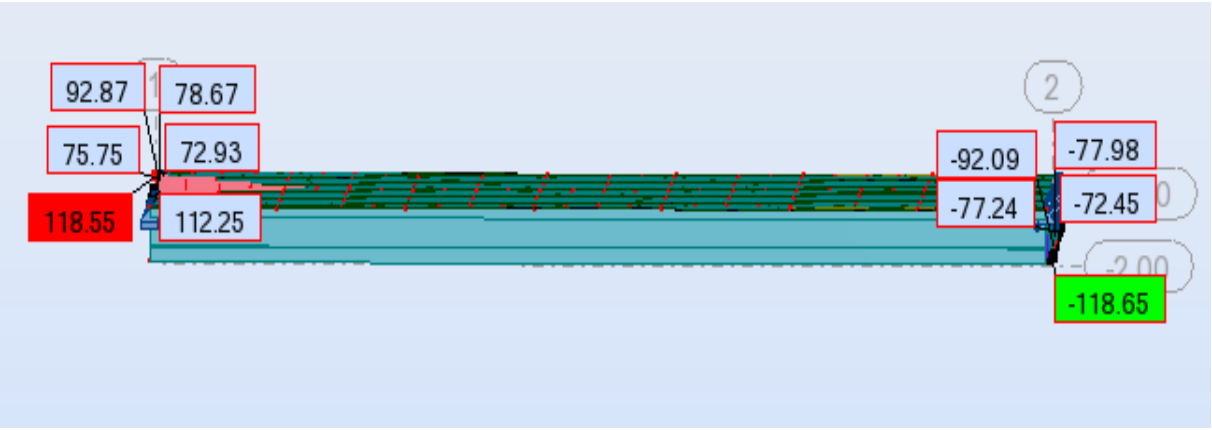


Fig. VIII-5 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

Rq : M_{min} =203.07 t.m est donnée sous le poids propre G

VIII-4) Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

VIII-4-1) flexion longitudinale

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison **(1.35G + 1.35D240)** à **l'E.L.U.**

M_{max}=0.86T.m

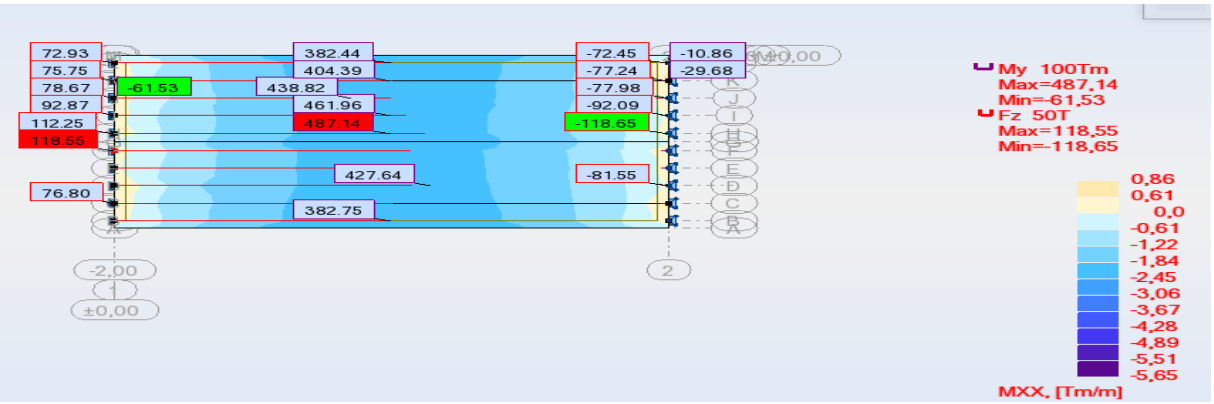


Fig. VIII-6 Moment maximum longitudinal dans la dalle

M_{min}=-1.53T.m

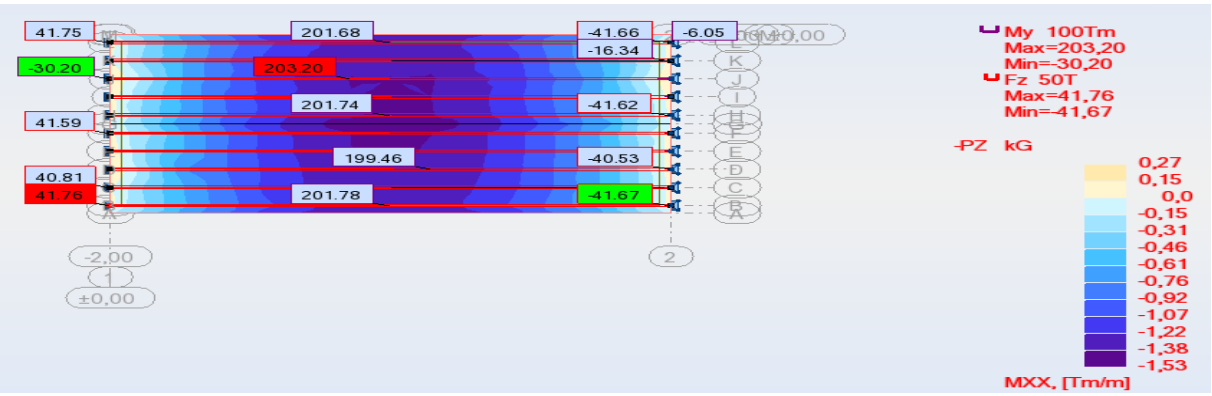


Fig. VIII-7 Moment minimum longitudinal dans la dalle

VIII-4-2) flexion transversale :

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison **(1.35G + 1.35D240)** à l'ELU

M_{max}= 2.06T.m

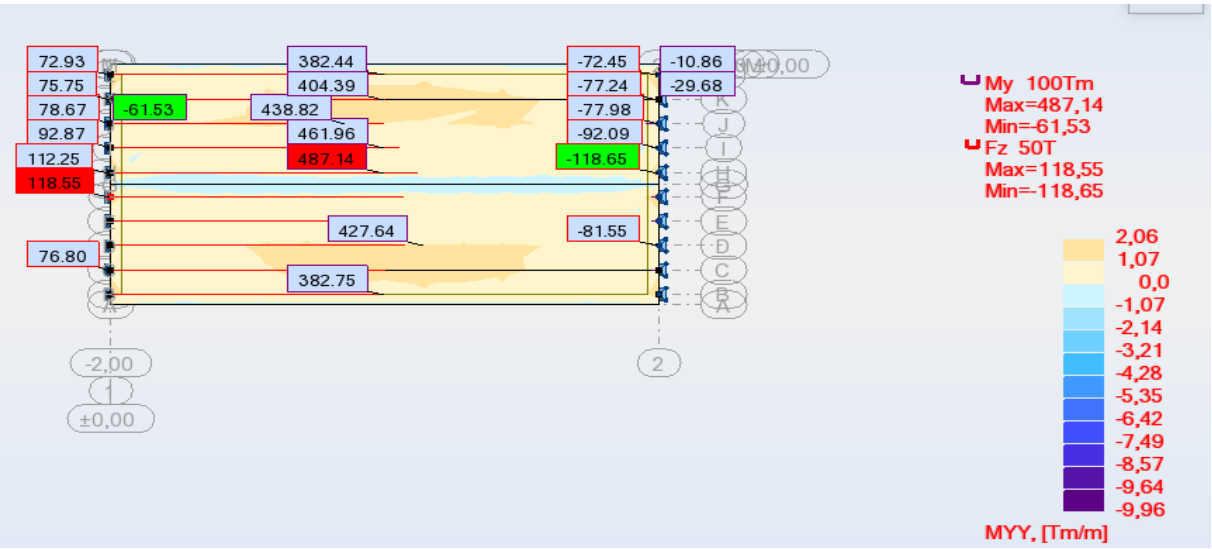


Fig. VIII-8 Moment maximum transversal dans la dalle

M_{min}= -0.55T.m

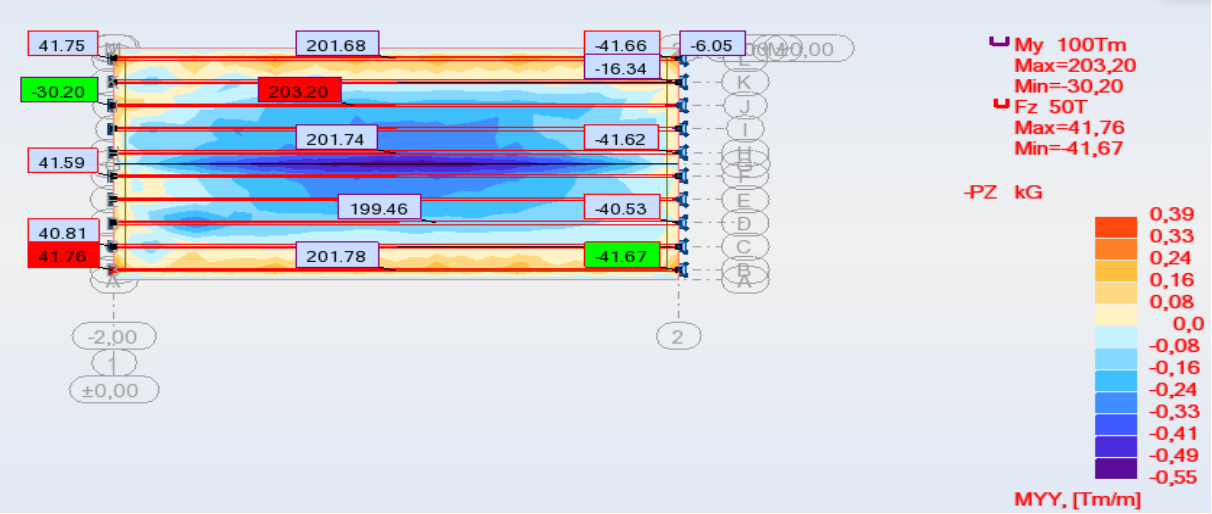


Fig. VIII-9 Moment minimum transversal dans la dalle

VIII-4-3) ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle revient à étudier une section rectangulaire de dimensions **b=100 cm** et **h=25 cm** le calcul se fera par logiciel **ROBOT EXPERT 2010** selon les règles du **B.A.E.L.91** avec les vérifications Des sections a **l'E.L.S.**

	[-]Ax Principal [cm2/m]	[-]Ay Perpendiculaire	[+]Ax Principal [cm2/m]	[+]Ay Perpendiculaire
MAX	0,36	12,50	3,52	3,65
Panneau	21	21	21	21
Noeud	39	254	39	39
MIN	0,0	0,0	0,0	0,0
Panneau	21	21	21	21
Noeud	1	47	1	5

Armature inferieure longitudinale sous **Mmax = 2.06 t.m**
Ainf = cm2 alors on utilisera pour les armatures inferieure longitudinale
- Armature supérieure longitudinale sous **Mmin= -0.55 t.m**
Asup=cm2 alors on utilisera pour les armatures supérieure longitudinale

VIII-5) étude à La torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.
Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace :

Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considéré les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse.
On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

VIII-5-1) Effet de la torsion :

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion « τ » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b (a> b) ; par la formule :

$$\tau = k.b.a^3$$

La valeur de k dépend du rapport : R=b/a est donnée par la formule empirique suivante :

$$K=\frac{1}{3} - (0.051+\frac{0.168}{R}) \ e^{-0.13R}$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion « τ ».

Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections :

-L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle-Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

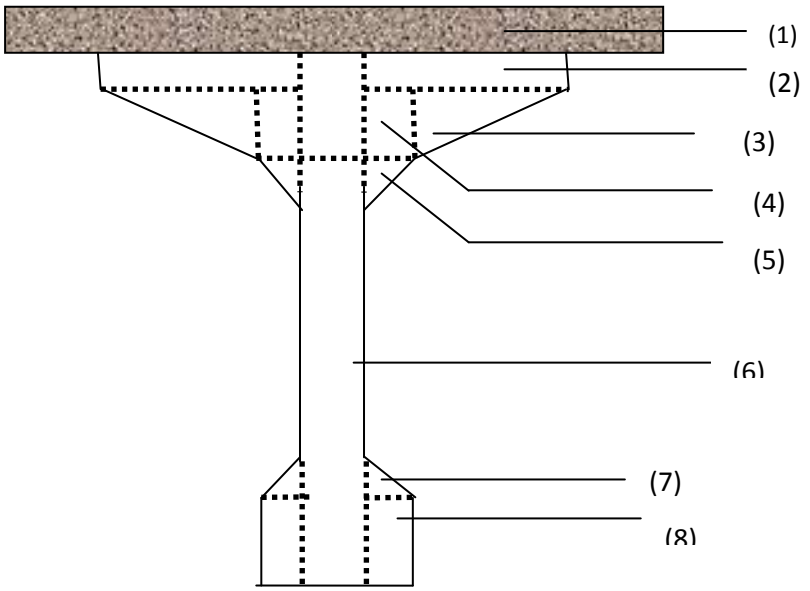


Figure-VIII-10 : section de torsion.

Elément N°	a(m)	b(m)	R	K	τ*10^{-4}(m^{-4})
1	0.25	1.50	6	0.297	69.60
2	0.115	1.04	9.04	0.311	4.91
3*2	0.04	0.30	7.5	0.305	0.058
4*2	0.04	0.045	1.125	0.160	0.0046
5*2	0.06	0.045	0.75	0.083	0.008262
6	0.15	3.5	23.333	0.330	259.87
7*2	0.16	0.125	0.781	0.0929	0.475
8	0.20	0.60	3	0.260	12.48
$\Sigma\tau_i$	//	//	//	//	347.405

Tab-VIII-3 : calcul de l'inertie de torsion τ.

$\tau_{\text{âme}} = 259.87.10^{-4}\text{m}^4$

$\tau_{\text{total}} = 347.405.10^{-4}\text{m}^4$

$\frac{\tau_{\text{âme}}}{\tau_{\text{total}}} = 0.7480$ (L'âme reprend **74.80**% du moment de torsion total applique sur la poutre)

Etat	M. poutre (t.m)	M.ame (t.m)
E.L.U	14.36	10.74
E.L.S	10.64	7.958

Tab-VIII-4 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

VIII-5-2) Calcul des contraintes tangentielles de torsion :

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b (a<b) est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\boldsymbol{\tau_{\text{àme}}=\frac{Mt}{a3}\cdot\frac{1}{R}\left(4.81-1.81.\frac{R-1}{\sqrt{2+R2}}\right)}$$

$$\boldsymbol{a=a_{net-\emptyset/2}}$$

$\emptyset$: 8 cm est le diamètre extérieur de la gaine.

$$a = 25 - \frac{8.5}{2} = 20.75 \text{ cm}$$

On à :

b =150 cm

$$\Longrightarrow \quad R=\frac{b}{a}=\frac{150}{20.75}=7.228$$

$$\boldsymbol{\tau_{\text{àme}}=\frac{Mt}{0.31^3}\cdot\frac{1}{5.48}\left(4.81-1.81.\frac{5.48-1}{\sqrt{2+5.48^2}}\right)}$$

$$\boldsymbol{\tau_{\text{àme}}=Mt.0.045}$$

Donc :

$$\text{E. L. U} \Longrightarrow \tau_{\text{âme}} = 0.045 * 14.36 = 0.947 \text{ Mpa}$$
$$\text{E. L. S} \Longrightarrow \tau_{\text{âme}} = 0.045 * 10.64 = 0.702 \text{ Mpa}$$

NB: les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

IX-1-introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées toute on joignant la sécurité à l'économie.
Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour application de forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton.
Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travail à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.
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.



Figure-IX-1 : une poutre fabriquée en béton précontrainte

IX-2- Procédés de la précontrainte :

La méthode de préfabrication des poutres se fait par la manier suivante

- nettoyage des moules.
- mise en place d'huile de décourage sur les moules.
- déroulement des armateurs.
- mise en place des armatures passives.
- mise en place des moules dans leurs position finales.
- mise en place des déviateurs éventuels.
- mise en tension des files.
- mise en place du béton par pont –roulant ou grue.
- vibration du béton.
- étuvage ou chauffage du béton.
- décoffrage.
- découpage des fils aux plaques d'ancrages de l'extrémité du banc.

➢ Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à laide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur la plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectué au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

➢ Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou évents dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un évent à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.
La recette d'un coulis de ciment : **25kg** de ciment + **6kg** de sable **0/2** mm (tamisé) + **12litre** d'eau+ Plastifiant (**750g** intra plat de Sika).

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.





Figure-IX-2 : la mise en tension des câbles.

IX-3-Définition des classes de vérification :

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entrainer 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.

1. 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 nucléaires ou autres enceinte étanche.

2. 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.

3. 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 projet de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (Neige, pluie …etc.) L'ouvrage est calculé en classe II.

IX-4-Dimensionnement de la précontrainte :

IX-4-1-Précontrainte minimale :

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est :

$$P_{min} = \sup \{ p_I ; p_{II} \} \text{.....IX-1}$$

Avec :

P_I : Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sous critique.

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sur-critique.

IX-4-2-Détermination de l'intensité de la précontrainte :

Mmax =**360 t. m** Sous la combinaison la plus défavorable **G + 1.2 (A(l) + Q Trot)**

Mmin = 203,07 t. m Sous(G) le poids propre du tablier.

ΔM = 360 −203,07 = 156,93 t. m

	$B\ (cm^2)$	$I_G(cm^4)$	$V(cm)$	$V'(cm)$	$\rho\%$	$S\Delta\ (cm^3)$	$r^2(cm^2)$
Poutre seule	5759,14	14699777,46	74,63	75,37	45	434092,294	2552,43
Poutre+hourdis	9321,64	29823230,14	68,29	106,71	43	994717,294	3199,35

Tableau-IX-1 : Caractéristique de la section nette.

Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

$\overline{\sigma_{ti}} = -\ f_{t28} = -3{,}3\text{MPa}$ (dans la section d'enrobage)

$\overline{\sigma_{ti}} = -1{,}5\ f_{t28} = -4{,}95\text{MPa}$ (hors de la section d'enrobage)

a) cas d'une section sous critique :

Nous somme en classe II et Pi est déterminée par la formule suivant :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho . h} + \frac{B}{h}(v.\overline{\sigma_{ti}} + v'.\overline{\sigma_{ts}}) \dots\dots\dots\dots\dots \text{(classe II)}$$

$$P_I = \frac{156{,}93 \times 10^3}{0{,}45 \times 150} + \frac{5759{,}14}{150} X150(-3{,}3X10^{-1}) = 424{,}372\ \textbf{KN}$$

b) cas d'une section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho v + v' - d'}$$

avec: $d' = 1.5 * \phi = 1.5 * 8.5 = 12.75$ cm $\Leftrightarrow$ on admit: $d' = 13$ cm.

$d' = 13\text{cm}$ enrobage des armatures de précontrainte

$$P_{II} = \frac{360.10^3 + 0{,}45.5759{,}14.74{,}63(-3{,}3X10^{-1})}{(0{,}45.74{,}63 + 75{,}37 - 13)} = 3086{,}64\text{KN}$$

$\mathbf{P_{II}} = 3086{,}64\text{KN}$

$P_{II} > P_I$ =>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 $\mathbf{P_I}$ n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$P_{min} = \sup\{424{,}372; 3086{,}64\} = 3086{,}64$ KN

Alors l'excentricité $e_p = -(V' - d') = -75{,}37 + 13 = -63{,}37\text{cm}$

IX-4-3-Calcul du nombre de câbles :

On suppose une perte de précontrainte de 32%

$$P_0 = \frac{Pmin}{0{,}68} = \frac{3086{,}64}{0{,}68} = 4539{,}176\text{KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15.

- Diamètre des câbles : 15 mm
- Diamètre extérieur de la gaine : 8.5 cm.
- Section minimal du câble : 140 mm²
- fpeg = 1583 Mpa

- fprg = 1660 Mpa
σ_{P0} = min {0.8 X fprg, 0.9 X fpeg} ⇔ min {1328 ; 1424,7}
σ_{P0} = 1488 Mpa
$P_{01} = \sigma_{P0}$ X A = 1328X140X12X10^{-3}= 2231, 04KN

Le nombre de câbles :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = 2{,}034$$

Soit 03 câbles de 12T15

$$P_{min} = 3 \text{ X } 2231{,}04 = 6693{,}12\text{kN}$$

IX-4-4-Vérification des sections :

$$\begin{cases} P/B + P*e_0 *V/I + Mmin*V/I \geq \bar{\sigma}ts \\ P/B - P*e_0 *V'/I - Mmin*V'/I \leq \bar{\sigma}ci \end{cases} \qquad \begin{cases} P/B + P*e_0 *V/I + Mmax*V/I \leq \bar{\sigma}cs \\ P/B - P*e_0 *V'/I - Mmax*V'/I \geq \bar{\sigma}ti \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{cs}$; $\bar{\sigma}_{ci}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ts}$; $\bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

IX-4-4-1-Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait à 14 ème jours.

a. contrainte limite en compression :

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 * f_{c14}$$

$$f_{c14} = \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} \text{X } f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 45\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \text{ X } 38{,}461 = 23{,}076\text{Mpa}$$

b. contrainte limite en traction :

$f_{t14} = 0.6 + 0.06 * f_{c14} = 2{,}90$ Mpa
$\bar{\sigma}_t = \{ -(0.6 + 0.06 * f_{c14}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ti} = 0.6 + 0.06 * 38{,}461 = -2{,}9$ Mpa (dans la zone d'enrobage).
$-1.5 * f_{t14} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{ti} = 1.5 * 2.9 = -4.35$Mpa (hors section d'enrobage).

-Vérification des contraintes supérieure :

A la mise en tension n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 1{,}625$t/ml
$M_{min} = M_G = 1{,}625 * 30{,}33^2/8 = 186{,}856$ t/ml = 186,856 KN/m
Les câbles seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10 %.
$P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * P_{min} * \Delta\sigma \Longrightarrow P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * 0.1 * P_{min}$

D'où : $P = 0.94 * P_{min} = 0.94 * 6693,12 = 6291,532$ KN

$$\sigma_{ts}=\frac{p}{B}+\frac{P*e*V}{I}+\frac{Mmin*V}{I} \geq \bar{\sigma}ts$$

$$\Longleftrightarrow \quad \frac{6291,532}{5759,14}+\frac{6291,532x(-63,37)x74,63}{14699777,46}+\frac{1868,56x74,63x10^2}{14699777,46}$$

$= 0,01695 kKN/cm^2 = 0,1695$ Mpa ≥ -4,35 Mpa condition vérifiée.

- Vérification des contraintes inférieure :

$$\sigma_{ts}=\frac{p}{B}-\frac{P*e*V}{I}-\frac{Mmin*V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}=23,076Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{ci}=\frac{6291,532}{5759,14}-\frac{6291,532x(-63,37)x74,63}{14699777,46}-\frac{1868,56x74,63x10^2}{14699777,46}$$

$= 1,092$ KN/cm²$=10,92$ Mpa

10,92 Mpa ≤ 23,076Mpa condition vérifiée.

⟹ Donc au 14 éme jour les contraintes sont vérifiées.

Conclusion :

On dispose une seul famille de câble, c'est-à-dire 03 câbles de 12T15 sur l'about de la poutre.

IX-4-5-Tracé du câble :

a. Tracé des câbles moyen fictif :

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.
La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment Mp qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

b. Positionnement des câbles :

Les câbles son 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 précontrainte, l'angle de relevage des câbles est $2° < \alpha < 20°$.
Les câbles de la deuxième famille est ancré dans des couches situées en fibre supérieure des poutres, l'angle de relevage est $20° < \alpha < 30°$, ce qui assure une bonne réduction de l'effort tranchant, dans notre cas on possède que des câbles de la première famille. $2° < \alpha < 20°$

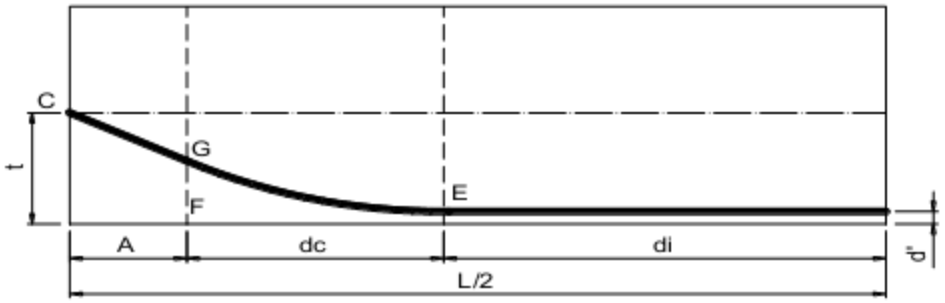


Figure-IX-3 : Tracé d'un câble.

E : point de début de relevage.
t : hauteur du point « c » par rapport à la fibre inférieure.
EG : tronçon parabolique d'équation $y = ax^2$
GC : tronçon rectiligne pour permettre la 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 $Y = a * x^2$ pour $x = d_c$

$$\text{Donc : } y' = (d_c) = 2 * a * d_c = \text{tg}\,\alpha \Longrightarrow a = \frac{\text{tg}\,\alpha}{2dc}$$

$$GC = a * d_c^2 = t - d' - GC * \sin\alpha$$

$$A = GC * \cos\alpha \Longrightarrow GC = \frac{A}{\cos\,\alpha} \Longrightarrow GC * \sin\alpha = A * \text{tg}\alpha$$

$$\Longrightarrow a * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg}\alpha \Leftrightarrow \frac{\text{tg}\,\alpha}{2 * dc} * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg}\alpha$$

$$d_c = \frac{2}{tg\ \alpha} * (t - d' - A * \text{tg}\alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit A = 1 m, et on trouve :

$$d_c = \frac{2}{tg\ \alpha} * (t - \text{tg}\alpha - d')$$

b. Disposition des câbles :

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.
- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement.
- L'enrobage minimal est pris égale : c = 10 cm.

Avec cette disposition, on aura :
P1 + P2 + P3 = R Et P1 = P2 = P3 = P
P1 + P2 + P3 = R Et P1 = P2 = P3 = P
Σ M/fibre inf = 0 $\Longrightarrow R * V' = P1 * d + P2 * (d + a') + P3 * (d + 2a')$
Donc :
$R * V' = P * (3d + 3a') \Longrightarrow 3P * V' = P * (3d + 3a')$

$\Longrightarrow V' = d + a'$

$a' = V' - d \Longrightarrow 75,37 - 40 = 35,37\text{cm}$
$V - a' = 74,63 - 35,37 = 39,26\text{cm} > c = 11$ cm.

La disposition à adopter est données comme suit :

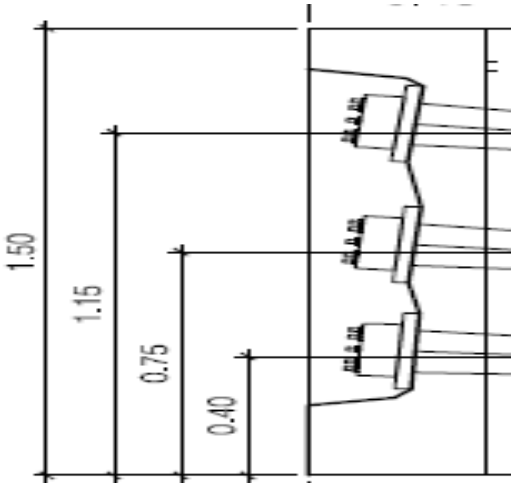


Fig. IX.4 : disposition des câbles.

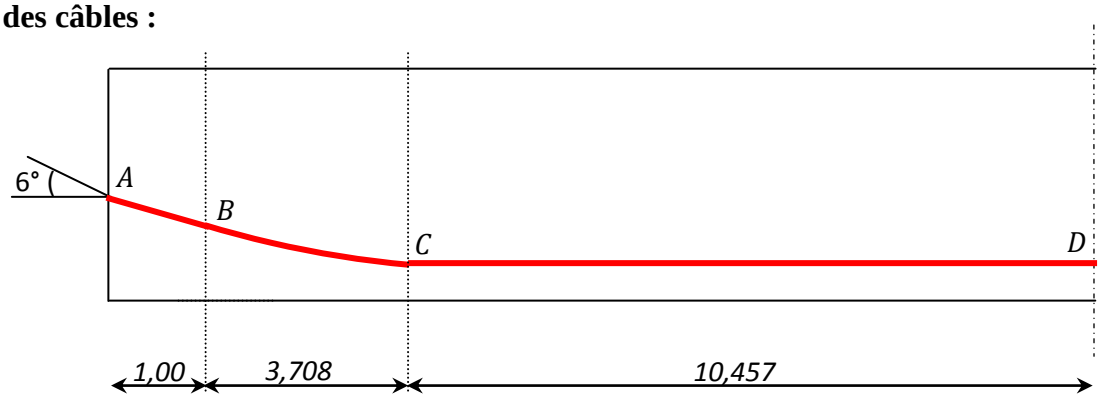
La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° du câble	α(°)	tgα	d′	T	dc	a
1er famille	1	6	0,1051	0,10	0,36	3,708	0,01417
	2	11	0,194	0,10	0,75	4,70	0,0206
	3	17	0,305	0,10	1,15	4,88	0,0312

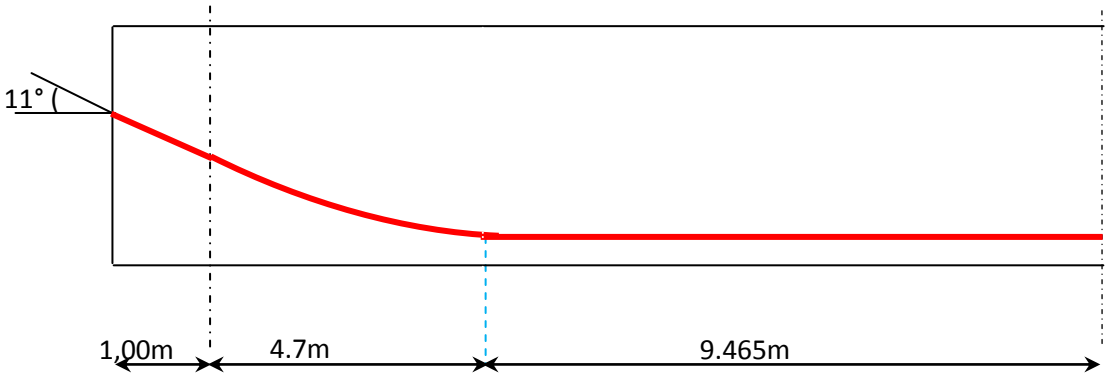
Tab. IX. 2 : paramètre de calcul des câbles.

Tracé des câbles :

Câble n° 01



Câble n°02



Câble N° 3

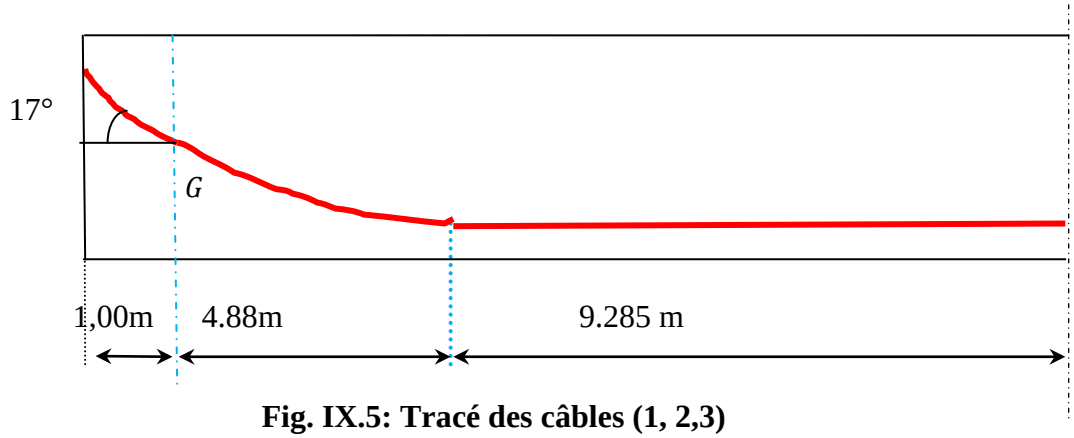


Fig. IX.5: Tracé des câbles (1, 2,3)

Longueur total du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable des efforts.

L_d : Longueur du tronçon droit du câble.

L_c : Longueur du tronçon parabolique du câble.

$$L_c = \frac{1}{4 * a} * [\ln * (a * d_c + \sqrt{1 + (2 * d_c)^2}) + 2 * a * d_c * \sqrt{1 + (2 * d_c)^2}]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

$$L_d = L_i$$

N° du Câble	Cosα	Lc(m)	Lr(m)	Ld(m)	Lt/2
1	0,9945	3,71	1,508	10,457	15,675
2	0,9816	4,72	1,528	9,465	15,713
3	0,9563	4,95	1,568	9,285	15,803

Tab. IX.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles.

Câble moyen fictif :

Dans tout élément en béton précontraint, 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 équivalant 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'appui : (trois câbles)

Câble (1) :$t = 0{,}4\text{m}$
Câble(2) :$t = 0{,}75\text{m}$
Câble(3) :$t = 1{,}15\text{m}$
Position du câble équivalent à la section d'about :

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0{,}4 + 0{,}75 + 1{,}15}{3} = 0{,}75\text{m}$$

Section du câble équivalent à 1,00 m de l'about :

$$t_i = d + a_i \times {x_i}^2 \text{ avec } x_i = dc_i$$

Câble n° 1 :$t_1 = d + a_1 \times {x_1}^2 = 0{,}11 + 0{,}01417 \times 3{,}708^2 = 0{,}3048$

Câble n° 2 :$t_2 = d + a_2 \times {x_2}^2 = 0{,}11 + 0{,}0206 \times 4{,}7^2 = 0{,}5650$

Câble n° 3 :$t_3 = d + a_3 \times {x_3}^2 = 0{,}11 + 0{,}0312 \times 4{,}88^2 = 0{,}8530$

Position de câble équivalent :

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0{,}3048 + 05650 + 0{,}8530}{3} = 0{,}574\text{m}$$

Section médiane (0.5L) :

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$t_1 = t_2 = t_3 = 0.11\text{ m} \Longrightarrow t_{moy} = \Sigma\, t_i / 3 = 0.11\text{ m}.$

Calcule des caractéristiques géométriques de la section nette :

Une fois le tracé des câbles est entièrement déterminer, il reste à vérifier que le tracé est bon.
Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respecter .d'ou en détermine les caractéristique géométrique des sections particulaires 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 :

$$\begin{cases} V = \sum Pi \,.\, sin\alpha_i = P.\ \sum sin\alpha_{\,i} \text{.....(IX. 2)} \\ N = \sum Pi \,.\, cos\alpha_i = P.\sum cos\alpha_i \end{cases}$$



Fig. IX.6: composantes de la force de précontrainte.

P : 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.

$$\Sigma P.\ Z_i\ .\cos\alpha_i\ =\ N.Z \quad \Longrightarrow \quad Z\ =\ \frac{\sum Z_i.\cos\ \alpha_i}{\sum\cos\ \alpha_i} \text{ .....(IX.5)}$$

Avec : $N = P\ \sum\cos\ \propto_i$

Tableau (IX-4) paramètres des câbles dans la section d'about (poutre seule)

N° câble	α(°)	sin α	cos α	Z_i(m)	Z_i cos α	Z_i^2 (m^2)
1	6	0,1045	0.9945	0.4	0.3978	0.16
2	11	0,1908	0.9816	0.75	0.7362	0.5625
3	17	0,2923	0.9563	1.15	1.0997	1.3225
Σ	/	0,5876	2,9324	2.3	2.2327	2.045

$$Z\ =\ \frac{\sum Z_i.\cos\alpha_i}{\sum Z_i} = \frac{2,2327}{2,9324} = 0,7613\text{m}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inferieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n\cdot\pi\cdot\emptyset_g^4}{64} + \frac{\pi\cdot\emptyset_g^2}{4}\sum Z_i^2 = \frac{3*3.14*8.5^2}{64} + \frac{3.14*8.5^2}{4}*204.5=12366.801\text{cm}^4$$

n : Nombre de câbles

Section des gaines : $B_{gaine} = \frac{\pi.\emptyset_{gaine}^2}{4}=56.716\text{cm}^2$

$$\emptyset_{graine} = 8\text{cm}$$

Dans notre cas : $B_{gaine} = n * 56.716 = 3 * 56.716 = 170.140\text{cm}^2$

$S_\Delta = Z * B = 76.13 * 170.148 = 12953.367\ \text{cm}^2$

Section d'about (poutre seule) :

Tableau. IX.5.Caractéristiques de la section d'about (poutre seule)

Désignation	B (cm^2)	Z (cm)	S_Δ (cm^3)	I_Δ (cm^4)
Section brute	6944	76.13	545689.3	59830941.6
Gaines	170.148	76.13	12953.367	12366.801
Section nette	6773.852	76.13	532735.933	59818574.8

$$V' = \frac{S_\Delta}{B} = \frac{532735.933}{6773.852} = 78.64\text{cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 78.64 = 78.64\text{cm}$$

$$I_G = I_\Delta - B \cdot (V')^2 = 59818574.8 - 6773.852 \times 78.64^2 = 17921058.54\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{17921058.54}{6773.852 \times 78.64 \times 78.64} \times 100 = 47\%$$

$$e_p = Z - V' = 90 - 94{,}68 = -4{,}68\text{cm}$$

V' (cm)	$V(cm)$	$I_G(cm^4)$	$\rho\%$	e_p
78.64	71.36	17921058.54	47	−2.51

Tab. IX.6 : 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 calculés.

Désignation	B (cm^2)	Z (cm)	S_Δ (cm^3)	I_Δ (cm^4)
Section brute	10694	7613	115564.3	159049691.6
Gaines	170.148	76.13	1253.367	12366.801
Section nette	10523.852	76.13	1142110.933	159037324.8

$$V' = \frac{S_\Delta}{B} = 108.52\text{cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 108.52 = 66.48\text{ cm}$$

$$I_G = 35088661.96\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = 46\%$$

$e_p = Z - V' = -32.39cm$

V' (cm)	$V(cm)$	$I_G(cm^4)$	$\rho\%$	e_p
108.52	41.48	35088661.96	74	-32.39

Tab. IX.7 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

Pour les autres valeurs des caractéristiques des différentes sections, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Section	Section d'appui		Section à 01 m de l'appui		Section médiane	
	P.S	P+H	P.S	P+H	P.S	P+H
B (cm^2)	6773.852	10523.852	6773.852	10523.852	5892.102	9642.102
V'	78.64	108.52	79.11	108.82	77.88	110.79
V	71.36	66.48	70.89	66.18	72.12	64.21
I_G	17921058.54	35088661.96	1741829032	34395980.34	17306351.72	33909823.18
ρ	47%	46%	46%	45%	52%	49%
e_p	-2.51	-32.59	-21.71	-51.42	-66.88	-99.79

Tab. IX.8 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

IX-5 - Le Fuseaux limite :

Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans la section.

Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans la section.

IX-5-1-fuseau limite de traction :

C'est le fuseau a l'intérieur du quel doit se trouver le tracé équivalant pour que les contraintes soient vérifiées sur toute la section qui est tracé a partir de la formule suivante :

$$-C' - \frac{M_{min}}{P} \leq e_P \leq C - \frac{M_{max}}{P}$$

Avec :

$C' = \rho * V'$

$C = \rho * V$

$e_0 = e_p + M/N$

C', C : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

M_{min} : Moment du aux charges permanentes.

M_{max} : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges.

$P = P_i * \Sigma \cos\alpha_i$

P : tension finale probable dans le câble

$P_i = 0.68 * P_0 = 0.68 * 2231.04 = 1517.1072$ KN

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Section	$\mathbf{0,00L}$	$\mathbf{0,25L}$	$\mathbf{0,50L}$
$\mathbf{M_{max}(t.m)}$	0,00	266.17	360.83
$\mathbf{M_{min}\ (t.m)}$	0,00	146.43	203.07
P (t)	444.87	455.132	455.132
ρ(%)	46%	49%	49%
$\mathbf{c = \rho.V(cm)}$	30.58	31.46	31.46
$\mathbf{c' = \rho.V'\ (cm)}$	49.91	54.28	54.28
$\frac{\mathbf{M_{min}}}{\mathbf{P}}\mathbf{(cm)}$	0,00	32.1730	79.28
$\frac{\mathbf{M_{max}}}{\mathbf{P}}(\mathbf{cm})$	0,00	58.4819	44.61
$-\mathbf{c'} - (\frac{\mathbf{M_{min}}}{\mathbf{P}})$	-49.91	-110.453	-115.897
$\mathbf{c} - (\frac{\mathbf{M_{max}}}{\mathbf{P}})\ \mathbf{(cm)}$	30.58	-27.0219	-47.82
$\mathbf{e_p}(\mathbf{cm})$	-32.39	-99.79	-99.79
Vérification	$-49.91 \leq -32.39 \leq 30.58$	$-110.453 \leq -99.79 \leq -27.02$	$-115.897 \leq -99,79 \leq -47.82$
Remarque	**Vérifiée**	**Vérifiée**	**Vérifiée**

Tab. IX.9 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).

IX-5-2) fuseau limite de compression :

C'est le domaine à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées en tout point. Il est tracé à partir de l'expression suivante :

$$-\mathbf{a'} - \frac{\mathbf{M_{min}}}{\mathbf{P}} \leq \mathbf{e_P} \leq \mathbf{a} - \frac{\mathbf{M_{max}}}{\mathbf{P}} \qquad \text{Avec :}$$

$a' = \min(e_1 ; e_2)$
$a' = \min(e_1' ; e_2')$
$-e_1' = \rho * V * (1 - \bar{\sigma}_c * B/P)$
$-e_2' = \rho * V' * (-1 + \bar{\sigma}_t * B/P)$
$e_1 = \rho * V * (1 - \bar{\sigma}_t * B/P)$
$e_2 = \rho * V' * (-1 + \bar{\sigma}_c * B/P)$
La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci}$	27	27	27
$\bar{\sigma}_t$	3.3	3.3	3.3
M_{max}(t.m)	0,00	266.17	360.83
M_{min} (t.m)	0,00	146.43	203.07
P (t)	444.87	455.132	455.132
$-e'_1$	-164.74	-148.51	-148.51
$-e'_2$	-10.95	-16.33	-16.33
a'	-164.74	-148.51	-148.51
e_1	6.71	9.46	9.46
e_2	268.92	256.23	256.23
$-a' - (\frac{M_{min}}{P})$	-164.74	-148.83	-148.83
$a - (\frac{M_{max}}{P})$ (cm)	6.71	8.875	8.875
$e_p(cm)$	-32.39	-99.79	-99.79
Vérification	$-164.74 \leq -32.39 \leq 6.71$	$-148.8 \leq -99.7 \leq -8.8$	$-148.8 \leq -99{,}79 \leq 8.8$
Remarque	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab. IX.10 : Caractéristiques du fuseau limite de compression.

IX-6) Les pertes de précontrainte :

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédées de mise en tension

Les pertes instantanées :

Qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement aux frottements du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanéité de mise en tension des câbles.

Les pertes différées :

Qui se produisent dans temps plus aux moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton et à la relaxation des armatures.

IX-6-1) Les pertes instantanées :

a. Perte par frottement :

Lors de la mise en tension de câbles, celui-ci se plaque contre la génératrice concave de la gaine, dans la partie courbe de son tracé. Il en résulte mutuel qui réduit progressivement la tension du câble à partir de l'extrémité active.

La tension en un point d'abscisse X, après la mise en tension est :

$$\sigma p = \sigma p_0 * e^{(-f.\alpha-\varphi.x)}$$

Avec :

$\sigma p0$: Tension à l'origine **$\sigma p0$** = **1488Mpa**

f : Coefficient de frottement angulaire **f** = **0. 18 rd−1**

α: Sommes des angles du point d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire **φ** = **2 ∗ 10−3 m1**

Donc la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma p_0 - \sigma p_0 * e^{(-f.\alpha-\varphi.x)}$$

Section	α	σp_0	0,00L		X=1m		0,25L		0,5L	
		Mpa	X	Δσφ(x)	X	Δσφ(x)	X	Δσφ(x)	X	Δσφ(x)
câble1	6	1488	0	0.00	1	2.97	7.58	49.60	15.165	71.27
câble2	11	1488	0	0.00	1	2.97	7.58	71.71	15.165	93.05
câble3	17	1488	0	0.00	1	2.97	7.58	97.59	15.165	118.45
valeur moy des 3 câbles	/	/	/	/	/	2.97	/	72.96	/	94.25

Tab-IX-11: Perte par frottement

b. Perte par recul d'ancrage:

À la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement. Il y'a perte de tension.

L'importance du recule d'ancrage dépend du procédé utilisé.

La perte de tension due à ce recul n'apparait que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elles sont équilibrées par les frottements entre la gaine et le câble.

Câble N° 01 :

La tension à l'origine $\sigma p_0 = \sigma A = 1488$ Mpa

$\sigma_i = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$
$\sigma_A = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1488$ Mpa (Avec $\alpha = 0$ tronçon rectiligne)
$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1485.024$Mpa
$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * 0.104 - 0.002 * 4.708) = 1446.133$Mpa
$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * 0.104 - 0.002 * 15.165) = 1415.013$ Mpa

Calcul des aires :

$S1 = [\sigma_A - \sigma_B] * AB/2 = [1488 - 1485.024] * 1/2 = 1.488$ Mpa. m
$S2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1485.024 - 1446.133] * 1 = 38.891$Mpa. m
$S3 = [\sigma_B - \sigma_C] * BC/2 = [1485.024 - 1446.133] * 3.708/2 = 72.103$ Mpa. m
$S4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1446.133 - 1415.013] * 4.708 = 146.512$ Mpa. m
$S5 = [\sigma_C - \sigma_D] * CD/2 = [1446.133 - 1415.013] * 10.457/2 = 162.710$ Mpa. m
On a:
$S = 2 * \Sigma Si = 2 * 421.704 = 843.408$ Mpa. m
D'autre part on à pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.
$g * Ep = 5 * 10-3 * 1.9 * 105 = 950$ Mpa. M
g.EP >S⇒il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$
g.EP = S + Δ m x AD
Δ m = (950 – 843.408)/ 15.165= 7.028 MPa
On voit ci après :
Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°1 :

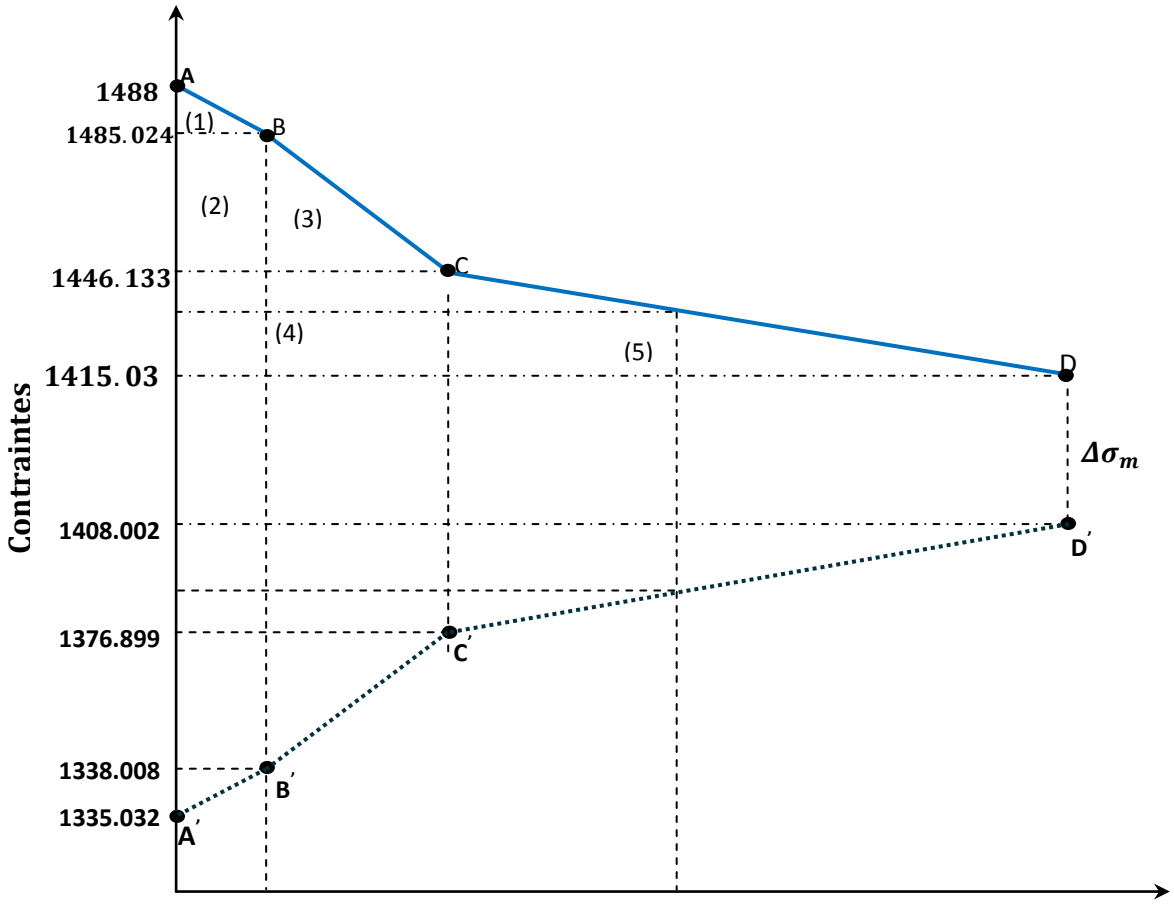


Figure. IX.7 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

Câble N° 02 :

La tension à l'origine $\sigma p_0 = \sigma_A = 1488$ Mpa

$\sigma_i = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$

$\sigma_A = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1488$ Mpa (Avec $\alpha = 0$ tronçon rectiligne)

$\sigma_B = 1488 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1485.024$ Mpa

$\sigma_C = 1488 * (1 - 0.18 * 0.190 - 0.002 * 5.7) = 1420.147$Mpa

$\sigma_D = 1488 * (1 - 0.18 * 0.190 - 0.002 * 15.165) = 1391.979$ Mpa

Calcul des aires :

$S1 = [\sigma A - \sigma B] * AB/2 = [1488 - 1485.024] * 1/2 = 1.488$ Mpa. m

$S2 = [\sigma B - \sigma C] * AB = [1485.024 - 1420.147] * 1 = 64.877$Mpa. m

$S3 = [\sigma B - \sigma C] * BC/2 = [1485.024 - 1420.147] * 4.70/2 = 152.460$ Mpa. m

$S4 = [\sigma C - \sigma D] * AC = [1420.147 - 1391.979] * 5.7 = 160.557$ Mpa. m

$S5 = [\sigma C - \sigma D] * CD/2 = [1420.147 - 1391.979] * 9.465/2 = 133.305$ Mpa.

$S = 2\sum Si = 512.687x2 = 1025.374$Mpa

S > g.EP ⍰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 (ABCMC'B'A')

$S_1 = 1.488$Mpa.m

$S_2 = 64.877$ MPa.m

$S_3 = 152.460$MPa.m

$S4 = [\sigma C - \sigma m] * AC = [1420.147 - \sigma m] * 5.7 = 160.557$Mpa.m

$S5 = [\sigma C - \sigma m] * (x - 5.7/2) = [1420.147 - \sigma m] * (x - 5.7/2)$

$1/2S = 218.825 + [(1420.147 - \sigma m) * (5.7 + (x - 5.7)/2)]$

$S = 437.65 + (1420.147 - \sigma m) * (5.7 + x)$

$\sigma m = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 * (1 - 0.18 * 0.190 - 0.002x)$

$\sigma m = 1437.110 - 2.976\ x$

Donc:

$S = 437.65 + [(1420.147 - (1437.110 - 2.976x) * (5.7 + x))]$

$= 2.976 * x^2 - 340.96 = 0$

$x = 10.703$ m

$\sigma m = 1437.110 - (2.976 * 10.703) = 1405.257$ MPa. m

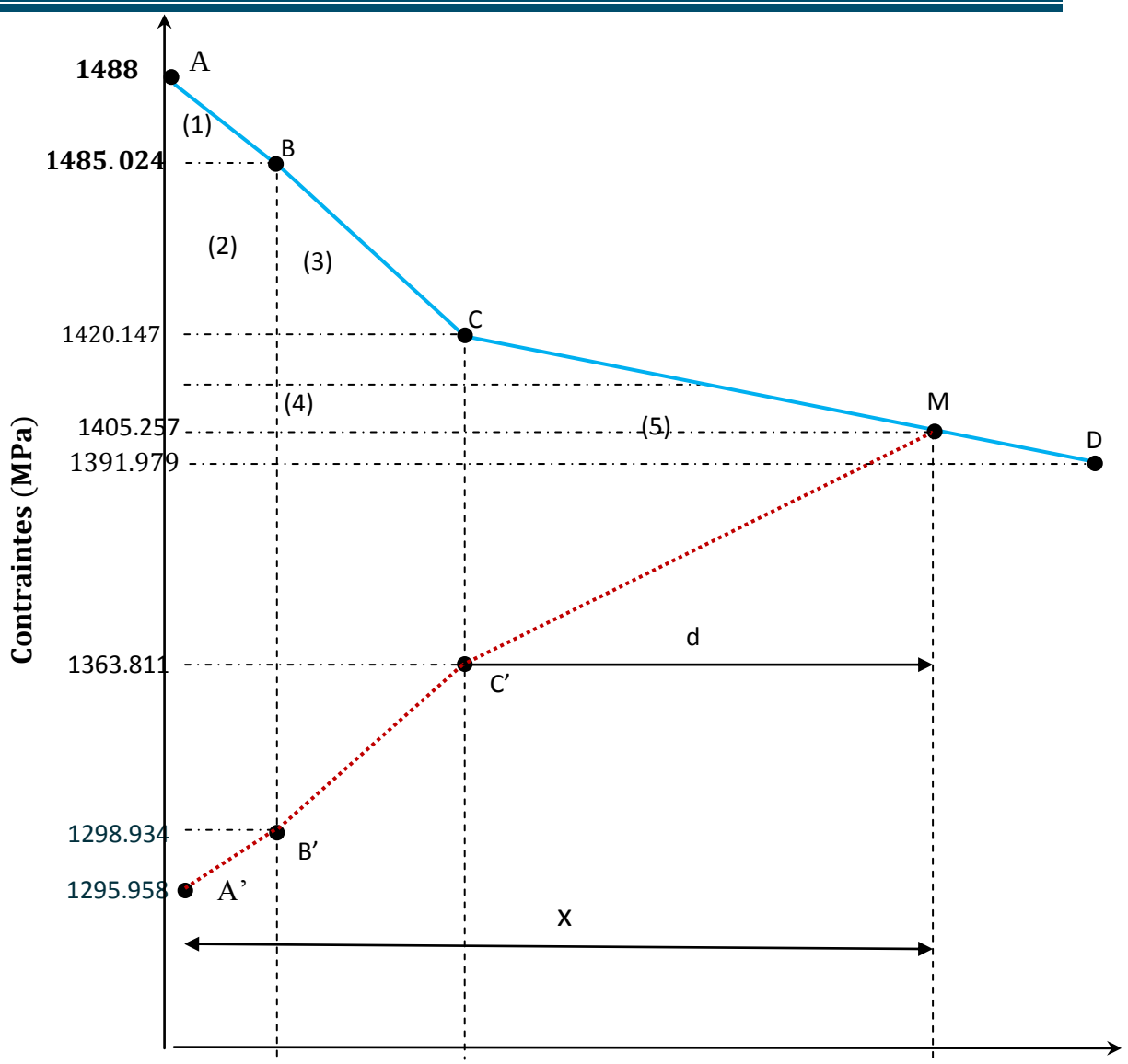


Figure. .IX.8 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble N° 03 :

La tension à l'origine $\sigma p0 = \sigma A = 1488$ Mpa

$\sigma_i = \sigma p_0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$

$\sigma_A = \sigma p0 * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1488$ Mpa (Avec $\alpha = 0$ tronçon rectiligne)

$\sigma_B = 1488 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1485.024$Mpa

$\sigma_C = 1488 * (1 - 0.18 * 0.292 - 0.002 * 5.88) = 1392.291$ Mpa

$\sigma_D = 1488 * (1 - 0.18 * 0.297 - 0.002 * 15.165) = 1364.659$ Mpa

Calcul des aires :

$S1 = [\sigma_A - \sigma B] * AB/2 = [1488 - 1485.024] * 1/2 = 1.488$ Mpa. m

$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1488 - 1392.291] * 1 = 95.709$Mpa. m

$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * BC/2 = [1485.024 - 1392.291] * 4.88/2 = 226.268$Mpa. m

$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1392 - 1364.659] * 5.88 = 160.765$Mpa. m

$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * CD/2 = [1392.291 - 1364.659] * 9.285/2 = 128.281$ Mpa. m

On a :

$S = 2 * \Sigma S_i = 2 * 612.511 = 1225.022$ Mpa. m

D'autre part on à pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950$ Mpa. m

$\Longrightarrow g * Ep < S$: Donc le point « M » n'appartient pas à BC, le point « M » appartient àCD.

Détermination de x (longueur d'influence)

$g * Ep =$ S Aire (ABCMC'B'A')

$S1 = 1.488$Mpa. m

$S2 = 95.709$ MPa. m

$S3 = 226.268$ Mpa. m

$S_4 = [\sigma_C - \sigma_m] * AC = [1392.291 - \sigma_m] * 5.88$

$S_5 = [\sigma_C - \sigma_m] * (x - 5.88/2) = [1392.291 - \sigma_m] * (x - 5.88/2)$

$1/2S = 323.465 + [(1392.291 - \sigma_m) * (5.88 + (x - 5.88)/2)]$

$S = 646.93 + (1392.291 - \sigma_m) * (5.88 + x)$

$\sigma_m = \sigma_{p0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1488 * (1 - 0.18 * 0.292 - 0.002x)$

$= 1409.790 - 2.976\ x$

$\sigma_m = 1409.790 - 2.976\ x$

Donc :

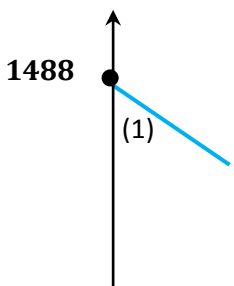
$S = 646.93 + [(1392.291 - (1409.790 - 2.976x) * (5.88 + x))]$

$2.976 * x^2 + 544.036 = 0$

$x = 13.52$ m

$\sigma_m = 1409.790 - (2.97 * 13.52) = 1369.635$ MPa. m

$\sigma_m = 1369.635$ Mpa. m



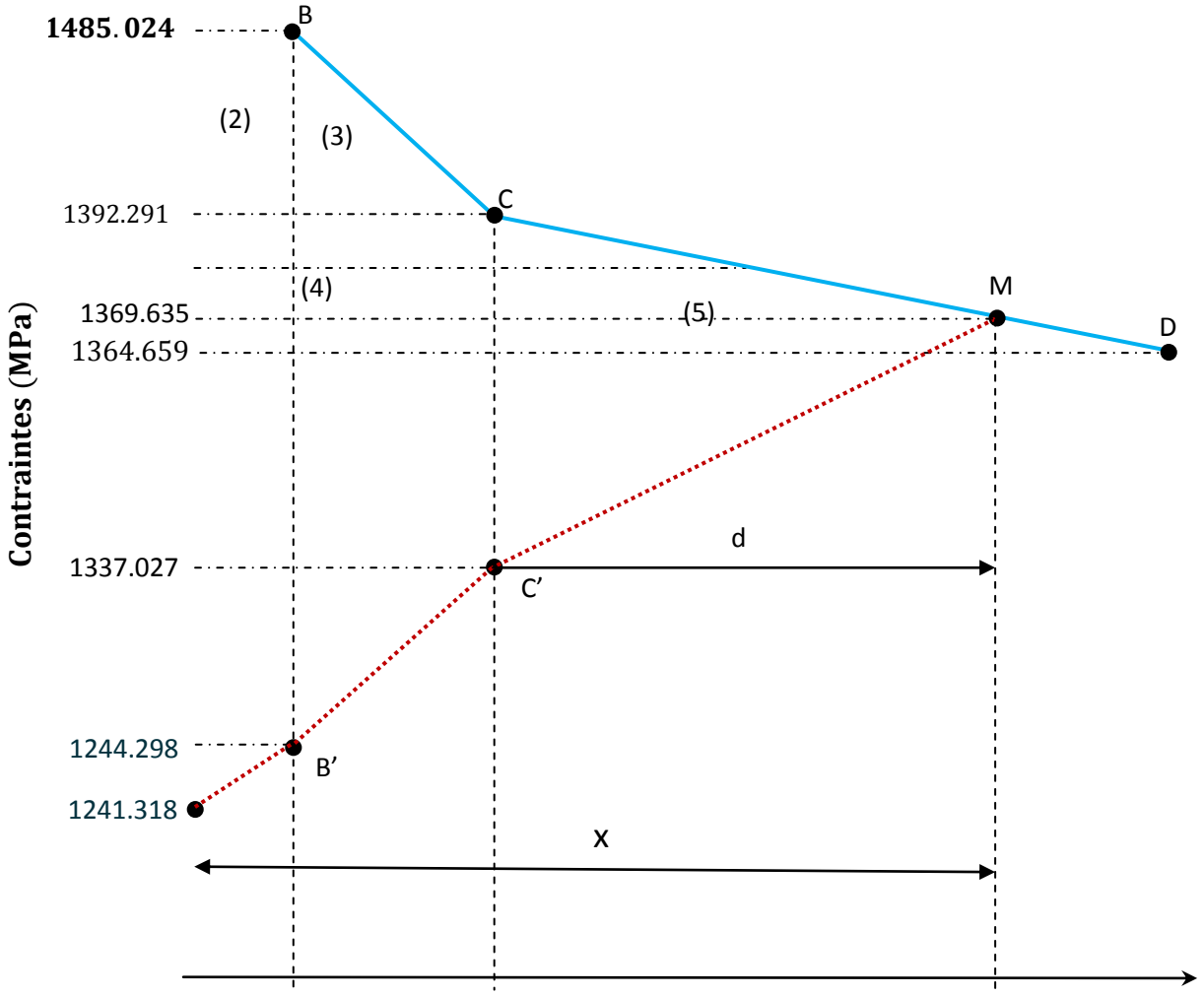


Figure. .IX.9 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Section	0,00L	0,025L	0,25L	0,5L
Abscisse	0	1m	7.5825	15.165
Câble 1	152.968	147.016	69.234	7.028
Câble 2	192,042	186.09	56.336	*13.278*
Câble 3	246.682	240.722	55.264	*4.976*
valeur moyenne des 3 câbles	197.23	191.276	60.278	8.427

Tab. IX.12: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

c. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles et ainsi de suite, la mise en tension des câbles se fera au 14 éme jour.

C .1. Les pertes des câbles :

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanéité de mise en tension :

$$\Delta\sigma pi\ (x) = \frac{n-1}{2n} * \sigma bn\ (x) * \frac{Ep}{Eij} \rightarrow (\textbf{BPEL art 3. 3. 13})$$

Avec :
Δσpi (x) : Perte de tension moyenne de n câbles
σbn (x) : Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculées au niveau du câble moyen.
Eij : Module instantané de déformation de béton j jours

$$\sigma_{bn} = \frac{M_g e_p}{I_G} + nA_p \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B}\left[1 + \frac{B.{e_p}^2}{I_G}\right]$$

Avec :
IG : Inertie de la poutre seule.
ep : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.
Mg(x) : Moment dû au poids propre la poutre à l'abscisse « x ».
σpi (x) : Contrainte normale dans le câble après toute perte déjà déterminée.
$\sigma pi = \sigma p_0 - \Delta\sigma\varphi(x) - \Delta\sigma g(x) - \Delta\sigma pi(x)$
Après développement la formule précédente s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \times \frac{M_g e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \times nA_p \times \frac{[\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x)]}{B}\left[1 + \frac{B.{e_p}^2}{I_G}\right]$$

Exemple de calcul :

Section d'about 0,00L :

$B = 6773.85\text{cm}^2$
$E_p = 1{,}9 \times 10^5\text{MPa}$
$I_G = 17921058.54\text{cm}^4$
$e_p = 2.51\text{cm}$
$f_{cj} = 38.14$
$E_{bij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 37130.677\text{MPa}$
$M_g = q\frac{x}{2}(1-x) \rightarrow pour x = 0 \rightarrow M_g = 0$

$\Delta\sigma_g(x)$: Perte moyenne des trois câbles1ère famille.

$$\sigma_{bn} = \frac{M_g e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \times nA_p \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B}\left[1 + \frac{B.{e_p}^2}{I_G}\right]$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bn}(x)} = \frac{1.9 * 10^5}{3 * 37130.677} \times \frac{(3 * 1680 * (1488 - 197.23)}{6773.8 * 10^2} * \left[1 + (2.51)^2 \ \frac{6773.85}{17921058.54}\right]$$

$\sigma_{bn}(x) = 16.40\text{MPa}$

Nous donnons ci après les valeurs des pertes par raccourcissement instantanée du béton dans les différentes sections :

Câble de la 1ère famille	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$	16.40	53.49	55.43

Tableau. IX.13. Valeurs des pertes par raccourcissement instantanée du béton.

d. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma i\ (x)$ » :

$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$

Les pertes instantanées totales pour tous les câbles à différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Section	**0,00L**	**0,25L**	**0,5L**
Abscisse	0	7.5825	15.165
Câble n°01	169.442	172.324	133.726
Câble n°02	208.442	310.69	161.758
Câble n°03	263.082	206.344	178.856
Valeur moyenne de 03 câbles	213.628	229.786	158.113

Tab. IX.14: Pertes instantanées totales des différentes sections.

La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections est donnée dans le tableau suivant :

Section	**0,00L**	**0,25L**	**0,5L**
Abscisse	0,00	7.5825	15.165
Câble n°01	1318.64	1315.676	1354.274
Câble n°02	1279.558	1177.31	1326.242
Câble n°03	1224.916	1281.656	1309.144
Valeur moyenne de 03câbles	1274.371	1258.44	1329.886

Tab. IX.15: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections.

IX-6-2) Les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformation et des contraintes des matériaux en présence : retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

a. Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 » :

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension. Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r * [1 - r(t_0)] * E_p$$

Avec :

$r = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m}$: Loi d'évolution du retrait

$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}}$

$r_m = \frac{6773.852}{529.1385} = 12{,}80\text{cm}$

rm : Rayon moyen de la section.
t0 : Âge du béton à la mise en tension des câbles.
εr : Le retrait du béton tel que : $\varepsilon r(t) = \varepsilon r * r(t) = 3 * 10{-}4$ (nord Algérien) **«B.P.E.L 91Art2.1.51»**

Section d'about :

$r_m = \frac{6773.852}{529.1385} = 12.80\text{cm}$

Section médiane :

$r_m = \frac{5892.102}{535.15} = 11.010$

Pertes dans les câbles :

Les trois (03) câbles sont mis en tension à t0 = 14 jour
Après le coulage de la poutre :

$r(14) = \frac{14}{14+9*12.80} = 0.1083$ (section d'about)

$r(14) = \frac{14}{14+9*11.01} = 0.1237$ (section médiane)

Section d'about :

$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.1083] * 1.9 * 10^5 = 50.8269\text{Mpa}$

Section médiane :

$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.1237] * 1.9 * 10^5 = 49.949\ \text{Mpa}$

/	Δσr(mpa)	0.00L	0.25L	0.5L
Pertes dans les câbles	14jour	50.8269	49.949	49.949

Tab. IX.16 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton

La parte totale moyenne due au retrait de béton, pour l'ensemble des câbles à (x = 0.5L) est égale à :

$$\Delta\sigma r^{moy} = 49.949\text{mpa}$$

c. Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépond de la nature de l'acier et de son traitement. La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

$$\Delta\sigma_p^m = \frac{6}{100}\rho_{1000}\left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_{Pi}(x)$$

Avec:

ρ_{1000}: Relaxation des aciers à 1000 heures en %. ($\rho_{1000} = 2{,}5$ ‰)

$\mu_0 = 0{,}43$ Pour les armateurs T.B.R (très basse relaxation).

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

$f_{prg} = 1660$Mpa.

$\sigma_{p0} = 1488$Mpa.

Exemple de calcul 0.5 L :

$\sigma pi(0.5\ L) = 1329.886$ Mpa

$$\Delta\sigma_p(0) = \frac{6}{100}x\left(2.5x\frac{1329.886}{1660} - 0{,}43\right)\cdot 1329.886$$

$\Delta\sigma_p(0) = 74.03$ MPa.

Les câbles	sections	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_p$	44.59	51.9334	74.03

Tab. IX.17: pertes par relaxation dans les câbles.

c. Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »:

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanant, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.
La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b - \sigma_M)\cdot\frac{E_P}{E_{bij}}$$

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.

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

Pertes dans les câbles :

Exemple de calcul : x=0,5L

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0{,}5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{\sigma_{Pi}(0{,}5L)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G}\right)$$

$M_g = \frac{q_g L^2}{8} = 356.46\text{t.m}$ (Poutre+hourdis)

$\sigma_{pi}(0{,}5L) = 1329.886\text{MPa}$

$$\sigma_M(0{,}5L) = \frac{356.46 \times 10^4 \cdot (-66.88)}{17306351.72} + \frac{1329.886x3x1680}{5892.102x10^2} \cdot \left(1 + \frac{5892.10x(-66.88)^2}{17306351.72}\right)$$

$\sigma_M(0{,}5L) = 14.92\text{MPa}$

D'après le [B.P.E.L 91art3.3.24)], la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + (5/6) * \Delta\sigma p \Leftrightarrow \Delta\sigma d = 49.949\ \Delta\sigma fl + (5/6) * 74.03$

$\Delta\sigma d = 111.64 + \Delta\sigma fl$

La contrainte dans le béton est obtenue lorsque toutes les pertes sont produites donc :

$$\Delta\sigma_{fl}(0{,}5L) = \left[2\sigma_M(0.5L) - n \cdot A_P \cdot \frac{\Delta\sigma_d(0.5L)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_P^2}{I_G}\right)\right] \cdot \frac{E_P}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 126.46\text{MP}$$

Avec :

$\sigma_{pi}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L) = \sigma_\infty(0.5L)$: Tension finale probable à la section médiane.

On procèdera de la même manière pour trouver la perte due au fluage dans les autres sections et les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
Les câbles	**Abscisse(m)**	0.00	7.5825	15.165
	$\Delta\sigma d$(Mpa)	104.65+ $\Delta\sigma fl$	101.55+ $\Delta\sigma fl$	111.64+ $\Delta\sigma fl$
	Mg (t.m)	0.00	267.34	356.46
	$\sigma_{pi}(x)$(Mpa)	1274.371	1258.44	1329.886
	$\sigma_M(x)$(Mpa)	7.10	16.82	14.92
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$(Mpa)	157.15	130.53	126.46

Tab. IX.18: pertes par fluage dans les câbles.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Pour calculer la perte totale à une instante donnée intermédiaire, on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma diff = r(t) * \Delta\sigma diff$$

	Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Les câbles	Abscisse(m)	0.00	7.5825	15.165
	$\Delta\sigma_r$(Mpa)	50.8269	49.949	49.949
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	44.59	51.9334	74.03
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	157.15	130.53	126.46
	$\sigma_{diff}(x)$ [Mpa]	245.12	223.75	238.1

Tab. IX.19: pertes différées totales des différentes sections.

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\frac{\sigma_{p0}-\sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}} x100$$

$$\Delta\sigma_\infty = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Avec :
Δσdiff (x) : Pertes différée finale.
σpi (x) : Tension initiale probable (après pertes instantané).

Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	7.5825	15.165
$\Delta\sigma_\infty$(Mpa)	1029.251	1034.69	1091.786
% de perte	30.82	30.46	26.62

Tab. IX.20: pourcentage des pertes.

Conclusion :

Nous remarquons que la perte totale varie entre 26% de σ_{p0} et 30% de σ_{p0}, ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale P_0 (32% de σ_{p0}).

Introduction :

La justification de la stabilité d'un élément d'une structure doit obligatoirement comprendre deux vérifications, vis-à-vis de l'E.L.U et l'E.L.S.
Les vérifications à l'E.L.U ont pour objet de satisfaire l'équilibre statique, la résistance et la stabilité de forme de l'élément.
Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles.
Ses vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.
La contrainte normale s'exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = \frac{P}{B} * (1 \pm \frac{ep * y}{r^2}) \pm \frac{M * Y}{I}$$

Avec :
y: Distance entre le centre de gravité et le point d'application de la précontrainte.

$$\sigma min \leq \sigma y \leq \sigma max$$

X-1) Justification des contraintes normale :

X-1-1) Justification à l'E.L.S :

Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles, les vérifications se feront en classe II.

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont : $\overline{\sigma}c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.
$\overline{\sigma}t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

Tableau (X-I) : valeurs limites des contraintes dans le béton :

		Situation	Exploitation			Construction
Classe II	**Contraintes**	**Combinaison Zone**	**Rare**	**Fréquente**	**Quasi permanente**	**Rare**
	$\overline{\sigma}_t$	**Dans la section d'enrobage**	$-f_{t28}$	0	/	$-0,7\ f_{t28}$
		hors la section d'enrobage	$-1,5f_{t28}$	/	/	$-1,5\ f_{t28}$
	$\overline{\sigma}_c$	**Pour toute la section**	$-0,5f_{t28}$	$0,6\ f_{c28}$	$0,5\ f_{t28}$	$0,6\ f_{c28}$

Avec :

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.
$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

a-Distance des armatures de précontrainte aux parements:

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, le B.P.E.L (Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$c \geq \sup \begin{cases} \frac{3}{4} \times a \quad \rightarrow (a: \text{largeur du paquet}) \\ \emptyset: \text{diamètre de la gaine} \\ d = 5cm \rightarrow (\text{ouvrages courants}) \end{cases}$$

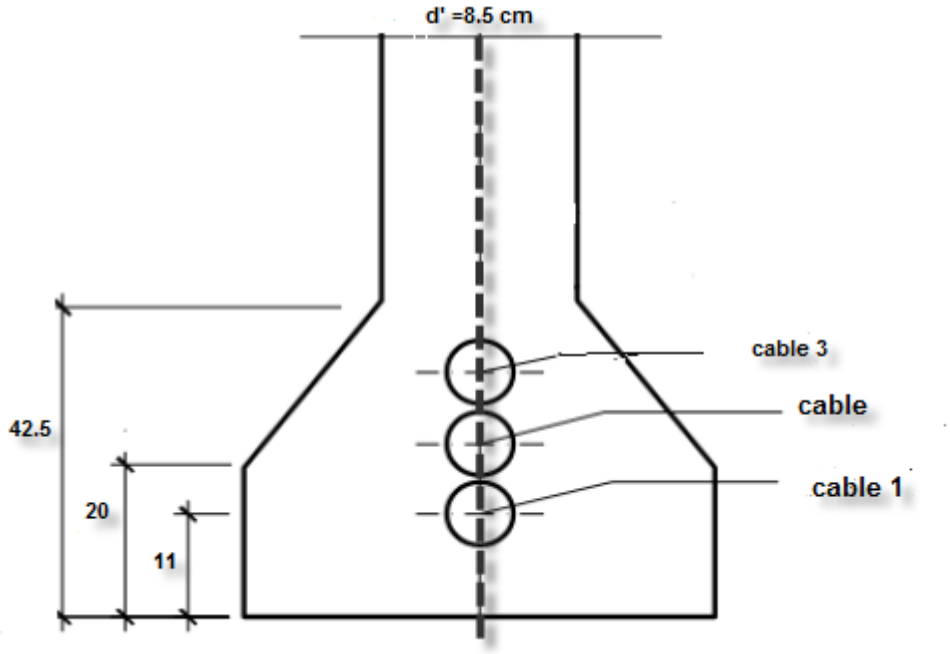


Fig. X.1 : Détail du talon (section médiane)

Avec :

$a = \emptyset = 8.5$ cm

- Les matériaux :

.Béton :

Jours Σ	**14**	**21**	**28**
$\mathbf{f_{cj}}$ **(MPa)**	29,91	33,12	35
$\mathbf{f_{tj}}$ **(MPa)**	2,39	2,59	2,70

Tableau X.2. Les valeurs de f_{cj} et f_{tj}

.Armatures de précontrainte (actives) :

$\boldsymbol{\sigma_{po}}$ =1488MPa

A_p=1680 mm^2

b. Tension de calcul en B.P.E.L : (B.P.E.L 91 Art.1.3)

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

{

$\sigma_{p1} = 1.02 * \sigma_{po} - 0.8 * \Delta\sigma_j$

$\sigma_{p2} = 0.98 * \sigma_{po} - 1.02 * \Delta\sigma_j$

Avec :

Détail du talon (section Fig.X.1 : médiane)

σpo : Tension initial.

Δσj : Sommes des toutes les pertes d'âge considéré.

Tableau X.3. Les caractéristiques géométriques de section médiane

	$\mathbf{B(cm^2)}$	$\mathbf{I_G(cm^4)}$	$\mathbf{V(cm)}$	$\mathbf{V'(cm)}$	$\boldsymbol{\rho}$	$\mathbf{ep(cm)}$	$\mathbf{r^2 = I/B(cm^2)}$
Poutre seule	5892.102	17306351.72	77.88	72.12	52	-66.88	2937.211
Poutre+hourdis	9321.64	33909823.18	110.79	64.21	49	-99.79	3516.849

1-Vérification des contraintes :

La vérification de ces contraintes doit être prise en compte à chaque phase de réalisation de l'ouvrage .on fait la vérification pour les phases de construction avec p_1 et la phase d'exploitation avec p_2.

a) Phase de construction:

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{P_1}{B}\left(1 - e_p \dfrac{v}{r^2}\right) + M_{min} \dfrac{v}{I} \geq \bar{\sigma}_t \\ \sigma_t = \dfrac{P_1}{B}\left(1 + e_p \dfrac{v'}{r^2}\right) - M_{min} \dfrac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

b) Phase d'exploitation:

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{P_2}{B}\left(1 - e_p \dfrac{v}{r^2}\right) + M_{max} \dfrac{v}{I} \geq \bar{\sigma}_t \\ \sigma_t = \dfrac{P_2}{B}\left(1 + e_p \dfrac{v'}{r^2}\right) - M_{max} \dfrac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

a)phase de construction :

Phase N	Date (j)	Opération	caractéristiques
I	14	On tire les mêmes câbles à 100%	- section résistante : poutre. - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles
II	50	Coulage du hourdis et des entretoises d'about	- Section résistante : poutre - Poids de la poutre - Poids du hourdis + entretoises. - Précontrainte des câbles..
III	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...etc.)	- Section résistante : poutre + hourdis. - poids propre du tablier. - Précontrainte des câbles.
IV	90	Mise en service de l'ouvrage	- Section résistante : poutre + hourdis. - Poids propre du tablier. - Surcharges appliquées. - Précontrainte des câbles.

Tableau-X-4 : phase de construction.

Application :

On fait les vérifications à 0.5L

Phase I :

A14 jours mise en tension des 03 câbles à 100 %.
σpo = 1488 Mpa.

σpi =152.113Mpa

Mg = 186.902

On fais les vérification a 0.5L

σp1=1.02*1488-0.8*152.113 =1391.269

P1 = 3*1680*1391.269 =7011.9997 KN

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{P_1}{B}\left(1 - e_p \dfrac{v}{r^2}\right) + M_{min}\dfrac{v}{I} \geq \bar{\sigma}_t \\ \sigma_t = \dfrac{P_1}{B}\left(1 + e_p \dfrac{v'}{r^2}\right) - M_{min}\dfrac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{7011.997 * 10}{5892.102}\left(1 - 66.88 * \frac{72.12}{2937.211}\right) + 186.902 * 10^3 \frac{72.12}{17306351.72} = 7.067 \geq -4.3605$$

$$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_t \qquad 7.067 \geq -4.3605 \longrightarrow \textbf{Condition vérifié}$$

$$\sigma_t = \frac{7011.997 * 10}{5892.102}\left(1 \pm 66.88\frac{77.88}{2937.21}\right) - 186.902 * 10^3 \frac{77.88}{17306351.72} = -2.6816 \leq 23.076$$

$$\sigma_t \leq \bar{\sigma}_c \quad -2.6816 \leq 23.076 \longrightarrow \textbf{Condition vérifié}$$

Tab-X-5: Contraintes des différentes phases dans la section 0.5 L.

Phases	P_i[KN]	M [KN. m]	σ_s[Mpa]	$\bar{\sigma}_s$[Mpa]	$\bar{\sigma}_i$[Mpa]	$\bar{\sigma}_i$[Mpa]	observation
I	7011.997	1869.02	7.067	-4.36	-2.68	23.06	**vérifié**
II	6159.3487	2014.79	26.26	-4.95	-9.55	27	**vérifié**
III	6194.2608	2070.3	18.83	-4.95	-12.59	27	**vérifié**
IV	5478.365	3608.3	10.32	-4.95	-5.86	27	**vérifié**

Conclusion :

Les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service

2-ferraillage passif longitudinal :

Il est destiné à limiter les fissurations prématurées, susceptibles qui se produisent avant la mise en tension des câbles de précontraintes

2-1- armatures de peau :

Le BPEL Art.6.1, 1.31 propose la section minimale suivante :

$$A_{min} = \max\begin{cases} 3cm^2/ml \text{ de parement perpendiculaire à leur direction} \\ 0{,}1\%B(\text{section brute du béton}) \end{cases}$$

$$A_{min} = 0{,}1\%B = 0{,}001 \times 5892.102 = 5.8921cm^2$$

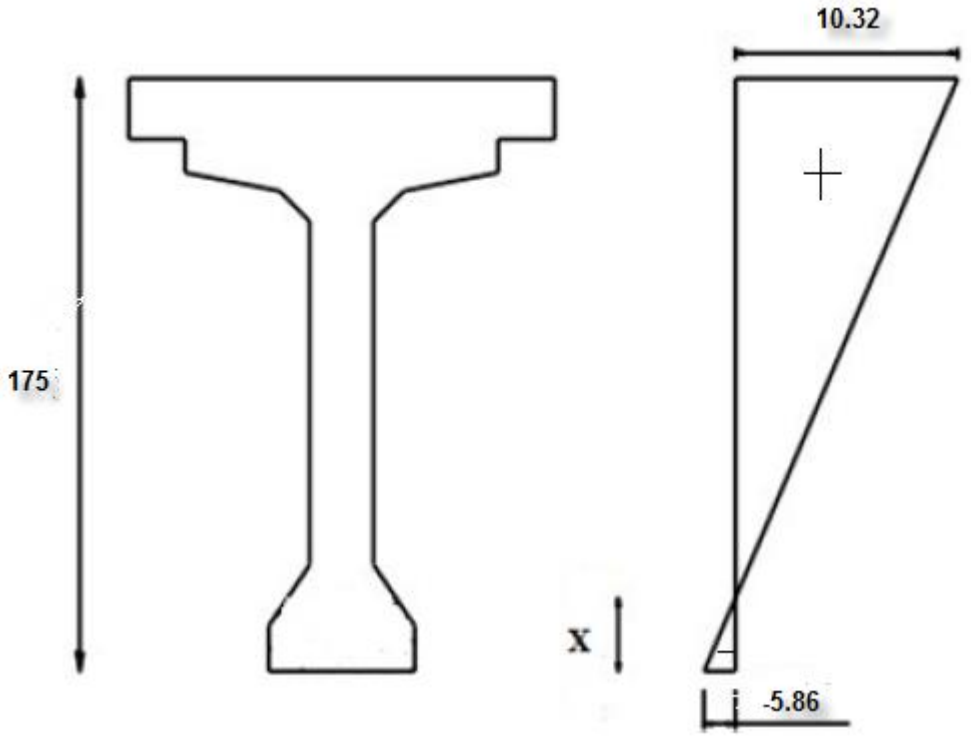
On adopte des armatures HA10 tous les 20cm

2-2-.armatures longitudinales dans les zones tendues :

Le ferraillage minimal pour satisfaire la condition de non fragilité dans les ouvrages en béton précontraint est donné par la formule suivante :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec:
B_t: section du béton tendu
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction
N_{Bt} : résultante de traction du béton tendu
f_{tj} : la contrainte caractéristique de traction
f_e : limite d'élasticité de l'acier passif utilisé



$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

B_t : Section du béton tendu
σ_{Bt}: Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$\frac{17,1}{0,65} = \frac{190-x}{x}$ ⟹ x=6,84cm

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

$B_t = x \times b$
B_t : Section du béton tendu
σ_{Bt}: Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$$B_t = (60 * 20) * 17.37 * (13.51 + 7.98) + 17.35 * 25 = 2007.0313\ cm^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_i}{2} = \frac{2007.03 * 5.86 \times 10^{-1}}{2} = 588.05KN$$

$$A_s = \frac{2007.0317}{1000} + \left(\frac{588.06}{500} \times \frac{3.3}{5.86}\right) * 10^{-2} = 8.6303cm^2$$

On adopte $6\text{T}14 = 9.\text{cm}^2$

2-3- Ferraillage passif transversal : (Armature du talon) :

Dans les zones ou les armatures de précontrainte se trouvent localisées dans les poutres, les cadres de talon devront être prévus pour assurer la continuité avec les armatures transversales d'âmes.

$$\begin{cases} \text{Ac} \times \text{f}_\text{e} \geq \text{C} \times \text{t} \times \text{f}_{\text{t}_{28}} \rightarrow \text{ si : } \varnothing_{\text{ext}} \text{ gaine} < \text{C} < 1{,}3\varnothing_{\text{ext}} \text{ gaine} \\ \text{Ac} \times \text{f}_\text{e} \geq 1{,}3\text{C} \times \text{t} \times \text{f}_{\text{t}_{28}} \times \varnothing_{\text{ext}} \text{ gaine} \rightarrow \text{ si : } \text{C} > 1{,}3\,\varnothing_{\text{ext}} \text{ gaine} \end{cases}$$

t : Espacement des armatures.
C = 10 cm (enrobage des câbles).
Φext (gaine) : 8.5 cm.
C > 1.3 ∗ φext(gaine) = 1.3 ∗ 8.5 = 11.05 cm

$\frac{\text{Ac}}{\text{t}} \geq \frac{1.3*8.5}{500} * 3.3 = 0.0729\text{cm}$
On fixe Ac = 2HA10 soit 1.57 cm²
= t ≤ 21.536 cm Soit t 20 cm.

X-1-2) Justification à l'E.L.U :

Les justifications vis-à-vis de l'E.L.U, complémentaires des E.L.S s'avèrent indispensables car un dépassement des charges caractéristiques (prisent en compte dans les calculs aux E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles BPEL91 art63

a)Hypothèses de calcul :

- la résistance du béton tendu est négligée
- conservation de la planéité des sections droites
- absence de glissement entre acier et béton
- le diagramme de déformation de la section passe nécessairement par l'un des 3 pivots A, B ou C qui sont définis par les déformations limites de béton et de l'acier.

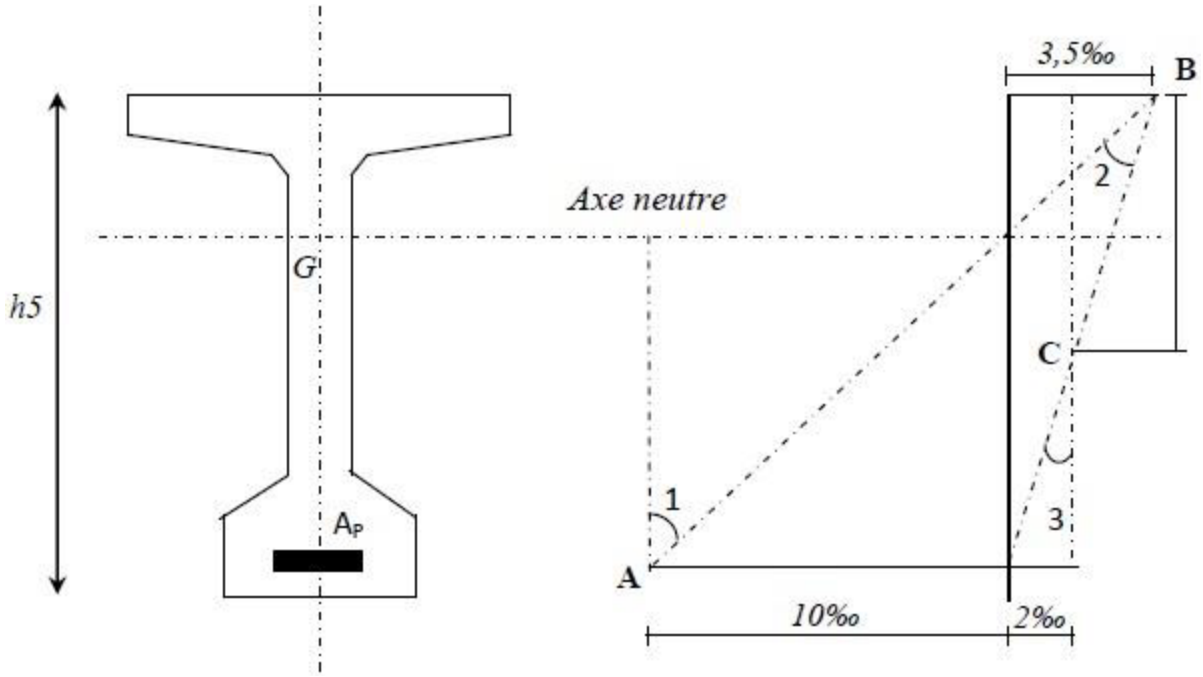


Fig. X.2 : Règle des trois pivots.

b. Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes :

Considérons une section droite d'une poutre sollicitée en flexion composée, pour laquelle l'E.L.U est atteinte.

Le problème qui se pose, est de déduire du diagramme de déformations, les valeurs des sur toute la hauteur de la section et pour l'ensemble des matériaux. On détermine d'abord l'évolution des contraintes dans la zone comprimée du béton, puis on détermine la section dans les aciers de précontrainte.

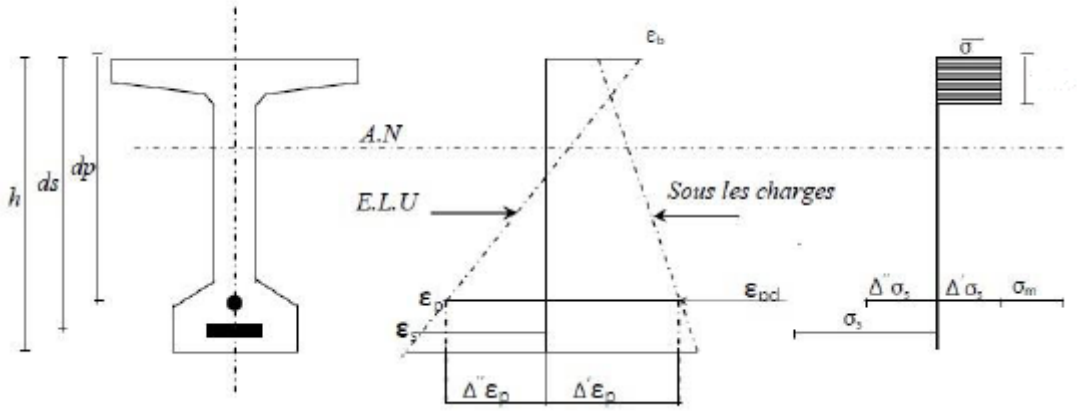


Fig.3 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section Partiellement comprimée

X-2) Principe de la méthode de justification :

Il s'agit de s'assurer que les sollicitations agissantes réglementaires de calcul, que nous désignerons "Su " n'entrainent pas l'apparition du domaine E.L.U dans la section.
Vu la résistance des matériaux constituant un ouvrage, on définira pour une section, droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\bar{S}u$ ($\bar{N}u$;$\bar{M}u$) d'où on peut définir une courbe fermée dite **« courbe d'interaction moment fléchissant-effort tranchant ».**

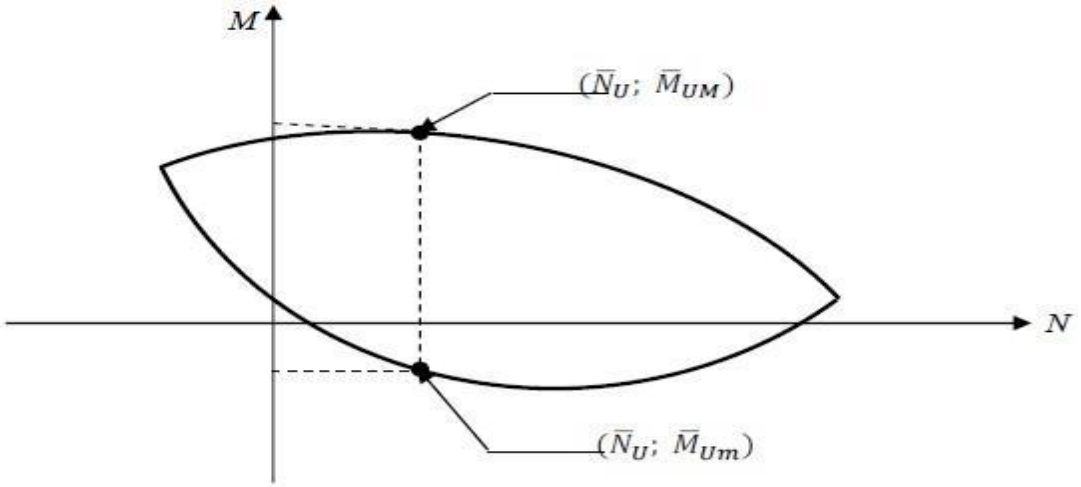


Fig. X.4 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

- On fixe un des paramètres, généralement $\bar{N}u$, en prenant cette dernière égale à Nu qui est celui développé par les sollicitations de calcul "Su "
- On déterminer les deux moments résistants ultimes $\bar{M}um$ et $\bar{M}uM$ correspondants a Nu et on doit vérifier

$$\bar{M}um \leq Mu \leq \bar{M}Um$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités suivantes

-Equation d'équilibre :

$Mu \leq \bar{M}uM$
Avec :
Mu : Moment en point d passage de l'armature moyenne de précontrainte.

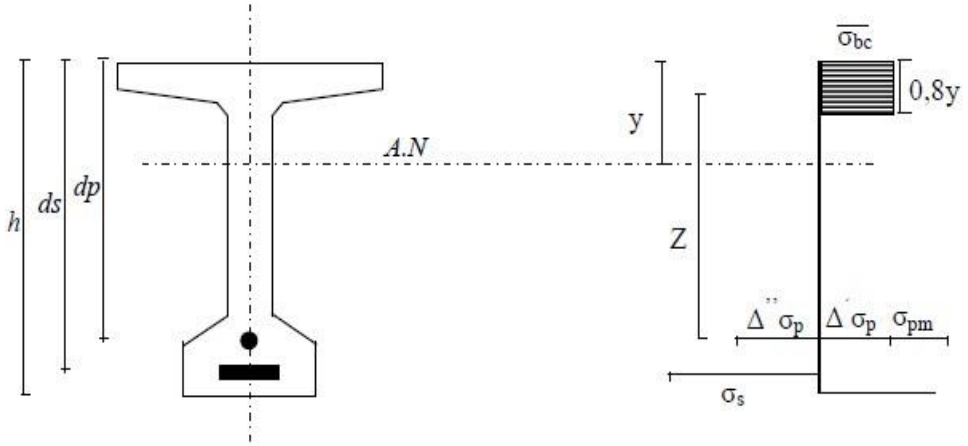


Fig. X.5: Diagramme des contraintes à l'ELU.

Du diagramme ci-dessus, on peut traduire l'équilibre par

$$N_u = \beta_c \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Le moment résistant ultime est défini par :

$$\overline{M}_{uM} = \beta_c \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \times z + A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

a. Equations liées à l'hypothèse de sections planes:

$$\frac{\Delta'\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

b. équation traduisant le comportement de l'acier :

-Pour les armatures passives :

$\sigma s = g * \varepsilon s$ … … … … … … (5)

-Pour les armatures de précontrainte :

$\Delta\sigma p = f * (\varepsilon pm + \Delta'\varepsilon p + \Delta''\varepsilon p) - f * (\varepsilon pm)$ … … … … … … . (6)

c. Equation traduisant l'atteinte d'un E.L.U :

Il existe deux possibilités, suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier.

Nous constatons qu'il y a 6équations à 6 inconnues, $\Delta\sigma_p$, σ_s, y, $\Delta''\varepsilon_p$, ε_b , $\overline{M}_{Um}$

Le problème est résolu par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi à priori, par exemple celui passant par les pivots A et B, ce qui impose :

$\mathcal{E}_p$=10‰

$\mathcal{E}_b$=3.5‰

A partir de ces valeurs : l'équation(4) donne y,(5)→ σ,(3)→$\Delta''\varepsilon_p$ et (6)→$\Delta\sigma_p$

Le diagramme de déformation n'étant pas, sauf cas exceptionnel, celui qui assure l'équilibre, l'équation ne peut être vérifiée, on calcule cependant :

N_{ul}=Bc[(0.85f_{c28})/(θγ_b)]-$A_p\Delta\sigma_p$-$A_s.\sigma_s$

La comparaison entre N_{ul} et N_u va nous permettre de vérifier le diagramme de déformation que l'on s'est imposé.

-si $N_{ul} > N_u$: la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autour de A

-si $N_{ul} < N_u$: le diagramme doit pivoter autour de B

Un calcul itératif permet de trouver le diagramme d'équilibre, et c'est à ce moment-là que l'équation (2) peut être utilisée pour déterminer $M'_{u\,max}$, puis effectuer la vérification $M_u \leq \bar{M}_{U\,max}$

Application à notre projet :

Ap = 16.80*3 = 50.4 cm

As =9.24 cm^2

M_{max} =360.83 t.m = 3608.3 KN.m

d_p =144.25 cm

d_s= 140 cm

h =150 cm

Nu = (σp_0 -$\Delta\sigma\infty$ * n*Ap)

Nu =1488 -1091.786 *3*1680*10^{-3} =1996.918 KN

Nu =1996.918KN

$\bar{Nu} =$ Bc* σ_{bc}-Ap * -$\Delta\sigma p$ –σs

$$Mum = Bc + \frac{0.85 * fc28}{\theta * \gamma b} * Z + As * (ds - dp) * \sigma s$$

= 2505 Bc *Z+9.24 * (144.25 -140)* σs

M_{um} =25.5 Bc –Z + 39.27 σs

La surtension des armatures de précontrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma p\ (\varepsilon pm + \Delta\varepsilon p) - \Delta p(\varepsilon pm)$$

$$\sigma pm = \frac{pm}{Ap} = \frac{1996.918}{5040} = 396.213\ Mpa$$

$\sigma b_{pm} = \frac{pm}{B}$[pm*ep+Mmin] $\frac{ep}{IG}$

$$\sigma b_{pm} = \frac{1996.918}{10488.8} + [1996.918 * (-99.79) + 207.03 * 10^3] * \frac{-99.79}{33909823.18}$$

σb_{pm} =0.16667 Mpa

$\varepsilon_{pm} = \frac{396.213}{1.9*10^5}$ = 2.0853 *10^{-3}

$\Delta\varepsilon_{pm} = 5.\frac{\sigma bpm}{Ep} = \frac{0.1667}{1.9*10^5} = 4.386 * 10^{-6}$

A L'ELU :

$\begin{cases} \mathcal{E}s = 10‰ \\ \mathcal{E}b = 3.5‰ \end{cases}$

$\frac{\mathcal{E}s}{\mathcal{E}b} = \frac{ds-y}{y} \longrightarrow y = \frac{ds}{1+\frac{\mathcal{E}s}{\mathcal{E}b}} = \frac{1.4}{1+10/3.5} = 36.29$ cm

De 3 : $\Delta\varepsilon''_p = \frac{\varepsilon b(dp-y)}{y} = \frac{3.5*(1.4425-0.3629)}{0.3629} = 10.41*10^{-3}$

De 5 : $\sigma s = 438$ Mpa($\varepsilon s = 10‰$)

De 6 : $\Delta\sigma p = f * \varepsilon pm + \Delta\varepsilon' p + \Delta\varepsilon p) - f(\varepsilon pm)$

$\Delta\sigma p = 2.0853 * 10^{-3} + 4.386 *10^{-6}+10.41*10^{-3})- \sigma p(2.0853*10^{-3})$

$=0.01249\sigma p-2.0853*10^3\sigma p$

$\Delta\sigma p=10.414*10^{-3}\sigma p$

Pour :

$\sigma p \frac{0.9\ fpeg}{1.15} = \frac{0.9*1583}{1.15} = 1238.87$ Mpa

On a :

$\varepsilon p = \frac{\sigma p}{Ep} = \frac{1238.87}{1.9*105} = 6.520*10^{-3}$ Mpa

$\varepsilon p < 6.52*10^{-3}$ $\quad \sigma p = Ep * \varepsilon p$

$\varepsilon p > 6.52 * 10^{-3}$ $\quad \sigma p$: sera calculé par approximation successive

$\varepsilon pm = 2.0853 * 10^{-3}$

$\sigma p = 2.0853 * 10^{-3}*1.9*10^5 = 396.207$ Mpa

$\varepsilon p = \frac{\sigma p}{E} + 100((1.15\sigma p)fprg - 0.9)^5$

$\varepsilon p=8.59*10^{-3}$

$\varepsilon p = 16.934 * 10^{-3}$

$\sigma p = 3217.46$ Mpa

Donc :

$\Delta\sigma p = 3217.46 - 396.207 = 2821.253$ Mpa

$\Delta\sigma p = 2821.253 bc - Mpa$

De 1 : Bc = 0.8 y *b_{moy}

Y=0.3629 m

$B_{moy} = \frac{1.4+1.5}{2}$ = 1.27 m

Bc = 0.8*0.3629*1.27 = 0.3687 m^2

Donc :

Nu =Bc*$\sigma_{bc} - Ap * \Delta\sigma p - \sigma s$

Nu = (0.3687 *25.5 *10^3)-(50.4*2821.253*10^{-3}

Nu = -8834.63

8834.63>1996.918 KN

Alors on calcul :

M_{um} = Bc*$\frac{0.85*fc28}{\gamma b*\theta}$*Z+As*(ds-dp)* σp

Mmax = 25.5*0.3687*Z39.27 σs

Avec :

Z=dp-0.4y =144.25-(0.4*0.3629*10^2)

Z= 129.734

M_{um} =25.5 *10^3*0.3687*129734)+39.27*434.78*10^{-3}

12214.4698 KN.m>>3608.3 KN.m

Conclusion :

Les contrainte normales n'excédent pas les contraintes admissibles de compression.

Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représenté par l'âme, celui-ci donc dimensionné de façon à :
- Résisté à l'effort tranchant.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le B.P.E.L 91 on procède :
- En E.L.U à une vérification de la section d'acier.
- En E.L.S à une vérification des contraintes.

XI-1) Justification des contraintes à l'E.L.S :

Cette justification à pour but de montre que les efforts tranchants cumulés, ainsi que les moments fléchissant et l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.
La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contrainte en un point de la section.
σx : Contrainte normale longitudinale.
τ : Contrainte tangentielle.
σt : Contrainte normale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle.
Les contraintes σx; τ; σt calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x\sigma_t \leq 0.4 f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)\right) & \text{Article B.P.E.L.7.2, 2} \\ \tau^2 - \sigma_x\sigma_t \leq 2\frac{f_{tj}}{f_{Cj}}\left(0.6 f_{Cj} - \sigma_x - \sigma_t\right)\left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)\right) & (1) \end{cases}$$

Les contraintes calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x\sigma_t \leq 0.4 f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)\right) \\ \tau^2 - \sigma_x\sigma_t \leq 2\frac{f_{tj}}{f_{Cj}}\left(0.6 f_{Cj} - \sigma_x - \sigma_t\right)\left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)\right) \end{cases}$$

Si : $\sigma_x < 0$ alors les deux expressions de la formule (1) deviennent :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t\right) \quad \text{.....(2)}$$

Dans notre cas σ_t=0, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante.

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0{,}4 f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right) \\ \tau^2 \leq 2\frac{f_{tj}}{f_{Cj}}\left(0.6 f_{Cj} - \sigma_x\right)\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right) \text{..... (3)} \end{cases}$$

$$\tau^2 \leq 0{,}4 f_{tj} f_{cj} \text{ ..... (4}$$

XI-2) contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_V\,(y) = \frac{V_{red}\,.S}{I_n\,.b_n}$$

Avec :
Vred : Effort tranchant réduit, $Vred = V - \Sigma\,(Pi * \sin \alpha i)$ ni=1
S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par «Δ »
bn : Largeur nette de l'âme de la poutre $b_n = b_0 - m.k.\emptyset$

m : Nombre de câble par lit.

K =1/2: Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.
In : Moment d'inertie net par rapport a l'axe « Z » passant par «Δ ».

XI-2-1) Application à notre projet :

La section la plus sollicité vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend les trois câbles de précontrainte.
La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phase de construction :
$\tau = \tau v$: Pour les phases : **I**, **II**, **III** (phase de construction).
$\tau = \tau v + \tau T$: Pour la phase **IV** (phase d'exploitation).

Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0.00L :

Tableau XI-1 : caractéristique géométriques de la section d'appui :

Caractéristiques	B (cm^2)	V' (cm)	V (cm)	I_G (cm^4)	ρ	e_p(cm)	r^2
P Seule	6773.852	78.64	71.36	17921058.54	47	-2.51	2645.62
P+hourdis	10523.852	108.52	66.48	35088661.96	46	-32.59	3334.20

La phase I : à 14 jours mise en tension des 03 câbles à 100%.

$\sigma_{po} = 1488$ Mpa

q=1.6254 t/ml ⟶ $V_q = q.L/2 = 24.6491t$

$V_q = 246.491$ KN

$\Delta\sigma_j = 213.628$Mpa.
$\sigma_{p1} = 1.02 * 1488 - 0.8 * 213.628 = 1346.85$ Mpa.

$P_1 = n * A_p * \sigma_{p1} = 3 * 1680 * 1346.85 * 10^{-3} = 6788.124$KN.

$$V_{red} = 246.491 - \frac{6788.124}{3}(0.58) = -1065.87\text{KN}.$$

V_{red} = -1065.87KN.

Contrainte de cisaillement τ :

$$\boldsymbol{\tau(y)=\frac{V_{red}}{In * bn}}$$ avec b_n = 35-8.5/2= 30.75 cm.

$$\tau(y) = \frac{-1065.87X10}{30.75X0.8X170} = -2.88\ MPa.$$

Contrainte normale $\boldsymbol{\sigma_G}$ au niveau du centre de gravité :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B}\left(1 - e_p\ \frac{V}{r^2}\right) \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B}\left(1 + e_p\ \frac{V/}{r^2}\right) \end{cases}$$

Avec : $N_1 = \frac{p_1}{n}\ \sum_i^n \cos\alpha_i$

$$N_1 = \frac{6788.124}{3}(2.93) = 6629.73\ KN.$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{6629.73X10}{6773.852}\left[(1 - \frac{2.51X71.36}{2645.62})\right] = 9.12\ MPa \\ \sigma_i = \frac{6629.73X10}{6773.852}\left[(1 + \frac{2.51X66.48}{2645.62})\right] = 10.40\ MPa \end{cases}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h}\ x\ v = 9.12 + \frac{10.40-9.12}{150}\ X\ 71.36 = 9.72\ MPa$$

Vérification des deux inégalités(3) :

$$\begin{cases} \tau 2 = 0.0829 \leq 0.4\ x\ 3.5\left(3.5 + \frac{2}{3}\ 9.72\right) = 3.972\ MPA... \\ \tau 2 = 0.0829 \leq 2x\ \frac{3.5}{48.63}\ (0.6x48.63 - 9.72)\left(3.5 + \frac{2}{3}\ 9.72\right) = 27.95 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.0829 \leq 3.972\ MPa \\ \text{Vérifier} \\ 0.0829 \leq 27.95\ MPa \end{cases}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

					Contraintes normales			vérification	
Phases	**V_G (KN)**	**N (KN)**	**V_{red} KN**	**τ(y) Mpa**	**σ_s**	**σ_i**	**σ_G**	**Inégalité(1)**	**Inégalité(1)**
I	246.49	6629.73	-1065.87	-2.88	9.12	10.40	9.72	0.0829< 3.972	0.0829< 27.95
II	429.609	5893.88	-882.76	-2.39	8.11	9.24	8.64	0.0571< 12.964	0.0571< 27.37
III	489.5	6049.94	-822.87	-1.91	8.32	9.72	8.98	0.0364≤ 14.01	0.0364≤ 29.64
IV	580.2	6200.89	-732	-1.98	8.53	9.73	9.1	0.039≤ 12.41	0.039≤ 24.92

Tab. XI-2 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases.

XI-3) Justification à l'E.L.U (B. P. E. L 91 Art. 7 – 3) :

a. Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section Ac et leur espacement St

$$S_t \leq \min\{1m;\ 0.8 * h;\ 3 * b_0\} = \{1m;\ 1.2m;\ 1.05m\}$$

$$\Longrightarrow S_t \leq 1m$$

Le minimum d'armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_{t\,min}}{S_t} \geq \frac{0.6x1.15x30.75}{500} X100 = 4.24\ cm^2/\ ml.$$

On choisit des cadres **HA12. At** = **2. 26 cm²**, soit **2HA12.**

Donc:

$$S_t \leq \frac{A_t\ f_e}{0.6\ b_n \gamma_s} \Longrightarrow S_t \leq \frac{2.26x500x10^{-4}}{0.6x30.75x1.15x10^{-2}} = 0.113\ m.$$

On prend:

St = 15 cm aux appuis et 20 cm en travée.

b. justification des armateurs transversaux :

L'objectif de cette justification est démontré que les armateurs transversaux sont suffisants pour assurer la résistance des parties tendues du treillis par des bielles de béton et les armatures.

Il faut que la formule suivante soit vérifiée :

$$\frac{A_t\ f_e}{b_n S_t\ \gamma_s} \geq \left(\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3}\right) tg\beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$ **(BPEL Art: 7, 3, 22).**

$$\tau_{redu} \leq \frac{A_t}{b_n\ St} . \frac{f_e}{\gamma_s}\ cotg\beta_U + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$Tg2\beta = \frac{2\tau\ red^u}{\sigma t^u - \sigma t^u}$$

Avec:

$$red^u = \sigma y^u + \sigma t^u$$

$$rv^u = \frac{Vred^u}{0.8h\ b_n} \text{ et } \quad Vred^u = V_u - \frac{P_n}{n} \sum_{i=1}^{n} sin\alpha_i$$

$$P_{u=}\ n\ (P_0 - \Delta P)$$

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_j(1) + \Delta\sigma_{diff}\ (1).$$

$$P_u = 3x\ (1488\text{-}458.748)\ x1680x10^{-3} = 5187.43\ KN.$$

$$Vred^u = V_u - \frac{P_n}{n} \sum_{i=1}^{n} \sin\alpha_i \quad \text{avec } V_{u\ max} = 1185.5\ KN.$$

$$Vred^u = 1185.5 - \frac{5187.43}{3}\ 0.58 = 182.596KN.$$

$$\tau red^u = \frac{V_{max}{}^u}{b_n\ 0.8h}$$

$$\tau red^u = \frac{182.596x10}{0.8x150x30.75} = 0.4948.$$

$$\tau red^u = \tau y^u + \tau T^u = 0.494 + 0.947 = 1.441\ MP_a$$

- **Angle d'inclinaison (β_u) :**

$$N_u = \frac{P_n}{n} \sum_1^n \cos\alpha_i = \frac{5187.43}{3}\ 2.93 = 5070.63KN.$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{5070.63x10}{6773.852}\left[1 - \frac{32.59*66.48}{3334.20}\right] = 2.62MP_a \\ \sigma_i = \frac{5070.63x10}{6773.852}\left[1 + \frac{32.59*108.52}{3334.20}\right] = 15.42MP_a \end{cases}$$

$$\sigma_G = 7.48MP_a.$$

D'où :

$$Tg2\beta = \frac{2x1.441}{7.48} = 0.38 \implies \beta = 15°.$$

c. **Détermination des armatures verticales** :

$$\frac{A_t}{S_t} =\geq \left(\tau_{red}{}' - \frac{f_{tj}}{3}\right) \frac{1.15\ b_n}{f_e}\ tg\beta$$

$$\frac{A_t}{S_t} =\geq \left(1.441 - \frac{3.3}{3}\right) \frac{30.75x1.15x100}{500} tg(15) = 0.64\ cm^2/ml.$$

$$\Longrightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \max(0.64; 4.24) = 4.24\ cm2/ml.$$

On choisit comme ferraillage transversale : **2HA10 + 2HA12** soit $\mathbf{A_t = 3.83\ cm2}$

Soit des cadres supplémentaires par rapport aux cadres destinés à reprendre l'effort tranchant d'où :

$$S_t \leq \frac{3.83}{4.24} = 0.90\ cm.$$

On prendra :

$S_t = 20$ cm. (pour la section médiane).

-Les armatures transversales supérieures :

Elles doivent être aux moins égales à 2 cm^2/ml.

Soit un cadre HA12 chaque 20 cm.

d. **justification du béton des bielles de compression** :

La condition à respectée est la suivante :

$$\tau vu^2 + \tau tu^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4\gamma_b}\right)^2$$

$$(0.494)^2 + (0.947)^2 = 1.140 \leq \left(\frac{45}{4x1.5}\right)^2 = 56.25$$

$\Longrightarrow$ 1.140≤ 56.25 vérifiée.

e. justification des armatures longitudinales (BPEL. Art7.6, 55).

Les sollicitations de torsion d'une poutre engendrent longitudinales qui doivent être équilibrées.

Soit par compression développé par la flexion et la précontrainte longitudinale.

Soit par le recours des armatures passives.

La densité de l'effort de traction longitudinal du à la long de la ligne moyenne de cette section vaut :

$$F_{i=}\ \tau_{TU}\ b_n\ .\cot g\beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_I}{B_{ame\ nette}}$$

Avec :

$B_{ame\ nette} = B_{br} - B_{gaine} = (1.50x0.35)-3\pi\frac{0.085^2}{4} = 0.50\ m^2$

Alors :

$\sigma_t = \frac{0.947x0.3075x3.73}{0.50} = 2.17\ MP_a \Longrightarrow \quad \sigma_t = 2.17\ MP_a < \sigma_{xu} = \sigma_G = 7.48$ la condition est vérifiée.

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

Introduction :

Lorsque les armatures de précontraintes sont ancrées dans une section qu'on peut appeler section « SA » d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes ne peut être obtenue par les règles usuelles de la RDM, car les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas remplies au voisinage de SA.

A cet effet, il y a lieu de procéder, dans cette zone :

- A des vérifications permettant d'éviter l'apparition des fissures et l'écrasement du béton.
- A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

XII-1-Zone d'appui simple d'about :

Dans cette zone, on doit nécessairement procéder à :

- La justification de la bielle d'about**. (Art.7.5, 1 B.P.E.L)**
- La justification de l'équilibre du coin inférieur**. (Art.7.5, 2 B.P.E.L)**
- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte. **(Art.8 B.P.E.L)**

XII-2-Justification de la bielle d'about :

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about.

a- Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliques à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle βu tel que :

4- $\tan \beta_u = \frac{2 * \tau u}{\sigma xu - \sigma tu}$ $(\beta_u \leq 30^\circ)$ **(Art. 3, 2. B. P. E. L).**

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibre la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i on définie les angles d'inclinaison θ_k par :

$$\tan \theta_k = \frac{RU - \sum_i^k = 1 \ Fi - \sin \alpha i}{\sum_i^k = 1 Fi * \cos \alpha i - Hu}$$

Avec :

αi : Inclinaison du câble.

RU : Composante verticale de la réaction d'appui (RU = VU).

Hu : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

Fi : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de «βu » pour le rang r du câble si l'on à

$$\begin{cases} \tan \theta r \leq \tan \beta u \\ \tan \theta r - 1 \leq \tan \beta u \end{cases}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$\Sigma Fi \cos \alpha i - Hu \geq [Ru - \Sigma Fi * \sin \alpha i] \cot \beta u$

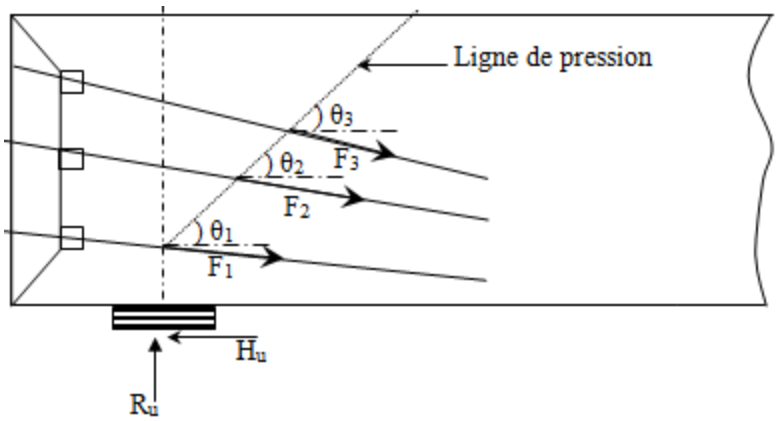


Fig. XII.1 : Inclinaison de la bielle unique du béton

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « » de la fibre supérieure.

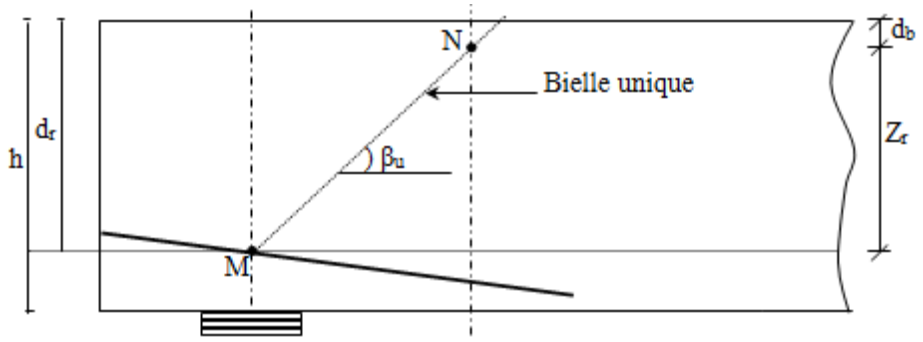


Fig. XII.2 : La bielle d'about

Avec :
MN : axe de la bielle.
Zr : hauteur de la bielle.
db : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.
dr : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W=R_u - \sum Fi * sin\alpha i - \frac{Zr}{St} * At * \frac{fe}{\gamma s} * \frac{\sin(\alpha+\beta u}{sin\beta} - \frac{Zr}{s't} * F_{tu} * \frac{\sin(\alpha'+\beta u)}{sin\beta u}$$

Avec :
α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale 45° ≤ α ≤ 90°
α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale 45° ≤ α ≤ 90°
αi : Inclinaison du câble de précontrainte.
St : Espacement des armatures passives transversales.
At : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

Ftu : Effort de précontrainte après toutes les pertes.
W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

b- Vérification des armatures transversales :

- Si Zr ≥ Z : la section d'armatures à prendre compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.
- Si Zr < Z : la section, majorée d' [Z

Zr est à répartir sur la longueur Zr ∗ cot βu à partir de l'axe de l'appui.

-Application au projet :

Vu =118.55 t =1185.5 KN

V_{red} = vu-$\sum_{i=1}^{n}$ plim ∗ sinαi

$$\text{Plim} = \min \begin{cases} 1.2 * \sigma pm = 1.2(\sigma p0 - \sigma pt) \\ 1.2(1488 - 245.12 + 213.68) = 1029.2 \\ \text{fprg} = \frac{1660}{1.15} = 1443.47 \end{cases}$$

Plim= 1029.2

Flim = Ap [min ($1.2\sigma_{p0}$; $\frac{\text{fprg}}{\gamma b}$)]

=1680*[min (1443.47)]*10^{-3}

Flim=2425.0296 KN

βu ≤ 30° Art 3 2 BPEL

βU = 30°

Recherche du rang r

On doit vérifier la condition suivante :

Σ Fi cos αi − Hu ≥ [Ru − Σ Fi ∗ sin αi] cot βu i =1-3

Hu = 0.1*Gtablier = 0.1*(31.74*30.33*10)=962.6742 KN

ΣFi ∗ cos αi – Hu

2425.0296*2.9324 – 962.6742 = 6148.48 KN

(Ru − ΣFi ∗ sin αi) ∗ cot βu

=1185.5-(2425.0296*0.5877)*1.732 =415.14 KN

Donc : 6148.48>> 415.14 vérifier ⟶ le rang r existe

-Angle d'inclinaison :

$$tg_{\theta k} = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{k} F_i . \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^{k} F_i . \cos \alpha_i - H_u}$$

K	$R_u(KN)$	$\sum F_i . \sin \alpha_i (KN)$	$\sum F_i . \cos \alpha_i \ (KN)$	$H_u(KN)$	$tg_{\theta k}$	$\theta_k(°)$
1185.5	187,52	253.48	2411.74	962.6742	0.6431	32.74
Rminer		462.71	2380.47		0.5097	27.00
3		709.01	2319.067		0.35129	19.35

Tableau-XII- 1 : calcule de l'angle d'inclinaison.

$\theta_{k1} = 32.74 > \beta_u = 30$
$\theta_{k2} = 27 < \beta_u = 30$

On constate que l'équilibre est atteint au niveau du 2iem câble donc r= 2

$db = \frac{150}{10} = 15$ cm

dr = 150-h'

h' (0.891-0.5tg11) = 0.7938 = 79.38 cm

dr = 150-79.38 = 70.62 cm

Donc :

Zr = dr – dp = 70.62 -15 = 55.62 cm = 0.5562 m

Z0.8*H = 0.8*150 = 120 =1.2 m

Zr<Z la section d'armature transversales déterminer lors de l'etude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Zr}$

XII-3-Justification de l'équilibre du coin inférieur :

Lorsque la réaction d'appui « R »d'une poutre est appliqués au voisinage d'une arrête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas risque de fendage d'un coin de béton, entraînant l'arrête. Le plan de rupture passe par le nu intérieur de l'appui.
Pour éviter toute rupture par fendage, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quelques soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{\mathrm{At} * \mathrm{fe}}{\gamma s} \geq \lambda * (\mathrm{Ru} + \mathrm{Fvlim}) + \mathrm{Hu} - \mathrm{FHlim}$$

Avec :
At : Section d'armature de coutures.
Ru : Composante verticale de la réaction d'appui.
FHlim : Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa limite).
Fvlim : Composante verticale de la même force.

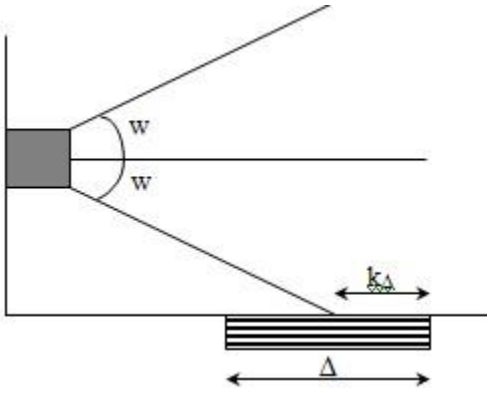
$$\lambda = \frac{1.5 - tan\theta}{1.5 * tan\theta}$$

-Section d'armature minimale :

Lorsque la vérification précédente aboutit à At = 0, il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donné par :

$$\mathrm{At_{min}} = \frac{0.04 * \mathrm{Ru} * \gamma_s}{fe} * (5 - 4 * \mathrm{K}) \text{ avec : } 0 < K < 1$$

Fig.XII.3 : Equilibre du coin inférieur.



-Application a notre projet :

Flim = 2425.0296 KN

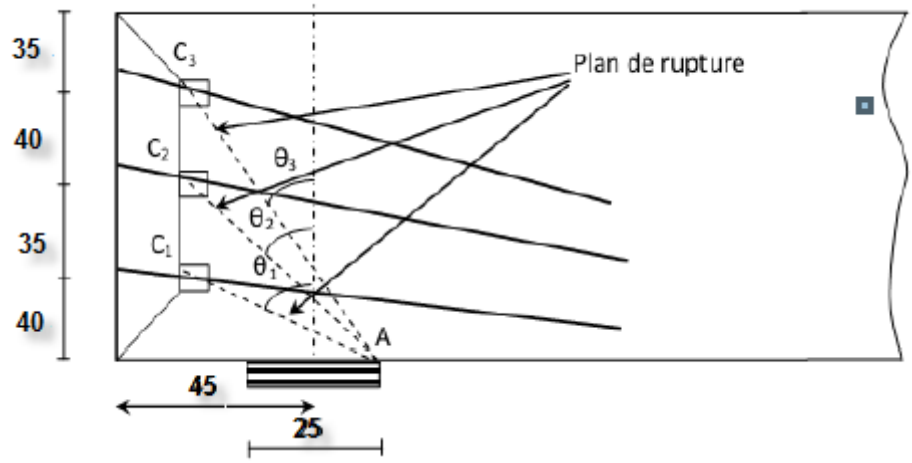


Fig.XII.4 : Equilibre du coin inférieur.

Plan de rupture	tgθ	F_{vlim} (KN)	F_{hlim} (KN)	λ	R_u(KN)	H_u(KN)	$A_t.f_e/\gamma_s$	A_t(cm^2)
AC_1	2.55	253.484	2411.745	-0217	1185.5	962.674	1665.217	-1761.330
AC_2	1.66	462.717	2380.47	-0.045				-1493.28
AC_3	0.88	709.10	2319.067	0.267				-850.55

Tableau.XII.2 : Vérification de la section d'armature de couture.

Le tableau montre que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité précédente. Donc les armatures de coutures sont négligeables. Toute fois le B.P.E.L propose une section minimale en vu de reprendre les efforts locaux de l'appareil.

$$A_{tmin} = \frac{0{,}04.R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}.(5-4K)$$

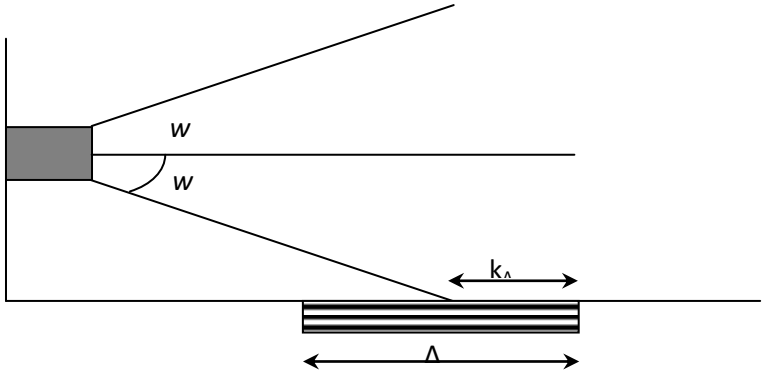


Fig.XII.5 : Interaction ancrage appui.

Les sections d'armatures de coutures sont négligeables, or que le BPEL prévoit une section minimale qui doit reprendre les efforts locaux des appareils d'appuis.

$$A_{tmin} = \frac{0{,}04.1185.5*1.15}{500}.(5 - 4 * 0.5) = 0.327\ cm^2$$

A_{tmin}= 3.27 cm^2

Soit à prendre une section **4HA12** $\Longrightarrow$ **Atmin** = **4. 22 cm 2**

XII-4-Justification relative à l'introduction des forces de précontrainte:

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :
- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions.

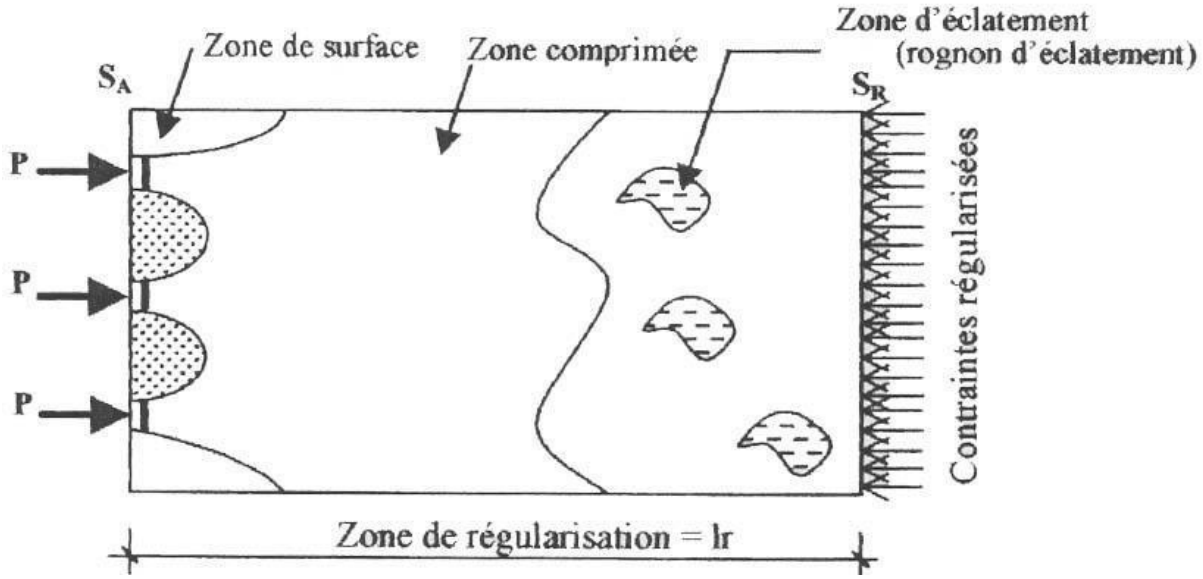


Fig.XII.6 : Les trois zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de Régularisation.

On définit une de régularisation des contrainte, celle ou les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue. Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est pris égale à la hauteur de la pièce.
D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimension (d $*$ d), et dans lequel les isostatiques créant:
- Des efforts de tractions transversaux (effort d'éclatement).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

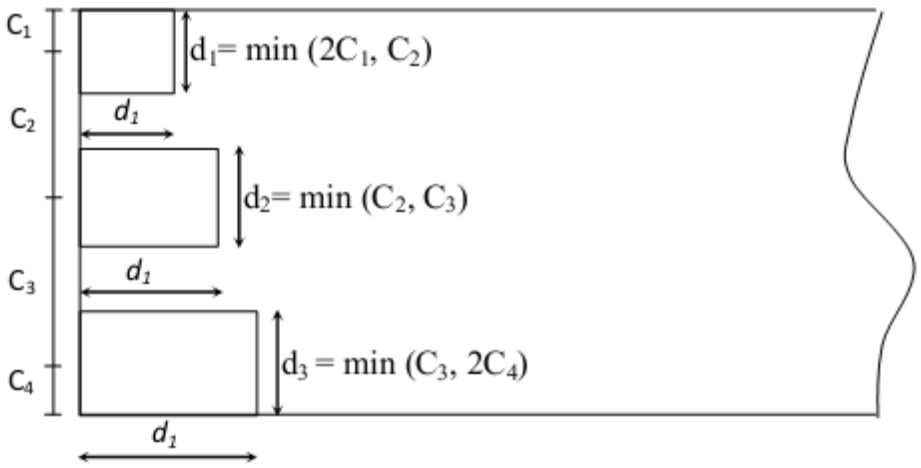


Fig.XII.7 : prisme symétrique.

XII-4-1-Equilibre de la zone de 1ére régularisation :

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

a)Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section S_A est :

$$A_s = 0{,}04.\frac{\max F_{j0}}{\sigma_{Slim}}$$

Avec : F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

$\sigma_{Slim} = \frac{2}{3} f_e$, f_e étant la limite d'élasticité des frettes.

b) Effets d'éclatement :

La justification concerne :

- d'une part, la vérification des contraintes du béton.
- d'autre part, le ferraillage d'éclatement.

➢ **Les contraintes dans le béton** :

✓ A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », on doit vérifier que la contrainte moyenne de compression « σxmj » à l'extrémité de la zone de 1ere régularisation est :

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e'.d_j} \leq \frac{2}{3}.F_{cj}$$

Avec :

d_j: Hauteur du prisme « j ».

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

e' : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

- ✓ La contrainte maximale de traction σ_{tej} , dans l'axe des armatures, susceptible de provoquer l'éclatement du prisme, doit vérifier la condition suivante :

$$0{,}5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_{j0}}{e'd_j} \leq 1{,}25.F_{tj}$$

c) Ferraillage d'éclatement :

Les armatures déterminées, selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes. Pour les règles de cumul.

En aval de la section « S_A », sur une zone égale à max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_e = sup\begin{cases} maxA_{ej} = \dfrac{R_j}{K_j.\sigma_{s\,lim}} \quad , \quad R_j = 0{,}25(1-\dfrac{a_j}{d_j})F_{j0} \\ 0{,}15\dfrac{maxF_{j0}}{\sigma_{s\,lim}} \qquad\qquad avec\ \sigma_{slim} = \dfrac{2}{3}f_e \end{cases}$$

$K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.

$K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

XII-4-2-Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

La tranche de pièce comprise entre « S_A » et « S_R » à la limite de la zone de régularisation est considérée comme une poutre de répartition.

Elle doit être équilibrée sous les efforts qui lui sont appliqués :

- F_j : Forces concentrées sur « S_A » et « S_R ».
- Efforts répartis (courbure-frottement) : Entre « S_A » et « S_R ».
- Contraintes normales $\sigma(F'_j)$ tangente $\tau(F'_j)$ sera répartie selon le principe de «NAVIER» dans «S_R».

Pour la simplification des calculs, le BPEL admet et considère cet équilibre général comme résultat de la superposition de deux états d'équilibre.

1) Un équilibre selon la RDM.
2) un équilibre générale de diffusion pure .

S_R

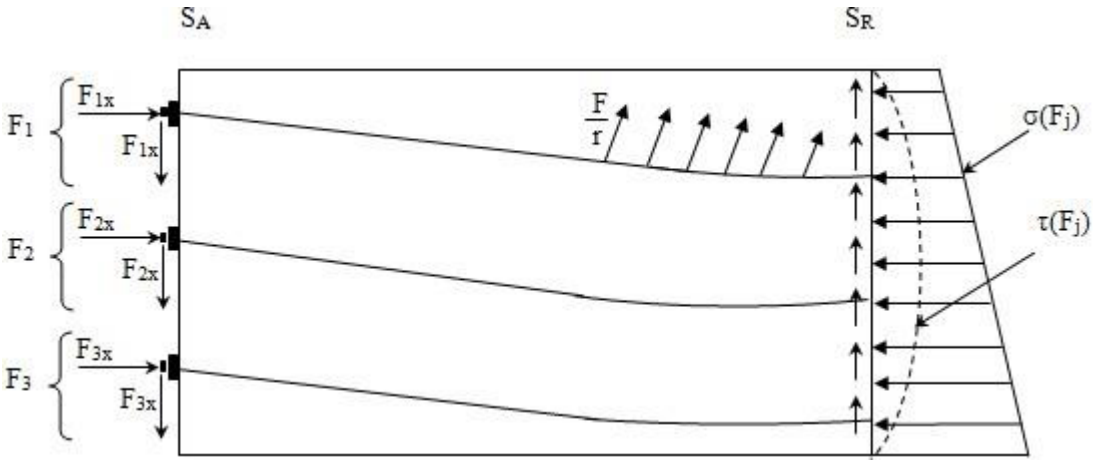


Fig.XII.8 : Transmission des forces dans la zone régularisation.

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :
- Equilibre selon la RDM.
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure)

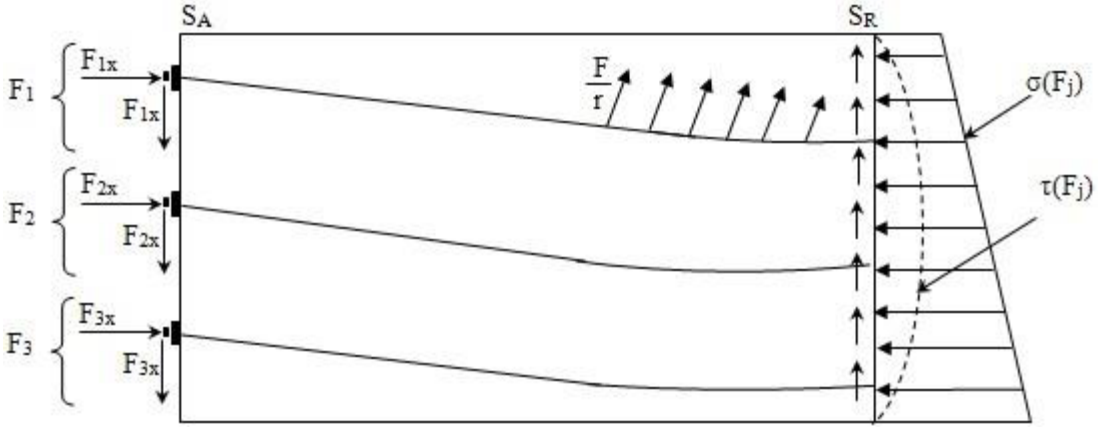


Fig.XII.9 : Equilibre général.

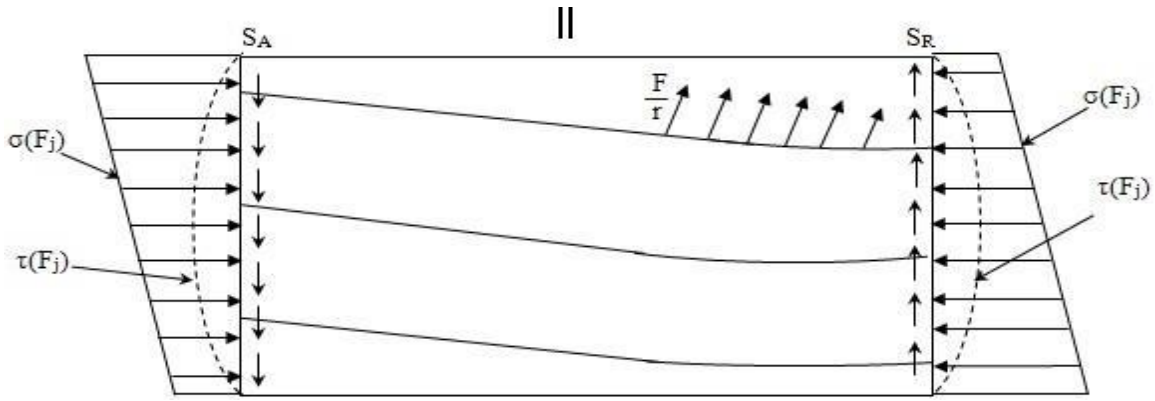


Fig.XII.10 : Equilibre selon la RDM.

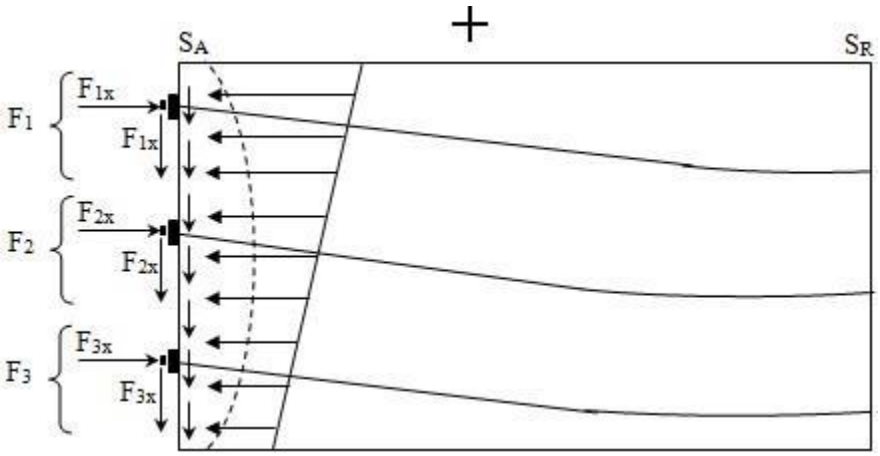


Fig.XII.11 : Equilibre général de diffusion pure.

XII-4-3-Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

a. Justification des contraintes :

Sur chaque plan de coupure d'ordonné « t » la contrainte de cisaillement est conventionnelle prise égale à

$$\tau_d = \frac{V_x}{e'.I_r}$$

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte τ la plus défavorable qui résulte au niveau t, de l'équilibre selon la résistance des matériaux de l'ensemble des sollicitations.

Soit τ_{gmax} la contrainte globale maximale de cisaillement, doit vérifier :

$$\tau_{gmax} = max[(\tau_d + \tau)_t] \leq 1{,}5 f_{tj}$$

-Armatures d'équilibre général :

Ces armatures sont déterminées par la règle des coutures :

- Si N_{tc} est l'effort normal au niveau t où $|V_x| = |V_x|_{max}$, la section totale des aciers de couture, disposés perpendiculairement à la fibre moyenne de la pièce est donnée par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

V_{xe} : Désignant l'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent la valeur : $V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d}\right)^2\right]$

- Si : $A_c < A_s + A_e$ aucun renforcement n'est à prévoir.

$Ac > A_s + A_e$, prévoir des armatures transversales complémentaires de même façonnage, doivent être mis en place de façon à ce que la section totale des aciers entre « S_A » et « S_R » soit au moins égale à A_c

Ces armatures complémentaires éventuelles sont uniformément répartis à partir de « SA » sur une longueur au plus égale à :$2/3\ L_r$.

-Application au projet :

1. Effet de surface :

-Plan vertical:

$$As = \frac{0.04 * 2425.0296}{\frac{2}{3} * 500} = 2.91\ cm^2$$

Soit 3HA12 A=3.39 cm^2

Plan horizontal:

As = 3*2.91 = 8.73 cm^2

As = 3*3.39 = 10.17cm^2

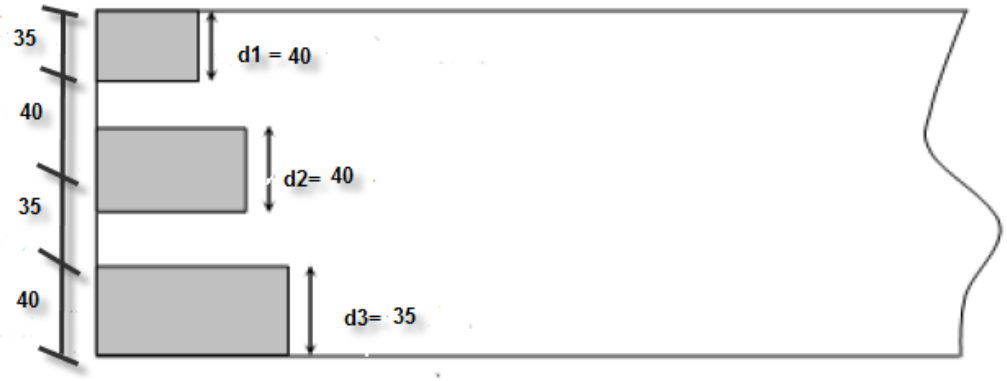


Fig.XII.12: Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique).

2. Effet d'éclatement :

a- Vérification des contraintes du béton:

-Contrainte de compression :

$$\sigma_{xm\,1} = \frac{2425.0296 \times 10^{-3}}{350 * 400} = 17.32\text{MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 25.64\text{MPa}$$

$$\sigma_{xm\,2} = \frac{2424.0296 \times 10^{-3}}{400 * 350} = 17.32\text{MPa} < 25.64MPa$$

$$\sigma_{xm3} = \frac{2425.096 \times 10^{-3}}{350 * 350} = 19.79\text{Pa} < 25.64MPa$$

-Contrainte de traction

$$\sigma_{t1} = 0{,}5\left(1 - \frac{24}{40}\right) \times 17.32 = 3.464MPa < 3{,}625MPa$$

$$\sigma_{t1} = 0{,}5\left(1 - \frac{24}{40}\right) \times 17.32 = 3.464MPa < 3{,}615MPa$$

$$\sigma_{t1} = 0{,}5\left(1 - \frac{24}{35}\right) \times 19.79 = 3.10MPa < 3{,}625MPa$$

Les contraintes de compression et de traction sont vérifiées

b- Ferraillage d'éclatement :

✓ **Plan vertical :**

$$A_e = \max\begin{cases} A_{e1} = \dfrac{0{,}25\left(1 - \frac{24}{35}\right)2425.0296 \times 1000}{\frac{2}{3}.500} = 5{,}716\text{cm}^2 \\ A_{e2} = \dfrac{0{,}25\left(1 - \frac{24}{35}\right)2425.0296 \times 1000}{\frac{2}{3}.500} = 5.716\text{cm}^2 \\ A_{e3} = \dfrac{0{,}25\left(1 - \frac{24}{40}\right)2425.0296 \times 1000}{\frac{2}{3}.500} = 7.27\text{cm} \end{cases}$$

$$A_e = 0{,}15\frac{2425.0296 * 1000}{\frac{2}{3}.500} = 10.91\text{cm}^2$$

$$Ae = 10.91\text{cm}^2$$

Soit 3×2 cadres 2HA12 sur une profondeur de 40cm

✓ **Plan horizontal :**

$$A_e = \max\begin{cases} A_{e1} = 0{,}15 \times \dfrac{2425.0296 * 1000 \times 3}{\frac{2}{3}.500} = 32.73\text{cm}^2 \\ A_{e2} = \dfrac{0{,}25\left(1 - \frac{24}{35}\right)2425.0296 * 1000 \times 3}{\frac{2}{3}.500} = 17{,}148\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{e2} = 32.73\text{cm}^2$ soit 5HA14 autour de chaque ancrage

c- Effort d'équilibre général:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\text{cable(1): } \sigma_{pi} = 1488 - 169.36 = 1318.64 \text{ MPa}$$

$$\text{cable(2): } \sigma_{pi} = 1488 - 208.442 = 1279.588 \text{ MPa}$$

$$\text{cable(3): } \sigma_{pi} = 1488 - 263.082 = 1224.918 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} F_1 = 1318.64 * 1680 * 10^{-3} = 2215.3152KN \\ F_2 = 1279.558 * 1680 * 10^{-3} = 2149.657KN \\ F_3 = 1224.918 * 1680 * 10^{-3} = 2057.862\ KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{xj} = F_j \cos\alpha_j \\ F_{tj} = F_j \sin\alpha_j \end{cases}$$

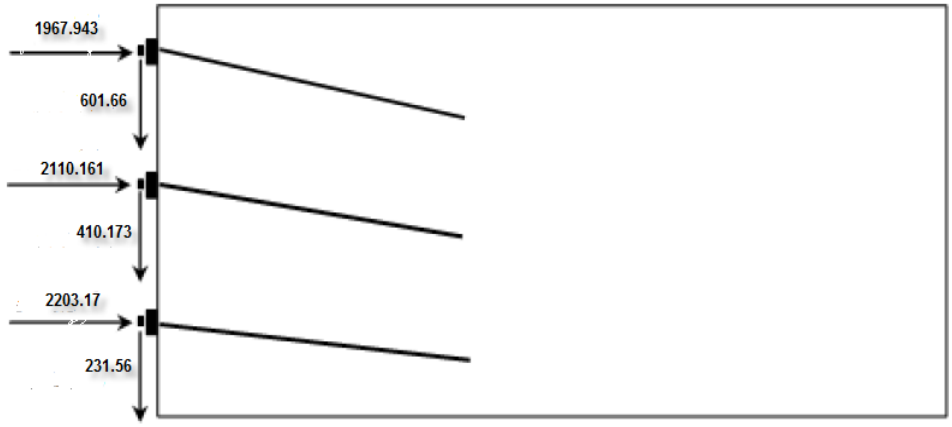


Fig.XII.13 : Composantes des efforts de précontraintes.

3. Calcule des contraintes normales :

$$\sigma_y = \frac{\sum P_i \cos\alpha_i}{Bnette} \frac{\sum P_i \cos\alpha_{i-e_{pi}} \times y}{Inette}$$

$$e_p = Z - v'$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{(2203.179 + 2110.161 + 167.943)}{6773.852} \times 10 + \frac{2203.179(-32.12) + 2110.161(-2.88) + 1967.943(42.88)}{17921058.54} \times 71.36 \times 10$$

σ_{sup}**=8.62Mpa**

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{(2203.179 + 2110.161 + 167.943)}{6773.852} \times 10 - \frac{2203.179(-32.12) + 2110.161(-2.88) + 1967.943(42.88)}{17921058.54} \times 71.36 \times 10$$

σ_{inf} =9.91 Mpa

4. **calcul des contraintes tangentielles à l'about :**

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n . 0{,}8h}$$

Avec :

$$V_{red} = V - \sum F_i . \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 1185.5 - 2425.0296(sin6 + sin11 + sin17) = 239.71\ KN$$

D'où :

$$\tau_{max} = \frac{239.71 \times 10}{0.8 * 150 * 30.75} = 0.6496MPa > -1{,}5f_{tj} = -4.95MP$$

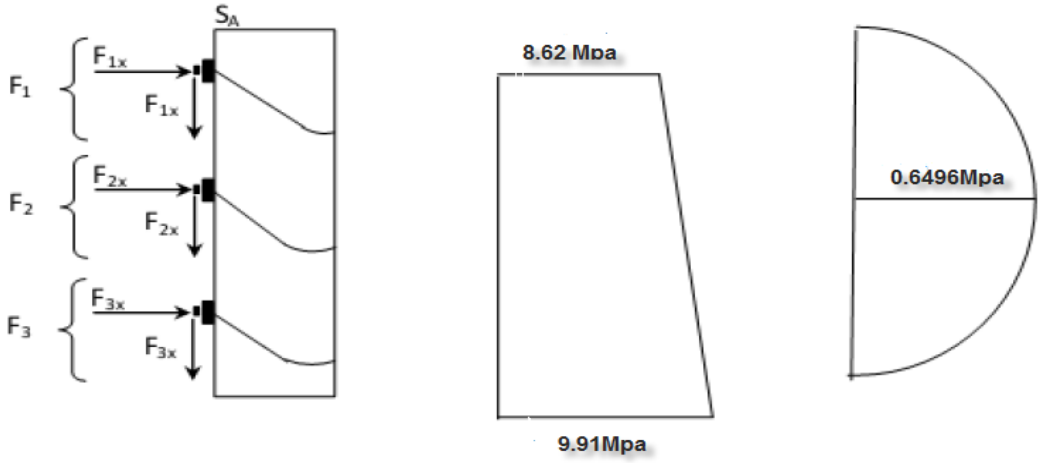


Fig.XII.14 : Contraintes normales et tangentielles.

5. **Calcul des sollicitations:**

$$\sigma(fj) = 8.62 + \frac{9.91 - 8.62}{1{,}5} \times t = 8.62 + 0.86t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j).e\,dt \qquad b = 0{,}35m$$

$= 3.017\,t + 0.1505t^2$

$\tau(Fj) = at^2 + bt + c$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 0.6496MPa => \frac{d\tau}{dt} = 0 => 2at + B = 0 => t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2} => \frac{-b}{a}$$
$$= h = 1{,}50 \ldots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 0{,}75) = a(0{,}75)^2 + b(0{,}85) = 0.64 \ldots (2)$$

$$de(1)et\ (2) => \begin{cases} a = -1.13 \\ b = 1.7 \end{cases}$$

$$=> \tau(Fj) = -1.13t^2 + 1.7t$$

$$=> T(t) = \int_0^t \tau(Fj)e\,dt = -0{,}131t^3 + 0{,}297t^2$$

-Calcul des efforts tranchants :

$$V(t) = \sum F_i \cos\alpha_i - x(t)$$

$$X(t) = 33.017t + 0{,}1505t^2(MN)$$

Câble	α(°)	F_i(KN)	F_{ix}(kN)	F_{it}(KN)
1	6	2215.3152	2203.179	231.56
2	11	2149.657	2110.161	410.173
3	17	2057.862	1967.943	601.66

Tableau.-XII-3 : calcul de l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_1 : 0 < t < 35 : X(t) = 1.074 => V_x(t) = -1.074MN \\ \text{en dessous de } F_1 : X(t) = 1.074 => V_x(t) = 0.893MN \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_2 : 35 < t < 75 : X(t) = 1{,}23 => V_x(t) = 0.337MN \\ \text{en dessous de } F_2 : X(t) = 1.23 => V_x(t) = 2.11 - 0.337 = 1{,}773MN \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_3 : 075 < t < 110 : X(t) = 1.074 => V_x(t) = 0.699MN \\ \text{en dessous de } F_3 : X(t) = 1.074 => V_x(t) = 20.203 - 0.699 = 1{,}504MN \end{cases}$$

-Calcul des efforts normaux :

$$T(t) = -0{,}13t^3 + 0{,}297t^2$$

$$N(t) = \sum F_i \sin\alpha_i - T(t)$$

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_1 : 0 < t < 35 : T(x) = 3.080 \times 10^{-2} \Rightarrow N(t) = 3.08 \times 10^{-2} MN \\ \text{en dessous de } F_3 : N(t) = 5.708 * 0.1 MN \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_2 : 35 < t < 75 : T(x) = \ 0{,}0392 \Rightarrow N(t) = 3.92 * 0.01 \ MN \\ \text{en dessous de } F_2 : N(t) = 3.92 * 0.01 + 0.410 = 0{,}4492 MN \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au dessus de } F_3 : 75 < t < 110 : T(x) = 3.08 * 0.01 \Rightarrow N(t) = 0.4184 MN \\ \text{en dessous de } F_1 : N(t) = 0{,}6499 MN \end{cases}$$

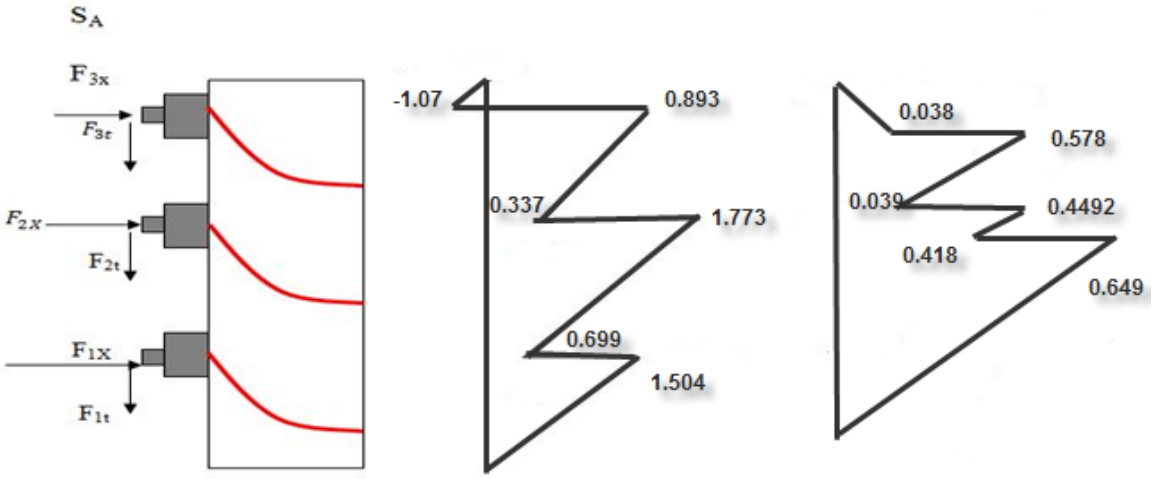


Fig.XII.15 : Contraintes normales et tangentielles.

6. Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bh} = \frac{2 \times 1.773}{0{,}35 \times 1{,}5} = 6{,}75 MPa$$

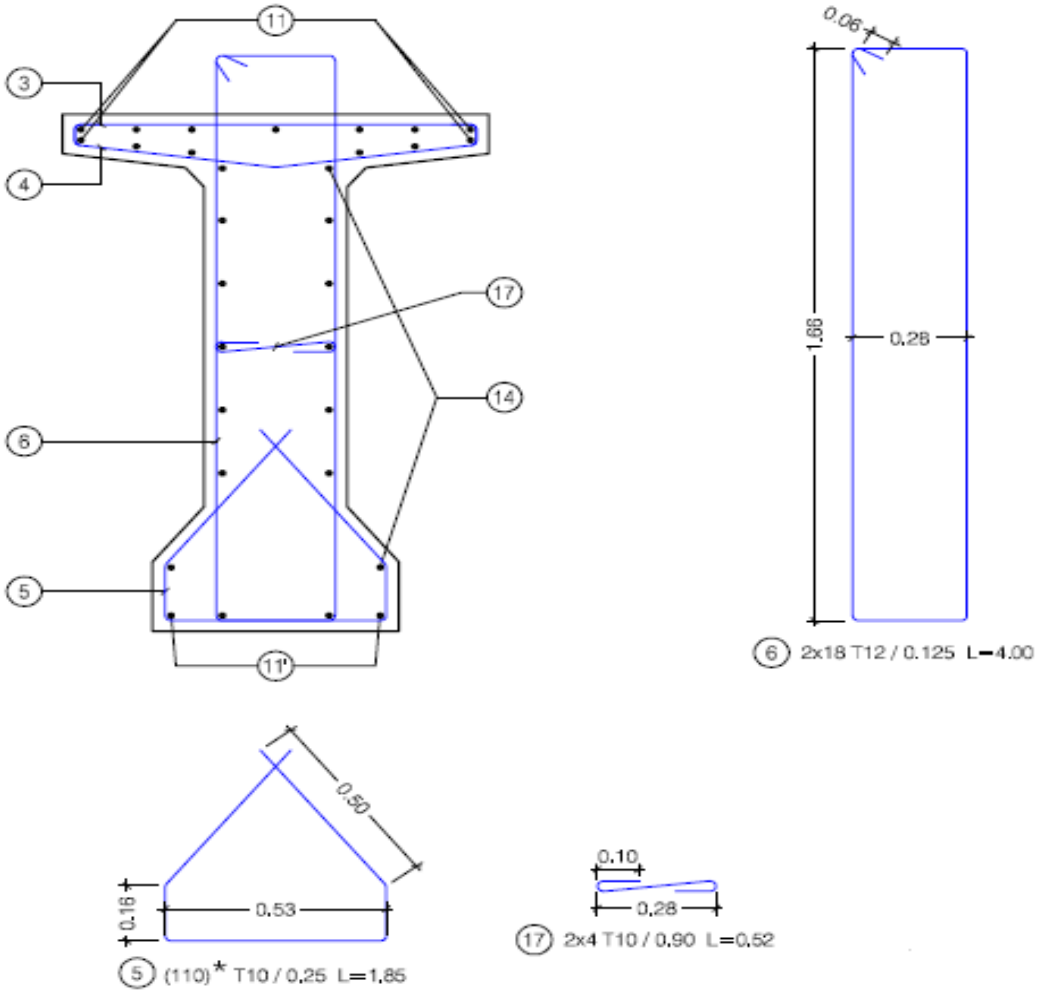
$$V_{xe} = V_{xmax}\left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d}\right)^2\right] = 1.773\left[1 - \left(\frac{3.3}{3 \times 6{,}75}\right)^2\right] = 1.72 MN$$

$$A_c = \frac{(1.7259 - 0{,}4492)}{\frac{2}{3}500} = 58{,}1 cm^2$$

Section d'armature répartie sur une longueur de $\frac{2}{3}150 = 100cm$ =1 m

$A_s + A_e = 10{,}17 + 32.73 = 42.9 cm^2 > A_c = 32.301 cm^2$

condition vérifiée ⟹ aucun renforcement n'est à prévoir.



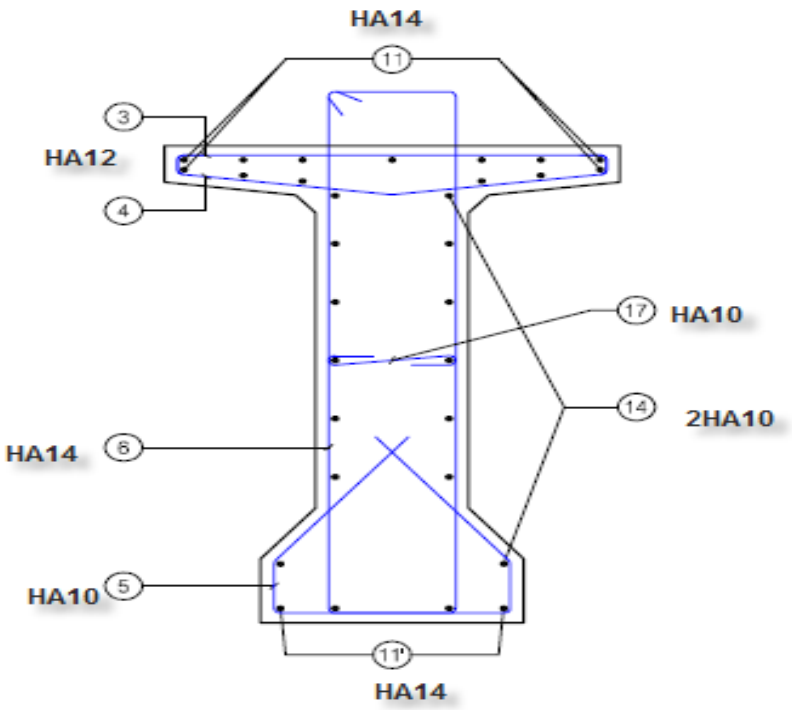


Figure. XII.16 : SECTION D'ABOUT.

Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte qui engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement …). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent les rotations et les déplacements d'appui.

XIII-1) calcul des flèches :

XIII-1-1) flèche due au poids propre de la structure:

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.
La flèche à mi travée est donnée par l'expression suivante :

$$f_g = \frac{5 q_{G\ } \times L^4}{3480\ E_v\ \times I_G} = \frac{5\ M_{G\ } \times L^2}{3480\ E_v\ \times I_G}$$

Avec :

- E_v : module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{45} = 13160.5 \text{ MPa}$$

- I_G: moment d'inertie (poutre + hourdis)

$$I_G = 33909823.18 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 203.076 \text{t.m}$$

$$f_g = \frac{5 * 203.07 * 33{,}4^2 * 10^8}{48 * 13160.5 * 33909823.18} = 4.36 \text{cm}$$

XIII-1-2) flèche due aux surcharges:

Pour simplifier les calculs, en considère que les surcharge sont uniformément reparties :

MS = MT − MG= 360-203.07= 156.93 t. m

Même calcule que pour la flèche due au poids propre

$$\mathbf{f_s} = 3.36 \textbf{ cm}$$

XIII-1-3) contre flèche de précontrainte :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de La poutre fp sera donné par :

$$f = \int_0^L \frac{M_x}{E\ I}\, d_x$$

Avec Mx dx est le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Diagramme des moments de précontraintes :

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

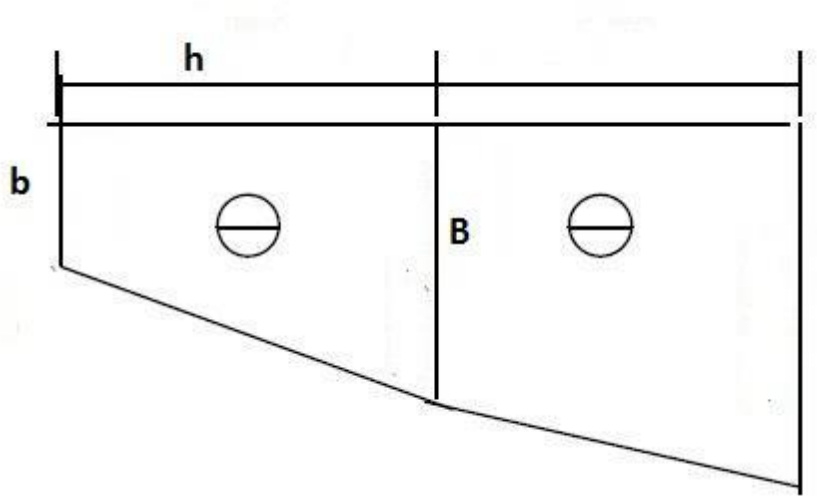


Fig. XIII-1 : diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre.

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :
MP = N ∗ e
N : Effort de précontrainte et **e** : excentricité.

Avec : $N_x = P \Sigma \cos \alpha$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte, la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.
Donc :

$$P = \sigma_{pm} \times A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} . A_P$$

σ_{pi} : Contrainte initiale (h, b, B)

σ_{ps} : Contrainte en service (finale)

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravite à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B+b)}{3(B+b)}$$

Sections	σ_{pi}(MPa)	σ_{ps}(MPa)	σ_{pm}(MPa)
0	1274.371	1029.251	1151.811
L/4	1258.44	1034.69	1146.565
L/2	1329.886	1091.786	1210.836

TAB. XIII.1 : Valeurs de σ_{pm} dans les différentes sections.

L'effort normal aux différentes sections :

$N = N_x = N_{pi} \cdot \sum \text{Cos } \alpha i = (\sigma_{pm} \cdot As) \cdot \sum \text{Cos } \alpha i$

Sections	$\sum \cos \alpha i$	$Ni(KN)$	$e_{pi}(m)$	$M_{pi}=N_i \times e_{pi}$
0	2.9324	4728.58	-32.39	-1531.58
L/4	2.9324	4707.05	-99.79	-4697.16
L/2	2.9324	4970.91	-99.79	-4960.47

TAB. XIII.2. Valeurs des moments aux différentes sections.

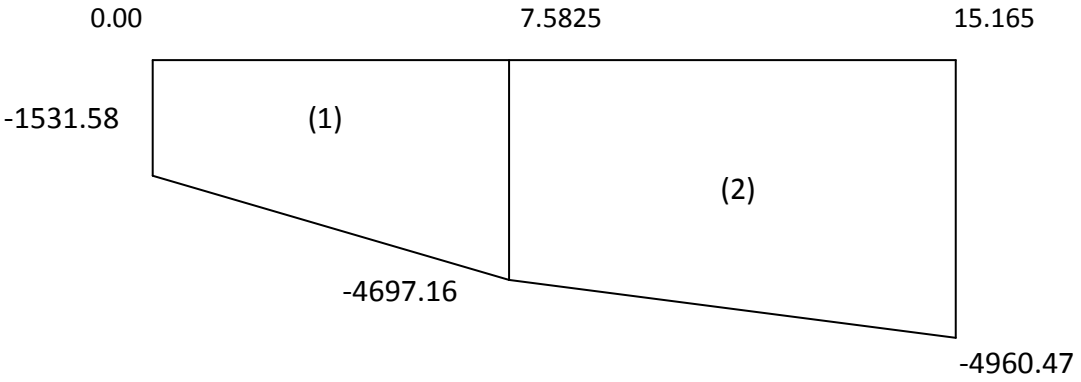


Fig. XIII-2 : diagramme des moments de précontrainte.

Trapèze (1) :

$$X_1 = \frac{7.5825(2\times 4697.16+1531.58)}{3(4697.16+1531.58)} = 4.43\text{m}$$

$$\longrightarrow \quad \frac{1}{EI}\int_0^{\frac{L}{2}} M_X \times d_x = \frac{x_1 \times A1}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 4.43 \times \frac{(4697.16+1531.58)}{2EI} \times 7.5825 = \frac{104613.16}{EI}$$

Trapèze (2) :

$$X_2 = \frac{7.5825\times(2\times 4960.47+4697.16}{3\times(4960.47+4697.16)} + 7.5825 = 11.40\text{m}$$

$$\longrightarrow \quad \frac{1}{EI}\int_0^{\frac{L}{2}} M_X \times d_x = \frac{x_2 \times A2}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 11.40 \times \frac{(4960.47+4697.16)}{2EI} \times 7.5825 = \frac{835085.60}{EI}$$

$$f_P = -\frac{(104613.16+835085.60)\times 10^{12}}{13160.5\times 33909823.18\times 10^4} = -210.56mm = -21.056cm.$$

Remarque :

Le singe (-) indique que la flèche est vers le haut.

XII-1- 4) Flèche totale :

- **En service à vide :**

$f = f_G + f_P = 4.36 - 21.056 = -16.69\text{cm}$

- **En service en charge :**

$f = f_G + f_P + f_s = 4.36 - 21.056 + 3.36 = -16.69\text{cm}$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : f= -13.336 cm
La flèche admissible : (L/500 = 6.066 cm) doit être supérieur à la flèche calculée f=13.3336cm

Donc: la condition est vérifié

XIII-2- Calcul des rotations :

XIII-2-1- Sous le poids propre :

La rotation ω à l'appuis et donne par l'expression suivent :

$$\omega_G = \frac{qG \times L^3}{Ev \times I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\omega_G = \frac{203.07 \times 30.33 \times 10^6}{3 \times 13160.5 \times 33909823.18} = 4.60 \times 10^{-3}\text{rd}$$

XIII-2-2- Sous les surcharges :

$$\omega_s = \frac{156.93 \times 30.33 \times 10^6}{3 \times 13160.5 \times 33909823.18} = 3.55X10^{-3}rd$$

XIII-2-3- Sous la précontrainte :

$$\omega_P = \frac{1}{EI} \times \int M_x \times d_x = -\frac{\sum Ai}{E \times I} = \frac{-2\left[\frac{1531.58 + 4697.16}{2} + \frac{4697.16 + 4960.47}{2}\right] 7.58 \times 10^5}{13160.5 \times 33909823.18}$$

$$\omega p = -2.69 \times 10^{-2} r$$

XIII-2-4- Rotation résultante :

- **à vide :**

$$\omega = \omega_G + \omega_P = 4.60 \times 10^{-3} - 2.69 \times 10^{-2} = -2.23X10^{-2}\text{rd}$$

- **en charge :**

$$\omega = \omega_G + \omega_S + \beta_P = 4.60 \times 10^{-3} - 2.69 \times 10^{-2} + 43.55 \times 10^{-3} = -1.87 \times 10^{-2}\text{rd}$$

XIII-3- Calcul des déplacements d'appuis :

XIII-3-1- Déplacement due à la Rotation:

$$\Delta\omega = \frac{\omega \times h}{2} = \frac{-1.87 \times 10^{-2} \times 150}{2} = -1.40\text{m}$$

XIII-3-2- Déplacement due au retrait:

La valeur moyenne du retrait étant ε_r=10^{-4} :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 3033}{2} = 0{,}454\text{cm}$$

XIII-3-3- Déplacement due au fluage:

$$\Delta f_{flu} = \varepsilon_{flu} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_b}{EI}$$

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du CDG du câble moyen
σ_b = 14.92 Mpa

Ei= $11000\sqrt[3]{45}$=39125.82 Mpa

Alor : $\varepsilon_{flu} = \frac{2\times14.92}{39125.82} = 7{,}62 \times 10^{-4}$

Donc : $\Delta f = \frac{7{,}62\times10^{-4}\times3033}{2} = 1{,}15\text{cm}$

XIII-3-4- Déplacement due à la Variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3033}{10000} = 0{,}3033\text{cm}$$

XIII-3-5- Déplacement total :

$$\Delta^{+}_{\max} = \Delta\omega + \Delta r + \Delta flu + \Delta t = -1.40 + 0{,}454 + 1{,}15 + 0{,}3033 = -0{,}5073\text{cm}$$

$$\Delta^{-}_{\min} = \Delta\omega + \Delta r + \Delta flu - \Delta t = -1.40 + 0{,}454 + 1{,}15 - 0{,}3033 = -0.0993\text{cm}$$

Conclusion :

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Introduction :

Les équipements de 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.

XIV-1- Appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour les quelles il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère comme de la matière consommable; à ce titre on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. Placés entre le tablier et les appuis leur rôles et de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

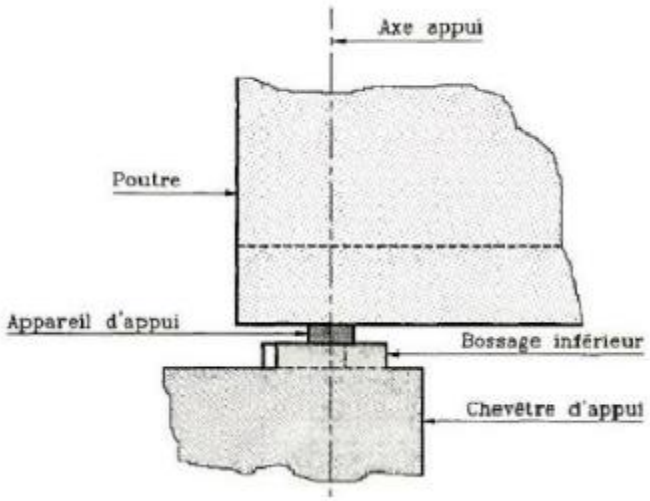


Fig. XIV-1 : disposition des appareils d'appuis.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté
- Les appareils d'appuis spéciaux
- Les appareils d'appuis métalliques.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs ; descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et des dispositions constructives.

On se référant au document de la **SETRA (Réf 4)** relatif sur les appareils d'appuis qui stipule que pour des réactions d'appuis limitées à **12MN** (calculées à l'E.L.U) ; l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement en plus des avantages qu'il présente : Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle, le cout relativement modéré et il n'exige aucun entretien.

XIV-1-1- Définition :

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé (renforcé inférieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation ; l'élastomère est un matériau qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après déformation sous contrainte.

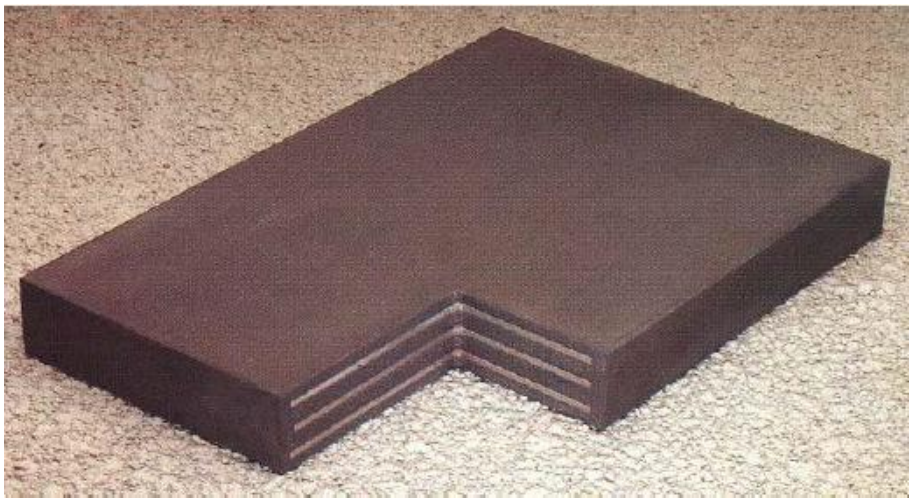


Fig. XIV-2 : appareil d'appui élastomère fretté.

XIV-1-2- Définitions géométriques :

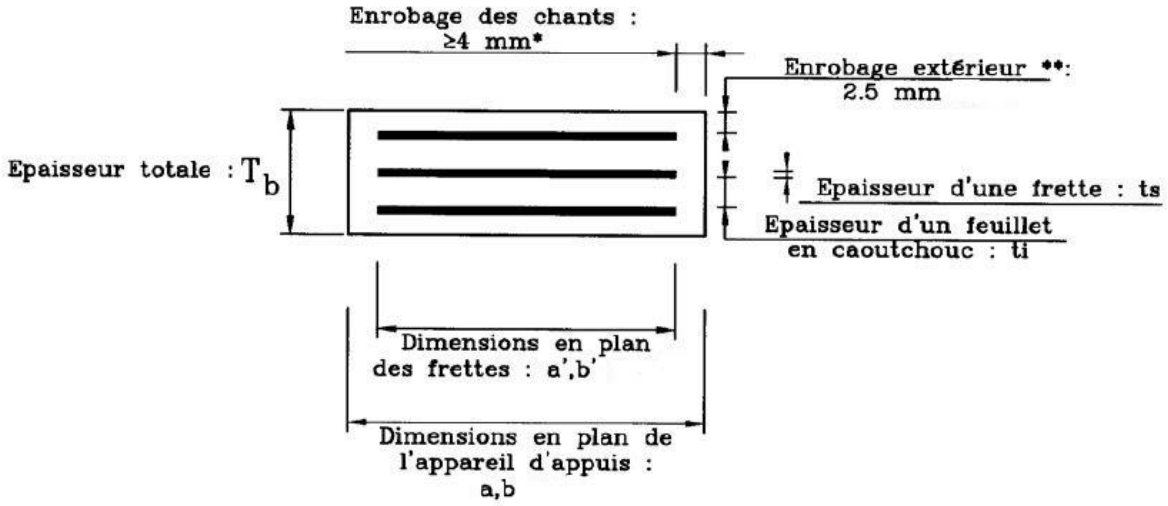


Fig. XIV-3 constitutions géométriques d'un appareil d'appui.

XIV-1-3- Dimensionnement de l'appareil d'appui :

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 enfin les appliquées sur notre cas de projet.

XIV-1-3-1-Effort normal de compression :

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

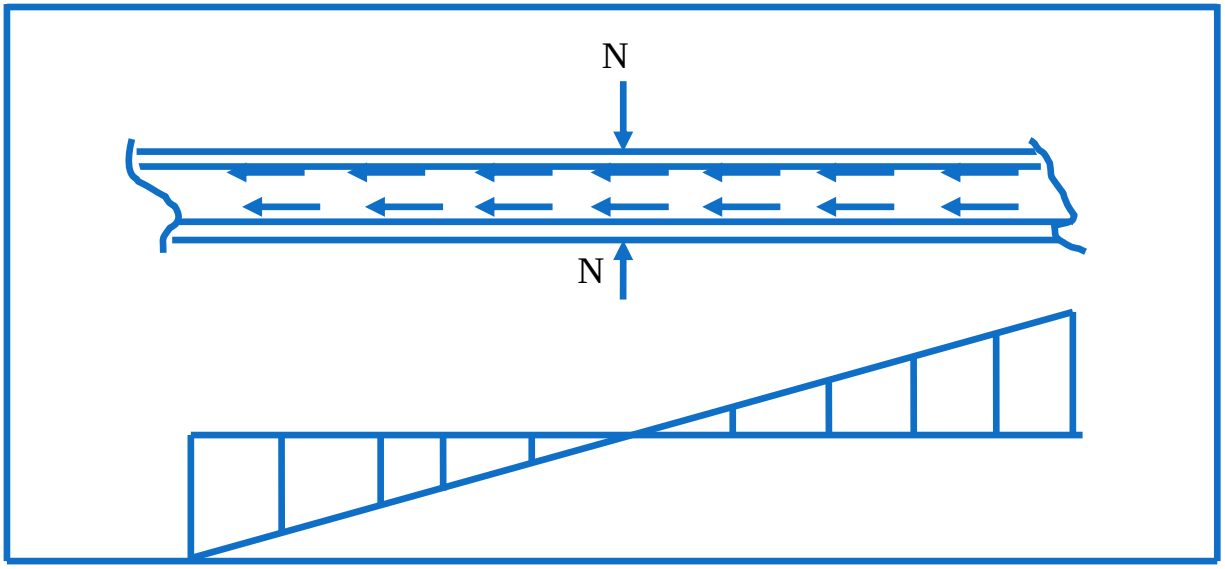


Figure .XIV. 4 : Effet de l'effort normal.

a) Contrainte moyenne de cisaillement :

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité 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}

N_{max} : Réaction d'appui.

2MPa: Condition de non cheminement.

15MPa : Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que $a < b$,

Avec : a ⟹ 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, $\sigma_{m\ max}$ = 3MPa 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 feuillets ;

k_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec G=0,8 MPa avec pour les ponts route.

L'écrasement sera :

$e_t = \Delta e_t + 1mm$

b) 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 st lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant.

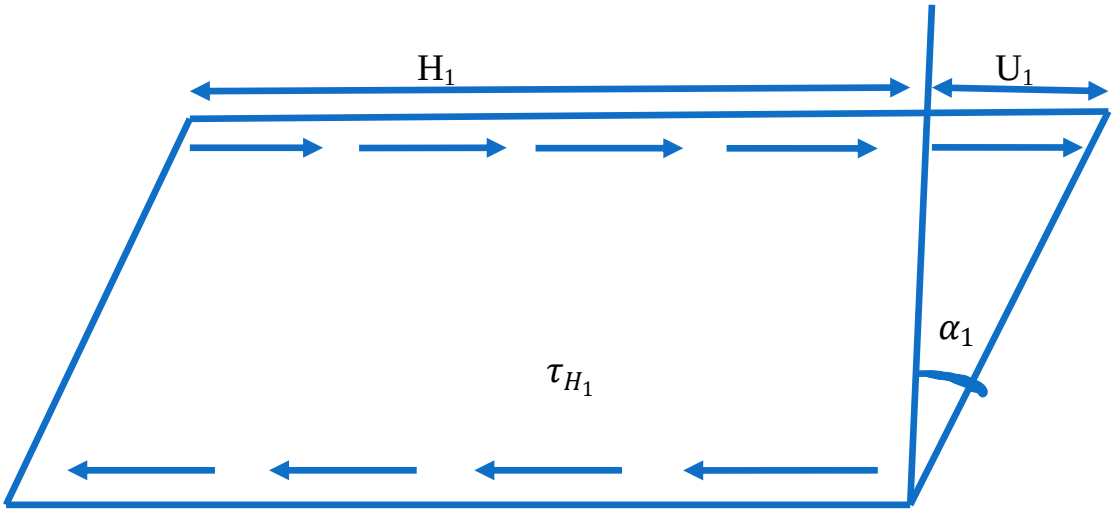


Figure.XIV. 5 : 1er cas de torsion.

$tg\alpha = \frac{u_1}{T}$ avec $T = \sum t_i$

On à:

$\tau_{H_1} = G \times tg\alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T}$

Et : $H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} = G \times a \times b \times \frac{u_1}{T}$

L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge).

Dans le cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de *G* correspondant à l'effort statique.

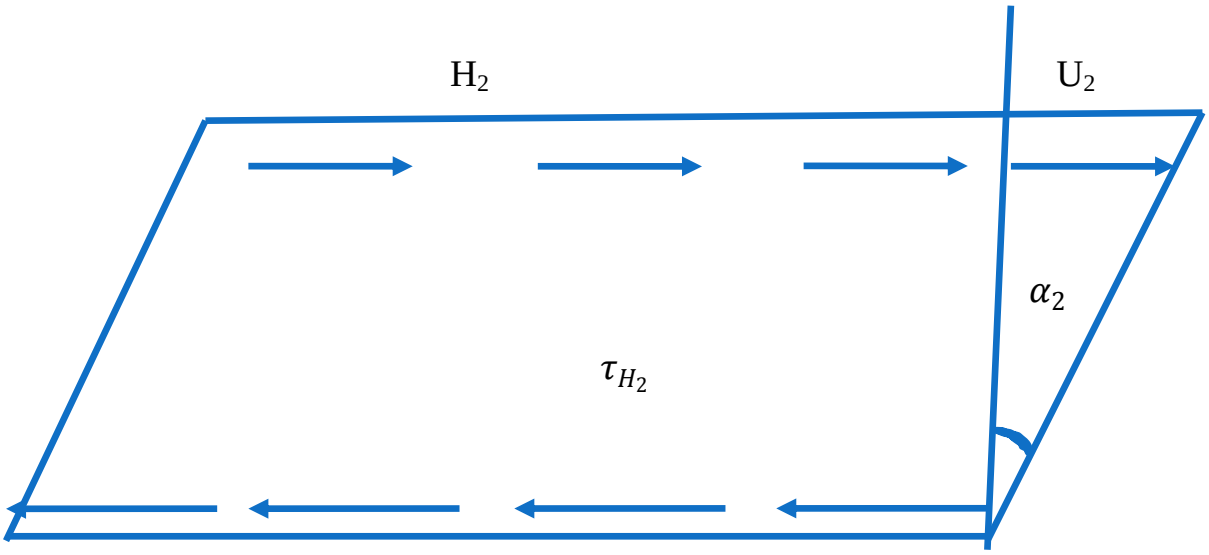


Figure.XIV. 6 : 2ème cas de torsion.

$\tau_{H_2} = \frac{H}{a \times b}$

On a:

$tg\alpha_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2 \times G}$

D'où

$\frac{u_2}{T} = tg\alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$

$u_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times tg\,\alpha = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation:

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M crée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\alpha_T}{n} \times \frac{\alpha^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2: Coefficient de forme en fonction de b⁄a

α_T : Rotation de l'appui sou l'effet des charges permanentes et surcharges.

$\alpha_T = \frac{\alpha_t}{x}$ (θ_tAngle de rotation d'un seul feuillet <rad>)

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha \times a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t \times a}$$

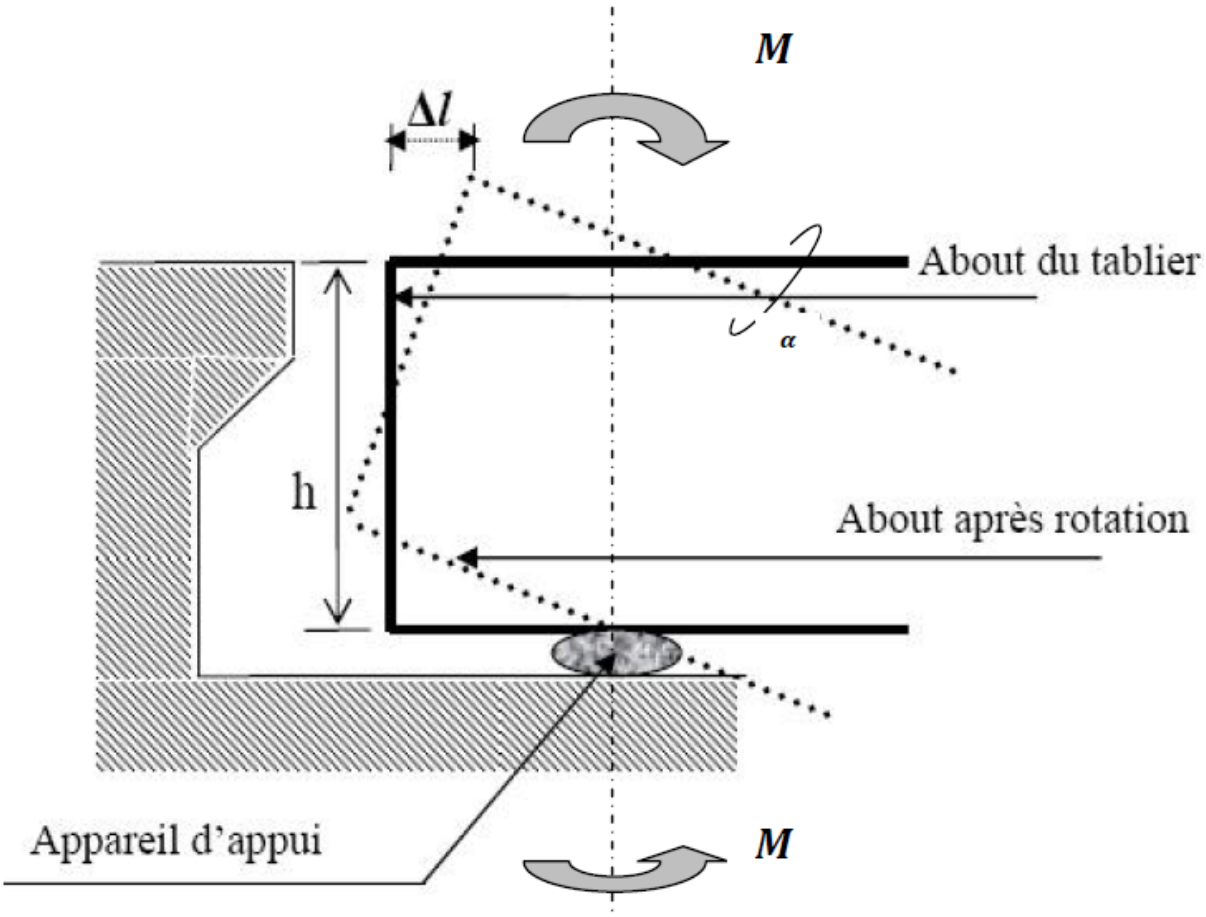


Fig. XIV.7: Rotation de l'about du tablier.

XIV-1-4- Prescription réglementaire :

a-Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

Avec :

$\tau_{H1} \leq 0{,}5G \quad ; \quad \tau_N \leq 3$
$\tau_H \leq 0{,}7G \quad ; \quad \tau_\alpha \leq 3G$

b- Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$(\sigma_m)_{max} = N_{max} / a \times b \leq 15MPa$$

c- Condition de non cheminement et non glissement :

On doit vérifier que :

$\sigma_m = N_{max} / a \times b \geq 2MPa$

$H \leq f \times N$

$f = 0{,}12 + 0{,}2/\sigma_m$

N : effort normal.

f : confissions fortement

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.

$$\sigma_m \leq kG\frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : confissions de fortement :

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.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

a-Condition de non soulèvement :

Dans tout les cas de sollicitation en doit avoir :

$$\propto_t = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

b-Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivent :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \\ \text{Soit 235 MPa pour l'acier S235)} \end{cases}$$

Application pour notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

1) Calcul des efforts horizontaux :

a) Effort de freinage du a la surcharge A(L) :

$$F_A = \frac{A(l) \times S}{20 + 0{,}0035 \times S} = \frac{0.972X318.465}{20 + (0{,}0035 \times 318.465)} = 14.660t$$

Avec :
A(L) = 0.972 t/m2
S = 10.5X30.33 = 318.465 m2 (surface surchargé)
Dou : FA(L) = 146.60 KN

b) Effort de freinage du a la surcharge BC :

Chaque essieu d'un camion de système **BC** peut développer un effort de freinage égal à son poids ; parmi les camions qu'on peut placer un seul est supposé freiner.

$$FBC = 30t = 300\ KN$$

- **Dimensionnement de l'appareil d'appui :**

Hauteur nette du néoprène (élastomère)

Les conditions générales prépondérantes :

$$\tau_{H1} = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0{,}5G \Longrightarrow tg\gamma_1 < 0{,}5$$

U1= D_{max} = 20mm (Déformation dues aux fluages ; retrait dilatation)

$$\Rightarrow T \geq 40mm$$

$$T_{max} = n(t + t_s) = 4(12 + 3) = 60mm$$

t= 12mm

$t_S = 3mm$

Aire de l'appareil :

$(\sigma_m)max = N_{max}/a \times b \leq 15MPa$ D'où $a \times b \geq N/15MPa$

N_{max} : Effort normal repris par chaque poutre.

$a \times b \geq \frac{962.674}{15X10^3} = 0{,}06417m^2 = 641{,}7cm^2$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

- **Condition de non flambement :**

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Longrightarrow 5 \times T < a \leq 10T$

$5 \times 60 \leq a \leq 10 \times 60 \Longrightarrow 300 \leq a \leq 600$

On choisit un appareil :

$a \times b \times n(t + t_s) = 300 \times 400 \times 4(12 + 3)$

- **Vérifications :**

Limitation des contraintes de cisaillement dans le néoprène :

Avec : $\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{300 \times 400}{2X12(300+400)} = 7{,}142$ Vérifiée

$\tau_N = 1{,}5 \times \frac{8.022}{7{,}142} = 1.68 < 3MPa$ Vérifiée

- **Distorsion :**

a. Due à un déplacement vertical lent de l'appui :

$\tau_{H1} = Gtg\gamma_1 = G\frac{U_1}{T}$

U_1=20mm ; T=60mm $\Longrightarrow$ $\tau_{H1} = 0{,}8 \times \frac{20}{60} = 0{,}266$

$\tau_{H1} = 0{,}266 < 0{,}5G = 0{,}4MPa \Longrightarrow$ Vérifiée

b) Due à un déplacement horizontal lent de l'appui :

$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$

$H_2 = \frac{30}{6} = 5t$

$\tau_{H2} = \frac{5\times10^2}{30\times40} = 0{,}416\text{MPa}$

$\tau_{H2} = 0{,}416 < 0{,}7G = 0{,}56\text{MPa} \Longrightarrow$ Vérifiée

- **La contrainte conventionnelle vaut :**

$\tau_{H=}\tau_{H1} + 0{,}5\tau_{H2} = 0{,}226 + \frac{0{,}416}{2} = 0{,}474\text{MPa}$

$\tau_H < 0{,}56\text{MPa} \Longrightarrow$ Vérifiée

- **Rotation :**

$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{t}\right) \times \alpha_t < 1{,}5\ MPa$

$\alpha_1 = \frac{\alpha_0 \ + \alpha}{n}$; $\alpha_0 = 3 \times 10^{-3}$ rd ; $\alpha = 1{,}12 \times 10^{-2}$ rd

n: nombre de feuillet

Donc :

$\tau_\alpha = \frac{0{,}8}{2}\left(\frac{30}{6}\right)^2 \times 3{,}55 \times 10^{-3}$rd = 0 ,88MPa

D'où finalement :

$\tau = 1{,}68 + 0{,}474 + 0{,}887 = 3{,}034\text{MPa} < 4\text{MPA}$

- **Condition de non cheminement et de non glissement :**

$\sigma_m = N_{max}/a \times b \geq 2\text{MPA}$

N = 962.674/10 =96.2674

$\sigma_m = 96.2674 \times \frac{10^2}{30 \times 40} = 8.022 > 2\text{MPa}$

$H \leq f.N$

$f = 0{,}12 + \frac{0{,}2}{8.022} = 0{,}144$

H=30t ; N =962.674t

f.N=0,144× $962.674t = 138.625$

$H < f.N \Longrightarrow$ Vérifiée

- **Condition de non soulèvement :**

$$\alpha \leq \left(\frac{3}{\beta}\right) \times \left(\frac{t^2}{a^2}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{G}\right)$$

α_t=3,55× 10^{-3}

(3/7,142)× (12²/ 300²)×(8.022/ 0,8) =6.73× 10^{-3}

Donc la condition est vérifiée

- **Dimensionnement des frettes :**

$$t_s \geq (a/b) \times (\sigma_m/\sigma_e\ ) = (300/7{,}142) \times (8.022/235) = 1.43$$

$t_s = 3\text{mm} > 1.43$ $\Longrightarrow$ Vérifiée

CONCLUSION :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 300 ×400× 60

XIV-2) joint de chaussée :

1) Définition :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs 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 que leur tonnage.



Fig. XIV.8 : Joint de chaussée.

2) Le choix du type de joint :

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 1000 v/jour
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 v/ jour

Et le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.
Pour notre ouvrage qui assure un trafic journalier plus de 3000 véhicules donc on opte pour un joint lourd type **C W 50 (Réf. 05)** avec un souffle minimale de **W=50mm**

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 de l'hiatus. Absence de bruits de vibrations.

- **Resistance :**

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.

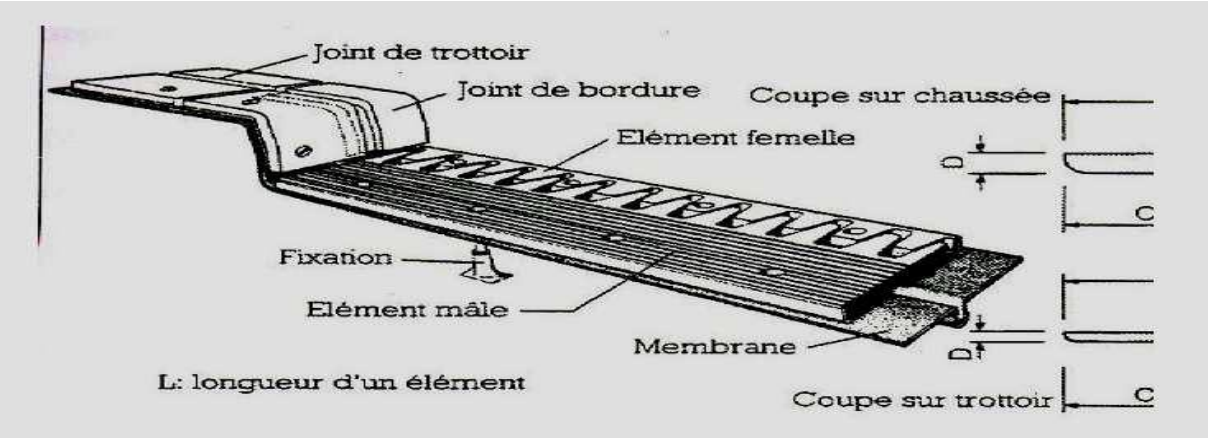


Figure.XIV.9 : détail de joins de chaussé.

3) Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.
Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au freinage doit être inférieur à

$$W/\Delta L + \varepsilon f < W$$

- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme doit être inférieur à 1.3W

$$\Delta L + \varepsilon S < 1.3W$$

Le déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta L = \Delta r + \Delta f + \Delta t = 0.454 + 1.15 + 0.3033 = 1.9073 \text{cm}$$

Le déplacement du au freinage :

$$\varepsilon f = Hbc * Tq/2\ G\ a\ b = 0.015 * 0.060/2 * 0.8 * 0.12 = 0.004687 \text{m} = 4.687\ \text{mm}$$

Le déplacement du au séisme :

$$\varepsilon s = Hs * Tq/2\ G\ a\ b = 0.0481 * 0.060/(2 * 0.8 * 0.12) = 15.03\ \text{mm}$$

Avec : $Hs = 0{,}10\ G = 0.1 * 962.674 = 96.267t$ (Ou G est le poids du tablier)

$\mathrm{Hs/appui} = 96.267/\ (2 * 10) = 4.81\mathrm{t} = 0.0481\mathrm{MN}$
Combinaisons
$\Delta L + \varepsilon f = 6.594\mathrm{mm} < W = 50\mathrm{mm}$ **Condition vérifiée**
$\Delta L + \varepsilon S = 16.93\mathrm{mm} < 1.3W = 65\mathrm{mm}$ **Condition vérifiée**

XIV-3- Le revêtement du tablier :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage).
Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 8 à 11 cm, de masse volumique de 2,4 t/m^3 avec une variation de ± 20% dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.

XIV-3-1- Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.
D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- ✓ Étanchéité à base **d'asphalte coulé**, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- ✓ étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
- ✓ Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- ✓ Étanchéité par moyen haute cadence.

XIV-3-2- Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de **22KN/m^3** à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.
La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

XIV-4- Dispositifs retenue :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

XIV-4-1- Les glissières de sécurité :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Figure.XIV.10 : photo d'une glissière de sécurité.

XIV-4-1-.Le garde-corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

XIV-5- Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage **:**

- ✓ En éloignant l'eau des parements verticaux
- ✓ En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- ✓ Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Figure. XIV.11 : photo Corniches préfabriquées sur chantier.

X-6-Évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers ».Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (pour notre cas on a une pente transversale unique de 2,5% « cas de chaussée unidirectionnelle »).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m.

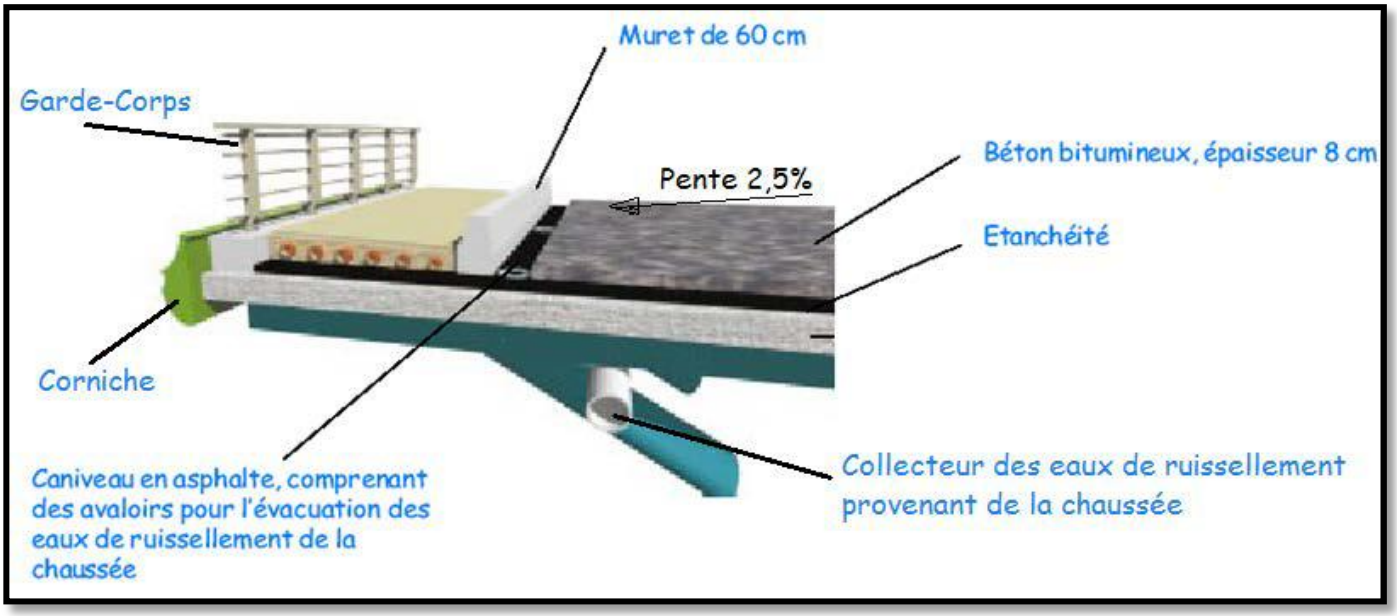


Fig. XIV-12 : Les équipements du pont.

Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelle aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réalisé des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

XV-1- Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblai).
- ✓ Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destine à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

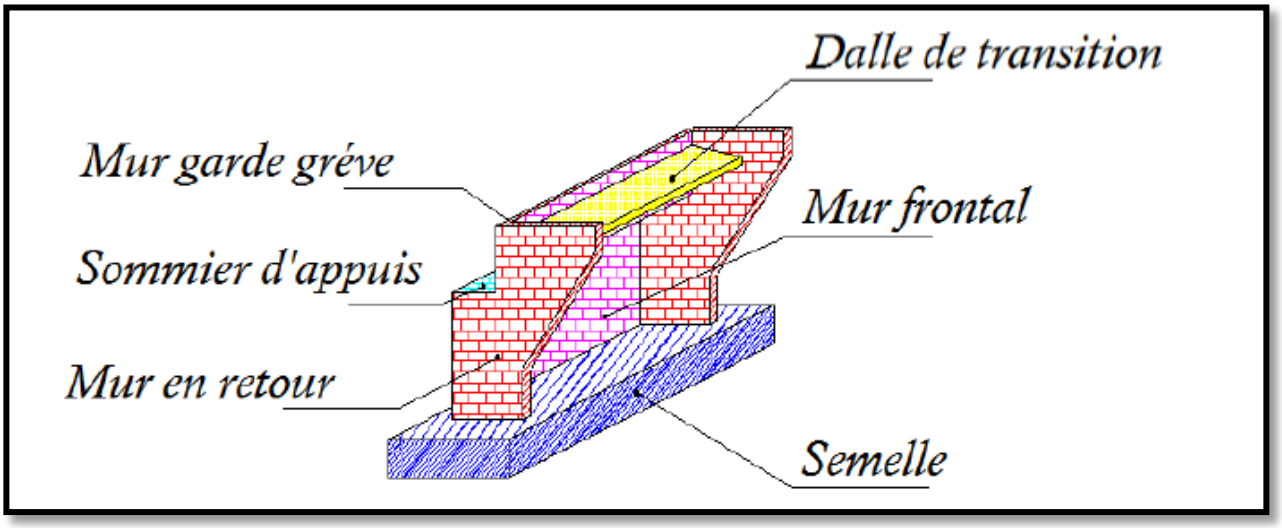


Fig. XV-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XV-2- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

Nous nous proposons d'étudier une culée, la plus haute (culée1 gauche), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $\mathbf{H_{culée}}$ = 13.89m

a) Mur garde grève :

H= 2.06m, E = 0,35m, L = 14.8 m

b) Dalle de transition :

L= 5m, E =0,30m

c) Semelle :

L= 14.8m, E =2.2 m, B=11m

d) Mur en retour :

L= 7m, E= 1m

e) Le mur de front :

H=9.63, L=14.8m ; e=2.2m

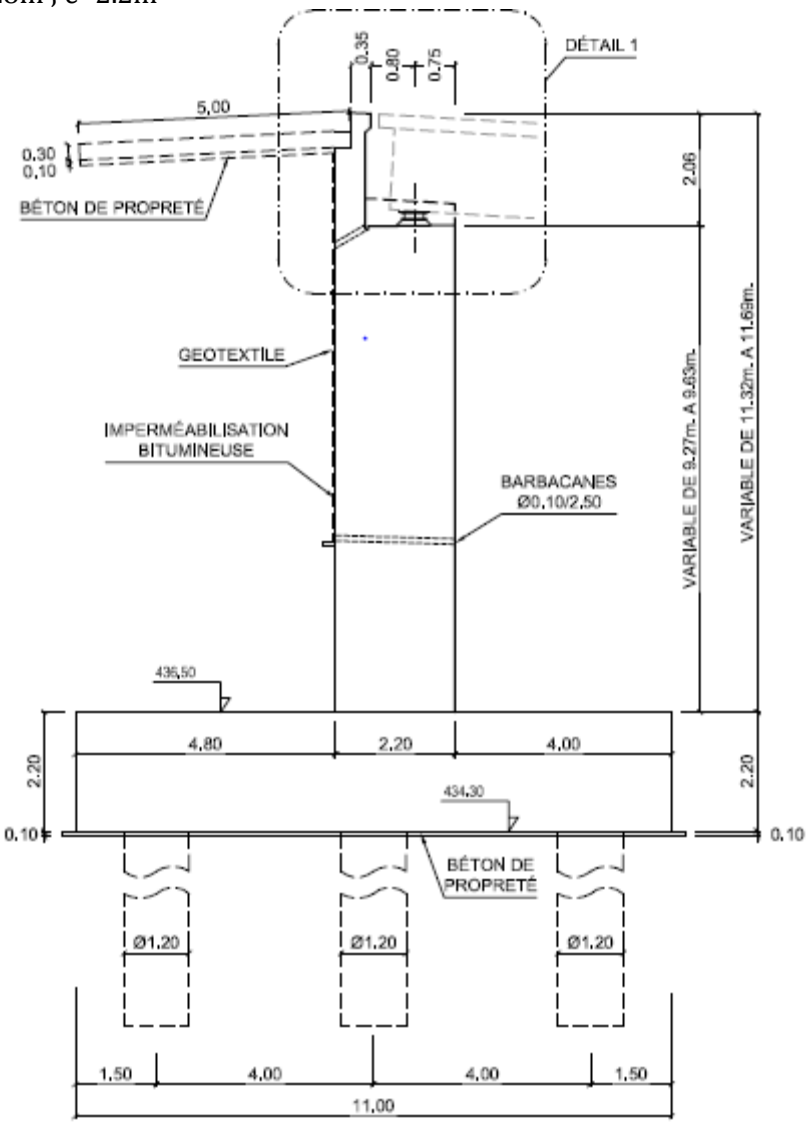


Fig. XV-2 géométries de la culée.

XV-3) évaluation des efforts sollicitant la culée :

XV-3-1- Détermination du coefficient de poussée λ_{ah} :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha-\theta)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta).\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\delta-\alpha+\theta).\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2.\cos^2\alpha}.K.\frac{\cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$$

Avec :

$\varphi = 33^0$: Angle de frottement interne

$\delta = 17°$: Angle de frottement remblai – culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

$K = \sqrt{\varepsilon_H{}^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$ Avec :

$\varepsilon_H = 0{,}1$ Cœfficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0{,}07$ Cœfficient sismique verticale

$$\theta = Arctg\frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Action de séisme	ε_H	ε_v	K	θ	$\lambda_{\alpha h}$
Condition normale	0	0	1	0	0,347
Condition séismique	0,1	0,03	1,034	5,54	0,436
	0,1	-0,03	0,975	5.88	0,416

Tab. XV.1 : Valeurs des paramètres λ_{ah}, K et $,\theta$

XV-3-2 Détermination des différents cas de charge :

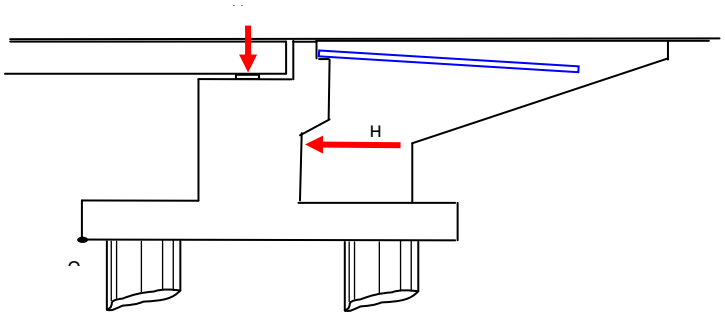


Fig. XV.3 : Coupe longitudinale

a) Charge permanente :

Désignation	ε_H	P	ε_H.P	ε_v	(1+ε_v).P	Z_v	Z_h	M_R	M_S
Poids de Tablier	0	481.332	0	0	481.332	14.76	3.1	0	1492.12
	0.1		48	0.03	495.77			708.48	1536.887
	0.1		48	-0.03	466.89			708.48	1447.35
Mur garde grève	0	22.866	0	0	22.866	18.86	6.25	0	142.91
	0.1		2.2866	0.03	23.551			43.125	147.19
	0.1		2.2866	-0.03	22.180			43.125	138.625
Mur de front	0	783.882	0	0	783.882	7.015	5.1	0	3997.79
	0.1		78.388	0.03	807.398			553.34	4117.72
	0.1		78.388	-0.03	760.365			553.34	7375.54
Mur en retour	0	204.57	0	0	204.57	6.945	9.7	0	1984.329
	0.1		20.457	0.03	210.70			142.073	2043.79
	0.1		20.457	-0.03	198.43			142.073	1924.771
Semelle	0	895.4	0	0	895.2	1.1	5.5	0	4923.6
	0.1		89.54	0.03	922.262			98.494	5072.441
	0.1		89.54	-0.03	868.538			98.494	4776.959
Poids de la dalle de transition	0	55.5	0	0	55.5	13.69	8.4	0	466.2
	0.1		5.55	0.03	57.165			75.979	480.186
	0.1		5.55	-0.03	53.835			75.979	452.214
Corbeau	0	21.49	0	0	21.49	12.86	6.025	0	129.477
	0.1		2.149	0.03	22.1347			27.631	133.361
	0.1		2.149	-0.03	20.845			27.631	125.591
Poids des terres sur la semelle	0	86.34	0	0	86.83	6.945	9.7	0	842.251
	0.1		8.634	0.03	89.434			59.963	867.509
	0.1		8.634	-0.03	84.2251			59.963	816.983
Surcharges sur remblai (1t/m^2)	0	81.83	0	0	81.83	6.745	8.35	0	683.280
	0.1		8.183	0.03	84.28			55.194	703.738
	0.1		8.183	-0.03	79.37			55.194	662.739
Totale	//	//	0	//	2633.5	//	//	0	14661.95
			263.18		2712.69			1764.27	15102.82
			263.18		2554.67			1764.27	19168.12

Tab .XV.2 : Valeurs des moments dus à la charge permanente.

b) Poussée due aux terres :

$$P = 1/2 \times \lambda_{\alpha h} \times \gamma_r \times l \times H_p^{\ 2}$$

Désignation	$\lambda_{\alpha h}$	ε_H.P	Z_v	M_R	M_S
MMG + MF	0.347	701.81	6.09	4274.02	0
	0.436	881.81		5370.22	0
	0.416	841.364		5123.90	0
Semelle	0.347	24.856	0.73	18.14	0
	0.436	31.231		22.79	0
	0.416	29.798		21.75	0

Tab. XV.3 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres.

c) Poussée due aux surcharges :

P= $\lambda_{\alpha h} \times 1.2 \times l \times H_p$

Désignation	$\lambda_{\alpha h}$	ε_H.P	Z_v	M_R	M_S
MMG + MF	0.347	72.04	8.045	579.56	0
	0.436	90.51		728.15	0
	0.416	86.36		694.76	0
Semelle	0.347	13.55	1.1	14.905	0
	0.436	17.03		18.73	0
	0.416	16.25		17.87	0

Tab. XV.4 : Valeurs des moments dus à la poussée due aux surcharges.

XV-3-3- Les valeurs des moments et les efforts globaux :

Désignation	ε_H. P	$(1+\varepsilon_v)$. P	M_R	M_S
Totale	812.256	2633.5	4886.625	14661.95
	1283.761	2712.69	7904.16	15102.82
	1236.952	2554.67	7622.55	19168.12

Tab. XV.5 : Valeurs des moments et les efforts globaux.

XV-3-4- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement:

Cas	H(t)	V(t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H}\tan\varphi$
1	812.256	2633.5	4886.625	14661.95	3.00042	2.1055
2	1283.761	2712.69	7904.16	15102.82	1.91074	2.1130
3	1236.952	2554.67	7622.55	19168.12	2.51465	1.3412

Tab. XV.6 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

- **Stabilité au renversement :**

$\frac{MS}{MR} \geq 1{,}5$ Condition normale.

$\frac{MS}{MR} \geq 1$ Condition sismique.

- **Stabilité au glissement :**

$\frac{V}{H}\tan\varphi \geq 1{,}5$ Condition normale.

$\frac{V}{H}\tan\varphi \geq 1$ Condition sismique.

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 03 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XVI-1- 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 des 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.
C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

XVI-2- Choix du type des piles :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voiles et les piles de type portique.

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois (03) fûts circulaires.

XVI-3- Pré dimensionnement de la pile :

a. Chevêtre :

- Longueur : 14.8 m
- Largeur : 2.9 m
- Hauteur : 1.6 m

b. Fûts :

- Diamètre : 1.6
- Hauteur : 14.06 m

c. Semelle :

- Longueur : 14.5 m
- Largeur : 2.2 m
- Epaisseur : 1.8 m

Ces dimensions sont représentées dans la figure suivante

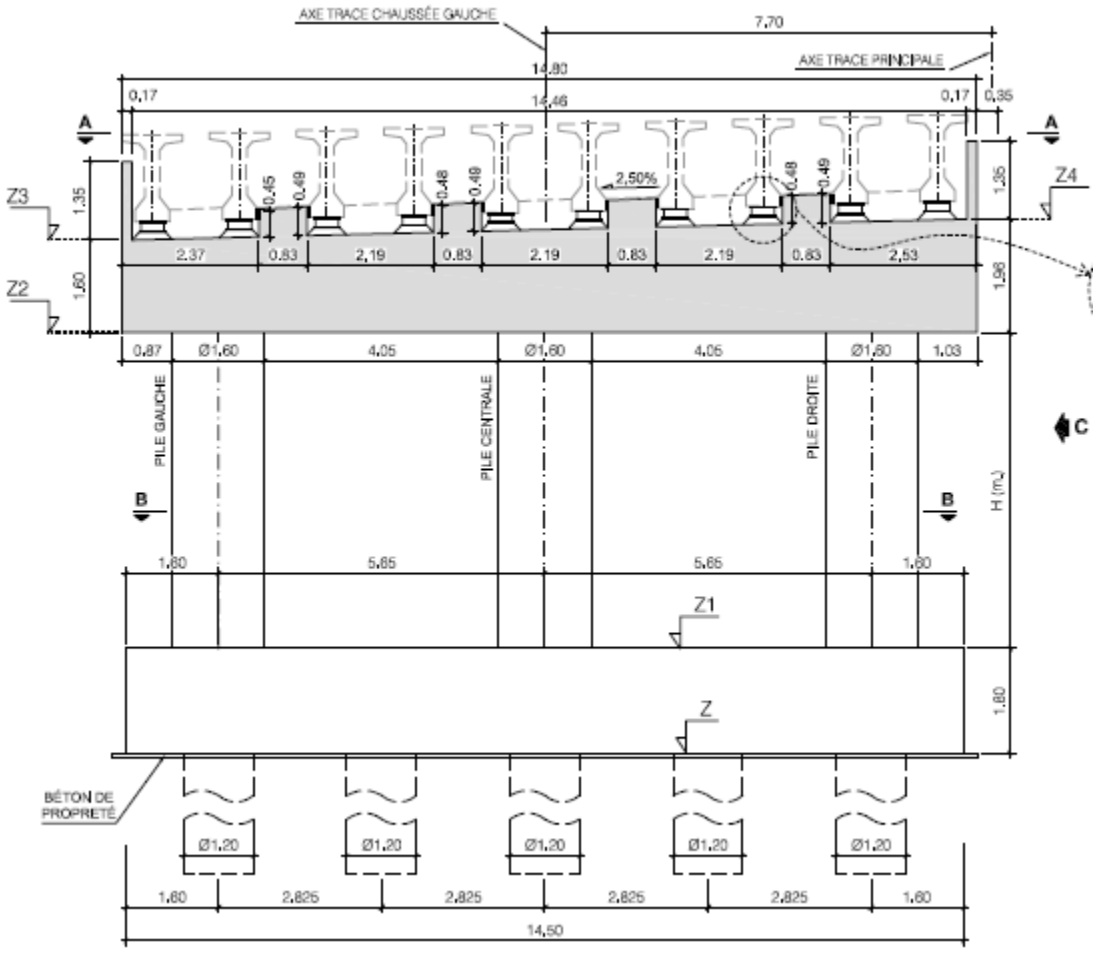


Fig. XVI.1 : Coupe transversale.

XVI-4-Vérification de la stabilité de la pile :

a) Au glissement :

$$H/V \leq tg\emptyset/1.5$$

a.1) Sans séisme :

15/(962.67+528.64) = 0.01005 < 0.4329 condition vérifier

a.2) Avec séisme :

H=0.25 (962.67+528.64) = 372.82 t

V=0.875(1491.31) = 1304.896 t

H/V = 0.2857< 0.4329 condition vérifier

Donc pas de risque de glissement

XVI-5-Etude et ferraillage de la pile :

XVI-5-1 Etude du chevêtre :

Etant donne que les points d'appuis ne sont pas disposés en face des fûts, le chevêtre à donc un rôle porteur, ce que entraine une flexion simple dans ce dernier issue en plus de sont poids propre, des charges concentrées par chacun des poutres constituant le tablier.
Le chevêtre, peut être également soumis à un effort de torsion dans le cas ou l'une des deux travées est chargée.

XVI-5-1-1- Etude de chevêtre en flexion simple :

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à laide de logiciel **Robot**
Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois fûts.

a. Evaluation des efforts :

- poids propre du chevêtre : 171.68 t
Poids propre de fut : 213.4195 t
Poids propre de semelle : 143.55 t
$P_{total\ pile}$ = 528.64 t
- Efforts dû au poids propre du tablier : 31.74 t/ml =962.67 t

	ELU		ELS	
	Sur appuis	A mètre avis	Sur appuis	A mètre avis
M(t.m)	-240.11	149.08	-177.86	110.43
T(t)	240.51		178.16	

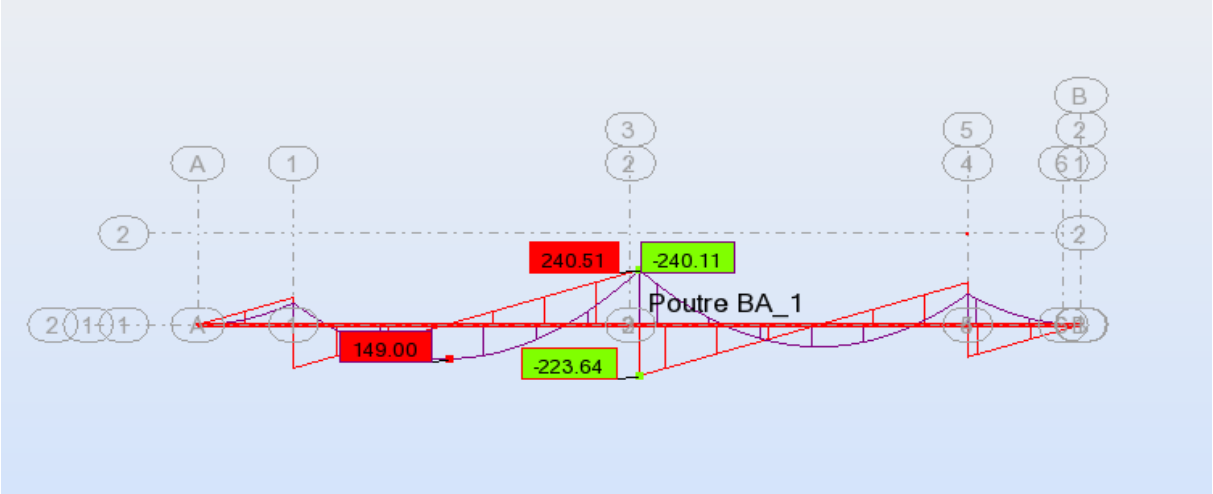


Fig. XVI.2 : Diagramme des efforts interne a ELU.

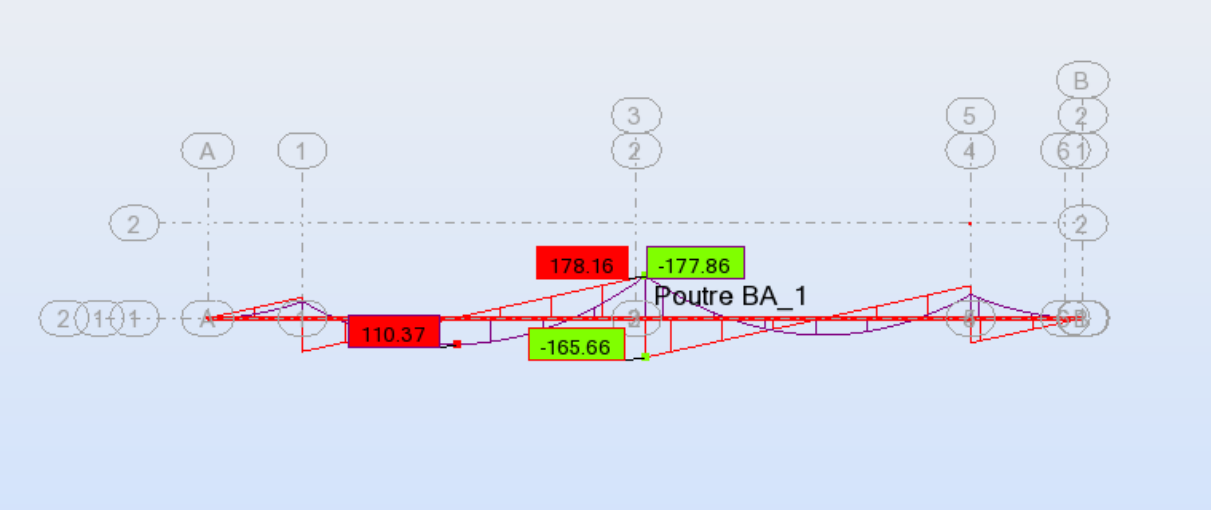


Fig. XVI.3 : Diagramme des efforts interne a ELS.

XVI-5-1-2-Ferraillage de chevêtre :

a) Longitudinale :

$\mathbf{M_{max}}$ **=-240.11 t.m**

$\mathbf{T_{max}}$ **=240.51 t**

Le ferraillage se fait à l'ELU selon les règles **BAEL91** à l'aide du logiciel robot

As1 =35.2 cm^2 soit 7Ø25 As1 = 39.36 cm^2

As2 = 66.60 cm^2 14Ø25 avec As2 = 68.72 cm^2

b) Transversale :

$$\boldsymbol{\tau u = \inf\{4\ Mpa\ ;\ 0.1 f c_{28}\} = 3.5\ Mpa}$$

b_0 = 2.9

d= 0.9*1.6 = 1.44

$\tau u = Vu/(b0 * d)$

$\tau u = \frac{2.4051}{2.9*1.44}$ = 0.5759 $< min[0.1\ fc28\ , 4\ Mpa]$ = 3.5 **condition vérifier**

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de **St** inférieur à **20 cm** d'après « BAEL99» :
On prend **st=15 cm**

$$\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{st}} \geq \frac{\boldsymbol{\tau u - 0.3 f t28.k}}{\mathbf{0.9 * fe}} \boldsymbol{.\gamma s\ b_0}$$

K_1 pas de reprise de bétonnage

$$At \geq \frac{290.*15*1.15*(0.5759-0.3*2.7)}{0.9*500} = 2.6\ cm^2$$

$$At \geq 2.6 cm^2$$

$$At_{min} = \frac{0.4*b0*st}{fe} = \frac{0.4*290*15}{500} = 3.48\ cm^2$$

$At_{min} = 3.48\ cm^2$

Soit At = 4.02 cm^2 1 cadre de HA16

$\tau u = \frac{fc28}{6} = 0.5779 < 5.833$ condition vérifié

XVI-5-1-3-Etude de ferraillage du chevêtre à la torsion :

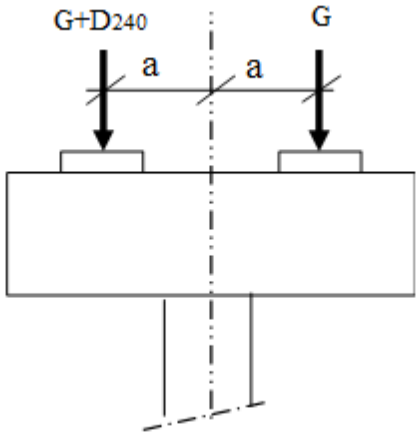
Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résiste aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

a. Calcul du moment de torsion à l'E.L.U :

R_{D240}=80.59 t

a=0.55

$M_{torsion} = 1.35 * RD240 * a = 1.35*80.59*0.55 = 59.838$ t.m



b. Justification du béton :

On doit vérifiée :

τu(v) + τu(M) < τuadm

τu(v) : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

τu(M) : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

τuadm : Contrainte limite de cisaillement.

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la adoptée par les règles BAEL est égale à ⟶ e = a/6

a : Diamètre du plus grand cercle inscriptible dans la section du chevêtre.

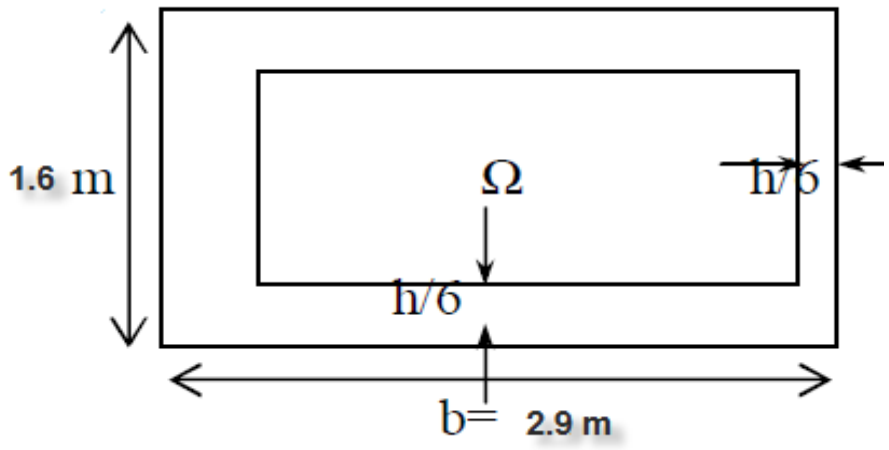


Fig. XVI.4 : Section creuse équivalente.

bn =h/6 =1.6/6 =0.266 m

τu(v) = 0.5759 Mpa

τu(M)=Mt/2 Ω∗ b_0

Ω =(2.9–2∗0.266)(1.6–2∗0.266)= 2.529 cm^2

τu(M)= (M)=59.833*10^{-2}/2*2.529*2.9 = 0.0407 Mpa

$\tau u(M)^2 + \tau u(v)^2$= 0.380 Mpa

c) Armature longitudinales :

$$A_t \geq \frac{M_{tu} U}{2\Omega f_e/\gamma_s}$$

U : périmètre de l'aire

U=2. [2.368+ (1.6-2(0.266)] =6.872 m

Fe=500Mpa

$\gamma s = 1.15$

$At \geq \frac{0.5983.6.872.1.15}{2*2,529*500}$ = 18.69 cm^2

d) Ferraillage transversal:

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2\Omega f_e/\gamma_s} \times S_t$$

At≥$\frac{0.5983*1.15}{2*2,529*500}$ =2.72 cm²

Avec: St=15 cm

At = At1+At2 D'après SETRA

D'où

At=2.7+3.48=6.18 cm²

Soit 3 cadres de HA12

e) Le pourcentage minimum des armatures :

$\frac{At}{st} \geq \frac{0.4b0}{fe}$ At ≥$\frac{0.4*2.9*0.15}{500}$ =3.48 cm²

At =6.18 ≥3.48 cm² condition vérifier

XVI-5-2-Etude des Fût :

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,2m de diamètre, encastre dans la base et articules à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

XVI-5-2-1-Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge verticale :

Pp=962.67/3=320.89 t/fût

$P_{cheuvetre}$ =171.68/3 =57.226 t/fût

$P_{fût}$=2.5((3.14*1.6²/4) *14.06]=70.637 t

P_{pt} =448.753 t/fût

Surcharge : 123.9/3 =41.3 t/fût

b) Charge horizontal :

Effort horizontale :

Freinage Bc = HBc = 15/3 =5 t/fut

Freinage Al=(14.66/2)*1.6/3 =3.9 t/fut

Effet du au vent : une force de 1.750 KN/m^3

H_{Hv}=3.936 t/fut

Les combinaisons de calcul sont données dans le tableau suivant :

	Condition normal	Condition sismique
ELU	1.35G+1.6Q	$G+F_{seisme}$
ELS	G+1.2Q	

L'étude des fut à la flexion composée est fait à l'aide de logiciel ROBOT est les résultats sont données dans le tableau suivant :

	M_{MAX}	N_{MAX}
ELU	182.89	447.07
ELS	136.90	339.29
ELA	607.59	371.95

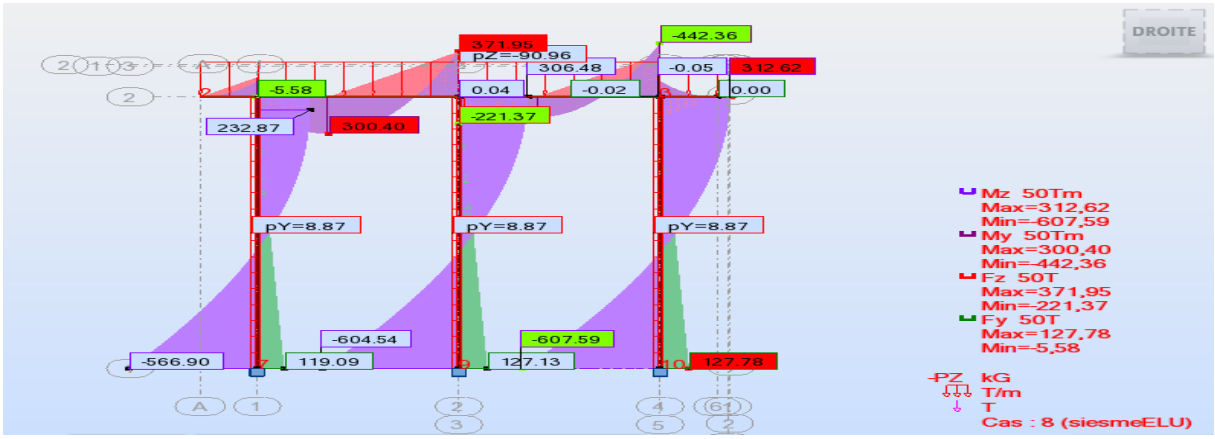


Fig.XVI.5 : Diagramme des efforts interne à ELS

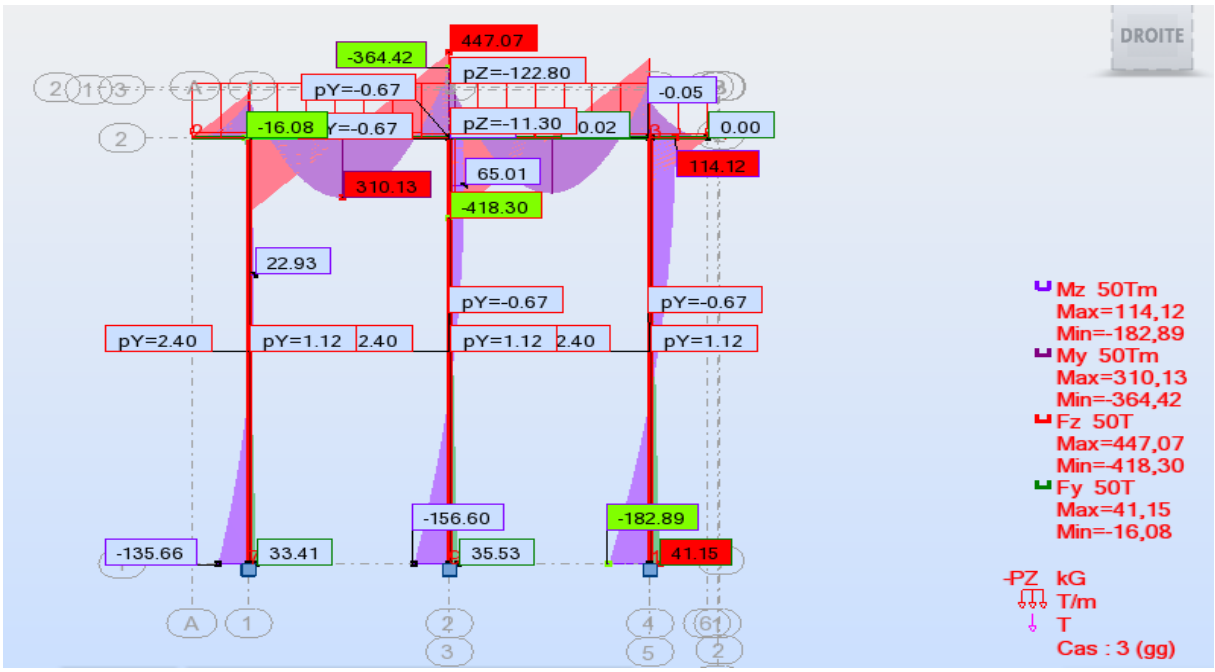


Fig.XVI.6 : Diagramme des efforts interne à ELU

Vérification la stabilité du fût au flambement :

On doit vérifier que :$\lambda < \lambda_{adm}$

Avec : $\lambda = \frac{lf}{i}$

$$\begin{cases} lf = 0.707\ l0 \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{\emptyset}{4} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{0.707 * 14.06}{\frac{1.6}{4}} = 24.85$$

$$\lambda_{adm} = \max\{50, \min(\frac{0.6 * 7 * 0.409}{1.6}), 100\}$$

$\lambda_{adm}=50$

D'où : $\lambda < \lambda_{adm}$ condition vérifier

XVI-5-2-2-Calcul d'une section circulaire en flexion composée :

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferraillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

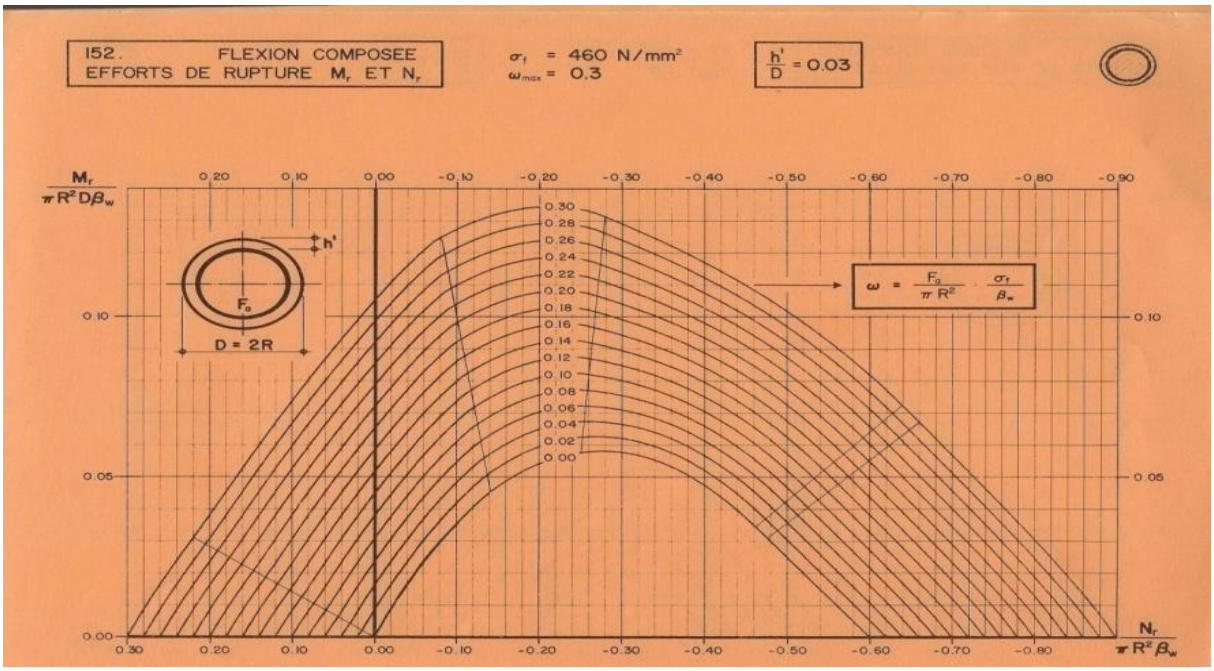


Fig.XVI.6 : Abaque de Walther.

N_{max} = 371.95 t

M_{max} =607.59 t.m

$$n = \frac{N}{nR^2\beta\omega} \qquad n = 0.05$$

$$m = \frac{M}{\pi R^2\beta\omega} \qquad m = 0.053$$

Donc dans abaque de Walther $\omega = 0.1$

$$As = \frac{\pi R^2 fc28.\omega}{fe} = \frac{3.14*35*0.1.}{500} = 140.676\ cm^2$$

As =140.676 cm^2 on prend 20HA32 As =160.8cm^2

XVI-5-2-3-Calcul des armatures transversales:

On assimile la section circulaire à une section carrée (2b0) :

$2R = \sqrt{2b_0}$ donc b_0 =1.28 m

$$.d = \frac{9}{10}.b_0 = \frac{0.44747}{1.28*1.152} = 0.303\ Mpa$$

$\tau < \tau_{adm} = 3.3$ Mpa

St ≤ min (0.9Ø , 40 cm)

On prend St = 25 cm

$$At \geq \frac{(\tau u - 0.3K.fc28)\gamma s * St * b_0}{0.9 * fe}$$

$$At \geq \frac{0.25 * 1.28 * 0.303 * 1.15}{0.9 * 500} = 2.47 \text{ cm2}$$

On prend des cercles HA14 (As =3.08 cm^2) espacés de 25 cm^2

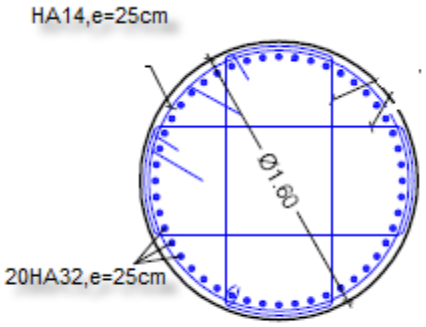


Fig. XVI.7 : Ferraillage du fût.

XVI-6-Etude de la semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharges

L=14.5 m
l=8.2 m
h=1.8 m

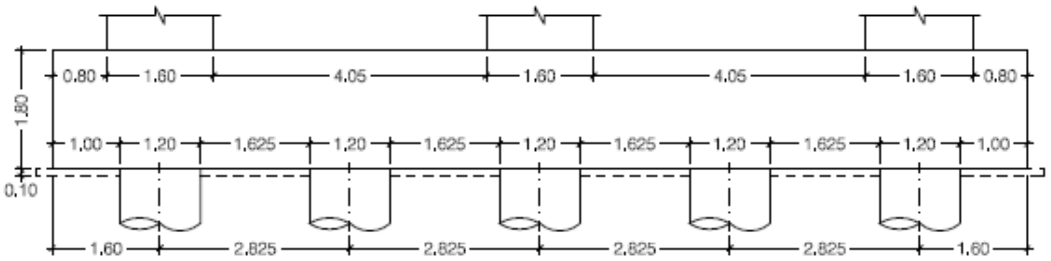
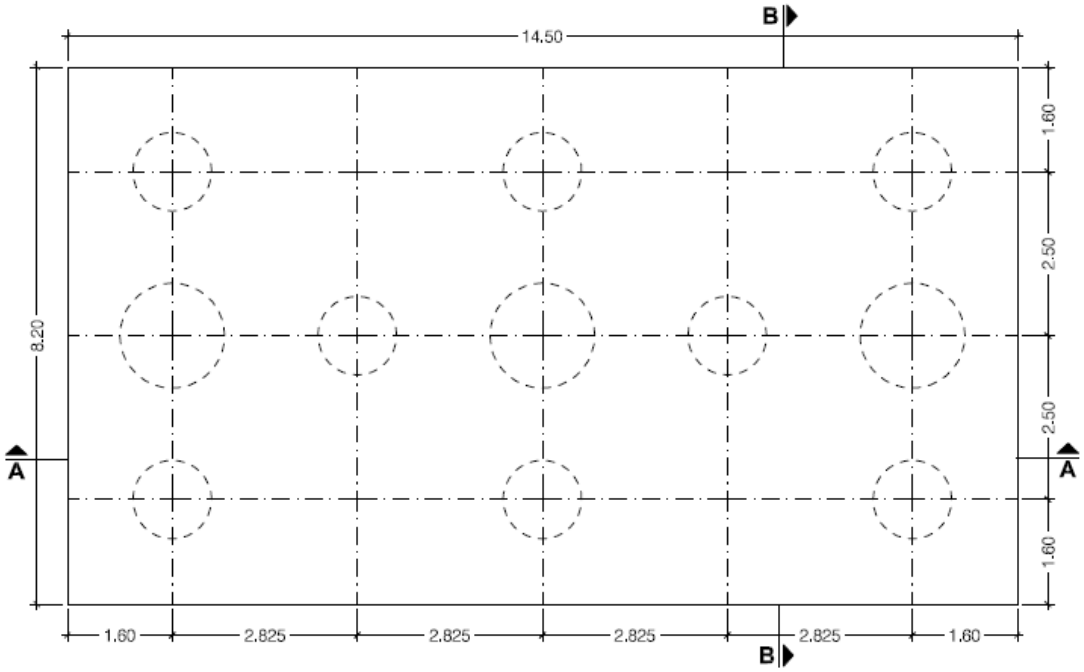


Fig.XVI.8 : Les détaille de la semelle.



XVI-6-1 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

$PP_{semelle}$=2.5 (14.5*8.2*1.8)*535.05 t

$PP_{remblais}$=(8.2*14.5-(3.14*1.6^2/4)*3)2*1.8 =93.136 t

Surcharge ; 123.9 t

a) Condition normal :

G= (962.67+171.68+ (70.63*3) = 1346.261 t

N_{max}= (1346.261+123.9+535.05+93.136)=2098.347 t

M_{max}=182.6 t.m

b) Condition sismique :

N_{max}=(1+0.03)*209847 = 2161.29 t

N_{min} = (1-0.03)*2098.347=1468.84 t

M_{max} = 607.59 t.m

XVI-6-2-Détermination du nombre de pieux :

Effort normal maximal Nmax = 2098.347 t
D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est de 300 KN.

n=$\frac{2098.347}{300}$ =7 pour raison de symétrie on prend 8 pieux

XVI-6-3-Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentant une symétrie par rapport(x, o, y), l'effort qui revient à chaque pieu est donne par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{n} + \frac{Mxy}{\sum y^2} \pm \frac{Myx}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :
- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

a) Condition normal :

N1 =$\frac{2098.347}{8} + \frac{182.89*1.8}{8*1.8^2}$=274.99 t

N2 =$\frac{2098.347}{8} - \frac{182.89*1.8}{8*1.8^2}$=249.59 t

c) Condition sismique :

N1 =$\frac{2161.29}{8} + \frac{607.59*1.8}{8*1.8^2}$=312.355 t

N2 =$\frac{2161.29}{8} - \frac{607.59*1.8}{8*1.8^2}$=227.967 t

XVI-6-4-Ferraillage de la semelle :

- $\alpha \geq 45°$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

  $tg\alpha = \frac{h}{L/2 - b/4}$=1.28

$\alpha = 52.12° > 45°$ Vérifier

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.6}{4}$=1.4m

H=1.8 >1.4 vérifié

a) Condition normal :

$\sigma s = \frac{2}{3}$ fe $= \frac{2}{3}$*500 =333.333 Mpa

σs_{Adm}=33333 t/m2

A=$\frac{N1}{\sigma s} \times \frac{L/_2 - b/_4}{h} = \frac{274.99}{33333} \times \frac{1.4}{1.8}$ = 0.0064m^2

A_{inf}=64.16 cm^2

b) Condition sismique :

σs_{adm}= fe =500 Mpa =50000t/m^2

A=$\frac{312.355}{50000} \times \frac{1.4}{1.8}$ =0.00485 cm^2

A=48.58 cm^2

La condition normal est la plus défavorable donc

As =64.16 cm^2

On prend: As 64.34 cm^2 8HA32

Espacement :

St =$\frac{\emptyset + H - d}{n-1} = \frac{1.2+1.8-0.10}{8-1}$ = 0.41 cm

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux avec

L= h+$\emptyset_{pieux}$ =1.8*1.2 =3m

Antre les différents bands on placera des armatures de répartition :

At = $\frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 64.16$ =21.386 cm^2

Soit 5HA25 As =24.54 cm^2

Espacement :

St =$\frac{\emptyset + H - d}{n-1} = \frac{1.2+1.8-0.10}{5-1}$ =0.48 St =48cm

XVI-6-4-1-Armatures de construction :

a) Armatures transversales supérieures:

At=$\frac{1}{10} \times A = \frac{1}{10} \times 64.16$ =6.416 cm^2

Soit 6HA12 Asup = 6.79 cm^2

St =$\frac{\emptyset+H-d}{n-1}$=$\frac{1.2+1.8-0.10}{6-1}$ =0.58 m =58 cm

b) Armatures longitudinales supérieures :

At =$\frac{1}{3}$ × 64.16 =21.386

Soit 5HA25 avec As = 24.54 avec un espacement de 45 cm

c) Armatures latérales :

$$At = \frac{A}{10}=\frac{64.16}{10} = 6.416\ cm^2$$

Soit 6HA12 avec A_{sup} =6.79 cm^2 avec un espacement 58 cm

À la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous formes de chaises en **HA14** espacées de 1m.

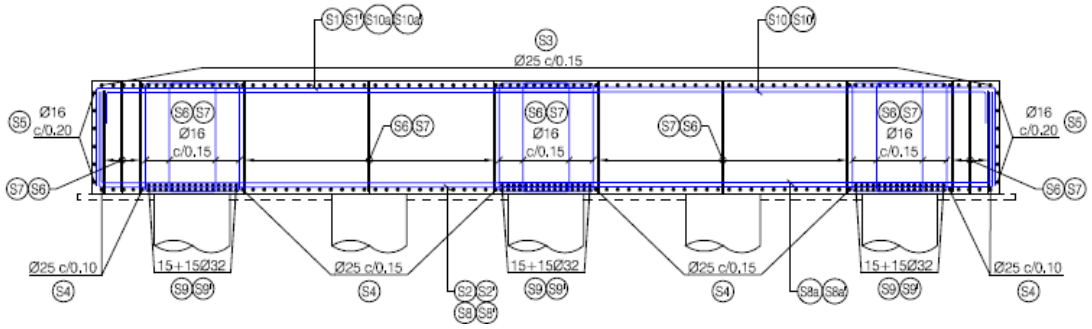
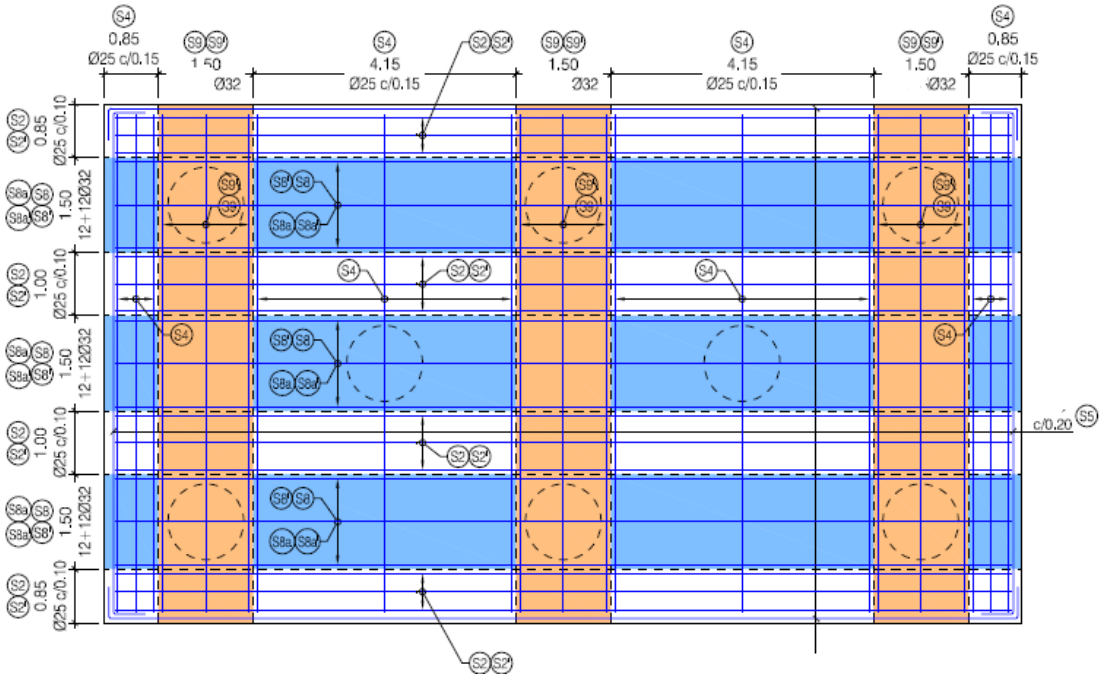


Fig.XVI.9 : FERAILLAGE DE LA SEMELLE.



XVI-7-Etude et ferraillages de la fondation profonde :

Les pieux sont utilisés quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faut descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants: Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

XVI-7-1-Calcul de coefficient d'amortissement du module Warner λ :

$$\lambda=\frac{1}{\alpha}=\sqrt[4]{\frac{Cu\ b}{4EI}}$$

Avec :

b : diamètre du pieu

CU : module de réaction du sol

α : Longueur élastique du pieu.

$E = 11000\sqrt{35} = 35981.72942\text{MPa}$

$I=\frac{\pi D^4}{64}=\frac{3.14\times1.2^4}{65}=0.101\ m^4$

$b=\emptyset_{pieux}=120cm$

Cu =5Kg/cm^2

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{50\times1.2}{4\times35981.729\times0.101}} = 0.2534\ m^{-1}$$

$\lambda = 0.2534\ m^{-1}$

$\lambda \times l = 0.236\times13 = 3.068$

l=13 m la profondeur de pieux

XVI-7-2-Effort tranchant en tête du pieu :

a) Condition normale :

- Freinage : $H_{Bc}=\frac{H}{8} = \frac{15}{8}$ =P_{adm}= 1.875 t/pieux

b) Condition sismique :

$$P_{adm}=\frac{96.267}{8} = 12.0325\ t/pieux$$

XVI-7-3-Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante

$$M(Z) = X\theta M \times M + \frac{P}{\lambda} \times X\theta X\theta MP$$

M: Moment en tête du pieu.

$X\theta M$; $X\theta M$:données par les abaques de WARNER en fonction de λL

XVI-7-3-1-Détermination des coefficients :

$$\begin{cases} \lambda L = 4 & \Rightarrow X\theta P = 1.26 \Rightarrow X\theta M = 1.54 \\ \lambda L = 6 & \Rightarrow X\theta P = 1.45 \Rightarrow X\theta M = 1.65 \\ \lambda L = 3.068 & \Rightarrow X\theta P = 1.17 \Rightarrow X\theta M = 1.48 \end{cases}$$

$$M = -\frac{X\theta P}{X\theta M} \times \frac{P}{\lambda}$$

a) Condition normal :

$P_{adm}=1.875 \quad \Rightarrow M = -\frac{1.17}{1.488} \times \frac{1.875}{3.068}$=-0.480×13 =-6.24 t.m

b) Condition sismique :

$P_{adm}=12.0325 \quad \Rightarrow M = -\frac{1.17}{1.488} \times \frac{12.0325}{3.068}$=-3.0837×13 =-40.08t.m

XVI-7-4-Ferraillage du pieu :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée sous :

$$\begin{cases} \text{Mmax} = -40.08\ \text{t.m} \\ Nmin = 312.355\ t \end{cases}$$

a) Ferraillage longitudinal :

$$\frac{\text{h}'}{\text{D}} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Donc :

$$\frac{\text{Mr}}{\pi \text{R}^2 \text{D} \beta\omega} = \frac{48.08}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 3500} = 0.0102$$

$$\frac{\text{Nr}}{\pi \text{R}^2 \beta\omega} = \frac{312.355}{3.14 \times 0.6^2 \times 3500} = 0.07$$

D'après les abaques WARNER ω=0.12

$$\omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma f}{\beta\omega} = 0.2 \quad \sigma f = 500\ \text{Mpa}$$

$$\text{Fa} = \frac{0.12 \times 3.14 \times 35 \times 0.6^2}{500} = 94.95\ \text{cm}^2$$

On prend **14HA32** avec As = 107.03 cm^2

b) Ferraillage transversale :

$$\emptyset t \geq \frac{\emptyset f}{3} = \frac{32}{3} = 10.66\text{cm}^2$$

Donc on prend des cercles de HA14 espacé de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones jonction

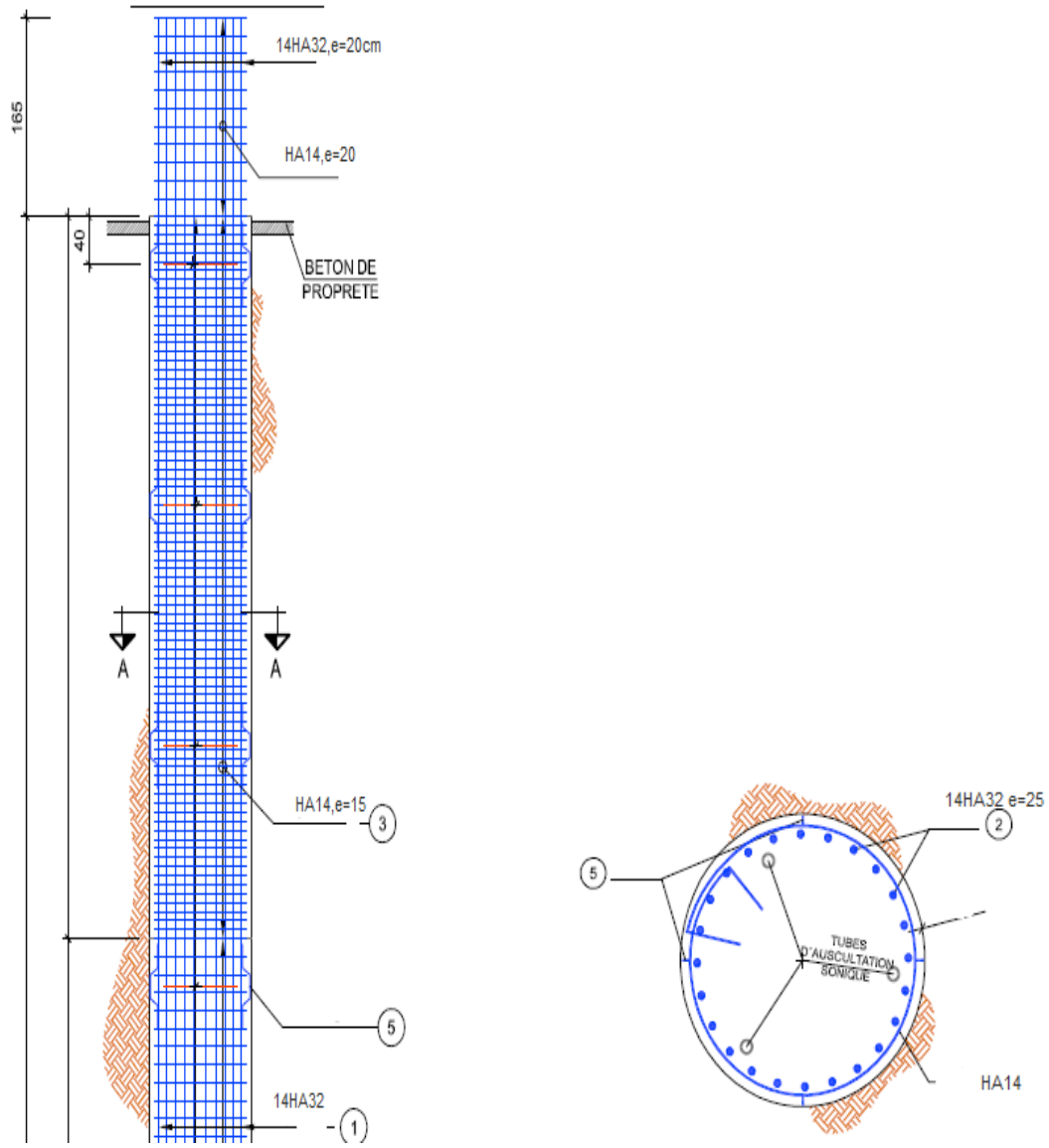


Fig.XVI.10.Ferraillage longitudinale et transversal des pieux.

Le franchissement d'une brèche a toujours été rendu possible par la construction d'ouvrages d'art. C'est dans cette optique que le présent mémoire a été réalisé : concevoir et dimensionner un pont pour le franchissement d'une brèche dans la localité d'Aomar dans la willaya de Bouira de PK39+450 au PK39+600.

L'étude de ce projet nous a aidés à améliorer et développer nos connaissances acquises durant notre cursus, en passant par les points suivants :

L'ensemble des éléments principaux ont été dimensionnés, notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation (BAEL, BPEL, RPOA).

Dans la première partie, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisante.

Nous avons ensuite définis et caractérisé sur le plan mécanique les différents matériaux à utiliser dans notre ouvrage.

Après la détermination des charges et surcharges nous avons calculé les efforts maximaux pour la phase en construction. Puis à l'aide du logiciel Robot Structural qui est un outil de modélisation, d'analyse et de dimensionnement de différents types de structures nous avons modélisé notre pont déterminé les efforts maximaux en phase de service.

Par la suite nous avons dimensionné la précontrainte à partir des sollicitations maximales qui résultent de la combinaison la plus défavorable. Les câbles de précontrainte sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Finalement, le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure à savoir les piles et les culées.

Ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de bénéficier des connaissances et de l'expérience des techniciens du domaine de génie civil, et d'avoir une idée sur la vie professionnelle.

Nous espérons que le présent mémoire aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés et qu'il sera bénéfique pour les promotions futures.

Ouvrage :

- **[Réf.1] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée», (2000); Paris.
- **[Réf.2] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO**. " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (2006) ; Paris.
- **[Réf.3] Document technique règlementaire :** "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (2008) ; Algérie.

- **Document SETRA :**

  - **[Réf.4] Guide technique :** « Appareils d'appui en élastomère fretté » utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires.
  - **[Réf.5] Avis technique ouvrages d'art :** C.I.P.E.C W.o.s.d 50 N : FAT. JO 05-03 « joint de chaussée des ponts routes »**.**
  - **[Réf.6] Claude SERVANT :** Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par poste tension « V.I.P.P »**.**
  - **[Réf.7] Guide de conception de la SETRA P.P73** : appuis du tablier ; (1984).

- **[Réf.8] Fascicule 61 titre II :** "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (avril 1999) ; Algérie.
- **[Réf.9] Fascicule 62 titre I ; section 2:** règles technique de conception de calcul des ouvrages et de construction en béton précontrainte suivant le B.P.E.L (avril 1999) ; Algérie.
- **[Réf.10] Règles B.P.E.L 91** (Béton précontraint aux états limites) **:** Collectif EYROLLES « 1993 ».
- **[Réf.11] Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés :** JEAN-PIERRE MOUGIN, (2000) ;
- **[Réf.12] Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES**, (2000) ;
- **[Réf.13] Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER.** "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- **[Réf.14] Guyon-Massonnet :** (SNTL-maison d'Edition ; Prague DUNOD éditeur, 92, roue Bonaparte paris-6)

Mémoire de fin d'étude :

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »
* étudier par : Mr : BELLIR Abdenour et RAHNI Ali.
*encadré par : Mr : ADJRAD AREZKI.
* promotion 2005/2006 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint »
* étudier par : Mr : IKEN Takfarins ; Melle YAHIATEN Kahina.
* encadré par : Mr : ADJRAD Arezki
* promotion/ 2102/2013 à L'UMMTO.

Sites Internet :

- **[Réf.15]** www.setra.fr
- **[Réf.16]** www.freyssinet.com
- **[Réf.17]** www.techniques-ingenieur.fr

Cours :

- Cours béton précontraint, master I et master II. (2014/2015 et 2015/2016)
- Cours de pont, master I. (2014/2015)
- Cours de mécanique des sols, master I. (2014/2015)

Logiciels :

- Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD2009 et 2014, pour les dessins.
- Outil de Capture, pour le traitement des photos.
- Robot Structural Analyses 2010 (Conception)

Annexe 1 : tableaux d'interpolation de Guyon- Massonnet

Valeurs de τ_1 ***pour*** $\theta = 0,5$

y e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1652	-0,1497	-0,1270	-0,0845	0,0000	0,0845	0,1270	0,1497	0,1652
b/4	-0,1239	-0,1191	-0,1112	-0,0931	-0,0521	0,0340	0,1237	0,1757	0,2131
b/2	-0,0913	-0,0911	-0,0895	-0,0828	-0,0632	-0,0172	0,0788	0,1851	0,2633
3b/4	-0,0693	-0,0704	-0,0709	-0,0682	-0,0574	-0,0291	0,0329	0,1561	0,3072
b	-0,0610	-0,0621	-0,0628	-0,0609	-0,0521	-0,0282	0,0245	0,1300	0,3278

$$Valeurs\ de\ \tau_1\ pour\ \theta = 0,6$$

y e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1391	-0,1338	-0,1221	-0,0881	0,0000	0,0881	0,1221	0,1338	0,1391
b/4	-0,0976	-0,1004	-0,1017	-0,0942	-0,0617	0,0280	0,1213	0,1645	0,1905
b/2	-0,0666	-0,0715	-0,0766	-0,0789	-0,0700	-0,0326	0,0670	0,1774	0,2486
3b/4	-0,0464	-0,0509	-0,0560	-0,0604	-0,0591	-0,0419	0,0117	0,1409	0,3035
b	-0,0388	-0,0427	-0,0473	-0,0514	-0,0511	-0,0383	0,0038	0,1072	0,3311

$$Valeurs\ de\ \tau_1\ pour\ \theta = 0,596$$

y e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1401	-0,1344	-0,1223	-0,0880	0,0000	0,0880	0,1223	0,1344	0,1401
b/4	-0,0986	-0,1012	-0,1020	-0,0941	-0,0614	0,0282	0,1214	0,1650	0,1914
b/2	-0,0676	-0,0723	-0,0771	-0,0790	-0,0697	-0,0320	0,0675	0,1777	0,2491
3b/4	-0,0473	-0,0517	-0,0566	-0,0607	-0,0590	-0,0414	0,0125	0,1415	0,3036
b	-0,0397	-0,0435	-0,0479	-0,0517	-0,0512	-0,0379	0,0047	0,1081	0,3310

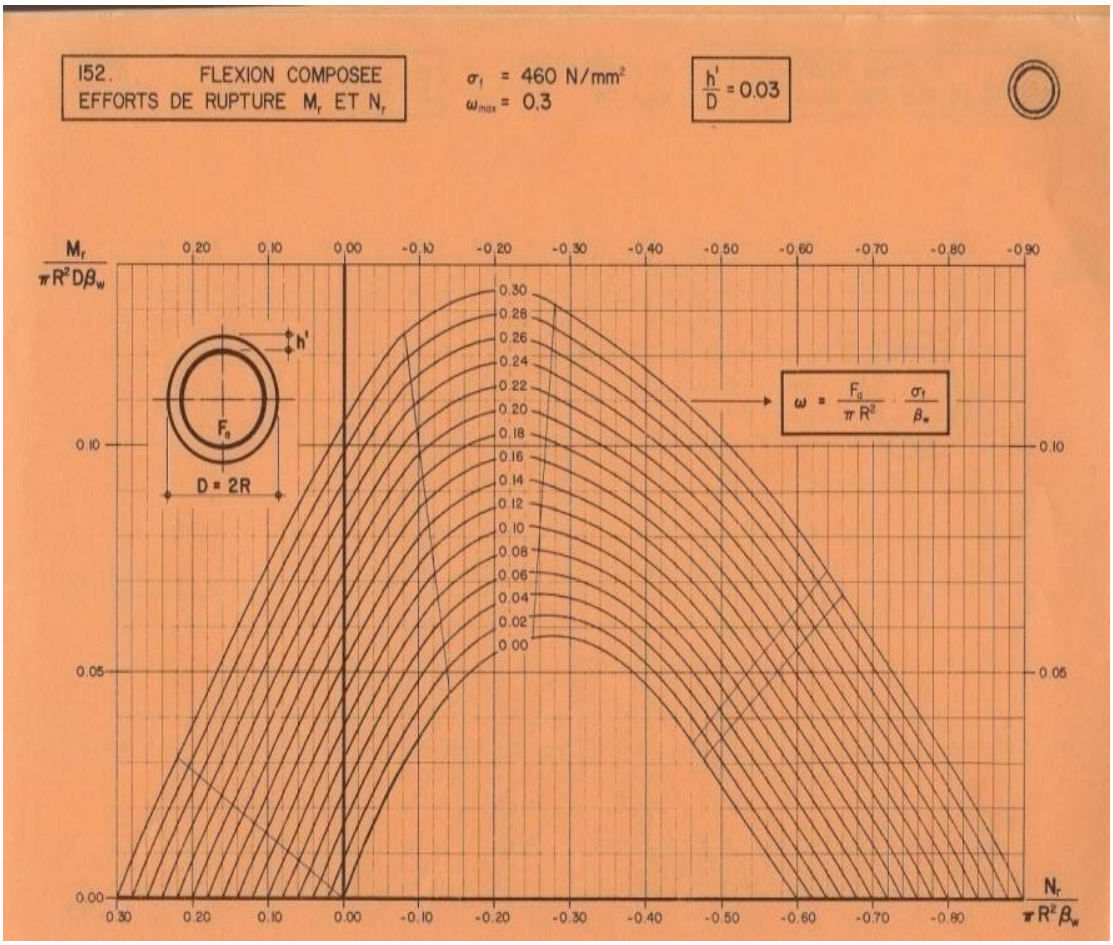
$$Valeurs de \tau_\alpha pour \theta = 0,596$$

y e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0594	-0,0570	-0,0519	-0,0373	0,0000	0,0373	0,0519	0,0570	0,0594
b/4	-0,0418	-0,0429	-0,0433	-0,0399	-0,0260	0,0120	0,0515	0,0700	0,0812
b/2	-0,0287	-0,0307	-0,0327	-0,0335	-0,0296	-0,0136	0,0286	0,0754	0,1057
3b/4	-0,0201	-0,0219	-0,0240	-0,0257	-0,0250	-0,0176	0,0053	0,0600	0,1288
b	-0,0168	-0,0185	-0,0203	-0,0220	-0,0217	-0,0161	0,0020	0,0459	0,1404

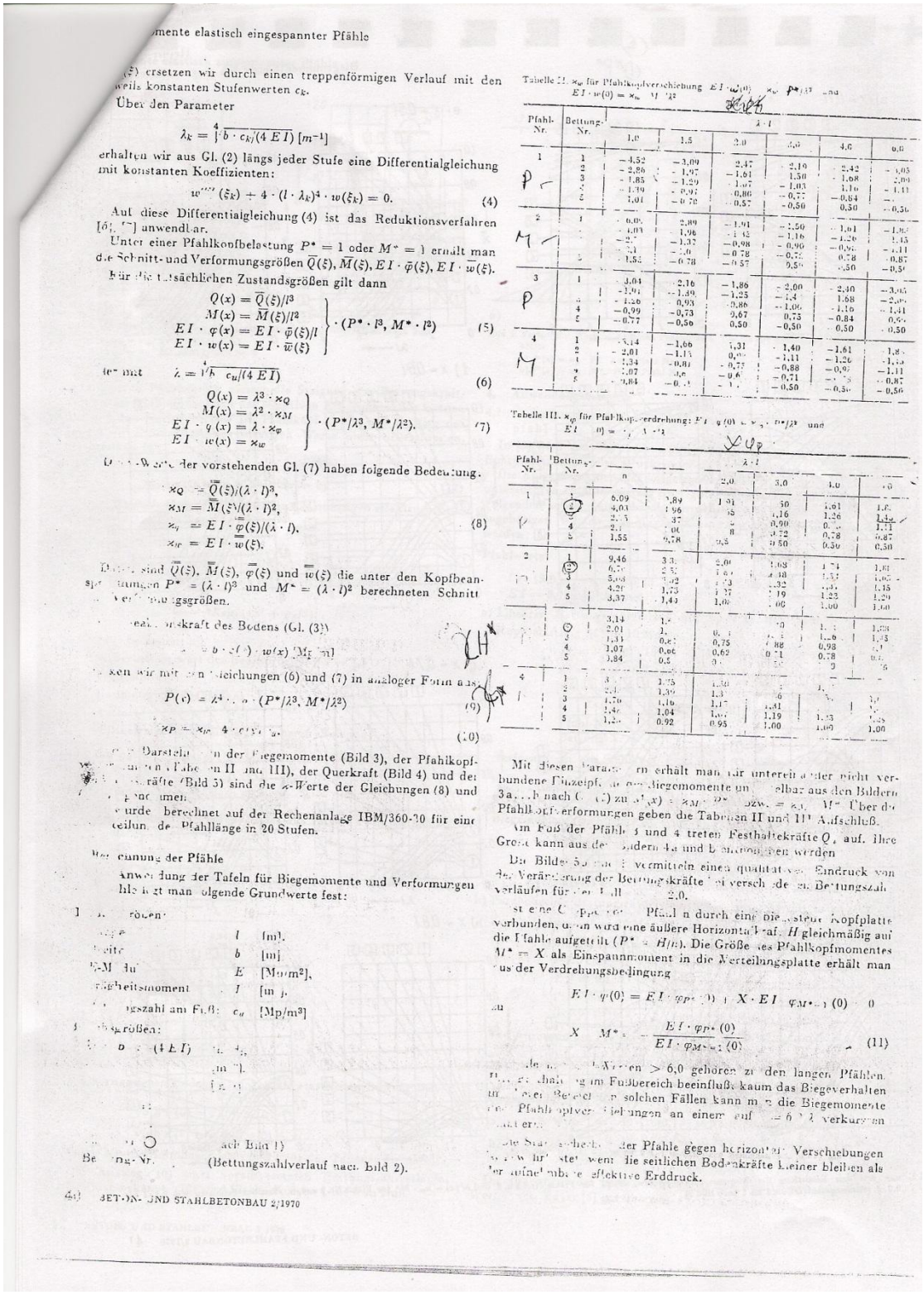
$.Valeursde\tau_{\alpha}pourlespoutresP_1, P_2, P_3, P4$

y e	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,0594	-0,0570	-0,0519	-0,0373	0,0000	0,0373	0,0519	0,0570	0,0594
P2	-0,0403	-0,0415	-0,0420	-0,0392	-0,0265	0,0089	0,0488	0,0706	0,0841
P3	-0,0266	-0,0286	-0,0306	-0,0317	-0,0285	-0,0145	0,0230	0,0717	0,1112
P4	-0,0189	-0,0207	-0,0227	-0,0244	-0,0238	-0,0170	0,0041	0,0549	0,1330

-Annexe 2 : Abaque de WALTHER



Annexe 3 : Abaque de WERNER



mente elastisch eingespannter Pfähle

(ξ) ersetzen wir durch einen treppenförmigen Verlauf mit den weils konstanten Stufenwerten c_{kj}.

Über den Parameter

$$\lambda_k = \sqrt[4]{b \cdot c_{kj}/(4\,E\,I)}\ [m^{-1}]$$

erhalten wir aus Gl. (2) längs jeder Stufe eine Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten:

$$w''''(\xi_k) + 4 \cdot (l \cdot \lambda_k)^4 \cdot w(\xi_k) = 0. \qquad (4)$$

Auf diese Differentialgleichung (4) ist das Reduktionsverfahren [6], [7] anwendbar.

Unter einer Pfahlkopfbelastung $P^* = 1$ oder $M^* = 1$ erhält man die Schnitt- und Verformungsgrößen $\overline{Q}(\xi)$, $\overline{M}(\xi)$, $E\,I \cdot \overline{\varphi}(\xi)$, $E\,I \cdot \overline{w}(\xi)$.

Für die tatsächlichen Zustandsgrößen gilt dann

$$\left.\begin{aligned} Q(x) &= \overline{Q}(\xi)/l^3 \\ M(x) &= \overline{M}(\xi)/l^2 \\ E\,I \cdot \varphi(x) &= E\,I \cdot \overline{\varphi}(\xi)/l \\ E\,I \cdot w(x) &= E\,I \cdot \overline{w}(\xi) \end{aligned}\right\} \cdot (P^* \cdot l^3,\ M^* \cdot l^2) \qquad (5)$$

mit $\lambda = \sqrt[4]{b \cdot c_u/(4\,E\,I)}$ (6)

$$\left.\begin{aligned} Q(x) &= \lambda^3 \cdot \varkappa_Q \\ M(x) &= \lambda^2 \cdot \varkappa_M \\ E\,I \cdot \varphi(x) &= \lambda \cdot \varkappa_\varphi \\ E\,I \cdot w(x) &= \varkappa_w \end{aligned}\right\} \cdot (P^*/\lambda^3,\ M^*/\lambda^2). \qquad (7)$$

Die $\varkappa$-Werte der vorstehenden Gl. (7) haben folgende Bedeutung.

$$\begin{aligned} \varkappa_Q &= \overline{Q}(\xi)/(\lambda \cdot l)^3, \\ \varkappa_M &= \overline{M}(\xi)/(\lambda \cdot l)^2, \\ \varkappa_\varphi &= E\,I \cdot \overline{\varphi}(\xi)/(\lambda \cdot l), \\ \varkappa_w &= E\,I \cdot \overline{w}(\xi). \end{aligned} \qquad (8)$$

Darin sind $\overline{Q}(\xi)$, $\overline{M}(\xi)$, $\overline{\varphi}(\xi)$ und $\overline{w}(\xi)$ die unter den Kopfbeanspruchungen $P^* = (\lambda \cdot l)^3$ und $M^* = (\lambda \cdot l)^2$ berechneten Schnitt- und Verformungsgrößen.

Bodenreaktionskraft des Bodens (Gl. (3))

$$p(x) = b \cdot c(x) \cdot w(x)\ [\mathrm{Mp/m}]$$

Setzen wir mit den Gleichungen (6) und (7) in analoger Form an

$$P(x) = \lambda^4 \cdot \ldots \cdot (P^*/\lambda^3,\ M^*/\lambda^2) \qquad (9)$$

$$\varkappa_P = \varkappa_w \cdot 4 \cdot \ldots \qquad (10)$$

Die Darstellung der Biegemomente (Bild 3), der Pfahlkopfverschiebungen (Tabelle II und III), der Querkraft (Bild 4) und der Bettungskräfte (Bild 5) sind die $\varkappa$-Werte der Gleichungen (8) und (10).

wurde berechnet auf der Rechenanlage IBM/360-30 für eine Teilung der Pfahllänge in 20 Stufen.

Berechnung der Pfähle

Anwendung der Tafeln für Biegemomente und Verformungen halten wir folgende Grundwerte fest:

Gegeben:

Pfahllänge	l	[m],
Pfahlbreite	b	[m]
Beton-Elastizitätsmodul	E	[Mp/m²],
Pfahlträgheitsmoment	I	[m⁴],
Bettungszahl am Fußpunkt	c_u	[Mp/m³]

Hilfsgrößen:

$$\lambda = \sqrt[4]{b \cdot c_u/(4\,E\,I)} \quad [\mathrm{m}^{-1}].$$

Pfahlkopfbelastung

Bettungszahlverlauf (nach Bild 1)

Bettungs-Nr. (Bettungszahlverlauf nach Bild 2).

Tabelle II. $\varkappa_w$ für Pfahlkopfverschiebung $E\,I \cdot w(0) = \varkappa_w \cdot P^*/\lambda^3$ und $E\,I \cdot w(0) = \varkappa_w \cdot M^*/\lambda^2$

Pfahl-Nr.	Bettungs-Nr.	$\lambda \cdot l$ = 1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0
1	1	−4,52	−3,09	2,47	2,10	2,42	−1,05
	2	−2,86	−1,97	−1,61	1,50	−1,68	−2,00
	3	−1,85	−1,29	−1,07	−1,03	1,16	−1,13
	4	−1,19	−0,93	−0,86	−0,77	−0,84	−...
	5	−1,01	−0,78	−0,57	−0,50	0,50	−0,50
2	1	−6,05	−3,89	−1,91	−1,50	−1,61	−1,05
	2	−4,03	−1,96	−1,43	−1,16	−1,26	−1,15
	3	−2,7...	−1,32	−0,98	−0,90	−0,96	−1,11
	4	−2,1...	−1,0...	−0,78	−0,72	0,78	−0,87
	5	−1,53	−0,78	−0,57	0,50	−0,50	−0,50
3	1	−8,04	−3,16	−1,86	−2,00	−2,40	−3,05
	2	−4,91	−1,89	−1,25	−1,5...	−1,68	−2,00
	3	−3,26	−0,93	−0,86	−1,06	−1,16	−1,41
	4	−0,99	−0,73	0,67	0,73	−0,84	0,95
	5	−0,77	−0,56	0,50	−0,50	0,50	−0,50
4	1	−8,14	−1,66	−1,31	−1,40	−1,61	−1,85
	2	−2,01	−1,15	−0,...	−1,11	−1,26	−1,45
	3	−1,34	−0,81	−0,75	−0,88	−0,96	−1,11
	4	−1,07	−0,6...	−0,6...	−0,71	−0,75	−0,87
	5	−0,84	−0,...	−0,...	−0,50	−0,5...	−0,56

Tabelle III. $\varkappa_\varphi$ für Pfahlkopfverdrehung: $E\,I \cdot \varphi(0) = \varkappa_\varphi \cdot P^*/\lambda^2$ und $E\,I \cdot \varphi(0) = \varkappa_\varphi \cdot M^*/\lambda$

Pfahl-Nr.	Bettungs-Nr.	$\lambda \cdot l$ = 1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0
1	1	6,09	3,89	1,91	1,50	1,61	1,05
	2	4,03	1,96	1,43	1,16	1,26	1,15
	3	2,7...	1,32	0,98	0,90	0,96	1,11
	4	2,1...	1,0...	0,78	0,72	0,78	0,87
	5	1,55	0,78	0,57	0,50	0,50	0,50
2	1	9,46	3,3...	2,00	1,68	1,74	1,08
	2	6,7...	2,5...	1,6...	1,3...	1,36	1,15
	3	5,0...	1,92	1,3...	1,13	1,23	1,20
	4	4,2...	1,73	1,17	1,19	1,23	1,20
	5	3,37	1,42	1,0...	1,00	1,00	1,00
3	1	3,14	1,...	...	...	1,...	1,08
	2	2,01	1,...	0,...	...	1,...	1,05
	3	1,31	0,8...	0,75	0,88	0,98	1,...
	4	1,07	0,6...	0,62	0,71	0,78	0,...
	5	0,84	0,5...	0,...	0,...	0,...	0,...
4	1	3,...	1,75	1,30	...	1,...	...
	2	2,...	1,39	1,3...	...	1,...	1,0
	3	1,76	1,16	1,17	1,41	...	1,...
	4	1,4...	1,04	1,0...	1,19	1,23	1,25
	5	1,2...	0,92	0,95	1,00	1,00	1,00

Mit diesen Parametern erhält man für unterein ander nicht verbundene Einzelpfähle die Biegemomente un selbar aus den Bildern 3a...b nach (6) zu $M(x) = \varkappa_M \cdot P^*$ bzw. $= \varkappa_M \cdot M^*$. Über die Pfahlkopfverformungen geben die Tabellen II und III Aufschluß.

Am Fuß der Pfähle 3 und 4 treten Festhaltekräfte Q_u auf. Ihre Größe kann aus den Bildern 4a und b abgenommen werden.

Die Bilder 5a und b vermitteln einen qualitativen Eindruck von der Veränderung der Bettungskräfte bei verschiedenen Bettungszahlverläufen für den Fall $\lambda \cdot l = 2.0$.

Ist eine Gruppe von Pfählen durch eine starre Kopfplatte verbunden, so wird eine äußere Horizontalkraft H gleichmäßig auf die Pfähle aufgeteilt ($P^* = H/n$). Die Größe des Pfahlkopfmomentes $M^* = X$ als Einspannmoment in die Verteilungsplatte erhält man aus der Verdrehungsbedingung

$$E\,I \cdot \varphi(0) = E\,I \cdot \varphi_{P^*=1}(0) + X \cdot E\,I \cdot \varphi_{M^*=1}(0) = 0$$

zu

$$X = M^* = -\frac{E\,I \cdot \varphi_{P^*}(0)}{E\,I \cdot \varphi_{M^*=1}(0)} \qquad (11)$$

Bei den $\lambda \cdot l$-Werten $> 6{,}0$ gehören zu den langen Pfählen. Eine Gruppenwirkung im Fußbereich beeinflußt kaum das Biegeverhalten im oberen Bereich. In solchen Fällen kann man die Biegemomente der Pfahlkopfverschiebungen an einem auf $\lambda \cdot l = 6{,}0$ verkürzten Pfahl entnehmen.

Die Standsicherheit der Pfahle gegen horizontale Verschiebungen ist gewährleistet, wenn die seitlichen Bodenkräfte kleiner bleiben als der aufnehmbare effektive Erddruck.

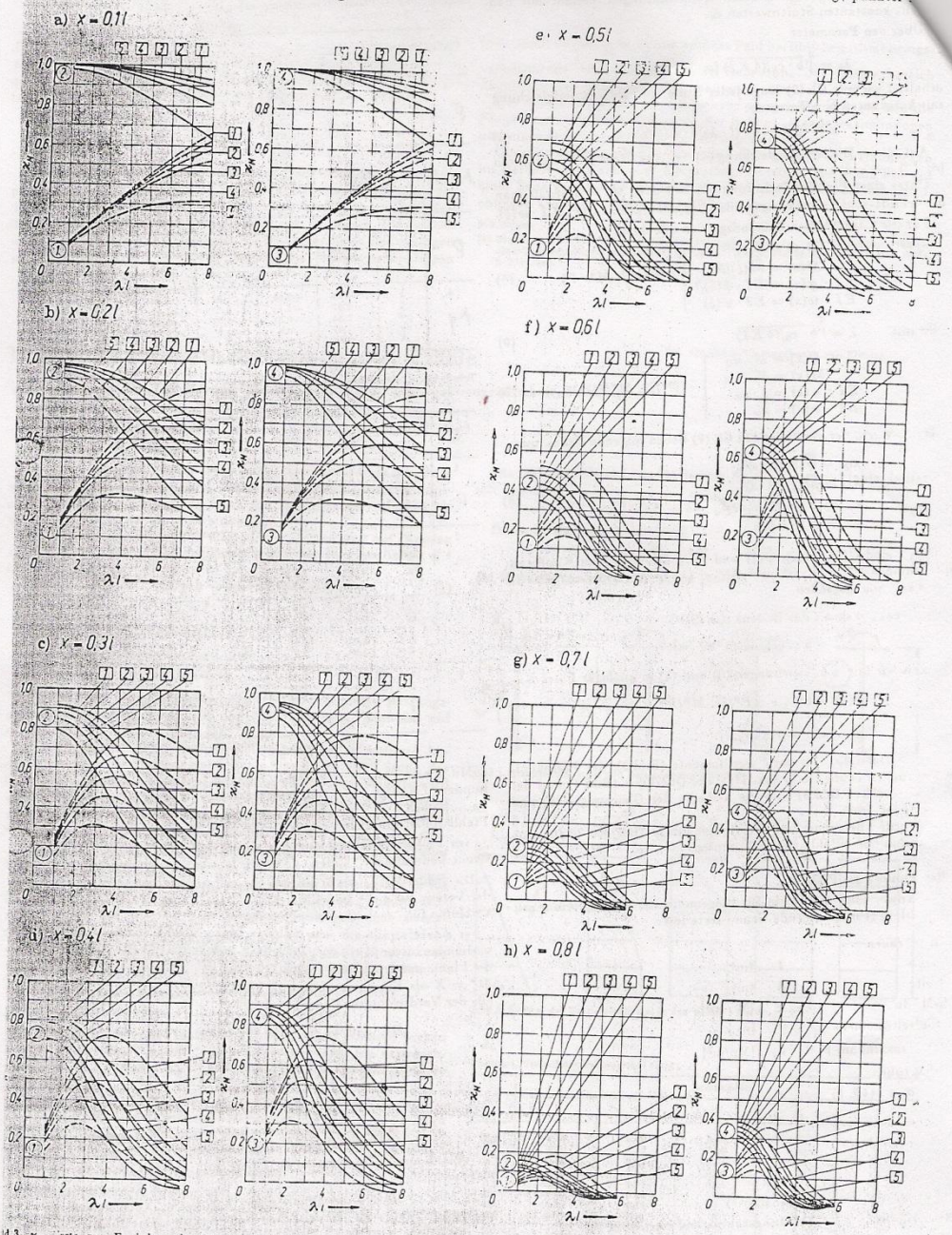
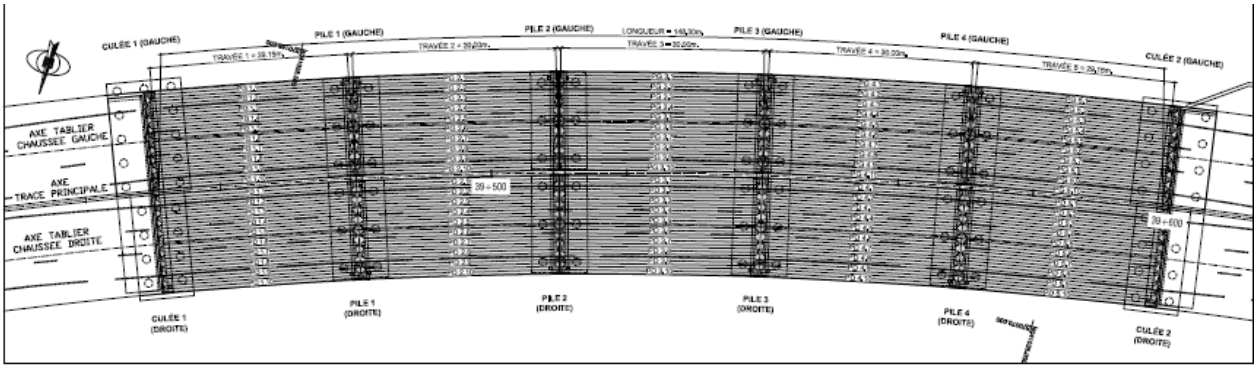


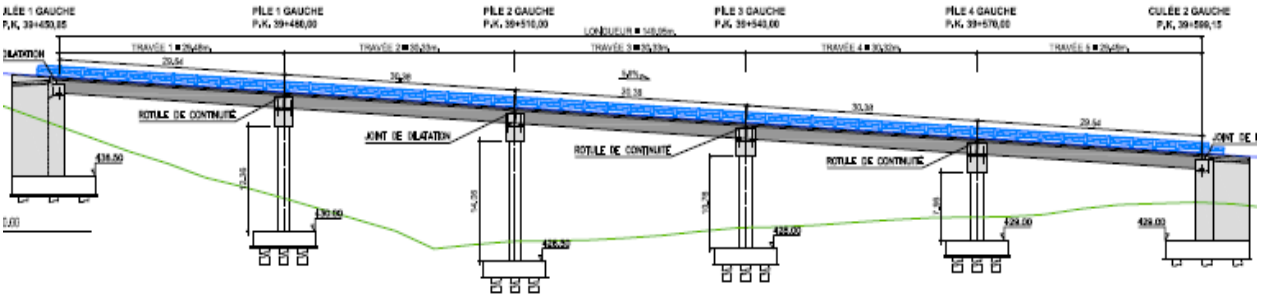
Bild 3. κ_m-Werte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = \kappa_m \cdot P^*/\lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = \kappa_m \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnitten $x = 0{,}1 \cdot l$ bis $0{,}8 \cdot l$. (Bettungszahlverläufe 1 bis 5 nach Bild 2)

Annexe 4 :

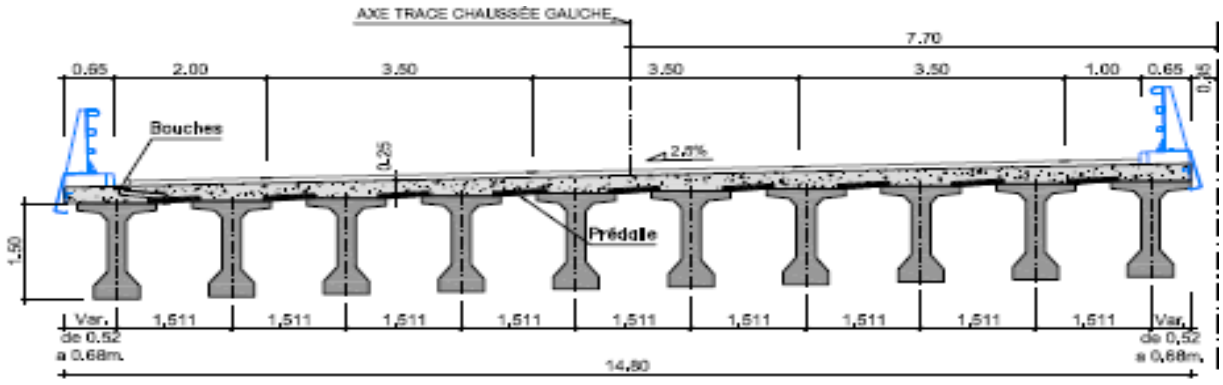
Le tracé en plan



Profile en long



Profil en travers



-

COUPE LONGITUDINALE DU PROFILE GEOLOGIQUE

