

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement et de La Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de Construction
Département de Génie Civil

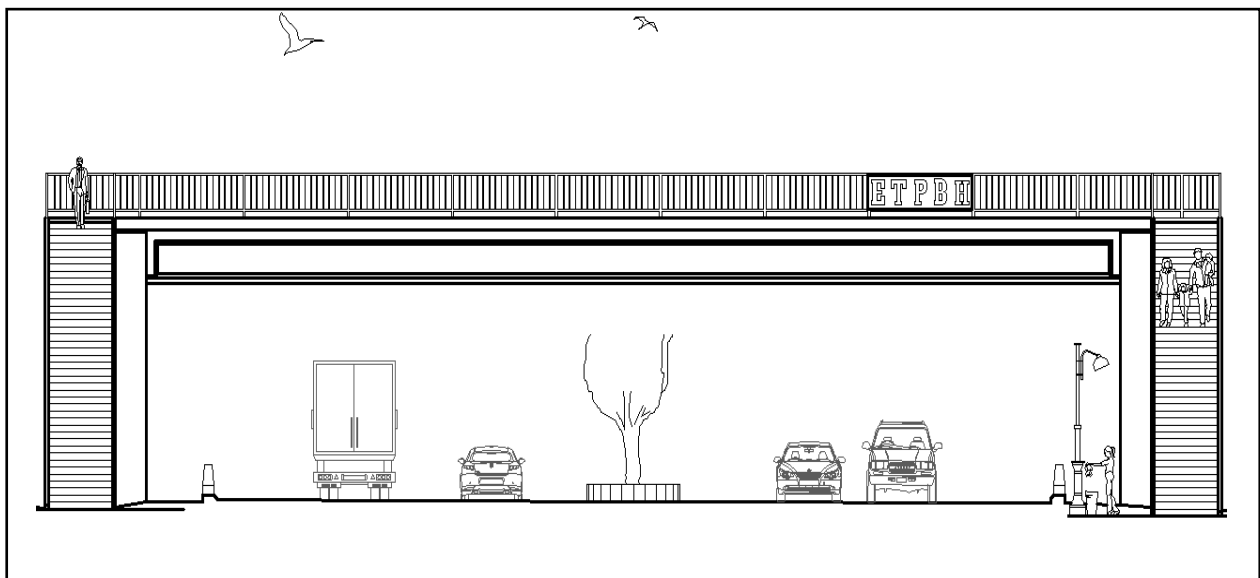


En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en
Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème :

**Etude d'une passerelle en béton précontraint par
pré-tension, en zone sismique, tenant compte de
son comportement vibratoire**



Réalisé par :

SEDRATI SOUAD

CHENOUI LYACINE

Proposé par :



www.agc-dz.com

Encadré par :

Mr H.HAMMOUM

Promotion Juillet 2015

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le dieu le tout puissant qui nous a donné durant toutes ces années la santé, le courage et la foi en pour arriver a terme de ce mémoire.

Nous exprimons nos sincères remerciements a l'égard de notre promoteur Mr HAMMOUM HOCINE pour son aide et ses orientations et ses encouragements, tout le long de notre travail, et aussi je le remercie pour la confiance qu'il nous a prodigué.

Nos remerciements s'adressent aux enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres de jury qui nous nous feraient l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions enfin toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

SOUAD et NASSIM

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

Ma très Chère mère,

Mon cher Père,

Mon chère frère ANIS et ma chère sœur KATIA, et a son mari MADJID,

Ma grand-mère et mon grand père,

Ma chère binôme SOUAD avec qui j'ai partagé ce travail dans les bons et mauvais

moments ainsi que sa famille,

Tous mes amis(es) sans exceptions,

Tous mes collègues de travail au C.F.P.A de BENI DOUALA

Toute la promotion de (VOA 2015)

NASSIM

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

Ma très Chère mère,

Mon cher Père,

Mes frères et sœurs

Mon chère binôme NASSIM avec qui j'ai partagé ce travail dans les bons et

mauvais moments ainsi que sa famille,

Tous mes amis(es) sans exceptions,

Toute la promotion de (VOA 2015)

SOUAD

Liste Des Tableaux et Figures

<i>Figure N° I.1 : Localisation du projet sur la carte</i>	3
<i>Figure N° I.2 : site d'implantation de la passerelle (extrait image satellite)</i>	3
<i>Figure N° I.3 : schéma descriptif du projet</i>	4
<i>Figure N° I.4 : Coupe transversale du tablier</i>	6
<i>Figure N° I.5 : Les dimensions des poutres à mi travée et à l'about</i>	8
<i>Figure N° I.6 : Angles des goussets</i>	11
<i>Figure N° I.7 : coupe transversale de la poutre en I</i>	12
<i>Figure N° I.8 : coupe transversale de la poutre en I</i>	14
<i>Tableau N° I.1 : Analyse multicritères des variantes</i>	15
<i>Figure N° II.1 : Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	19
<i>Figure N° II.2 : Diagramme contraintes-Déformations</i>	20
<i>Figure N° II.3 : Module de déformation instantanée et différée</i>	20
<i>Figure N° II.4 : Diagramme contrainte déformation pour les aciers actifs</i>	23
<i>Figure N° II.5 : Diagramme déformation contrainte pour les aciers</i>	24
<i>Figure N° III.1 : Terminologie et coupe transversale d'une poutre</i>	27
<i>Figure N° III.2 : Caractéristiques géométrique des poutres</i>	28
<i>Figure N° III.3 : Dimensions de la poutre IM.3 S.A.P.T.A</i>	28
<i>Figure N° III.4 : Allure de la poutre IM.3 S.A.P.T.A</i>	29
<i>Tableau N° III.1: Caractéristiques géométriques de la section médiane d'une poutre (sans hourdis)</i>	29
<i>Tableau N° III.2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about d'une poutre.....</i>	30
<i>Tableau N° III.3 : Caractéristiques de la section médiane et d'about d'une poutre (avec hourdis)</i>	30

<i>Tableau N° III.4 : Caractéristiques géométriques de la section nettes d'une poutre</i>	31
<i>Figure N° IV.1 : Détail du tablier</i>	33
<i>Figure N° IV.2 : Poutre préfabriquée</i>	33
<i>Figure N° IV.3 : schéma de la pré-dalle</i>	41
<i>Figure N° IV.4 : Ferrailage de dalle en BA (Hourdis)</i>	51
<i>Figure N° IV.5 : schéma représentatif d'un escalier</i>	52
<i>Figure N° IV.6: Schéma statique d'escalier</i>	54
<i>Figure N° IV.7: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELU</i>	58
<i>Figure N° IV.8: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELU</i>	59
<i>Figure N° IV.9: Schéma statique d'escalier à ELS</i>	64
<i>Figure N° IV.10: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS</i>	67
<i>Figure N° IV.11: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS</i>	68
<i>Figure N° IV.12 : Coupe ferrailage escaliers intermédiaire</i>	71
<i>Figure N° IV.13 : Schéma des réactions d'appuis à ELS</i>	72
<i>Figure N° IV.14: Schéma des réactions d'appuis à ELU</i>	73
<i>Figure N° IV.15: ferrailage de l'appui d'escalier</i>	76
<i>Figure N° IV.16: schéma statique de la console</i>	77
<i>Figure N° IV.17 : schéma statique de la console</i>	80
<i>Figure N° IV.18 : Ferrailage du chevêtre en BA</i>	82
<i>Tableau N° IV.1 : Tableau des caractéristiques de l'escalier intermédiaire</i>	53
<i>Figure N° V.1 : Technique de la précontrainte par pré-tension</i>	84
<i>Figure N° V.2 : Banc de précontrainte par pré-tension 50 à 100</i>	85
<i>Figure N° V.3 : fuseau du tracé des câbles de précontraintes</i>	100
<i>Figure N° V.4 : Diagramme du procédé d'étuvage</i>	107
<i>Tableau N° V.1: Nombre de câbles pour chaque section de la poutre</i>	98

<i>Figure N° VI.1 : Diagramme des contraintes sur la poutre</i>	<i>118</i>
<i>Figure N° VI.2 : Schéma ferrailage de la poutre précontrainte</i>	<i>123</i>
<i>Figure N° VIII.1 : Séisme longitudinale</i>	<i>141</i>
<i>Tableau N° VIII.1: Valeur des paramètres décrivant le spectre de repense élastique.....</i>	<i>139</i>
<i>Tableau N° VIII.2: Valeurs des paramètres pour le calcul de la période</i>	<i>144</i>
<i>Tableau N° VIII.3: calcul des forces horizontales nodales</i>	<i>145</i>
<i>Tableau N° VIII.4 : calcul des déplacements horizontaux nodaux</i>	<i>145</i>
<i>Tableau N° VIII. 5 : Calcul du spectre de réponse élastique</i>	<i>146</i>
<i>Figure N° IX.1 : Schéma des réactions d'appuis à ELS</i>	<i>150</i>
<i>Figure N° IX.2 : section d'acier de la culée</i>	<i>153</i>
<i>Figure N° IX.3 : Ferrailage de la culée</i>	<i>154</i>
<i>Figure N° X.1 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée</i>	<i>159</i>
<i>Figure N° X.2 : Ferrailage fondation des culées coté //A</i>	<i>162</i>
<i>Figure N° X.3 : Ferrailage fondation des culées coté //B</i>	<i>162</i>
<i>Figure N° X.4 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée</i>	<i>165</i>
<i>Figure N° X.5: Ferrailage appuis coté //A</i>	<i>167</i>
<i>Figure N° X.6: Ferrailage appuis coté //B</i>	<i>167</i>
<i>Figure N° XI.1 : Choc de véhicule contre la passerelle</i>	<i>172</i>
<i>Figure N° XII.1 : Diagramme comparatif des accélérations</i>	<i>175</i>
<i>Figure N° XII.2 : Organigramme Méthodologique pour le calcul des passerelles....</i>	<i>177</i>
<i>Figure N° XII.3 : Diagramme du Facteur dynamique</i>	<i>182</i>
<i>Figure N° XII.4 : Diagramme du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la portée</i>	<i>183</i>
<i>Tableau N° XII.1 : Accélération critique selon le règlement</i>	<i>174</i>
<i>Tableau N° XII.2 : Différents seuils de confort en fonction de l'accélération</i>	<i>176</i>

<i>Tableau N° XII.3 : Evaluation du risque de résonance en fonction des plages de fréquence</i>	178
<i>Tableau N° XII.4 : facteur de configuration de la passerelle</i>	181
<i>Tableau N° XII.5 : Taux d'amortissement en fonction du type de construction</i>	181

Sommaires

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet et étude des variantes

1. Introduction	03
2. Les caractéristiques de l'ouvrage	03
3. Etudes des variantes	04
3.1.1. Critères de choix du type d'ouvrage	05
4. Tableau d'analyse multicritères	15
5. Commentaires	15
6. Conclusion	16

Chapitre II: Caractéristiques Mécaniques des matériaux

1. Introduction.....	18
2. Les Bétons.....	18
2.1. Caractéristiques mécaniques du béton	18
2.2. Qualités attendues d'un béton	21
2.3. Terminologie	21
3. LES ACIERS.....	22
3.1. Aciers actifs	22
3.2. Aciers passifs	24

Chapitre III : Caractéristiques géométriques des sections planes

1. Introduction.....	27
2. Caractéristiques géométriques des poutres	27
3. Caractéristiques géométriques des sections brutes	29
3.1. Poutre de rives sans hourdis	29
3.2. Poutre de rives avec hourdis	30
4. Caractéristiques géométriques des sections nettes	31
5. Conclusion	31

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments résistants en BA

1. Introduction.....	33
2. charges et surcharges	33
2.1. Charges permanentes	33
2.2. Surcharges	35
3. Dimensionnement de du hourdis	35
3.5. Conclusion	35
4. Calcul des escaliers	52
4.1 Conclusion	71
5. Calcul des appuis escaliers	72
5.2. Conclusion	76
6. Dimensionnement du chevêtre	77
6.1. Conclusion	82

Chapitre V : Etude de la précontrainte

1. Introduction.....	84
2. Principe de précontrainte	84
2.1. Procédé de la pré-tension	84
2.2. Etapes générales de réalisation	85
3. Données de la précontrainte	86
3.1. Béton.....	86
4. Calcul du nombre de câble	88
5. Tracé des câbles	99
5.1. Principe	99
5.2. Emplacement des torons	101
6. Les pertes de précontraintes	103
6.1. Calcul des pertes à mi- travée	103
7. Conclusion	108

Chapitre VI : Vérification des contraintes

1. Introduction.....	110
2. Vérification des contraintes normale.....	110
2.1. à $x = 0L$	110
2.2. à $x = \frac{1}{16}L$	111

2.3. à $x = \frac{1}{4}L$	112
2.4. à $x = \frac{1}{2}L$	113
2.5. Conclusion	114
3. Détermination des contraintes tangentielles	114
3.1. À vide : (section d'about poutre seul)	114
3.2. En charge (about +hourdis)	115
4. Détermination des armatures passives	118
4.1. Armatures Longitudinale de la poutre dans la partie supérieure	118
4.2. Armature de peau (art 6-1 3 1 BPEL 91).....	120
4.3. Armature du talon	122
4.4. Armature d'éclatement.....	122
4. Conclusion	123

Chapitre VII : Calcul des déformations

1. Introduction.....	125
2. Vérification de la flèche (A vide).....	125
2.1. Flèche due au poids propre	125
2.2. Le contre flèche de précontrainte	126
2.3. Flèche de construction	127
2.4. Flèche à vide	128
2.5. Vérification à la flèche admissible	128
3. Calculs des flèches (en service)	128
3.1. Flèche due au poids propre	128
3.2. Flèche due à la surcharge	129
3.3. Le contre flèche de précontrainte	129
3.4. Flèche de construction	131
3.5. Flèche en service	131
3.6. Vérification à la flèche admissible	131
4. Calcul des rotations(en service)	131
4.1. Rotation due aux charges permanentes	131
4.2. Rotation due aux surcharges	131
4.3. Rotation due a la précontrainte	132
4.4. Rotation de la poutre.....	132
5. Calcul des déplacements horizontaux	132

5.1. Déplacement dû au retrait	132
5.2. Déplacement dû à la rotation d'appui	133
5.3. Déplacement dû au fluage	133
5.4. Bilan des déplacements	134
6. Conclusion	134

Chapitre VIII : Calcul au séisme

1. Introduction.....	136
2. Données sismologique	136
3. Critères de Classification	136
4. Méthode d'analyse.....	136
4.1. La masse totale du tablier	136
4.2. Calcul de la période fondamentale (T_f)	137
4.3. Composante horizontale	138
4.4. Composante verticale du spectre de repense élastique	139
4.5. Accélération de spectre de dimensionnement	140
4.6. Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale)	141
4.7. Séisme longitudinale	141
4.8. Séisme transversale	142
4.9. Composantes verticale du séisme.....	145
5. Vérification des appareils d'appui	147
6. Conclusion	147

Chapitre IX : Etude de La culée

1. Introduction.....	149
2. pré dimensionnement de la culée	149
3. Calcul a l'ELU	150
3.1. Sous combinaison fondamentale	150
4. Calcul de section d'acier	152
4.1. Sous combinaison accidentelle due au séisme	152
4.2. Calcul des armatures	153
4.3. Ferrailage de la culé	154
5. Conclusion	154

Chapitre X : les fondations

1. Introduction.....	156
2. Fondations des culées	156
2.1. Calcule de hauteur de la semelle	156
2.2. Calcul des forces	157
2.3. Vérifications	157
2.4. Calcul des armatures	159
2.5. Conclusion	161
3. Fondations des appuis d'escaliers	163
3.1. Calcule de hauteur de la semelle	163
3.2. Calcul des forces	164
3.3. Ferrailage de la fondation.....	165
3.4. Conclusion	167

Chapitre XI : Etude au vent et à l'impact

1. Introduction.....	169
2. Etude au vent.....	169
2.1. Définition	169
2.2. Charges dus vent sur le tablier	169
2.3. Vérifications au vent.....	171
3. Forces d'impact sur la passerelle	171
3.1. Vérification de risque d'effondrement	172
4. Conclusion	172

Chapitre XII : Etude du comportement vibratoire de la passerelle lors du passage des piétons

1. Introduction.....	174
2. Le principe des vérifications	174
2.1. Critères de confort	174
2.2. Classification des passerelles	175
2.3. Seuils de confort	175
3. Méthodologie pour le calcul des passerelles	177
3.1. Classe de la passerelle	178

3.2. Calcul des fréquences et de la nécessité ou non de réaliser le calcul des accélérations	178
4. Calcul dynamique	180
4.1. Calcul de l'accélération critique (a_{crit}) de la passerelle	180
5. Conclusion	184

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des tableaux et figures

Plans d'exécutions

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

La présente étude intitulée "étude d'une passerelle en béton précontraint en pré-tension en zone sismique tenant compte de son comportement vibratoire "dans la willaya de BOUMERDES est étudiée par le bureau d'étude AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY d'Alger au profit l'entreprise de réalisation BOUZIDA Saïd sise à Toudja dans la willaya de Bejaia.

L'étude a pour objectif le dimensionnement d'une passerelle piétonne pour le franchissement de la RN 12 au lieu dit LAGATTA.

Notre passerelle est réalisée en béton précontraint par pré-tension en tenant compte des comportements dynamiques et vibratoires.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA ; RPA99 (version 2003), BAEL, BPEL, fascicule 61 et 62.

C'est dans cette optique que nous avons essayé de mener ce travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Pour l'étude de notre projet on a structuré notre travail comme suit :

Dans le premier chapitre nous aborderons les caractéristiques de notre ouvrage ainsi l'étude des différentes variantes jugées les plus adaptées. En seconde chapitre nous déterminerons les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Si que dans le 3^{eme} chapitre que nous déterminerons les caractéristiques géométriques des sections planes.

Ensuite nous évaluerons dans le 4^{eme} chapitre et dans sa 1^{ere} partie les charges et les surcharges appliquées sur l'ouvrage en se référant au (fascicule 61 titre 2), une fois toutes les charges définies nous passerons au pré dimensionnement des éléments en BA (pré-dalle, hourdis, escaliers...)

Dans le 5^{eme} chapitre nous allons dimensionner les poutres en béton précontraint par pré-tension, en déterminant le nombre de câbles pour chaque section de la poutre en tenant

INTRODUCTION GENERALE

compte des différentes pertes, en suite dans le 6^{ème} chapitre nous vérifions les contraintes et les déformations.

Après l'étude statique, le 7^{ème} chapitre sera consacré pour l'étude dynamique, dans la qu'elle nous procéderons à un calcul au séisme.

Une fois toutes les sollicitations déterminées nous passons au dimensionnement de l'infrastructure (fondations).

Le dernier chapitre traitera le comportement vibratoire de la passerelle sous l'effet du passage des piétons à savoir la vérification à la résonance.

Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel des enseignements appris et recensé durant cette étude.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et étude des variantes

1. INTRODUCTION :

Notre travail consiste en l'étude d'une passerelle piétonne, située sur la route nationale, au droit du carrefour menant à **LAGATTA** sur la **RN12** reliant **BOUMERDES** à **Tizi-Ouzou**. Elle facilitera l'accès entre les deux arrêts de bus.



Figure N° 1 : Localisation du projet sur la carte



Figure N° 2 : site d'implantation de la passerelle (extrait image satellite)

2. Les caractéristiques de l'ouvrage :

La passerelle est composée de :

- Travée (29 m) en poutres, de forme en I en béton précontraint.
- Hourdis (dalle) en béton armé d'une épaisseur de 20cm.
- Largeur du tablier est égale à 2,00 m, bordée de gardes du corps Métalliques.
- La hauteur utile 5.60m (exigée par la D T P de la wilaya de BOUMERDES)

La conception d'une passerelle doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'elle est destinée à offrir des services aux usagers. On distingue :

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

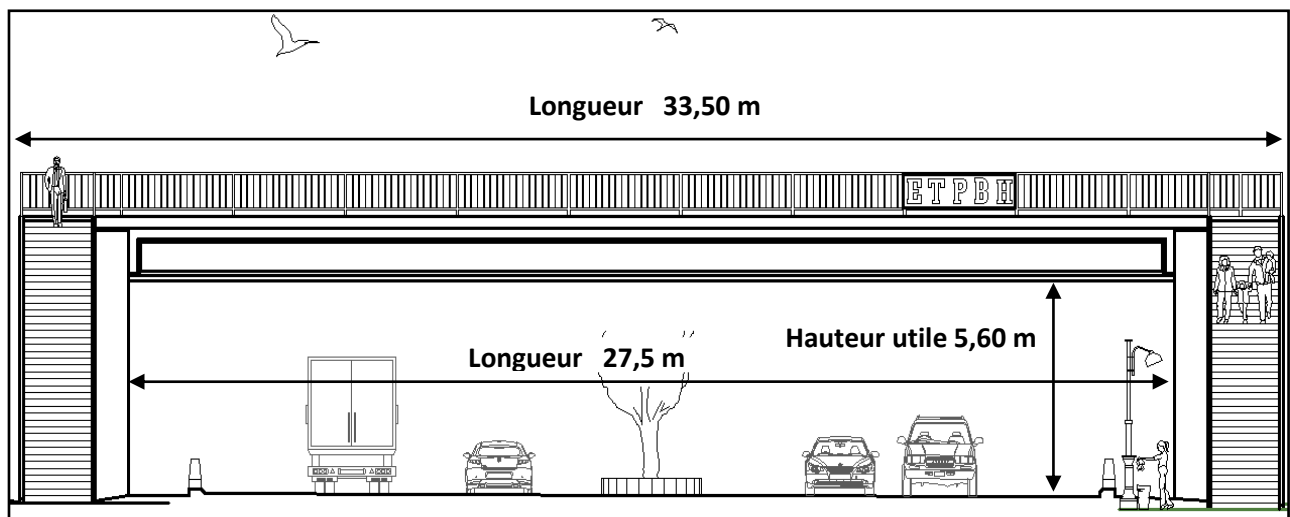


Figure N° 3 : schéma descriptif du projet

3. Etudes des variantes :

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement n'est pas unique la prochaine partie de notre travail comporte une analyse de quelques différentes variantes possible selon leurs avantages, leurs inconvénients et leurs mode de construction susceptible d'être adapté sur le terrain.

3.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

On peut proposer trois variantes qu'on juge les plus adaptées, sur les quelles on va faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque une des variantes suivantes :

- ✓ Passerelle à poutres en béton précontraint par pré-tension
- ✓ Passerelle à poutre en béton précontraint par poste tension
- ✓ Passerelle mixte béton-acier

3.1.1. *Prestation des variantes :*

1^{er} Variante : Passerelle mixte acier-béton :

a) Définition :

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.

b) Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en I les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en I, chacune est constituée de deux Semelles déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, que son épaisseur dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- largeur des encorbellements.
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux....)
- nature de charge (militaire, lourds...)
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées

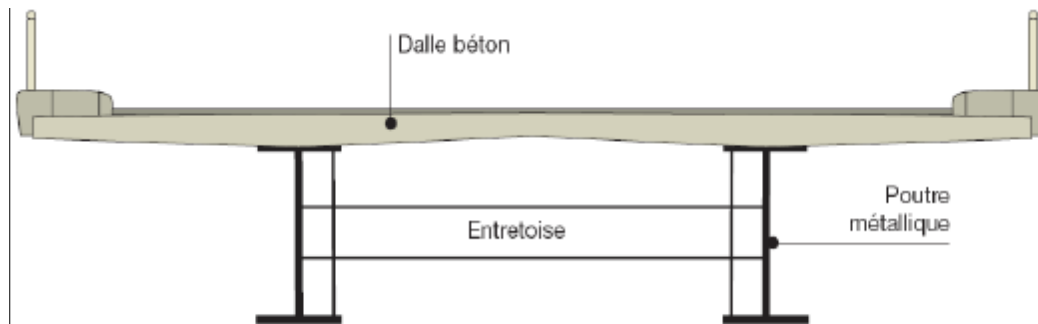


Figure N° 4 : Coupe transversale du tablier

c) pré-dimensionnement :

▪ **Nombre des poutres (N) :**

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

$$N = \frac{L_a}{d} \quad (L_a \text{ Est la largeur du tablier égale à } 2 \text{ m})$$

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

$$N = \frac{2}{1} = 2$$

On a : $N = 2$ poutres

▪ **La hauteur des poutres (h) :**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $\frac{L}{30}$

$$h = \frac{29}{30} = 0.96$$

Donc : $h = 1\text{m}$

▪ **Épaisseur de l'âme des poutres (e):**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage vertical.
- ✓ Fatigue.

L'épaisseur de l'âme :

$e = 35\text{ mm}$ sur appui.

$e = 30\text{ mm}$ à mi travée

▪ **Largeur et épaisseur de la Semelle : (L_s, e_s)**

- ✓ Semelle supérieure en travée:

$$200\text{mm} \leq L_s \leq 500\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 500\text{mm}$$

$$e_s = 40\text{mm}$$

- ✓ Semelle inférieure en travée :

$$300\text{mm} \leq L_s \leq 600\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 600\text{mm}$$

$$e_s = 50\text{mm}$$

- ✓ **Semelle supérieure sur appui :**

$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 40\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s=500\text{mm}$$

$$e_s=40\text{mm}$$

✓ Semelle inférieure sur appui :

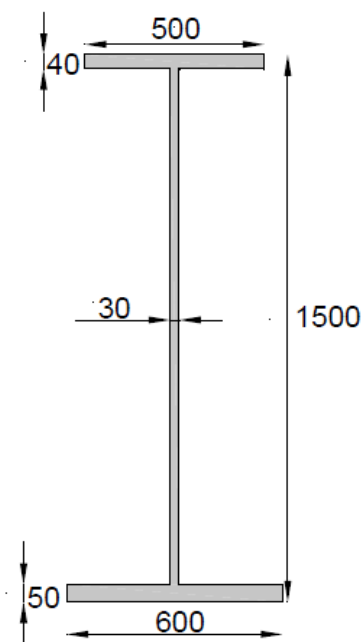
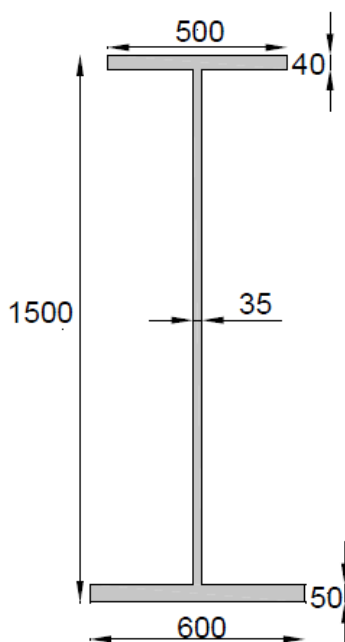
$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$30\text{mm} \leq e_s \leq 60\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s=600\text{mm}$$

$$e_s=50\text{mm}$$



d) Section a l'about

Section a mi travée

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P) ;
- Des possibilités d'extension et de réparation;
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité) ;
- Un pont mixte peut être intéressant notamment par :

- Réduction du nombre de fondations;
- Préfabrication par grands éléments;
- pour de grandes portées la solution devient compétitive

e) Les inconvénients :

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées 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. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum ;
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ;
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton ;

2^{ème} Variante : Ponts à poutres précontraintes

a) Définition :

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

b) Type du procédé de la précontrainte :

b.1. Les passerelles à poutres précontraintes par post-tension :

b.1.1. Principe de conception de la section transversale :

La section transversale des ponts à poutres à fait l'objet de conceptions variées de nos jours, elle relève principalement de deux conceptions, section à l'about et l'autre à mi-travée.

b.1.2. Principe de conception de la section des poutres :

Pour les portées faibles ou moyenne la section des poutres peut être rectangulaire ou légèrement trapézoïdale, la simplicité des coffrages compense largement l'augmentation de matière par rapport à des poutres de section optimisée dès que la longueur des poutres dépasse 12 à 15m, le poids devient prohibitif et il s'impose de réaliser les poutres à talon.

b.1.3. Pré-dimensionnement :

Selon un document de SETRA :

- **Elancement de poutre**

$$\frac{L}{22} \leq H_T \leq \frac{L}{16}$$

On a $L = 29$ m d'où $1,30 \leq H_t \leq 1,81$

$$H_T = 1,30\text{m}$$

- **Nombre des poutres**

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante

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

Avec :

L_a : c'est entraxe entre les poutres d'extrémité égale 1 m

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

On prend $d = 1,50\text{m}$

Donc : $N = 2$ poutres

- **La largeur de la table de compression b**

$$0,6H \leq b \leq 0,7H$$

$0,78 \leq b \leq 0,91$ On prend $b = 0,80$ m

- **Epaisseur de la table de compression $12 \leq e_c \leq 15$ On prend $e_c = 15$ cm**

- **La largeur de talon** L_t $50 \leq L_t \leq 80$ on prend $L_t = 50$ cm
- **Epaisseur de talon** On prend $e_t = 15$ cm
- **Epaisseur de l'âme en travée** b_0 $18 \leq b_0 \leq 25$ On prend $b_0 = 20$ cm
- **Epaisseur de l'âme à l'about** b_0 $25 \leq b_0 \leq 35$ On prend $b_0 = 30$ cm
- **Goussets :**

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

- **Gousset du talon :**

En travée : $a_3 = 49^\circ$ $e_1 = 22$ cm

- **Gousset de la table de compression**

En travée : $a_1 = 13.5^\circ$ $e_1 = 6$ cm

$a_2 = 13.5^\circ$ $e_1 = 20$ cm

▪ **Hourdis**

$20 \leq H_h \leq 30$

On fixe $H_h = 20$ cm

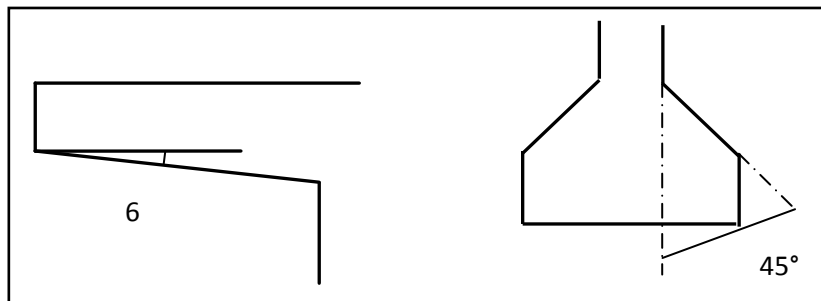


Figure N° 6 : Angles des goussets

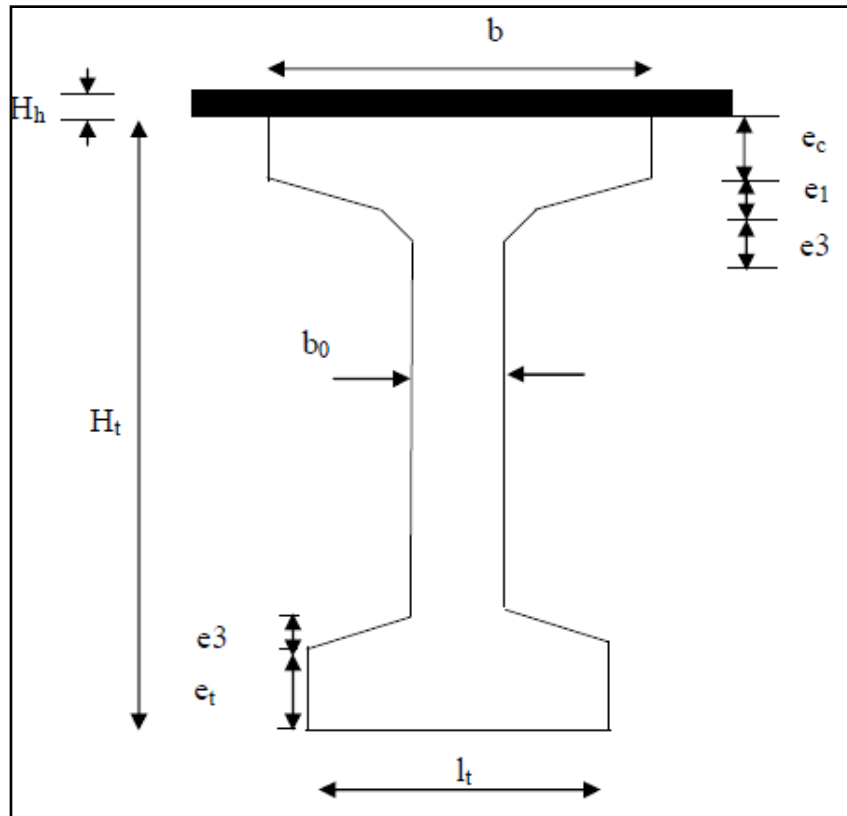


Figure N° 7 : coupe transversale de la poutre en I

b.2. Les passerelles à poutres précontraintes par pré tension :

b.2.1. Définition :

Pour les ponts de petite et moyenne portée, plusieurs conceptions du tablier peuvent être envisagées : dalles en béton précontraint ou poutre en précontraint.

La catégorie des grands ouvrages, cependant, les tabliers constitués de poutres précontraintes à fils ou torons adhérent offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres

b.2.2. Conception du tablier :

▪ Schéma mécanique :

Les poutres forment des travées isostatiques, reposant sur deux appuis simples (Appareils d'appuis en élastomère fretté) ce schéma à l'avantage d'une grande simplicité et le pont est insensible à l'éventuel tassement d'appuis dans le cas de plusieurs travées.

▪ Coupe transversale :

Plusieurs types de coupes transversales ont été imaginés et employé pour les poutres en T ou en double TT, juxtaposées et assemblées par un joint de largeur minimal. Les

Poutres à section en forme d'angle offrent une bonne stabilité à la pose et une meilleure rigidité transversale surtout à la torsion, mais sont plus couteuses en fabrication

b.2.3. Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension :

- **entraxe entre deux poutres :**

$$0.9 \leq d \leq 1.0 \text{m}$$

On fixe $d=1\text{m}$

- **le nombre de poutres**

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

L_a entre axe des deux poutres de l'extrémité

$$L_a = 1 \text{m}$$

$$N = \frac{1}{1} + 1 \text{ donc } N = 2 \text{ poutres}$$

- **hauteur des poutres**

$$0.8 \leq H_t \leq 1.60 \text{m}$$

On fixe la hauteur des poutres $H_t = 1.30 \text{m}$

- **l'épaisseur de l'âme**

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

On prend une épaisseur $E = 15 \text{cm}$

- **largueur de talon**

$$0.5 < L_t < 0.8 \text{m}$$

- **L'épaisseur de hourdis**

$E_H \geq 15 \text{cm}$. Justification ou poinçonnement par charge concentrée

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

▪ L'épaisseur de l'âme

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

On prend une épaisseur $E=15\text{cm}$

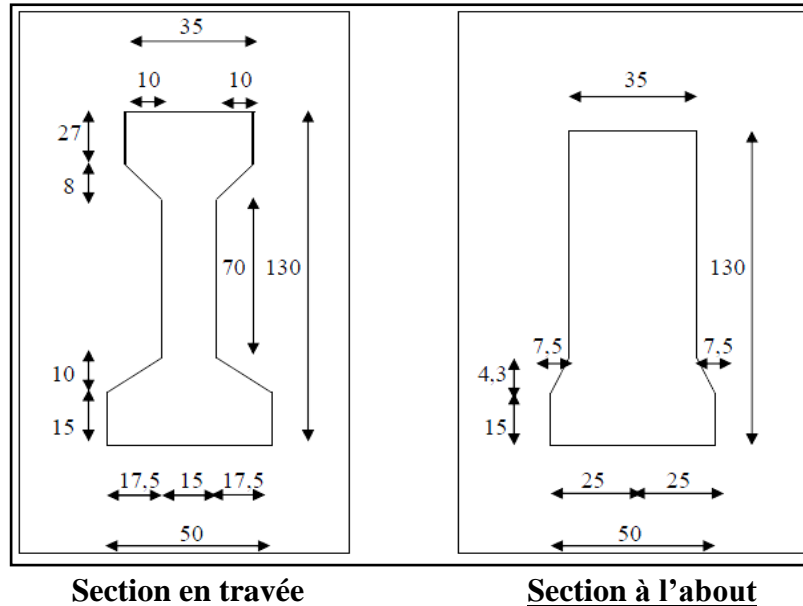


Figure N° 8 : coupe transversale de la poutre en I

b.2.4. Les Avantages :

- La qualité d'exécution offre une bonne garantie, les poutres étant fabriquées en usine.
- Le rebut d'un élément dont le béton est une résistance insuffisante est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle d'un béton in-situ.
- Protection des armatures en acier dur contre la corrosion est meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduites injectées.
- La simplicité de conception.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Absence d'efforts parasites, fréquents dans le system hyperstatique.
- Provenant du fluage du béton.
- Le délai de construction peut être très rapide, les poutres peuvent préfabriquées et stockées pendant la réalisation.

b.2.5. Les Inconvénients :

- Poids très important.

- Sensibilité au tassement différentiel.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes
- Le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme

4. Tableau d'analyse multicritères :

Pour : (+) : Favorable et (-) : Peu favorable

	Passerelle a poutres en béton précontraint		Passerelle Mixte en poutres métalliques
	près tension	post tension	
Economie	-	-	+
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Durées d'exécution	-	-	+
Exécution	+	+	+

Tableau N° 1 : Analyse multicritères des variantes

5. Commentaires :

- ✓ La précontrainte par pré tension est un procédé industriel, dont les éléments réalisés par ce procédé sont transportés sur site, vu la distance de l'atelier de préfabrication au site, l'état Dégradé des routes et la géométrie souvent sinueuse, ce procédé présente des contraintes et les inconvénients liés au transport de ces poutres préfabriquées sont multiples et Il y a risque d'apparition de fissure ou éclatement du béton
- ✓ La précontrainte par post-tension est écartée car son utilisation n'est pas justifié elle réservée pour les grandes charges et longues portées.

- ✓ Pour les ponts mixtes l'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier favorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport

6. Conclusion :

En faisant une synthèse de toutes les caractéristiques citées précédemment pour chacune des variantes proposées et des différents critères naturels et fonctionnels rencontrés, le choix est contractuel, donc la variante retenue est non pas celle qui est la plus favorable mais celle exigée par le maître de l'ouvrage qui est dans notre cas une passerelle en béton précontraint par pré-tension.

Chapitre II

Caractéristiques Des Matériaux

1. INTRODUCTION :

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

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 ou un élément de la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

2. LES BETONS

On aura deux types de béton à utiliser dans notre ouvrage :

- ✓ Béton de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (ciment CPA 32.5N dosé 350 kg/m^3)

Utilisation : les escaliers, culés, hourdis et fondation

- ✓ Béton de $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ (ciment CPA 52.5R dosé 450 kg/m^3)

Utilisation : les poutres de précontrainte par prétention

Remarque :

Les règles du fascicule N°62(article 1.2) applicables pour le béton ($f_{c28}=25\text{MPa}$), ne sont pas systématiquement valables pour les bétons traités thermiquement, vu que nos poutres sont traitées par un processus de durcissement (traitement thermique) pour avoir une résistance importante en un temps très court.

2.1. Caractéristiques mécaniques du béton ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) :

2.1.1. Résistance du béton :

■ Résistance du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en **MPa**.

Pour un nombre de jours $j \leq 28$, la résistance **fcj** des bétons suit les lois suivantes :

(Art A.2-.1.11 BAEL 91)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,83 j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

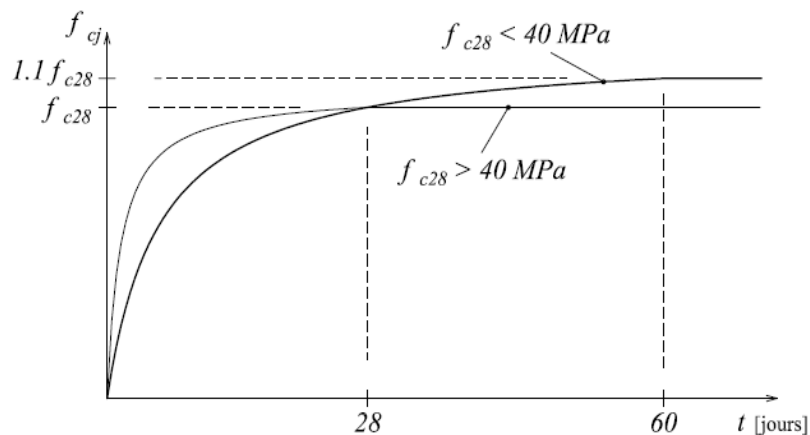


Figure N° 1: Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

■ Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad [\text{MPa}] \quad \text{B.A.E.L(F.62)}$$

■ Contrainte admissible de compression du béton :(art : A4.3.4.1) :

A L'E.L.U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{B.A.E.L (F.62)}$$

Avec: θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$\theta = 1 \text{ pour } t > 24\text{h.}$$

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1\text{h}$$

γ_b : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation) :

$$\gamma_b = 1,15 \text{ dans le cas accidentel.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ dans le cas durable ou transitoire.}$$

A L'E.L.S :

$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28}$ En construction

$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28}$ En service

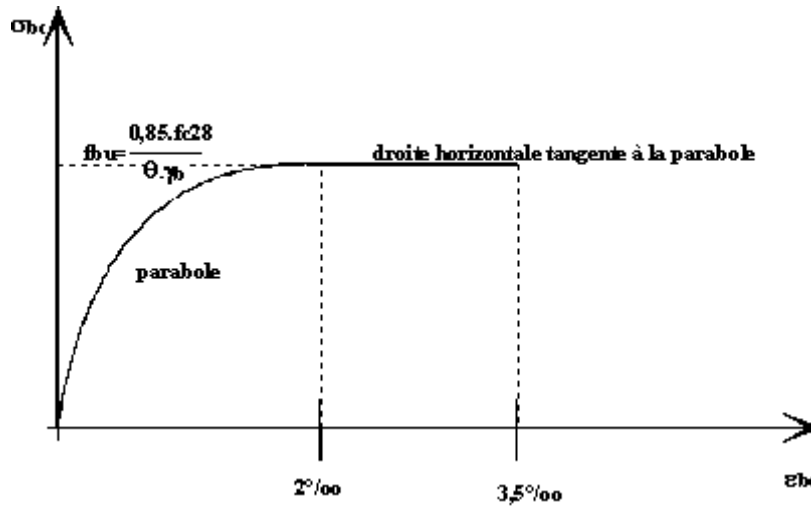


Figure N° 2 : Diagramme contraintes-Déformations

2.1.2. Module de déformation longitudinale :

Le Module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée est donné par les règles B.P.E.L :

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

Le Module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée est donné par la relation

suivante :

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

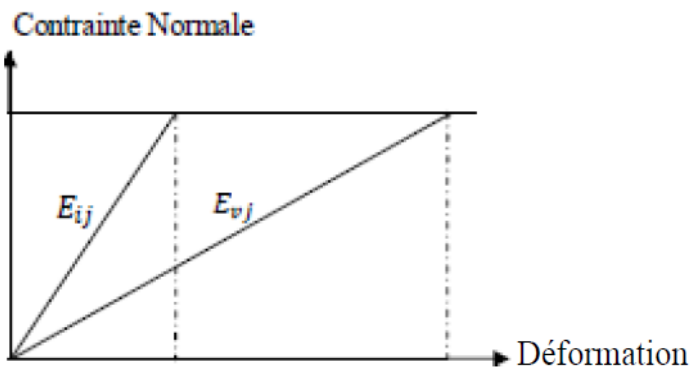


Figure N° 2 : Module de déformation instantanée et différée

2.1.3. Déformation transversale du béton :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = E_{ij}/(2(1 + \nu))$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

2.1.4. Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale, il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta L}{d}\right)}{\left(\frac{\Delta L}{L}\right)}$$

- Avec :
 - $(\Delta L/d)$: déformation relative transversale
 - $(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à :

- ✓ $\nu = 0$ dans le cas béton fissuré (ELU).
- ✓ $\nu = 0,2$ dans le cas de béton non fissuré (ELS).

2.2. Qualités attendues d'un béton :

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

2.3. Terminologie :

- ✓ **Etat limite ultime :**

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

- ✓ **Etat limite de service :**

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

3. LES ACIERS

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

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

3.1. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- ✓ Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- ✓ Les aciers de précontraintes ont été classés par catégories : fils, barres, torons.

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

$$P_0 = (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}) \dots\dots\dots \text{Règles BPEL}$$

Avec :

- ✓ f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- ✓ f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

3.1.1. Caractéristiques mécaniques des aciers actifs :

▪ La limite élastique :

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

▪ Module de Young :

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

- ✓ 200 000 MPa pour les barres
- ✓ 190 000 MPa pour les torons.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient tel que :

- ✓ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

✓ $\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

■ **Contrainte limite de traction :**

✓ $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110(nf_{t28})^{0,5}\right)$ En fissuration préjudiciable

✓ $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90(nf_{t28})^{0,5}\right)$ En fissuration très préjudiciable

Avec :

✓ $n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses

✓ $n = 1,6$ Aciers haute adhérence

De notre projet nous avons les caractéristiques suivantes :

- ✓ La section $A_p = 0,93 \text{ cm}^2$.
- ✓ Force de tension garantie $f_{peg} = 154 \text{ KN}$
- ✓ Force de rupture garantie $f_{prg} = 173,60 \text{ KN}$
- ✓ Relaxation à 1000 h $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
- ✓ Relaxation à 3000 h $\rho_{3000} = 3 \%$.
- ✓ Relaxation à 16 h $\rho_{16} = 0,75 \%$.
- ✓ Coefficient de scellement $d \geq 1,3$.
- ✓ Coefficient de fissuration $\geq 1,4$
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 1.9.10^5 \text{ MPa}$

■ **Diagramme contrainte-déformation**

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

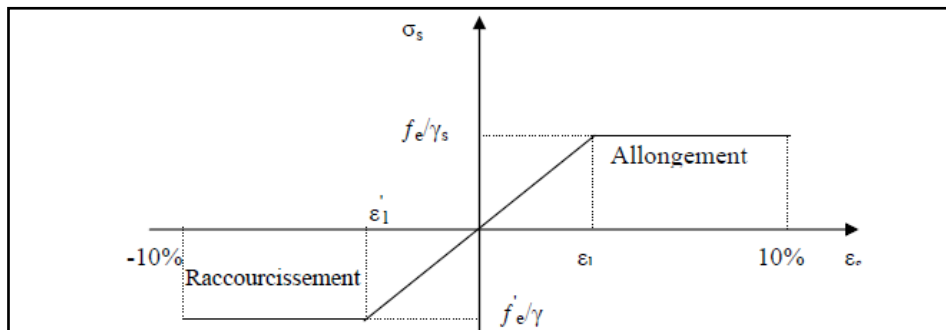


Figure N° 4 : Diagramme contrainte déformation pour les aciers actifs

3.2. Aciers passifs :

Les armatures passives sont celles utilisées en béton armé.

3.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers passifs :

- **limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE 40 et FeE 50, la limite élastique de ces derniers est respectivement 400MPa et 500MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient

Tel que :

- ✓ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
- ✓ $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

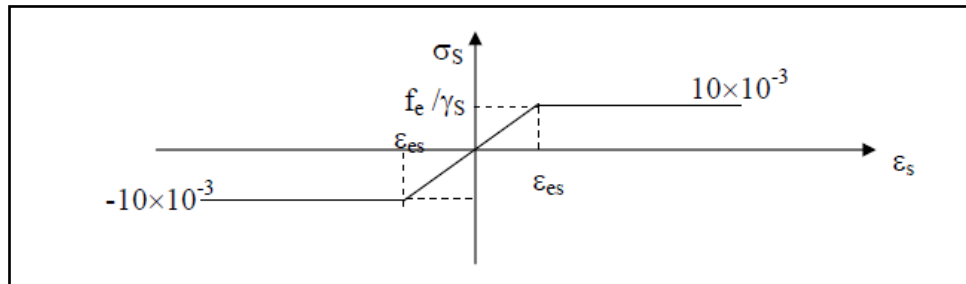


Figure N° 5 : Diagramme déformation contrainte pour les aciers

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

Chapitre III

Caractéristiques géométriques des sections planes

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va déterminer les caractéristiques géométriques des sections.

Les poutres:

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m.

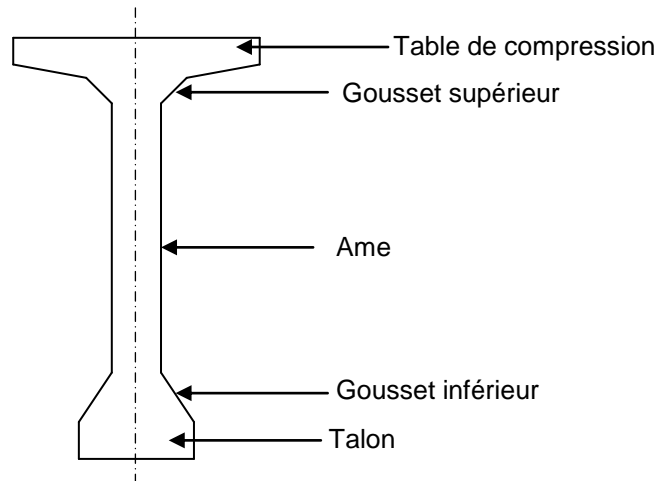


Figure N° 1 : Terminologie et coupe transversale d'une poutre

2. Caractéristiques géométriques des poutres :

2.1. Notation :

- (Δ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême
- Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) .
- I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à Δ .

Avec : $I_{\Delta} = I_0 + BZ^2$

- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité $I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité
- Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$
- Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$
- V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

Avec : $V = h_t - V'$; $V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$

- r : Rayon de giration

Avec : $r^2 = \frac{I_G}{B}$

- **B** : Section transversale totale de la poutre
- **ρ** : Rendement géométrique de la section Avec : $\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{r^2}{V.V'}$
- **h** : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.
- **S_Δ** : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

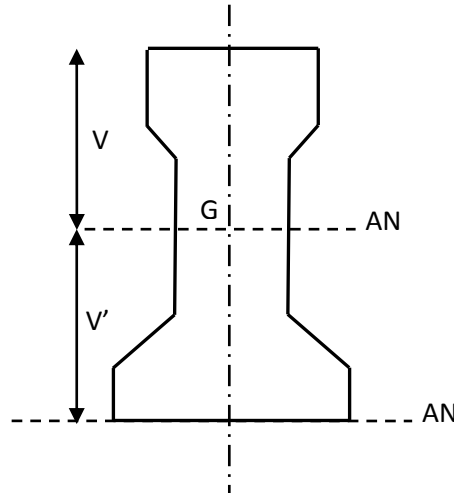


Figure N° 2 : Caractéristiques géométriques des poutres

Remarque : le calcul des sections médianes et d'about des poutres se fait avec et sans hourdis.

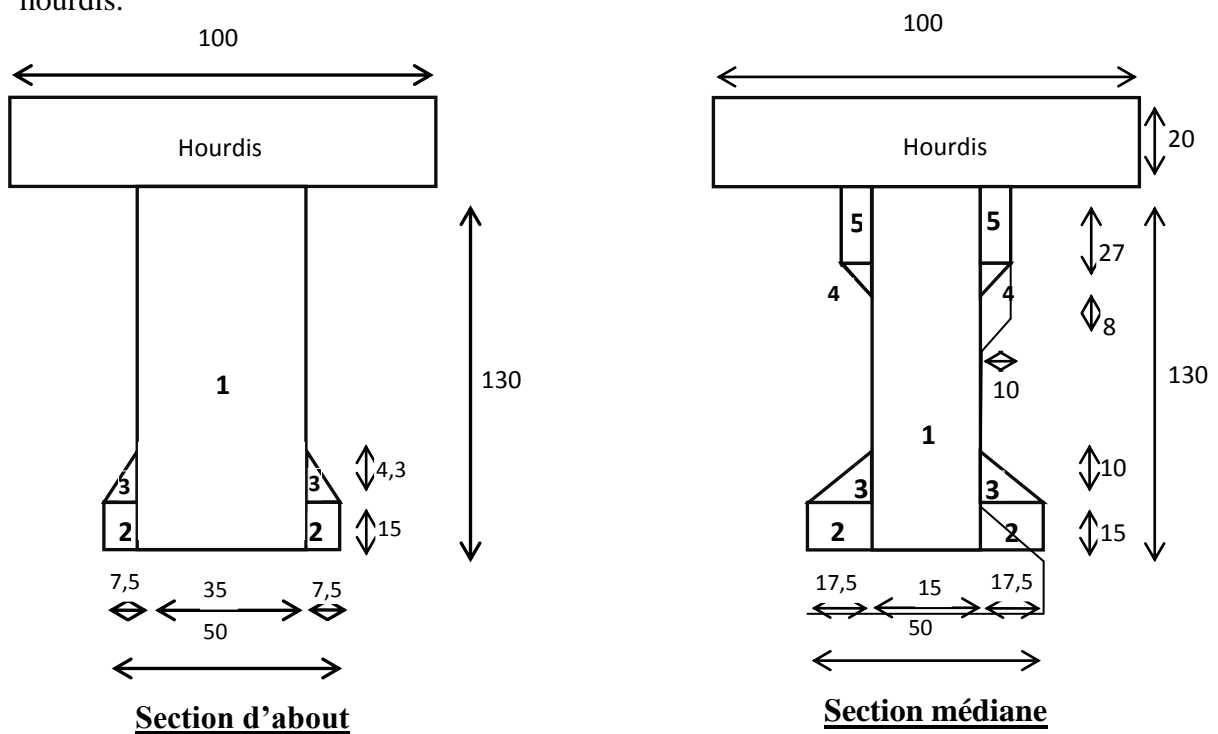


Figure N° 3 : Dimensions de la poutre IM.3 S.A.P.T.A

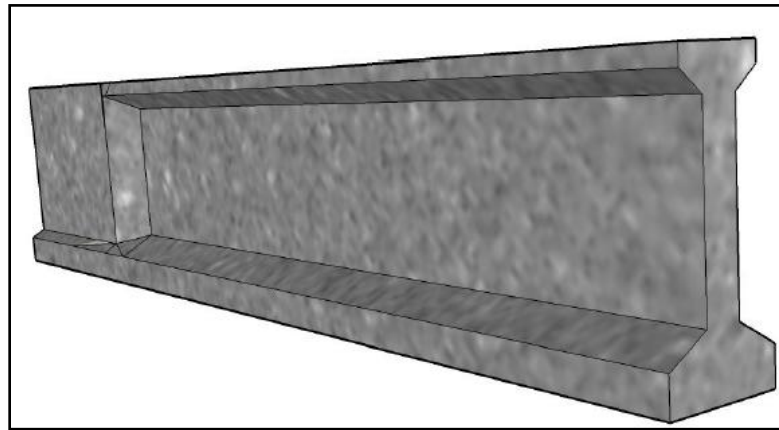


Figure N° 4 : Allure de la poutre IM.3 S.A.P.T.A

3. Caractéristiques géométriques des sections brutes :

3.1. Poutre de rives sans hourdis :

3.1.1. Section médiane :

Désignation	h	b	Dimension	section B(cm ²)	Z (cm)	S _A = B.Z	I ₀ (cm ³ .cm)	I _A =I ₀ +B.Z ²
1	130	15	130.15	1950	65	126750	2746250	10985000
2	15	17,5	2.(17,5.15)	525	7,5	3937,5	9843,75	39375
3	10	17,5	2.(17,5.10)/2	175	18,33	3207,75	972.2222222	59770,27972
4	8	10	2.(10.8)/2	80	100,333	8026,64	284.4444444	805621,3156
5	27	10	2.(27.10)	540	119,5	64530	32805	7744140
			Total	3270		206451,89	2790155,417	19633906,6

I _G (cm ³ .cm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
6599538,741	63,13513456	66,86486544	2018,207566	47,80757825

Tableau N° 1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane d'une poutre (sans hourdis)

3.1.2. Section d'about :

Désignation	h	b	Dimension	section B(cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B.Z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ =I ₀ +B.Z ²
1	130	35	130.35	4550	65	295750	6407916,667	25631666,67
2	15	7,5	2.(7,5.15)	112,5	7,5	843,75	4218,75	10546,875
3	4,29	7,5	2.(7,5.4,29)/2	32,175	16,43	528,63525	32.89732875	8718,374486
			Total	4694,675		297122,3853	6412168,314	25650931,92

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
6846283,71	63,28923413	66,71076587	1458,308341	34,54010019

Tableau N° 2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about d'une poutre

3.2. Poutre de rives avec hourdis :

3.2.1. Section médiane et section d'about :

	Désignation	h	b	Dimension	section B(cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B.Z	I ₀ (cm ⁴)
	poutre			3270		206451,89	2790155,417	19633906,6
Section médiane	hourdis	20	100	2000	140	280000	66666,66667	39266666,67
	poutre + hourdis			5270		486451,89	2856822,083	58900573,26
	poutre			4694,675		297122,3853	6412168,314	25650931,92
Section d'about	hourdis	20	100	2000	140	280000	66666,66667	39266666,67
	poutre + hourdis			6694,675		577122,3853	6478834,981	64917598,58

	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
section d'about	15166080,02	86,20618406	63,79381594	2265,394514	41,19332441
section médiane	13998212,49	92,30586148	57,69413852	2656,207303	49,87707694

Tableau N° 3 : Caractéristiques de la section médiane et d'about d'une poutre (avec hourdis)

4. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Pour le calcul des sections nettes il ne faut pas tenir compte des sections de câble de précontrainte qui ne participe pas à la résistance.

Avant de connaître le nombre exacte de câble cette déduction d'avant projet se fait de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section 10% sur le moment statique

- ✓ 5% de la section $\implies B^{(nette)} = 0,95 \text{ de } B^{(brute)}$
- ✓ 10% du moment d'inertie $I_{\Delta} \implies I^{(nette)} = 0,90.I^{(brute)}$
- ✓ 8% du moment statique $S_{\Delta} \implies S^{(nette)} = 0,92. S^{(brute)}$

Les valeurs de VV' et r^2 seront légèrement modifiées et les caractéristiques de toutes les sections sont résumées dans le tableau suivant :

	Poutre sans hourdis		Poutre avec hourdis	
	d'about	Médiane	d'about	Médiane
B	4459,94125	3106,5	6359,94125	5006,5 cm ²
S_Δ	273352,5944	189935,7388	530952,5944	447535,7388
I_Δ	23085838,72	17670515,94	58425838,72	53010515,94
V'	61,29062674	61,14139347	83,48388351	89,39093954
V	68,70937326	68,85860653	66,51611649	60,60906046
r²	1535,061411	2124,429017	2384,625804	2796,007687
ρ	36,45152523	50,46016455	42,94283482	51,60684479
I_G	0,06161655339	0,05939584	0,4604947202	0,1259839124

Tableau N° 4 : Caractéristiques géométriques de la section nettes d'une poutre

5. Conclusion :

Le dimensionnement et le calcul des contraintes de la poutre se feront avec les sections nettes afin de tenir compte des sections des câbles qui ne participent pas à la résistance.

Chapitre IV

Dimensionnement des éléments résistants en BA

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on fera l'étude des éléments en béton armé, le calcul sera fait conformément aux règlements (BAEL-91 et RPOA99/2003).

2. Calcul des charges et surcharges :

2.1. Charges permanentes :

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

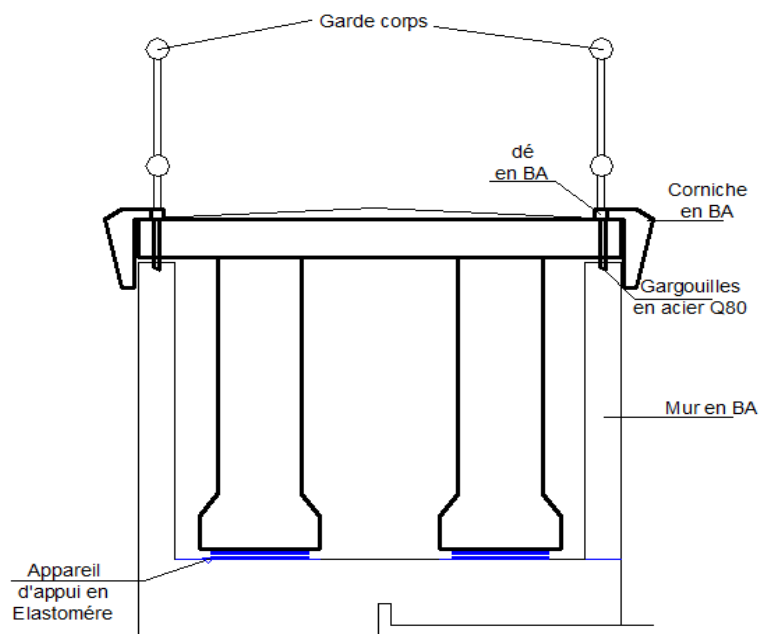


Figure N° 1 : Détail du tablier

▪ Poids de la poutre :

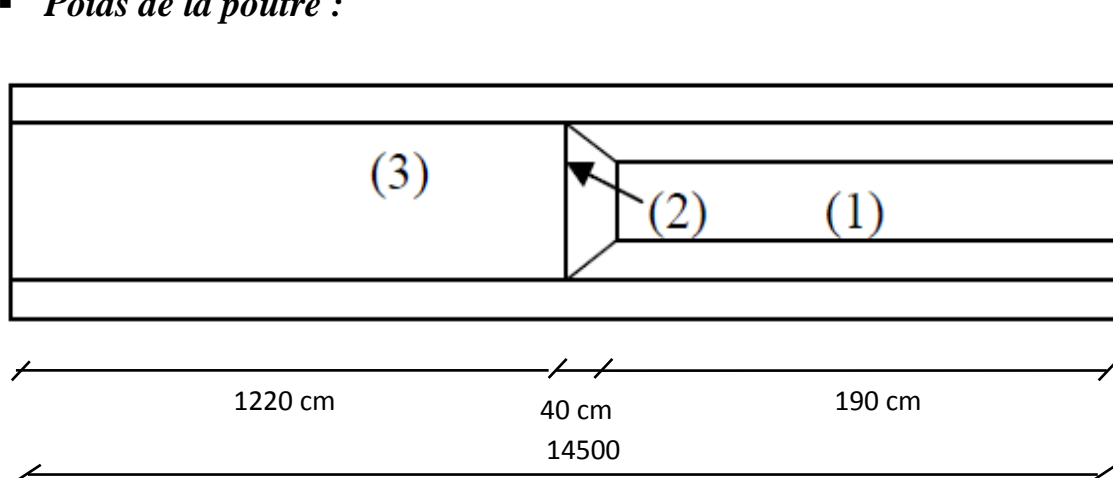


Figure N° 2 : Poutre préfabriquée

$$L_{/2} = \frac{29}{2} = 14,5\text{m}$$

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

Avec :

$$P_1 = 0,4694 \cdot 2,5 \cdot 1,90 = 2,23 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,3270 \cdot 2,5 \cdot 12,2 = 9,98 \text{ t}$$

$$P_3 = \frac{(0,4694 + 0,3270)}{2} \cdot 2,5 \cdot 0,4 = 0,40 \text{ t}$$

Donc :

$$P_t = 2,23 + 9,98 + 0,40 = 12,60 \text{ t}$$

$$P_t = \frac{12,60}{29} = 0,87\text{t/ml}$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,87\text{t/ml}$$

▪ **Poids du hourdis :**

$$P_h = 0,20 \cdot 2,2 \cdot 2,5 = 1\text{t/ml}$$

▪ **poids du garde corps et dé :**

$$P_{\text{dé+gard}} = 0,0815 \text{ t/ml}$$

▪ **Poids de la chape en pente :**

$$P_{\text{chape}} = 0,05 \cdot 2,2 = 0,11 \text{ t/ml}$$

▪ **Poids de la corniche en BA :**

$$P_t = 0,345 \text{ t/ml}$$

Donc :

➤ **Charge permanente totale:**

$$P = \sum P_i = 3,703 \text{ t/ml} \quad ; \quad \text{Pour : } L = 29 \text{ m}$$

➤ **Poids du tablier :**

$$P_{\text{tablier}} = 3,703 \cdot 29 = 107387 \text{ Kg}$$

2.2. Surcharges :

D'après le DTR « charges et surcharges des ouvrages d'art poutres maîtresses des ouvrages qui sont réservés à la circulation des piétons et des cycles, on doit disposer une charge uniforme a dont l'intensité, fonction de la longueur donnée en kilo Newtons par mètre carré selon la formule :

$$Q = \frac{150}{L + 50} + 2$$

Où L est exprimé en mètres.

Avec :

- ✓ Portée de la passerelle 29m
- ✓ Largeur 2m

AN :

$$Q = \frac{150}{29+50} + 2 = 3,90 \text{ KN/m}^2 = 390 \text{ Kg/m}^2 ; \text{ Pour les calculs on prend } 450 \text{ Kg/m}^2$$

Donc :

$$Q = 4,50 \cdot 2 = 9 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 9 \text{ KN/ml}$$

2.3. Conclusion :

$$G = 37,03 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 9 \text{ KN/ml}$$

3. Dimensionnement de l'hourdis :

3.1. Définition:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour La passerelle en BP, en effet, elle est destinée a recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges, 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 dalle en mortier de fibres ou en béton arme, elles sont utilisées l'orque la portée entre appuis sur la poutre est inferieure ou égale a 80cm.

Pour les espacements plus importants on utilise les pré-dalles qui peuvent être participante ou non participante.

3.2. L'épaisseur de l'hourdis :

Les poutres non pas d'entretoise l'hourdi joue le rôle d'entretoisement

$$E_H \geq \frac{a}{15}$$

Avec :

a : Espacement entre axe des poutres E_H

a = 1 m

$$E_H \geq \frac{100}{15} = 6.666 \text{ cm}$$

On prend :

$$E_H = 20 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $E_H=20$ cm.

3.3. Pré dimensionnement de la pré-dalle :

La pré-dalle joue le rôle d'un coffrage perdu. On admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, en fait elle est amenée à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais; leur épaisseur est de l'ordre de 5 cm et leurs encrages dans les poutres est de 4cm.

Donc :

- Epaisseur = 8 cm
- Encreage = 4 cm
- Largeur = 2 m

3.4. Calcul de la dalle :

3.4.1. Dimensionnement des Pré-dalle :

La pré dalle est un élément de remplissage (coffrage) pour la dalle elle est appelée à résister à son propre poids et au poids des ouvriers lors de l'exécution du ferrailage de la dalle ainsi qu'au coulage du béton (hourdis).

Elle sera calculée comme une poutre posée sur deux appuis simples avec une charge uniformément répartie.

3.4.1.1. *Ferrailage de la pré-dalle :*

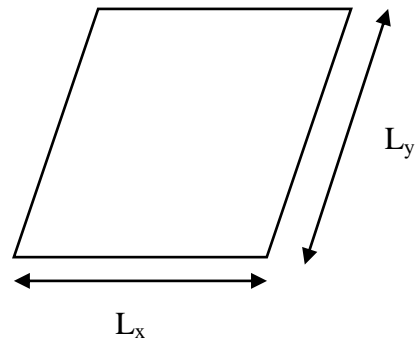
1^{er} phase (avant coulage du béton) :

On a $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ alors la pré dalle travail dans le sens L_x .

Avec

$L_x = 0,65m$

$L_y = 2m$



a) Calcul de a l'ELU :

La pré-dalle supporte des charges telles que son poids propre et le poids due aux ouvriers lors de l'exécution.

■ **Calcul des charges :**

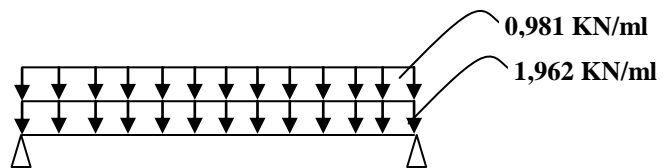
✓ **Poids de la pré dalle :**

Avec :

$G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$

AN :

$G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 1 = 1,962 \text{ KN/ml}$



✓ **Poids des ouvriers :**

Avec :

On prend $100kg/m^2$

AN :

$Q = 100 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 0,981 \text{ KN/ml}$

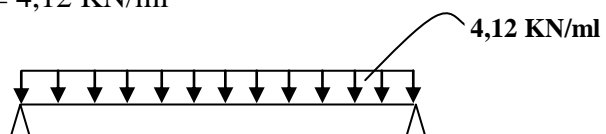
■ **Calcul des sollicitations :**

On a la combinaison suivante:

$q = 1,35G + 1,5Q$

AN :

$q = 1,35 \cdot 1,962 + 1,5 \cdot 0,981 = 4,12 \text{ KN/ml}$



✓ *Calcul du moment a mi travée :*

On a :

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

AN :

$$M = \frac{4,12 \cdot 0,65^2}{8} = 0,217 \text{ KN.m}$$

$$M = 0,217 \text{ KN.m}$$

✓ *Calcul de l'effort tranchant :*

On a :

$$T = \frac{ql}{2}$$

AN :

$$T = \frac{4,12 \cdot 0,65}{2} = 1,339 \text{ KN}$$

■ *Ferrailage :*

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^+ = 0,217 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,217}{1,0 \cdot 0,05^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,00612 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc : section simplement armée (SSA)

✓ *Armature principale :*

Avec :

$$A_{st} = [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \cdot b \cdot d \frac{f_{bu}}{\sigma_{st}}$$

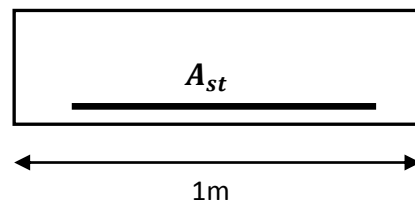
AN :

$$A_{st} = [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,00612}] \cdot 1 \cdot 0,08 \frac{14,16}{348} = 0,1248 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,1248 \text{ cm}^2$$

✓ *Armature de répartition :*

$$A_{sr} = \frac{0,1248}{4} = 0,0312 \text{ cm}^2$$



Donc :

$$A_{st} = 0,1248 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 0,0312 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On remarque que les sections d'aciers sont trop petites donc on prend une section forfaitaire pour le ferrailage.

b) Vérifications :

■ *Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant*

$$T_u = 1,339 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle Max est calculée comme suit :

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} \dots \dots \text{fissuration préjudiciable (BAEL91)}$$

On a :

$$\tau = \frac{T_u}{b d}$$

AN :

$$\tau = \frac{1,339.10^3}{1000.50} = 0,026 \ll \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

■ *Vérification de la flèche :*

On a :
$$\frac{5.q.l}{348.E_v.I_{fv}} \leq f' = \frac{L}{500}$$

Avec :

F_v : flèche due a la déformation de longue durée

E_v : Module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Module d'inertie de la section homogène

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(v_1^3 - v_2^3) + 15(v_2 - c)^2 \cdot A_t$$

Avec :

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \text{ et } v_2 = h - v_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique par rapport a l'axe xx'

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d = \frac{100 \cdot 8^2}{2} + 15 \cdot 0,1248 \cdot 5 = 3209,36 \text{ cm}^3$$

B_0 : Section homogène

$$B_0 = n \cdot A = b \cdot h \cdot A_s = (100,8) + 15 \cdot (0,1248) = 801,872 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$v_1 = \frac{3209,36}{801,872} = 4,002 \text{ cm} \text{ donc } v_1 = 8 - 4,002 = 3,998 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3}(4,002^3 - 3,998^3) + 15(3,998 - 3)^2 \cdot 0,1248 = 8,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5,4,12,0,65}{348 \cdot 10818,86 \cdot 8,26} = 4,30 \cdot 10^{-7} \leq f' = \frac{0,65}{500} = 0,013 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

■ **Justification des armatures de coutures :**

On prévoit des armatures de couture dans leur pas doit être inférieur ou égal à la hauteur de la dalle et l'intervalle entre les files n'excède pas trois fois la hauteur (art B 7 6 2 3 règle de conception et de calcul des structure en béton armée CBA 93)

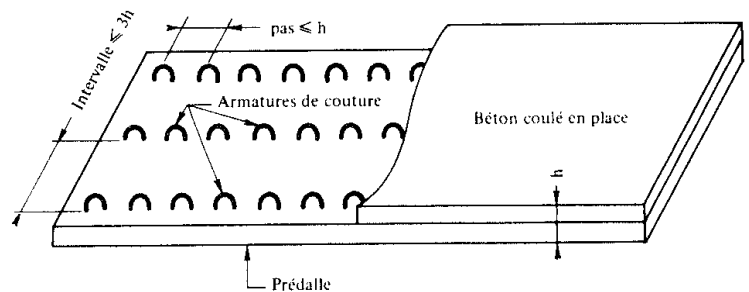


Figure N° 3 : schéma de la pré-dalle

✓ **Calcul de la section d'armature :**

On a :
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s} (\cos \alpha + \sin \alpha) \tau_u - \gamma_s$$

Les aciers de couture sont à 45° leurs pas est pris à 20cm

A_t : Section d'acier de couture

f_e : Limite élastique de l'acier

b_0 : Profondeur de la section de béton

S_t : Espacement (pas des armatures de couture)

On considère que la contrainte de cisaillement (cas le plus défavorable), la section d'acier :

Donc :

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - \gamma_s)(b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s)}{f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

On a :
$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d'}$$

avec :

T_u : Effort tranchant

b_0 : Largeur de l'âme

$$d' \approx 0,9 \text{ h (position de l'acier tendus} = 0,072 \text{ m)}$$

AN :

$$\tau_u = \frac{1,339 \cdot 10^3}{(1 \cdot 0,072) \cdot 10^6} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,85 \text{ MPa}$$

On a:
$$\sigma_u = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

AN :

$$\sigma_u = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,16 \text{ MPa}$$

**** à la traction :**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{tj} \implies 0,6 + 0,06 (14,16) = 1,45 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_t \approx \frac{(1,85 - 1,45)(1000 \cdot 200 \cdot 1,15)}{400(\cos 45 + \sin 45)} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_t \approx 1,62 \text{ cm}^2$$

2^{eme} phase (après coulage du béton) :

a) Calcul de a l'ELU :

La pré dalle supporte des charges telles que son poids propre et le poids due au béton frais.

■ Calcul des charges :

✓ Poids de la pré dalle :

Avec :

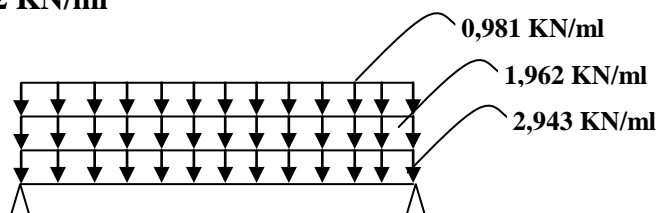
$$G_1 = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$

AN :

$$G_1 = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 1 = 1,962 \text{ KN/ml}$$

✓ Poids du béton frais :

Avec :



$$G_2 = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$

AN:

$$G_2 = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 0,12 = \mathbf{2,943 \text{ KN/ml}}$$

✓ *Poids des ouvriers :*

Avec :

On prend 100 kg/m^2

AN :

$$Q = 100 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0,981 \text{ KN/ml}}$$

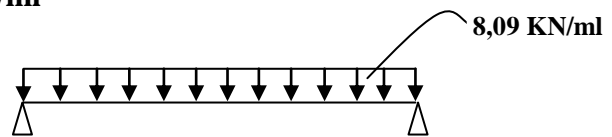
■ *Calcul des sollicitations :*

On a la combinaison suivante:

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

AN :

$$q = 1,35 \cdot (1,962 + 2,943) + 1,5 \cdot 0,981 = \mathbf{8,09 \text{ KN/ml}}$$



✓ *Calcul du moment a mi travée :*

On a :

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

AN :

$$M = \frac{8,09 \cdot 0,65^2}{8} = \mathbf{0,43 \text{ KN.m}}$$

$$M = 0,43 \text{ KN.m}$$

✓ *Calcul de l'effort tranchant :*

On a :

$$T = \frac{ql}{2}$$

AN :

$$T = \frac{8,09 \cdot 0,65}{2} = \mathbf{2,63 \text{ KN}}$$

■ *Ferraillage :*

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^+ = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,43}{1 \cdot 0,05^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,0012 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc : section simplement armée (SSA)

✓ *Armature principale :*

Avec :

$$A_{st} = [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \cdot b \cdot d \frac{f_{bu}}{\sigma_{st}}$$

AN :

$$A_{st} = [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0012}] \cdot 1 \cdot 0,05 \frac{14,16}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

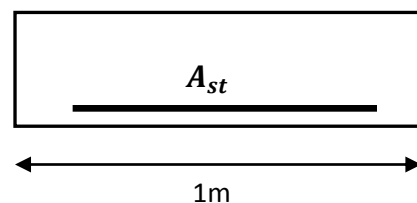
$$A_{st} = 0,25 \text{ cm}^2$$

✓ *Armature de répartition :*

$$A_{sr} = \frac{0,25}{4} = 0,0625 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{st} = 0,201 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



$$A_{sr} = 0,0503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3^{eme} phase (après durcissement du béton) :

Le coulage de la partie supérieure engendrera des déformations (rotation et déplacements), il y'aura pas de moment négatifs en hyperstatique du au poids, et ce par ce qu'il y aurait eu mémorisation des déformations.

Dans cette phase nous intéresseront au calcul des aciers sous charge d'exploitation et la charge permanente.

a) *En Travée :*

■ *Calcul des charges :*

✓ *Poids de la pré-dalle :*

Avec :

$$G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$

AN :

$$G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,2 \cdot 1 = 4,905 \text{ KN/ml}$$

✓ *Poids de la charge piétonne :*

Avec :

$$Q = p \cdot l_y$$

On prend $p=450 \text{ kg/m}^2$

AN:

$$Q = 450 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1 = 4,41 \text{ KN/ml}$$

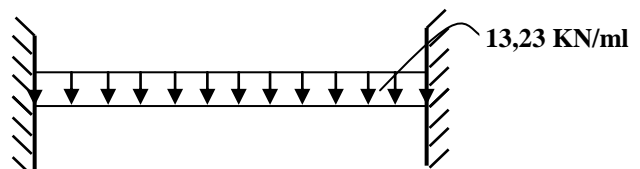
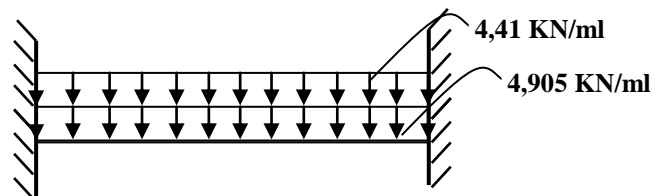
■ *Calcul des sollicitations :*

On a la combinaison suivante:

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

AN:

$$q = 1,35 \cdot 4,905 + 1,5 \cdot 4,41 = 13,23 \text{ KN/ml}$$



✓ *Calcul du moment à mi travée :*

On a :

$$M = \frac{ql^2}{24}$$

AN :

$$M = \frac{13,23 \cdot 0,65^2}{24} = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$M_u^+ = 0,23 \text{ KN.m}$$

■ *Ferrailage :*

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^+ = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,23}{1,0,05^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,00056$$

✓ *Position de l'axe neutre:*

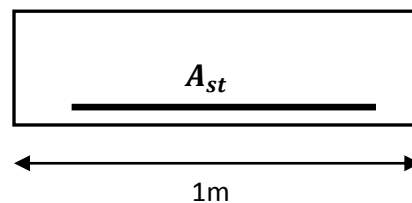
$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0007$$

Avec:

$$Z = d(1 - 0,4a) = 0,1699 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^+}{z \sigma_s} = \frac{0,23}{0,1699 \cdot 348 \cdot 10^3} = 0,038 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,038 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



b) Sur Appuis :**■ Calcul des charges :****✓ poids de la chape de ciment :**

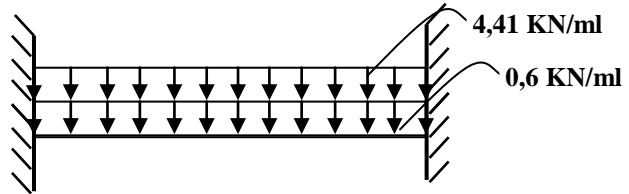
On prend l'épaisseur $e_p=2,5\text{cm}$

Avec :

$$G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$

AN :

$$G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,025 \cdot 1 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

**✓ Poids de la charge piétonne :**

Avec :

$$Q = p \cdot l_y$$

On prend $p=450 \text{ kg/m}^2$

AN:

$$Q = 450 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1 = 4,41 \text{ KN/ml}$$

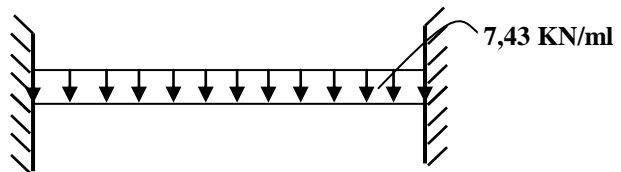
■ Calcul des sollicitations :

On a la combinaison suivante:

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

AN :

$$q = 1,35 \cdot 0,6 + 1,5 \cdot 4,41 = 7,43 \text{ KN/ml}$$

**✓ Calcul du moment aux appuis:**

On a :

$$M = \frac{ql^2}{12}$$

AN :

$$M = \frac{7,43 \cdot 0,65^2}{12} = 0,26 \text{ KN.m}$$

$$M_u^- = -0,26 \text{ KN.m}$$

■ **Ferrailage :**

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^- = 0,26 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,26}{1,0,17^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,0006$$

4. Position de l'axe neutre:

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0007$$

Avec:

$$Z = d(1 - 0,4a) = 0,1699 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^-}{z \sigma_s} = \frac{0,26}{0,1699 \cdot 348 \cdot 10^3} = 0,044 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,044 \text{ cm}^2$$

5. Condition de non fragilité :

La section d'armature minimale doit être assurée afin d'éviter la fissuration due la flexion, donc :

$$\frac{A_{st}}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \implies A_{st} = \frac{b d 0,23 f_{tj}}{f_e}$$

AN :

$$A_{st} = \frac{100.17.0,23.2,1}{400} = 2,052 \text{ cm}^2$$

$$A_{st(\min)} = 2,052 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On remarque que les sections d'armatures sont trop petites donc on adopte le ferrailage minimal imposé par le RPOA qui est de 0,5% de la section de béton.

Donc on aura :

✓ **Armatures principale :**

$$A_{t(\min)} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_t = 7 \text{ HA}12/\text{ml}$ pour Avec un espacement de $S_t=15 \text{ cm}$

✓ **Armatures de repartions :**

$$A_r = \max \left(A_{t(\min)}; \frac{A_t}{4} \right) = 10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 7 \text{ HA}10/\text{ml}$ (pour chaque nappe) Avec un espacement de $S_t=15 \text{ cm}$

❖ **Vérification à ELS :**

On a la combinaison suivante: $q = G + Q$

AN :

$$q = 4,905 + 4,41 = 9,315 \text{ KN/ml}$$

On a :

$$M = \frac{ql^2}{12} = - 0,32 \text{ KN.m}$$

Les conditions sont calculées comme suite :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e, 110\sqrt{1,6.2,1})\right\}$$

AN :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{266,6\text{MPa}, \text{Max}(200, 110\sqrt{1,6.2,1})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b d} = \frac{100 \cdot 5,5}{100 \cdot 17} = 0,32$$

$$\text{Donc : } \rho_1 = 0,32 \implies \beta_1 = 0,916 \implies K_1 = 41,19$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,32 \cdot 1000}{0,916 \cdot 17 \cdot 2,052} = 3,73 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \ll \bar{\sigma}_s$ (verifié)

$$\sigma_b = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{41,19} 3,73 = 0,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (verifié)}$$

Remarque :

Les armatures calculées à l'ELU vérifient les conditions à l'ELS

■ Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\text{On a : } V_u = \frac{ql}{2}$$

AN :

$$V_u = \frac{9,315 \cdot 0,65}{2} = 3,02 \text{ KN} \implies V_u = 3,02 \text{ KN}$$

la contrainte tangentielle Max est calculée comme suit :

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable (B.A.E.L)}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{3,02 \cdot 1000}{1000 \cdot 170} = 0,017 \text{ MPa} \ll \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

2.5. Conclusion :

- ✓ Armatures principale : 7 HA12/ml (espacement 15 cm)
- ✓ Armatures de repartiions : 7 HA10/ml (espacement 15 cm)
- ✓ Armatures de forme : 4 chaises HA8/m²

Schéma Ferrailage de dalle :

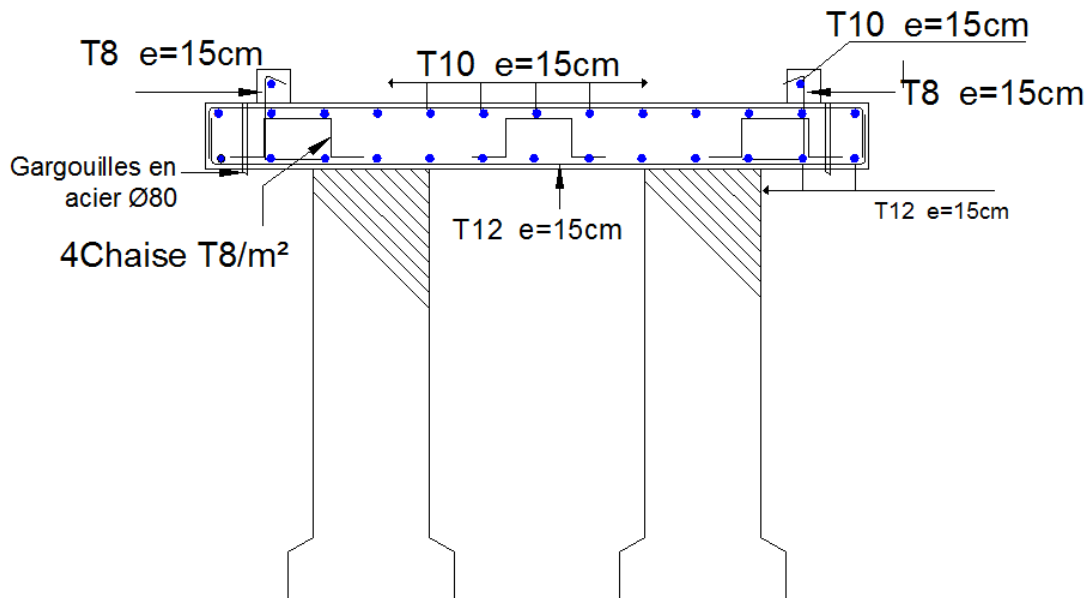


Figure N°4 : Ferrailage de dalle en BA (Hourdis)

3. Calcul des escaliers :

L'étude de notre escalier sera faite avec la méthode des trois moments (flexion simple), en transformant la paillasse inclinée et les paliers en poutre équivalente horizontale reposant sur deux appuis simples (voir figure ci-dessous).

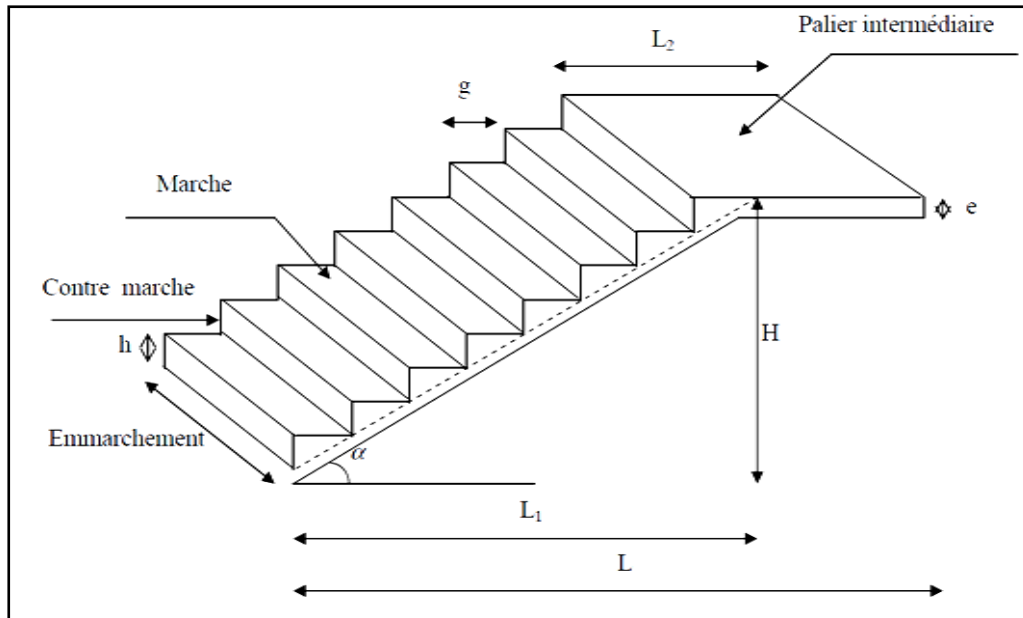


Figure N° 5 : schéma représentatif d'un escalier

3.1. Pré dimensionnement de la Paillasse :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} < (g+2h) < 66\text{cm}$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{varie de } 14 \text{ cm à } 20 \text{ cm} \\ g : \text{varie de } 22 \text{ cm à } 33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- ✓ Pour une question de confort pour les usagers de la passerelle on opte pour :
 - ✓ Une hauteur de contre marche $h=17\text{cm}$.
 - ✓ Une largeur du giron $g=30 \text{ cm}$.
 - ✓ La longueur de la ligne de foulée est calculée suivant la formule suivante :

$$L = g (n-1)$$
 - ✓ La longueur de la paillasse : $L = h_{\text{volé}}/\sin\alpha$.

Tableau : Dimensions de l'escalier :

La montée (Hauteur) h	7,31	m
Hauteur d'une contre marche	0,17	m
Le giron	0,30	m
Nombre de marche n	43	Marches
On opte pour n =	41	Marches
Nombre de marches par volée	14	Marches
La longueur de la ligne de foulée L	3,9	m
hauteur des volés	2,55	m
Inclinaison de la paillasse α	0.607	
L'angle α	31,26	°
longueur de la paillasse L_p	4,90	m

Tableau N° 1 : Tableau des caractéristiques de l'escalier intermédiaire

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad \text{avec } L = 4,90 \text{ m}$$

$$0,163 < e < 0,245$$

On opte pour une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

3.2. Charges et surcharges :

3.2.1. Détermination des sollicitations de calcul :

■ Les charges permanentes :

• La volée :

$$G_v = G_{\text{marches}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$= \rho_{BA} \times \frac{h}{2} \times 1ml + \rho_{BA} \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1ml$$

$$= 25 \cdot \frac{0,20}{2} \cdot 1 + 25 \times \frac{0,20}{\cos 31,26} \times 1 = 7,974 \text{ KN/ml}$$

$$G_v = 7,974 \text{ KN/ml}$$

- **Le palier :**

$$G_p = \rho_{BA} \times e_p \times 1ml$$

$$= 25.0,20.1 = 5 \text{ KN/ml}$$

3.2.2. les charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est de 450 Kg/m²

$$Q_p = Q_v = 4,5 \cdot 1 \text{ m} = 4,5 \text{ KN/ml}$$

3.3. Calcul à l'ELU :

3.3.1. Combinaison de charges :

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35.5 + 1,5.4,5 = 13,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 1,35.7,974 + 1,5 \times 4,5 = 17,5 \text{ KN/ml}$$

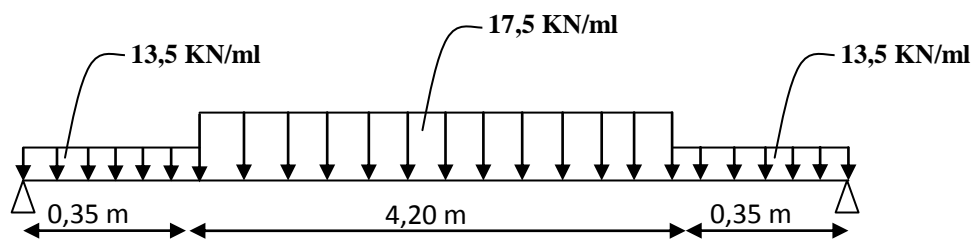


Figure N° 6: Schéma statique d'escalier

3.3.2. Calcul des efforts internes :

Le calcul se fait pour la volé intermédiaire.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_V = 0$$

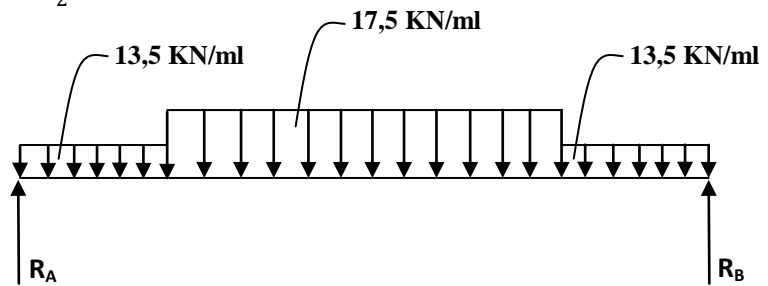
$$R_A + R_B = ((13,5 \cdot 0,35) \cdot 2) + (17,5 \cdot 4,2) = \mathbf{82,94 \text{ KN}}$$

Par symétrie on aura :

$$R_A = R_B = (R_B + R_A) / 2 = \frac{82,94}{2} = 41,47 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 41,47 \text{ KN} \\ R_B = 41,47 \text{ KN} \end{cases}$$



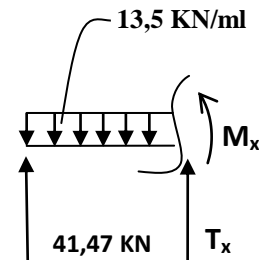
▪ Calcul des efforts tranchant :

$$0 \leq x \leq 0,35$$

$$T(x) + 41,47 - 13,5x = 0 \implies T(x) = -41,47 + 13,5x$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0 \implies T(0) = -41,47 + 13,5 \cdot (0) = -41,47 \text{ KN} \\ X=0,35 \implies T(0,35) = -41,47 + 13,5 \cdot (0,35) = -36,74 \text{ KN} \end{cases}$$



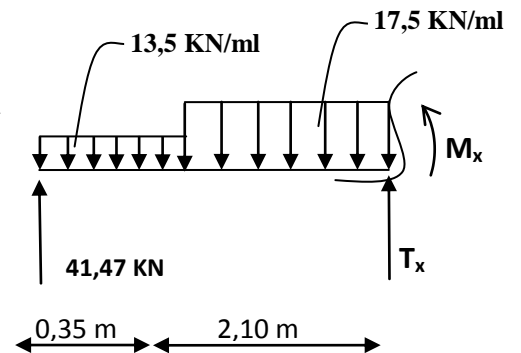
0,35m ≤ x ≤ 2,45 m

$$T(x) + 41,47 - 13,5(0,35) - 17,5(x - 0,35) = 0 \implies T(x) = -41,47 + 4,725 + 17,5(x - 0,35)$$

$$T(x) = -42,87 + 17,5(x)$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0,35 \implies T(0) = -42,87 + 17,5(0,35) = -36,74 \text{ KN} \\ X=2,45 \implies T(2,45) = -42,87 + 17,5(2,45) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$



Le reste des efforts sera déduit par symétrie, donc on aura :

2,45m ≤ x ≤ 4,55 m

Pour :

$$\begin{cases} X=2,45 \implies T(2,45) = 0 \text{ KN} \\ X=4,55 \implies T(4,55) = +36,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$4,55m \leq x \leq 4,90 m$$

Pour :

$$\begin{cases} X=4,55 & \implies T(4,55) = + 36,74 \text{ KN} \\ X=4,90 & \implies T(4,90) = + 41,47 \text{ KN} \end{cases}$$

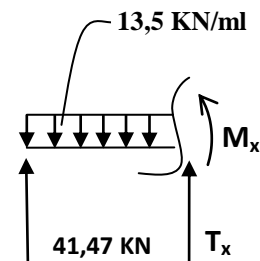
▪ Calcul des moments fléchissant :

$$0 \leq x \leq 0.35$$

$$M(x) - 41,47(x) + 13,5(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0 \implies M(x) = +41,47(x) - 13,5\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0 & \implies M(0) = +41,47(0) - 13,5\left(\frac{0^2}{2}\right) = 0 \text{ KN.m} \\ X=0,35 & \implies M(0,35) = +41,47(x) - 13,5\left(\frac{0,35^2}{2}\right) = +13,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$



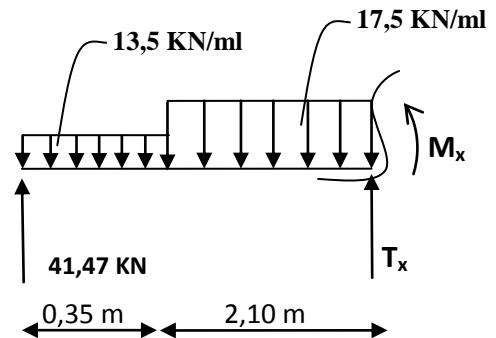
$$0,35m \leq x \leq 2,45 m$$

$$M(x) - 41,47x + (13,5 \cdot 0,35)\left(x - \frac{0,35}{2}\right) + \frac{17,5}{2}(x - 0,35)^2 = 0 \implies$$

$$M(x) = +41,47x - (13,5 \cdot 0,35)\left(x - \frac{0,35}{2}\right) - \frac{17,5}{2}(x - 0,35)^2$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0,35 & \implies M(0,35) = +13,68 \text{ KN.m} \\ X=2,45 & \implies M(2,45) = +52,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Le reste des moments seront déduit par symétrie, donc on aura :

$$2,45m \leq x \leq 4,55 m$$

Pour :

$$\begin{cases} X= 2,45 & \implies M(2,45) = 0 \text{ KN} \\ X= 4,55 & \implies M(4,55) = + 36,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$4,55m \leq x \leq 4,90 m$$

Pour :

$$\begin{cases} X= 4,55 & \implies M(4,55) = + 36,74 \text{ KN} \\ X= 4,90 & \implies M(4,90) = + 41,47 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant :

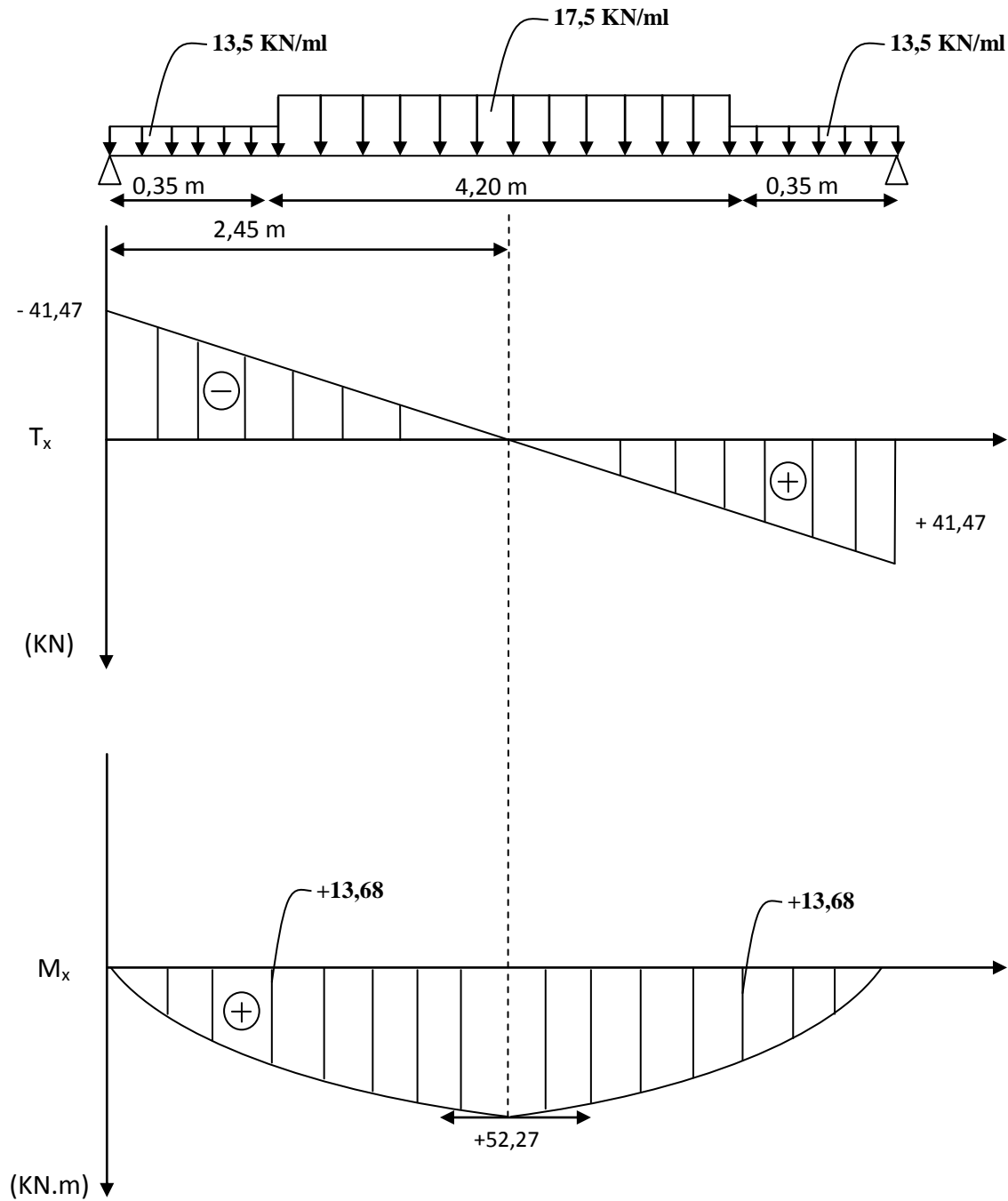


Figure N° 7: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant en isostatique

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction des moments calculés avec des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_u(\text{appuis}) = M_u^{\text{max}} \cdot 0,3 = - 0,3 \cdot 52,27 = - 15,43 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_u(\text{travée}) = M_u^{\text{max}} \cdot 0,85 = 0,85 \cdot 52,27 = 44,43 \text{ KN.m}$

Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELU :

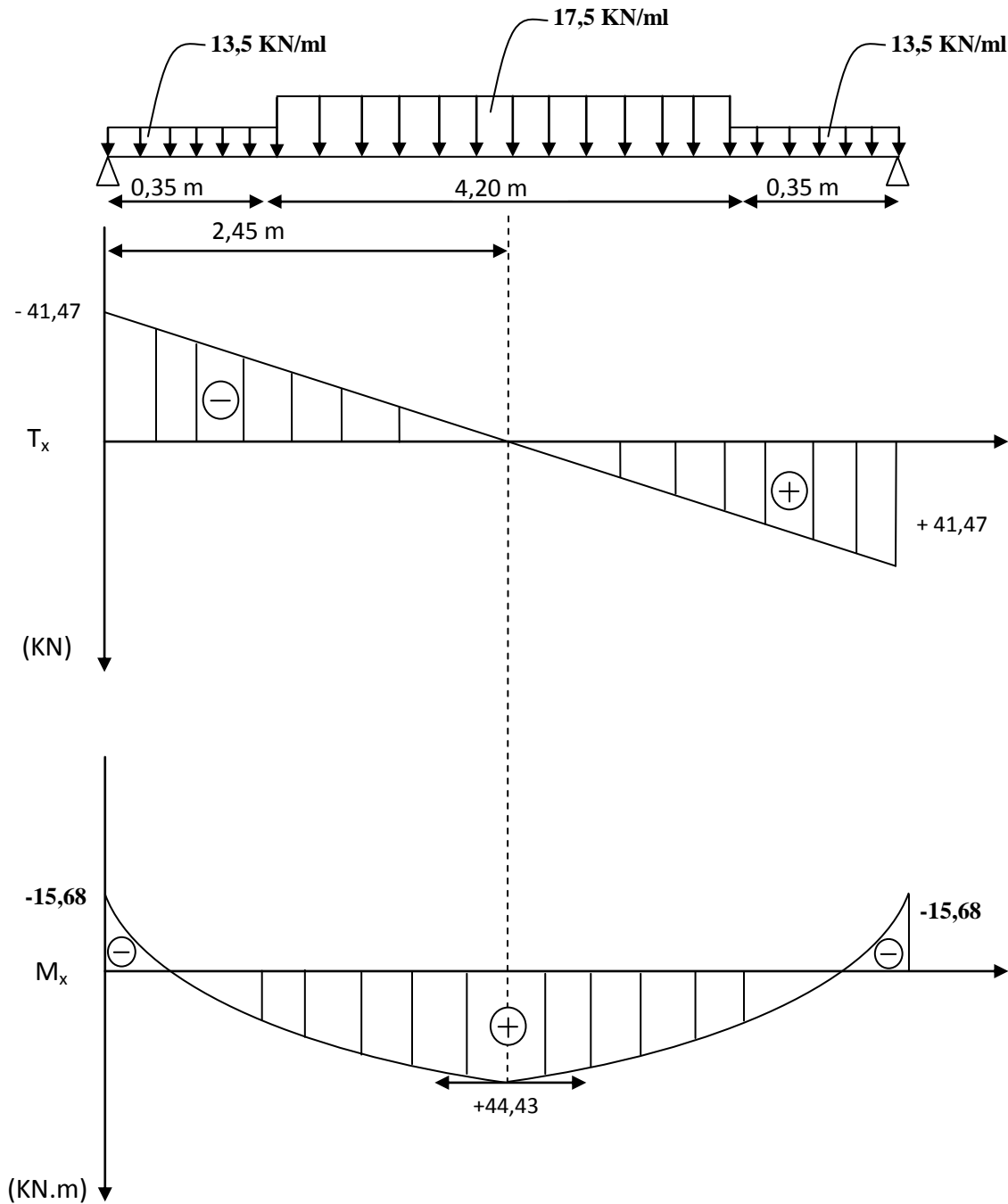


Figure N°8 : Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELU

3.3.3. Ferrailage :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

✓ Aux Appuis :

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^a = -15,68 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{15,68}{1.0,18^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,034 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc : section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,034 \implies \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,68}{0,983 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,54 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$M_u^t = 44,43 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{44,43}{1,0,18^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,096 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc : section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,096 \implies \beta = 0,949$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{44,43}{0,949 \times 0,18^2 \times 348 \cdot 10^3} = 7,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,47 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} A_{st(\text{appuis})} = 2,54 \text{ cm}^2 \\ A_{st(\text{travée})} = 7,47 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies A_{st} = A_{st(\text{travée})} = 7,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 7,47 \text{ cm}^2 \implies 7 \text{ HA14/ml} = 10,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement des armatures principales :**

$$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}); \text{ Soit: } St = 15 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_{sr} = \frac{10,78}{4} = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sr} = 2,7 \text{ cm}^2 \implies 7 \text{ HA10/ml} = 4,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement des armatures de répartition :**

$$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}); \text{ Soit: } St = 15 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatif :

Armatures	Principale	Répartition
	7 HA14/ml	7 HA10/ml
Sections d'aciers	10,78 cm ²	4,72 cm ²

3.3.4. Vérifications à ELU :

- **Condition de non fragilité** (BEAL 91 ;Art 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,18 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Aux appuis :**

$$A_{st(\text{appuis})} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$A_{st(\text{travée})} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Appui : $15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Travée : $15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm})$

Appui : $15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Travée : $15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement** (BAEL91 Art.6.1. 3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$

$$\bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3,14 \times 14 = 307,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41,47 \cdot 10^3}{0,9 \times 150 \times 307,72} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{seu} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

■ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{41,47 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,23 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable (B.A.E.L)

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

■ **Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400,14}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Les règles du B.A.E.L (Art A.6.1.2.53/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les acier HA .

$$l_{cr} = 0,4 l_s = 19.75 \text{ cm} \implies \text{on prend } l_{cr} = 20 \text{ cm}.$$

3.3.5. Calcul des efforts à l'ELS :

■ **Combinaison de charges :**

$$q_p = G_p + Q_p = 5 + 4,5 = 9,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 7,974 + 4,5 = 12,474 \text{ KN/ml}$$

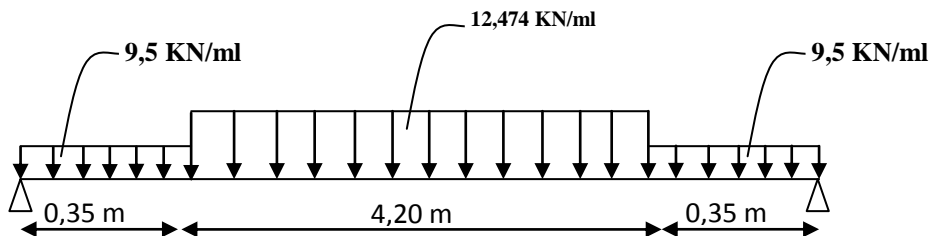


Figure N°9: Schéma statique d'escalier à ELS

■ **Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait pour la volé intermédiaire.

■ **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_V = 0$$

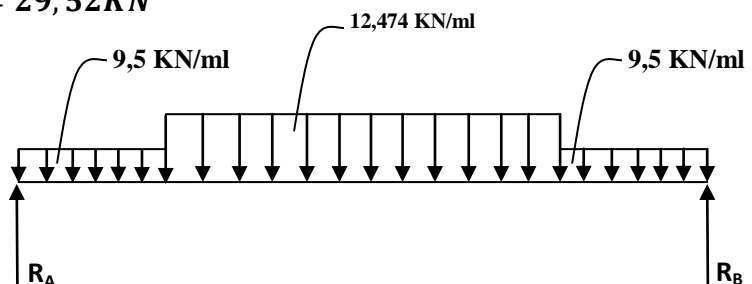
$$R_A + R_B = ((9,5 \cdot 0,35) \cdot 2) + (12,474 \cdot 4,2) = 59,04 \text{ KN}$$

Par symétrie on aura :

$$R_A = R_b = (R_B + R_A) / 2 = \frac{59,04}{2} = 29,52 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 29,52 \text{ KN} \\ R_B = 29,52 \text{ KN} \end{cases}$$



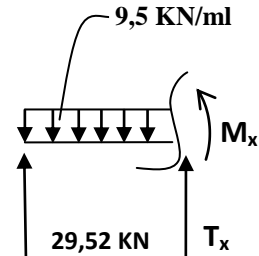
■ Calcul des efforts tranchant :

$0 \leq x \leq 0,35$

$T(x) + 29,52 - 9,5x = 0 \implies T(x) = -29,52 + 9,5x$

Pour :

$$\begin{cases} X=0 & \implies T(0) = -29,52 + 9,5(0) = -29,52 \text{ KN} \\ X=0,35 & \implies T(0,35) = -29,52 + 9,5(0,35) = -26,19 \text{ KN} \end{cases}$$



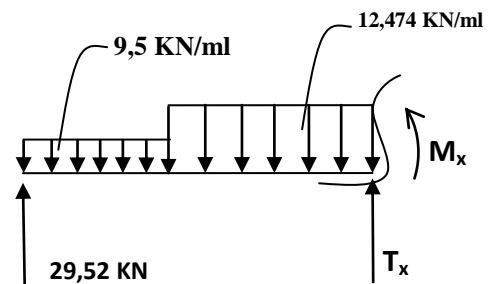
$0,35m \leq x \leq 2,45m$

$T(x) + 29,52 - (9,5 \cdot 0,35) - 11,787(x - 0,35) = 0 \implies T(x) = -29,52 + (3,325) - 4,366 + 12,47(x)$

$T(x) = -30,56 + 12,47(x)$

Pour :

$$\begin{cases} X=0,35 & \implies T(0) = -26,19 \text{ KN} \\ X=2,45 & \implies T(2,45) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$



Le reste des efforts sera déduit par symétrie, donc on aura :

$2,45m \leq x \leq 4,55m$

Pour :

$$\begin{cases} X=2,45 & \implies T(2,45) = 0 \text{ KN} \\ X=4,55 & \implies T(4,55) = +26,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$4,55m \leq x \leq 4,90m$

Pour :

$$\begin{cases} X=4,55 & \implies T(4,55) = +26,19 \text{ KN} \\ X=4,90 & \implies T(4,90) = +29,52 \text{ KN} \end{cases}$$

■ Calcul des moments fléchissant :

$$0 \leq x \leq 0.35$$

$$M(x) - 29,52(x) + 9,5(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0 \implies M(x) = +29,52(x) - 9,5\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0 \implies M(0) = +29,52(0) - 9,5\left(\frac{0^2}{2}\right) = 0 \text{ KN.m} \\ X=0,35 \implies M(0,35) = +29,52(0,35) - 9,5\left(\frac{0,35^2}{2}\right) = +9,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0,35m \leq x \leq 2,45 m$$

$$M(x) - 29,52x + (9,5 \cdot 0,35)\left(x - \frac{0,35}{2}\right) + \frac{12,474}{2}(x - 0,35)^2 = 0$$

$$\implies M(x) = +29,52x - (9,5 \cdot 0,35)\left(x - \frac{0,35}{2}\right) - \frac{12,474}{2}(x - 0,35)^2$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0,35 \implies M(0,35) = +9,75 \text{ KN.m} \\ X=2,45 \implies M(2,45) = 37,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le reste des moments seront déduit par symétrie, donc on aura :

$$2,45m \leq x \leq 4,55 m$$

Pour :

$$\begin{cases} X=2,45 \implies M(2,45) = 0 \text{ KN} \\ X=4,55 \implies M(4,55) = +9,75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$4,55m \leq x \leq 4,90 m$$

Pour :

$$\begin{cases} X=4,55 \implies M(4,55) = +9,75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 4,90 \implies M(4,90) = + 0 \text{ KN}$$

Le diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant :

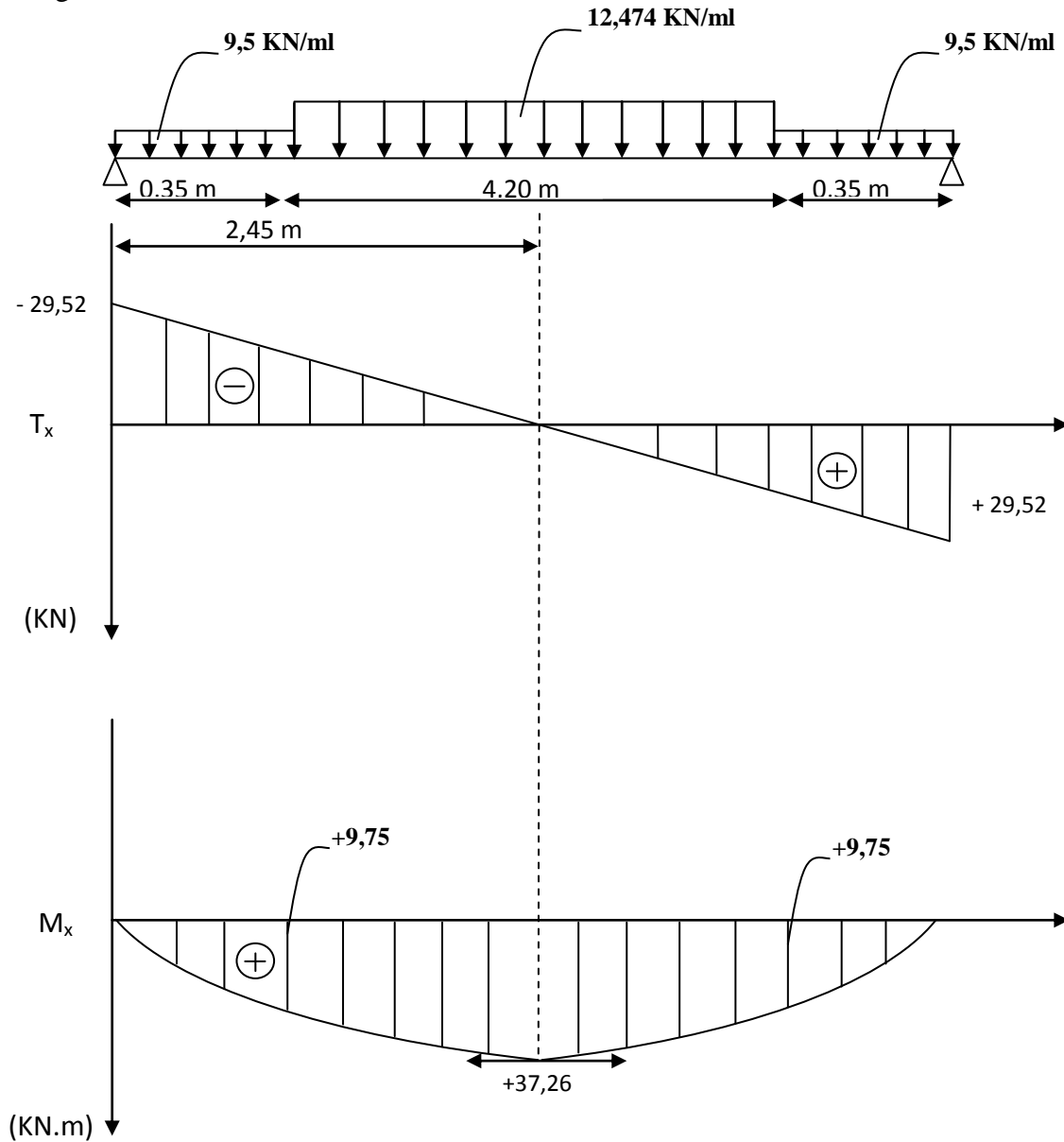


Figure N° 10: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction des moments calculés avec des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_s(\text{appuis}) = M_s^{\text{max}} \cdot 0,3 = - 0,3 \cdot 37,26 = - 11,18 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_s(\text{travée}) = M_s^{\text{max}} \cdot 0,85 = - 0,85 \cdot 37,26 = +31,67 \text{ KN.m}$

Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELS :

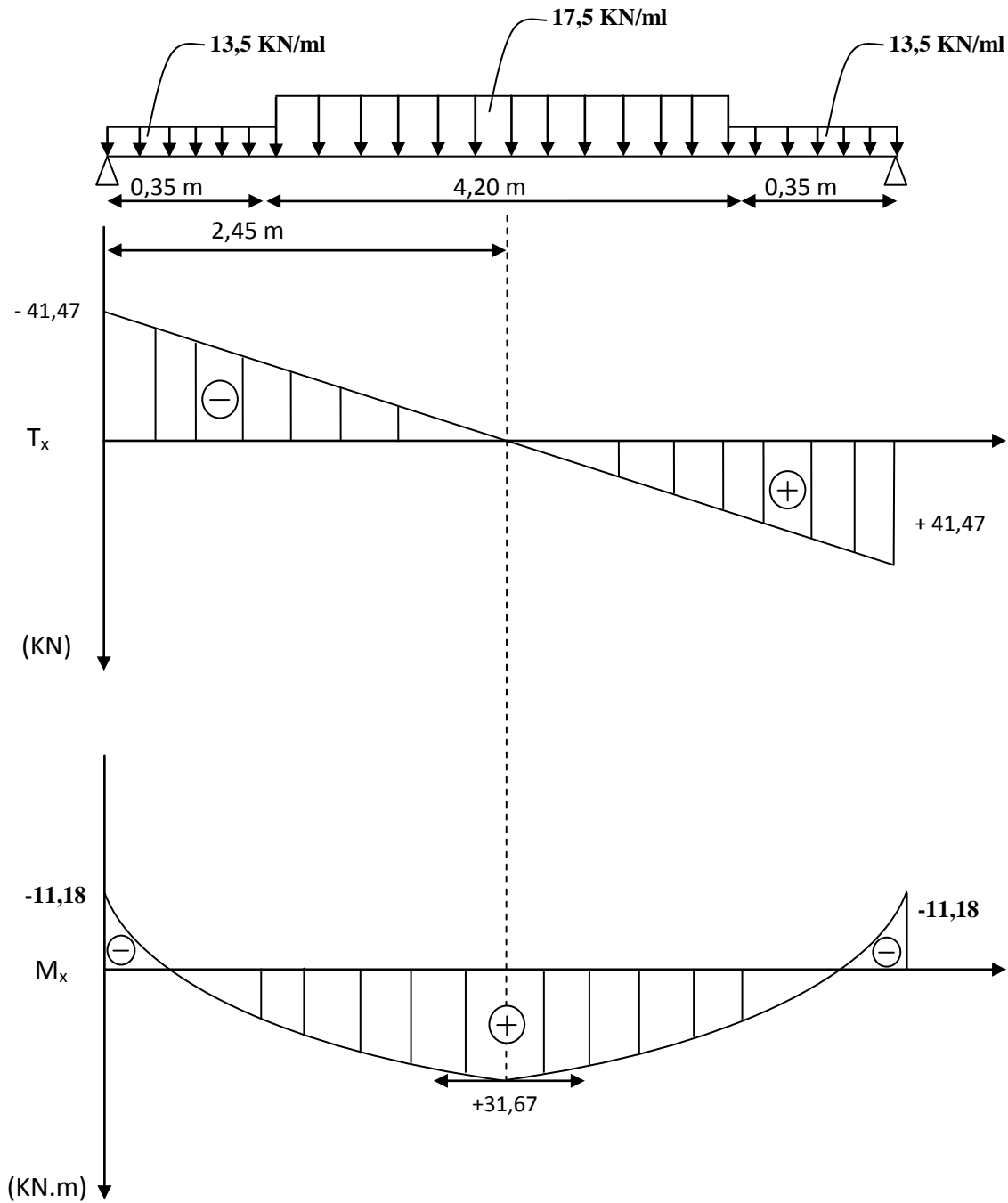


Figure N° 11: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS

3.3.6. Vérification à ELS :

- A l'état limite de compression du béton (BAEL91/A.4.5.2) :

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 10,78}{100 \times 18} = 0,598 \text{ (du Tableau)} \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,886 \\ k_1 = 28,86 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_u} = \frac{31,67 \times 10^6}{0,886 \times 180 \times 1078} = 184,2 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

La contrainte dans le béton est de :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{184,2}{28,86} = 6,382 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

■ **Etat limite de déformation :**

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{17}{490} = 0,0408 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (Non vérifié)}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

la flèche est donné par la formule suivante :

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_v I_0}$$

Avec :

I_0 : Moment Inertie de la section homogénéisé B_0

B_0 : section homogénéisée ($B_0 = bh + 15A_t$)

E_v :Module de déformation du béton ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa)

✓ **Calcul de la section homogénéisée B_0 :**

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100.20 + 15(10,78) = 2161,7 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée:**

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

$$V_1 = 10,59 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,59 = 9,41 \text{ cm}$$

$$V_A = 7,41$$

✓ **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_t (V_A)^2]$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (1187,65 + 833,24) + 15[10,78.54,908] = 76240,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{10,78}{100,18} = 0,598\%$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.2,1}{(2 + 3).0598} = 0,014$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 0,564$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1,1.76240,97}{1+(0,014 \cdot 0,564)} = 83205,88 \text{ cm}^4$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

■ **Calcul de la flèche :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,98 \text{ cm (Flèche admissible)}$$

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_v I_0} = \frac{31,67.10^5.490^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 83205,88 \cdot 10^2} = 0,84 < \bar{f} = 0,98 \text{ (la flèche est vérifiée)}$$

La flèche est vérifiée donc le ferrailage adopté à ELU est satisfaisant

3.4. Conclusion :

Le ferrailage de l'escalier sera comme suit :

- Armatures Principale : **7 HA14/ml**
- Armatures répartition : **7 HA10/ml**

Schéma ferrailage escaliers :

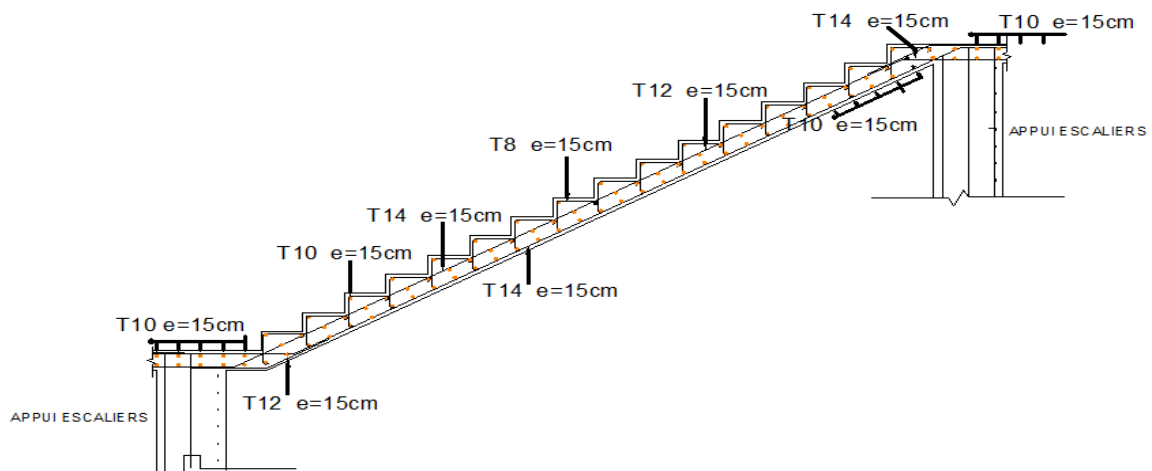


Figure N° 12 : Coupe ferrailage escaliers intermédiaire

4. Calcul des appuis escaliers :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{G + Q}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

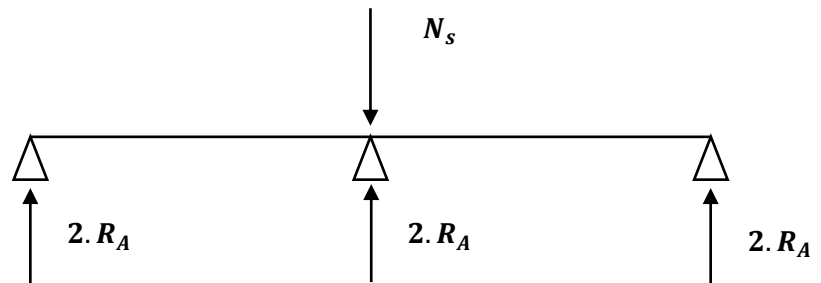
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir des efforts dues au poids propre des escaliers et des surcharges.

A ELS : $N_s = (G+Q) \cdot 2 = R_A \cdot 2$

Avec :

R_A : Réaction d'appuis de l'escalier



AN :

Figure N° 13 : Schéma des réactions d'appuis à ELS

$$N_s = R_A \cdot 2 = 29,52 \cdot 2 = 59,04 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{G+Q}{\overline{\sigma}_{bc}} \implies$$

$$A_p \geq \frac{59,04 \cdot 10^{-3}}{15} = 0,00393 \text{ m}^2$$

$$A_p \geq 0,00393 \text{ m}^2$$

On prend une section de (40x200)cm²

Soit : $A_p = 0,8m^2$

4.1. Ferrailage de l'appui d'escalier :

L'appui d'escalier n'est soumis qu'aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. L'appui travaillera dans ce cas en compression simple. Néanmoins, il serait nécessaire de le vérifier au flambement.

4.1.1. Calcul de l'effort normal de compression :

$$N_u = 2 \cdot R_A$$

Avec :

R_A : Réaction d'appuis à ELU ($R_A = 41,47 \text{ KN}$)

AN :

$$N_u = 2 \cdot R_A = 2 \cdot 41,47 = 82,94 \text{ KN}$$

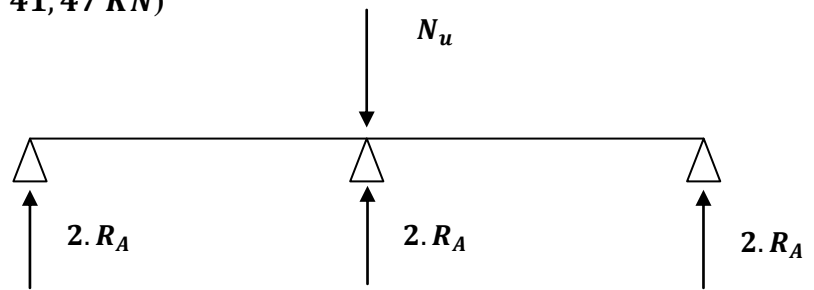


Figure N° 14: Schéma des réactions d'appuis à ELU

■ Longueur de flambement :

La longueur de flambement est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 du poteau et de ses liaisons effectives. Dans notre cas c'est un poteau encasturé d'un côté et articulé de l'autre.

$$l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 5,34 = 2,67 \text{ m}$$

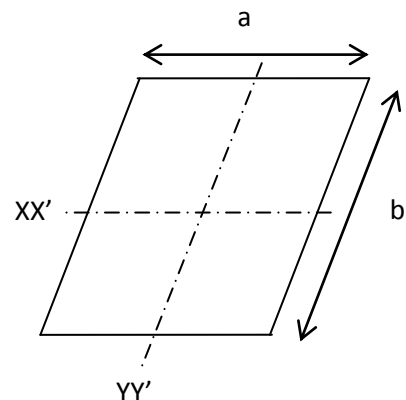
avec :

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

■ Rayon de giration :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$



L'inertie de la section rectangulaire est donnée par la formule suivante

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

$$\text{Selon } XX' : I_{xx'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,0,40^3}{12} = 0,0106 \text{ m}^4$$

$$\text{Selon } YY' : I_{yy'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4,2^3}{12} = 0,26 \text{ m}^4$$

Donc : $I_{min} = I_{xx'}$

AN :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{0,0106}{0,8}} = 0,115 \text{ m}$$

■ Enlacement:

L'élancement noté λ est donné par l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement de l'appuis ;

AN :

$$\lambda = \frac{2,67}{0,115} = 23,19$$

■ Calcul du coefficient α :

α : Coefficient fonction de l'élancement dont l'expression est donné comme suit :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots(\text{cas ou } \lambda < 50)$$

AN :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{23,19}{35}\right)^2} = 0,78$$

$$\alpha = 0,78$$

■ **Calcul de la section réduite B_r :**

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a-2).(b-2)$$

AN :

$$B_r = (40-2).(200-2) = 0,7524 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0,7524 \text{ m}^2$$

5. Calcul de section d'acier :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,20 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jours .

L'expression de la section d'armatures longitudinales est la suivante :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

AN :

$$A = \left[\frac{0,08294}{0,78} - \frac{0,7524 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = - 0,052 \text{ m}^2$$

Section minimale :

Les armatures ne sont pas nécessaires dans notre cas, alors on va opter pour un ferrailage minimal du (RPOA) qui est de 0,5% de la section en zone II_b

$$A_{st}(\text{min}) = 40 \text{ cm}^2 \implies 7\text{HA}14/\text{ml} \text{ (espacement 15cm)}$$

$$A_r = \frac{46,17}{3} = 15,33 \text{ cm}^2 \implies 7 \text{ cadre de HA}8/\text{ml} \text{ (espacement 15cm)}$$

4.2. Conclusion :

- Armatures longitudinales : 7HA14/ml avec un espacement de 15cm
- Armatures transversales : 7HA8/ml avec un espacement de 15cm

Schéma de Ferrailage :

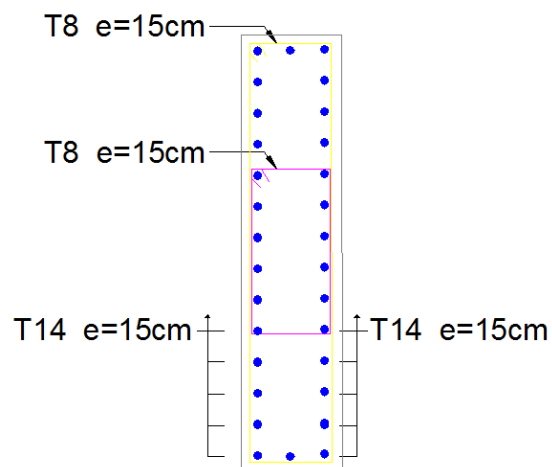


Figure N°15: ferrailage de l'appui d'escalier

6. Dimensionnement du chevêtre

6.1. Pré-dimensionnement :

Le chevêtre est considéré comme une console encastree son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L}{10} \implies e_p = \frac{200}{10} = 20\text{cm}$$

On prend une hauteur de 138 cm et une largeur de 15 cm pour une raison d'esthétique.

6.2. Calcul des armatures à ELU :

6.2.1. Charges et surcharges:

a) Charges permanentes :

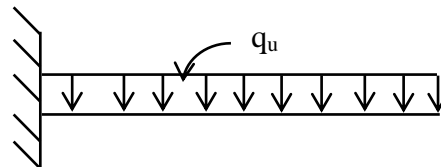
- ✓ Charge de la dalle (palier) : $0,71 \cdot 2,25 \cdot 1,35 = 11,475 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge de l'escalier : $\frac{41,47}{2} = 20,735 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges du garde corps palier : $0,815 \cdot 2 \cdot 1,35 = 2,2 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges de la couche en pente : $1,1 \cdot 1,35 = 1,485 \text{ KN/ml}$

b) Charges d'exploitation :

- ✓ Charge piétonne : $4,5 \cdot 2 \cdot 1,5 = 13,5 \text{ KN/ml}$

c) Combinaison de charge :

$$q_u = 11,475 + 20,735 + 2,2 + 1,485 + 13,5 = 49,45$$



d) Calcul du moment :

Figure N° 16: schéma statique de la console

La console sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (15x138).

$$M_u = \left(-q_u \frac{l^2}{2} \right)$$

AN :

$$M_u = \left(-49,4 \cdot \frac{2^2}{2} \right) = -98,8 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue

e) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = (q \cdot l)$$

AN :

$$V_u = (49,4.2) = 98,4 \text{ KN}$$

f) Ferraillage :

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

On a: $M_u = 98,8 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,101}{0,15 \cdot 1,36^2 \cdot 14,16} = 0,0257 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc : section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,0257 \implies \beta = 0,9885$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,988}{0,9885 \cdot 1,36 \cdot 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,11 \text{ cm}^2$$

6.3. Vérifications à ELU:

6.3.1. Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 15 \cdot 136 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,46 \text{ cm}^2 > A_{st} = 2,11 \text{ cm}^2 \text{ (C.N.V)}$$

Donc : $A_{st} = A_{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$ soit 4 HA10 = 3,14 cm²

6.3.2. Ecartement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ **Armatures principales** : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

On prend l'écartement de 10 cm < 33cm (Condition vérifiée).

✓ **Armatures de répartition** : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm})$

On prend l'écartement de 15 cm < 33cm (Condition vérifiée).

6.3.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art.6.1.3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$

$$\bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \cdot 3,14 \cdot 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{0,984}{0,9 \times 1,36 \cdot 94,2} = 0,853 \text{ MPa} \implies \tau_{se} < \bar{\tau}_{Seu} \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

6.3.4. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{0,984}{0,15 \cdot 1,36} = 0,49 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable (B.A.E.L)

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.3.5. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \cdot 1}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } l_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles du B.A.E.L (Art A.6.1.2.53/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les acier HA .

$$l_{cr} = 0,4 l_s = 14,1 \text{ cm} \implies \text{on prend } l_{cr} = 14 \text{ cm}.$$

6.4. Vérification à ELS :

6.4.1. Charges et surcharges ELS :

Charges permanentes :

- ✓ Charge de la dalle (palier) : $0,71 \cdot 2,25 = 11,475 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge de l'escalier : $\frac{29,52}{2} = 14,76 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges du garde corps palier : $0,815 \cdot 2 = 1,63 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges de la couche en pente : $1,1 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation :

Charge piétonne : $4,5 \cdot 2,1 = 9 \text{ KN/ml}$

■ Combinaison de charge :

$$q_s = 8,5 + 14,76 + 1,63 + 1,1 = 34,99 \text{ KN/ml}$$

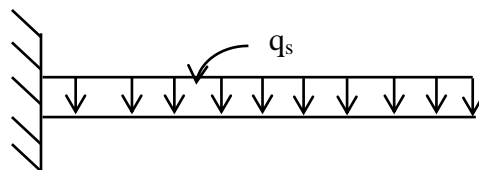


Figure N° 17 : schéma statique de la console

■ Calcul du moment :

$$M_s = \left(-q_s \frac{l^2}{2} \right)$$

AN :

$$M_u = \left(-34,99 \cdot \frac{2^2}{2} \right) = -69,98 \text{ KN.m}$$

■ A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{15 \cdot 136} = 0,153 \text{ (du Tableau)} \quad \implies \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,936 \\ k_1 = 36,12 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u} = \frac{0,06998}{0,936 \times 1,36 \times 0,000314} = 175,07 \text{ MPa} \implies$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

La contrainte dans le béton est de :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{175,07}{36,12} = 4,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

■ Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{138}{200} = 0,69 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (condition vérifié)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \implies \frac{138}{200} = 0,69 > \frac{0}{10 \cdot 71,61} = 0 \text{ (condition vérifié)} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{3,14}{15.136} = 0,001539 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{condition vérifié})$$

Donc Le ferrailage calculé à ELU est vérifié à ELS.

6.5. Vérification de section minimale (RPOA) :

La section minimale du RPOA en zone II_b (Art 7.2.1.2) est 0,5% de la section du béton.

$$\checkmark A_s = \frac{0,5}{100} 138.15 = 10,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}12/\text{ml} \quad (\text{espacement } 15\text{cm})$$

$$\checkmark A_r = \frac{10,35}{3} = 3,45 \text{ cm}^2 \text{ } 7\text{HA}10/\text{ml} \quad (\text{espacement } 15\text{cm})$$

5.6. Conclusion :

- { Armature longitudinale : 7HA12/ml (espacement 15cm)
- { Armature transversale 7HA10/ml (espacement 15cm)

On adoptera le même ferrailage pour les autres murs adjacents.

Schéma ferrailage du chevêtre :

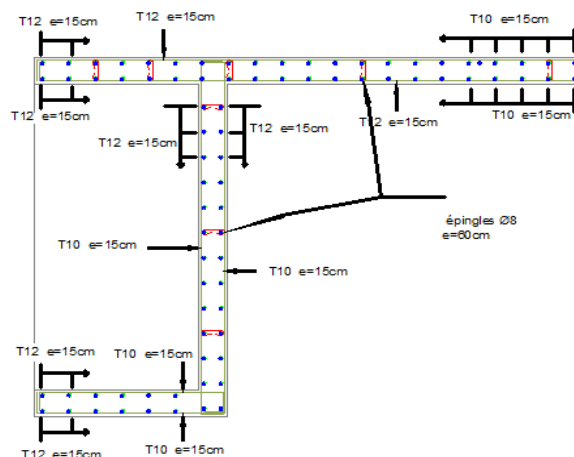


Figure N° 18 : Ferrailage du chevêtre en

Chapitre V

Etude de la précontrainte

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons étudier la précontrainte par pré tension (le dimensionnement, calcul des contraintes, calcul des pertes et déformation) due aux efforts d'exploitation.

2. Principe de précontrainte :

2.1. Procédé de la pré-tension :

Cette fabrication se fait sur des bancs composés d'une table plane en béton ou on acier servant de fond de coffrage et de deux massifs d'ancrages aux extrémités. De chaque côté de la table on vient disposer des coffrages outils pour donner à la pièce la forme souhaitée, les massif d'ancrages servant à mettre en tension les câbles qui sont en général rectilignes.

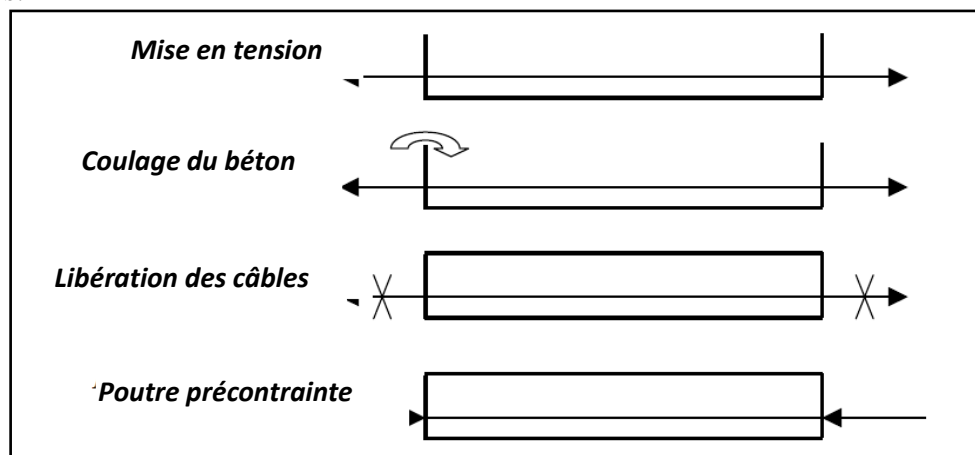


Figure N° 1 : Technique de la précontrainte par pré-tension

- Pour rentabiliser ces installations importantes on est conduit :
 - ✓ Généralement à fabriquer plusieurs éléments à la fois, ou cette fabrication se fait sur des bancs de 36m à 200m de longueurs sur lesquels les produits sont disposés en série.
 - ✓ Accélérer le durcissement du béton afin de libérer rapidement les coffrages et les bancs de fabrication, pour réaliser une nouvelle production (système d'étuvage).

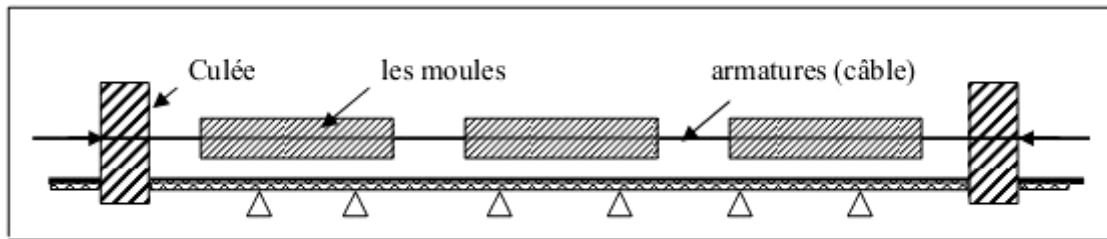


Figure N° 2 : Banc de précontrainte par pré-tension 50 à 100

- Le durcissement accéléré de béton est généralement obtenu par un traitement thermique réalisé par l'un des procédés suivants :

- ✓ Etuvage à la vapeur haute pression.
- ✓ Etuvage à la vapeur basse pression.
- ✓ Chauffage électrique.
- ✓ Emploi de béton chaud.
- ✓ Emploi de coffrage calorifugé.

Cette dernière solution est certainement la meilleure car d'une part elle ne consomme pas d'énergie et d'autre part elle assure un échauffement uniforme du béton ce qui évite l'apparition de contraintes internes pouvant créer des désordres.

2.2. Etapes générales de réalisation :

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.
- Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants:

- ✓ nettoyage des moules ;
- ✓ mise en place d'huile de décoffrage sur les moules;
- ✓ déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
- ✓ mise en place des armatures passives ;
- ✓ mise en place des moules dans leur position finale;
- ✓ mise en place des déviateurs éventuels ;
- ✓ mise en tension des armatures par des vérins ;

- ✓ mise en place du béton par pont- roulant ou grue ;
- ✓ lissage de la partie supérieure ;
- ✓ vibration du béton ;
- ✓ étuvage ou chauffage du béton ;
- ✓ décoffrage ;
- ✓ dé-tension des armatures actives ;
- ✓ découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- ✓ manutention et stockage.

3. Données de la précontrainte :

3.1. Classe de précontrainte :

La vérification se fait en Classe II, elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures comme elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

3.2. Béton:

La résistance de béton est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages précontraints. Nous désignons sa résistance caractéristique par f_{c28} car elle est généralement déterminée à 28 jours d'âge.

- **La résistance caractéristique du béton :**
 - ✓ à la compression : $f_{c28} = 35$ MPa
 - ✓ à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = -2,7$ MPa
- **Contrainte de traction de béton est :**

On étudie la précontrainte dans la classe II, elle se caractérise par une contrainte de traction admissible.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa (Section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_t = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ MPa (Section en dehors d'enrobage)} \end{array} \right.$$

- **Contrainte de compression de béton est :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas 1 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPa (Sous combinaison permanente)} \\ \text{Cas 2 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa (Sous combinaison rare)} \end{array} \right.$$

3.3. l'acier de précontrainte :

On a les caractéristiques suivantes :

- ✓ La section $A_p = 0,93 \text{ cm}^2$.
- ✓ Force de tension garantie $f_{peg} = 154 \text{ KN}$
- ✓ Force de rupture garantie $f_{prg} = 173,60 \text{ KN}$

3.4. La contrainte maximale de mise en tension :

Selon l'EC2 (ENV 1992-1-3:1994), la valeur minimale à l'origine est donnée par l'expression :

$$P_0 = \min \begin{array}{l} 0,85 \cdot f_{prg} = 0,85 \cdot 173,60 = 14756 \text{ daN} \\ 0,95 \cdot f_{peg} = 0,95 \cdot 154 = 14630 \text{ daN} \end{array}$$

Donc :

$$P_0 = 14630 \text{ KN}$$
$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = 1573,11 \text{ MPa}$$

4. Calcul du nombre de câble :

On calcule le fuseau des câble (intervalle) sur toute la longueur section de tel manière à satisfaire les contraintes admissible en tout point de la poutre.

On calcul de 0L jusqu'à L/2 et on aura la deuxième partie par symétrie.

■ **Nombre de câbles à la Section médiane (0,5L) :**

Caractéristiques de la section :

	B(m ²)	Ig (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,31065	0,0593958486	0,6114	0,6885	-0,5464	/	0,91458
Poutre avec hourdis	0,50065	0,1259839124	0,8939	0,6060	0,83	2,41994	/

Avec :

$$P_0 = 0,1463 \text{ MN}$$

Contrainte de traction de béton est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_t = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa (Section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_t = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ MPa (Section en dehors d'enrobage)} \end{array} \right.$$

Contrainte de compression de béton est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas 1 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPa (Sous combinaison permanente)} \\ \text{Cas 2 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa (Sous combinaison rare)} \end{array} \right.$$

■ **Fibre inférieure : (Sous combinaison permanente)**

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B(p)} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot V' \cdot n}{I(p)} - \frac{M_p \cdot V'}{I(p)} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,91458 \cdot 0,6114}{0,0593958486} =$$

$$0,35n + 0,61n - 9,41 \leq 17,5 \text{MPa} \implies n \leq \mathbf{28 \text{ cables}}$$

■ Fibre inférieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} - \frac{M_p.V'}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,91458 \cdot 0,6114}{0,0593958486} =$$

$$= 0,35n + 0,61n - 9,41 \leq 21 \text{MPa} \implies n \leq \mathbf{31 \text{ cables}}$$

■ Fibre supérieure : (zone enrobage)

$$\frac{n.P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n.P_{min} \cdot e_0.V}{I_{(p)}} + \frac{M_p.V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_{ts} =$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,91458 \cdot 0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 10,59 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{40 \text{ cables}}$$

■ Fibre supérieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{n.P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n.P_{min} \cdot e_0.V}{I_{(p)}} + \frac{M_p.V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,91458 \cdot 0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 10,59 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{44 \text{ cables}}$$

En phase de service (en charge) :

■ Fibre inférieure : (zone enrobage)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75.P_0.n \cdot e_0.V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max}.V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{2,4199 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 17,17 \geq -2,7 \text{MPa} \implies n \geq \mathbf{17 \text{ cables}}$$

■ Fibre inférieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{2,4199 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 17,17 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 16 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,6060}{0,1259839124} + \frac{2,4199 \cdot 0,6060}{0,1259839124} =$$

$$0,22n - 0,44n + 11,64 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,6060}{0,1259839124} + \frac{2,4199 \cdot 0,6060}{0,1259839124} =$$

$$= 0,22n - 0,44n + 11,64 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

Tableau récapitulatif :

N ^{bre} de câbles	Interval
n ≤ 28 cables	17 ≤ n ≤ 28 Câbles
n ≤ 31 cables	
n ≤ 40 cables	
n ≤ 44 cables	
n ≥ 17cables	
n ≥ 16 cables	
n ≥ 1 cables	
n ≥ 1 cables	

■ **Nombre de câbles à la Section d'about (0,0L) :**

	B(m ²)	Ig (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{min} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,4459	0,06161655339	0,6129	0,6870	-0,5479	/	0
Poutre avec hourdis	0,63599	0,4604947202	0,8348	0,6651	-0,7698	0	/

Avec :

$$M_{max} = 0$$

$$M_{min} = 0$$

Donc :

■ **Fibre inférieure : (Sous combinaison permanente)**

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,4459} n - \frac{0,109725.(-0,5479).0,6129}{0,06161655339} n \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$0,246n + 0,598n \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 20 \text{ cables}$$

■ **Fibre inférieure : (Sous combinaison rare)**

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,4459} n - \frac{0,109725.(-0,5479).0,6129}{0,06161655339} n \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$= 0,246n + 0,598n \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 24 \text{ cables}$$

■ **Fibre supérieure : (zone enrobage)**

$$\frac{n.P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n.P_{min}.e_0.V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{0,109725}{0,4459} + \frac{0,109725 (-0,5479) \cdot 0,6870}{0,06161655339} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$0,246n - 0,67n \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 6 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{n \cdot P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n \cdot P_{min} \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,4459} + \frac{0,109725 (-0,5479) \cdot 0,6870}{0,06161655339} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$0,246n - 0,67n \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 9 \text{ cables}$$

En phase de service (en charge) :

■ Fibre inférieure : (zone enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,63599} - \frac{0,109725n \cdot (-0,7698) \cdot 0,8348}{0,4604947202} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$0,17n + 0,15n \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre inférieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,63599} - \frac{0,109725n \cdot (-0,7698) \cdot 0,8348}{0,4604947202} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$0,172n + 0,153n \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.n.e_0.V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725 n}{0,63599} + \frac{0,109725 n.(-0,7698).0,6651}{0,4604947202} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$0,172n - 0,122n \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 350 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.n.e_0.V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{0,109725 n}{0,63599} + \frac{0,109725 n.(-0,7698).0,6651}{0,4604947202} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$= 0,172n - 0,122n \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 420 \text{ cables}$$

Tableau récapitulatif :

Conditions	Interval
n ≤ 20 cables	1 ≤ n ≤ 6
n ≤ 24 cables	
n ≤ 6 cables	
n ≤ 9 cables	
n ≥ 1 cables	
n ≥ 1 cables	
n ≤ 350 cables	
n ≤ 420 cables	

■ Nombre de câbles à la Section intermédiaire (0,0625L) :

Avec :

$$M_{max} = 0,56706 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = 0,21435 \text{ MN.m}$$

■ Fibre inférieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} - \frac{M_p.V'}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,21435.0,6114}{0,0593958486} =$$

$$0,35n + 0,61n - 0,131 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{18 \text{ cables}}$$

■ Fibre inférieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} - \frac{M_p.V'}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,21435.0,6114}{0,0593958486} =$$

$$= 0,35n + 0,61n - 0,131 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{22 \text{ cables}}$$

■ Fibre supérieure : (zone enrobage)

$$\frac{n.P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n.P_{min}.e_0.V}{I_{(p)}} + \frac{M_p.V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_{ts} =$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725(-0,5464).0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,21435.0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 2,484 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{15 \text{ cables}}$$

■ Fibre supérieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{n.P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n.P_{min}.e_0.V}{I_{(p)}} + \frac{M_p.V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725(-0,5464).0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,21435.0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 2,484 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq \mathbf{19 \text{ cables}}$$

En phase de service (en charge) :

■ Fibre inférieure : (zone enrobage)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75.P_0.n.e_0.V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max}.V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{0,56706 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 4,023 \geq -2,7\text{MPa} \implies n \geq 2 \text{ cables}$$

■ Fibre inférieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{0,56706 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 4,023 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,6060}{0,1259839124} + \frac{0,56706 \cdot 0,6060}{0,1259839124} =$$

$$0,22n - 0,44n + 2,727 \leq 17,5\text{MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,6060}{0,1259839124} + \frac{0,56706 \cdot 0,6060}{0,1259839124} =$$

$$= 0,22n - 0,44n + 2,7276 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

Tableau récapitulatif :

Conditions	Intervalle
$n \leq 18$ cables	$2 \leq n \leq 15$
$n \leq 22$ cables	
$n \leq 15$ cables	
$n \leq 19$ cables	
$n \geq 2$ cables	
$n \geq 1$ cables	
$n \geq 1$ cables	
$n \geq 1$ cables	

■ Nombre de câbles à la Section médiane (0,25L) :

Avec :

$$M_{max} = 1,8145 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = 0,6859 \text{ MN.m}$$

■ Fibre inférieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} - \frac{M_p.V'}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,6859.0,6114}{0,0593958486} =$$

$$0,35n + 0,61n - 7,06 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 25 \text{ cables}$$

■ Fibre inférieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.V'.n}{I_{(p)}} - \frac{M_p.V'}{I_{(p)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,6114}{0,0593958486} n - \frac{0,6859.0,6114}{0,0593958486} =$$

$$= 0,35n + 0,61n - 7,06 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 29 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (zone enrobage)

$$\frac{n \cdot P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n \cdot P_{min} \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p)}} + \frac{M_p \cdot V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_{ts} =$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725 (-0,5464) \cdot 0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,6859 \cdot 0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 7,95 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 32 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{n \cdot P_{min}}{B_{(p)}} + \frac{n \cdot P_{min} \cdot e_0 \cdot V}{I_{(p)}} + \frac{M_p \cdot V}{I_{(p)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,31065} + \frac{0,109725 (-0,5464) \cdot 0,6885}{0,0593958486} + \frac{0,6859 \cdot 0,6885}{0,0593958486} =$$

$$0,35n - 0,68n + 7,95 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 36 \text{ cables}$$

En phase de service (en charge) :

■ Fibre inférieure : (zone enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{1,8145 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 12,87 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \geq 12 \text{ cables}$$

■ Fibre inférieure : (zone en dehors d'enrobage)

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n \cdot e_0 \cdot V'}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} - \frac{0,109725n \cdot (-0,83) \cdot 0,8939}{0,1259839124} - \frac{1,8145 \cdot 0,8939}{0,1259839124} =$$

$$0,22n + 0,64n - 12,87 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 12 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.n.e_0.V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n.(-0,83).0,6060}{0,1259839124} + \frac{1,8145.0,6060}{0,1259839124} =$$

$$0,22n - 0,44n + 8,72 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

■ Fibre supérieure : (Sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.n.e_0.V}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.V}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{0,109725n}{0,50065} + \frac{0,109725n.(-0,83).0,6060}{0,1259839124} + \frac{1,8145.0,6060}{0,1259839124} =$$

$$= 0,22n - 0,44n + 8,72 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ cables}$$

Tableau récapitulatif :

N ^{bre} de câble	Intervalle
n ≤ 25 cables	12 ≤ n ≤ 25
n ≤ 29 cables	
n ≤ 32 cables	
n ≤ 36 cables	
n ≥ 12 cables	
n ≥ 12 cables	
n ≥ 1 cables	
n ≥ 1 cables	

Tableau récapitulatif :

Section	0 (m)	L/16 (m)	L/4 (m)	L/2 (m)
M_{max} (t.m)	0	0,56706	1,8145	2,41994
M_{min} (t.m)	0	0,21435	0,6859	0,91458
Poutre seul	1 ≤ n ≤ 6	2 ≤ n ≤ 15	12 ≤ n ≤ 25	17 ≤ n ≤ 28
Poutre avec hourdis	1 ≤ n ≤ 6	2 ≤ n ≤ 15	12 ≤ n ≤ 25	17 ≤ n ≤ 28

Tableau N°1: Nombre de câbles pour chaque section de la poutre

5. Tracé des câbles :

5.1. Principe :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

(Voir le tracé annexe)

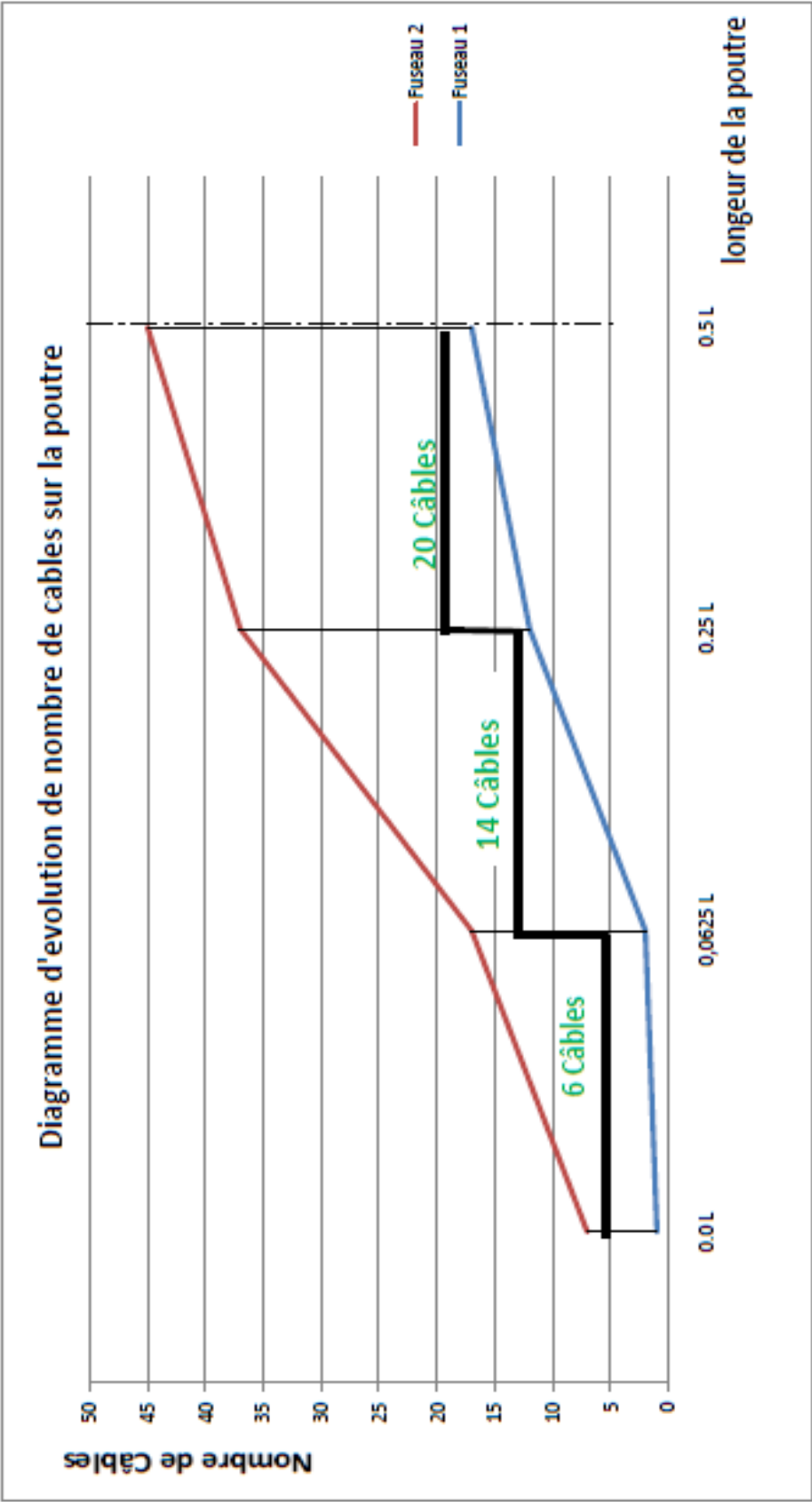


Figure N° 3 : fuseau du tracé des câbles de précontraintes

5.2. Emplacement des torons :

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire d'avoir un espacement entre axes minimal des torons, et une distance minimum aux parements :

- ✓ L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3\varnothing = 3 \cdot 12,4 = 37,2 \text{ mm}$, on prend $D = 4,5 \text{ cm}$ Verticalement, et 20cm pour les deux derniers torons de la fibre supérieure, et 6 cm horizontalement.
- ✓ Distance minimum de l'axe des armatures au parement le plus proche, ne doit pas être inférieur à 2.5 fois son diamètre :

$D' \geq 2,5\varnothing = 2,5 \cdot 12,4 = 31 \text{ mm}$ on prend $D' = 5 \text{ cm}$ verticalement et 7cm horizontalement.

a) Section intermédiaire (médiante) :

✓ Centre de gravité des armatures actives :

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{4 \cdot 11 + 5 \cdot 15,5 + 3 \cdot 20 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 33,5 + 2 \cdot 65}{20} =$$

$$= \frac{485,5}{20} = 24,3 \text{ cm}$$

✓ Positon de la fibre neutre (poutre seul) :

$$V' = 0,6114 \text{ m}$$

$$V = 0,6885 \text{ m}$$

✓ Excentricité de la force de précontrainte e_0 :

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,6114 - 0,2430) = 0,3684 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,3684 \text{ m (Poutre seul)}$$

✓ Positon de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :

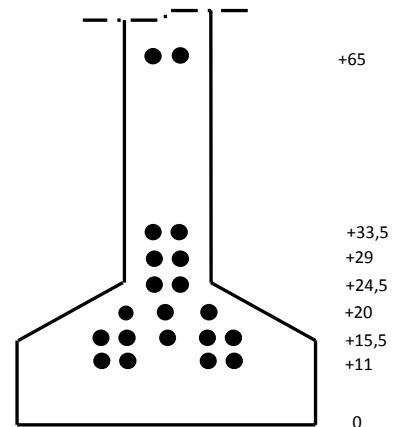
$$V' = 0,8939 \text{ m}$$

$$V = 0,6061 \text{ m}$$

✓ Excentricité de la force de précontrainte e_0 :

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,8939 - 0,2430) = 0,6509 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,6509 \text{ m (Poutre avec hourdis)}$$



Section Médiane

a) Section intermédiaire (1/16 L) :

✓ Centre de gravité des armatures actives :

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{2 \cdot 11 + 2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 33,5 + 2 \cdot 65}{14} = \frac{397}{14} = 28,35 \text{ cm}$$

✓ Positon de la fibre neutre (poutre seul) :

$$V' = 0,6114 \text{ m}$$

$$V = 0,6885 \text{ m}$$

✓ Excentricité de la force de précontrainte e_0 :

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,6114 - 0,2835) = 0,3278 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,3278 \text{ m (Poutre seul)}$$

✓ Positon de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :

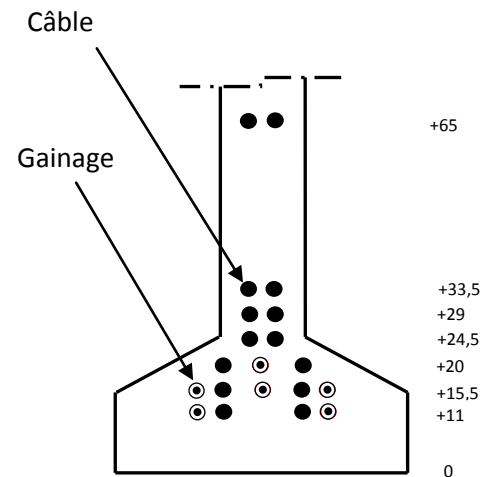
$$V' = 0,8939 \text{ m}$$

$$V = 0,6061 \text{ m}$$

✓ Excentricité de la force de précontrainte e_0 :

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,8939 - 0,2835) = -0,6104 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,6104 \text{ m (Poutre avec hourdis)}$$



Section Intermédiaire

b) Section d'about (0,0L):

Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontraint rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même où se situent les armatures actives car à l'about il n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gagner, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre où le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

✓ Centre de gravité des armatures actives :

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 65}{6} = \frac{201}{6} = 33,5 \text{ cm}$$

✓ Positon de la fibre neutre (poutre seul) :

$$V' = 0,6129 \text{ m}$$

$$V = 0,6871 \text{ m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte**

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,6129 - 0,335) = -0,3079 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,2779 \text{ m (Poutre seul)}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :**

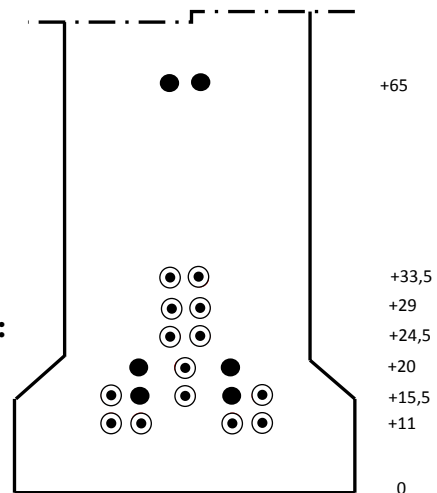
$$V' = 0,8348 \text{ m}$$

$$V = 0,6652 \text{ m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,8348 - 0,335) = -0,4998 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,4998 \text{ m (Poutre avec hourdis)}$$



Section d'about

6. Les pertes de précontraintes :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton armé par exemple, ou la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des câbles, le retrait du béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

6.1. Calcul des pertes à mi-travée :

Pertes sur un banc de longueur 60 m :

6.1.1. Pertes instantanées :

Tension à l'origine $P_0 = 146,30 \text{ KN}$

Contrainte $\sigma_{P_0} = 1573,11 \text{ MPa}$

▪ Perte par frottement : à mi portée

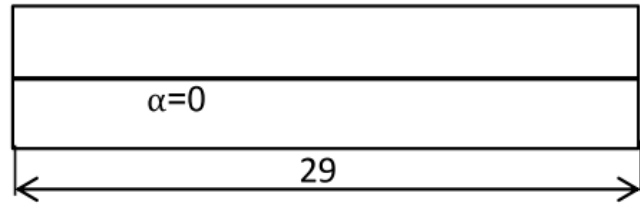
Le calcul est effectué à mi- portée, nous avons choisi un tracé rectiligne (l'angle $\alpha=0$).

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p_0} [1 - e^{-f \cdot a - \varphi \cdot x}] =$$

$$\Delta\sigma_f =$$

$$1573,11 \cdot [1 - e^{-0,18 \cdot 0 - 0,0016 \cdot 14,5}] =$$

$$36,07 \text{ MPa}$$



D'ou : f et φ sont des coefficients de frottement prenant les valeurs forfaitaires : 0.18 rd^{-1} et 0.0016 m^{-1} respectivement.

▪ Perte par recule d'ancrage :

$$\Delta\sigma_g = E_p \cdot \frac{g}{l} = 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,005}{60} = 14,39 \text{ MPa}$$

Avec :

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$)

l : est la longueur du banc de précontrainte $l=60 \text{ m}$.

g : est la rentrée d'ancrage à la détention de l'armature (de l'ordre de 5mm) dans notre cas, elle est définie pour chaque type d'ancrage dans la notice technique.

6.1.2. Pertes différées :

▪ Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{mpt}}{\sigma_{f_{prg}}} - \mu_0 \right) \sigma_{mpt}$$

On a :

$$\sigma_{mpt} = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_g = 1573,11 - 14,39 = 1558,72 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 173,6 \text{ KN} \implies \sigma_{f_{prg}} = \frac{f_{prg}}{A_t} = \frac{173600}{93} = 1866,66 \text{ MPa}$$

$\mu_0 = 0,43$ (Pour les armatures à très basse relaxation TBR).

AN :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} 2,5 \left(\frac{1558,72}{1866,66} - 0,43 \right) 1558,72 = 94,698 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 94,698 \text{ MPa (6,02\%)}$$

- Perte due au retrait du béton sur le banc de préfabrication :

Le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalente à un béton non étuvé à 7 jours où le retrait sur banc :

$$\varepsilon = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p$$

On a :

$$r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre extérieure}} = \frac{3270}{374,9} = 8,72 \text{ cm}$$

Avec $t_{réel} = 7 \text{ jours}$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad \text{=====>} \quad r(t) = \frac{7}{7 + 9 \cdot 8,72} = 0,082$$

ε_r : est le retrait final du béton $\varepsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4}$

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

ε_r : est le retrait final du béton

Selon le BPEL91 et à défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

$$\varepsilon_r = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^{-4} & \text{en climats très humides} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{en climat humide. (Cas de la wilaya de Boumerdes)} \\ 3 \cdot 10^{-4} & \text{en climat tempéré sec.} \\ 4 \cdot 10^{-4} & \text{en climat chaud et sec.} \\ 5 \cdot 10^{-4} & \text{en climat très sec.} \end{cases}$$

Donc :

$$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4} \quad , t_{r\acute{e}el} = 7 \text{ jours} \quad ; r_m = 8,72 \text{ cm} \quad ; \quad r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$$

AN :

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,082 = 1,64 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,64 \cdot 10^{-4} (1 - 0,082) \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 28,60 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{28,60 \text{ MPa (1,82 \%)}}$$

▪ La perte par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée $\varepsilon_t = 3 \cdot \varepsilon_i$. Le fluage correspond à une déformation dans le temps à l'effort constant (et donc à longueur variable). La relaxation correspondant à une chute de tension(ou de compression) à longueur constante.

✓ Le raccourcissement instantané vaut : $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_c}{E_{b_i}}$

✓ Le raccourcissement final vaut : $3 \frac{\Delta l}{l}$,

✓ la part due au fluage vaut donc : $\sigma_c = \frac{2\sigma_c}{E_{b_i}}$

✓ Le raccourcissement des aciers de précontraint : $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$

Avec :

σ_b : Contrainte finale

σ_M : Contrainte maximale du béton

En supposant que dans le cas étudié, la contrainte finale du béton au niveau du centre de gravité des câbles correspond à la contrainte maximale : $\sigma_b = \sigma_M = 7,2 \text{ MPa}$

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}} = (7,2 + 7,2) \frac{1,9 \cdot 10^5}{36000} = 76 \text{ MPa}$$

$\Delta\sigma_{fl} = 76 \text{ MPa (4,83 \%)}$

▪ Pertes thermiques :

Température $\theta(\text{C}^\circ)$

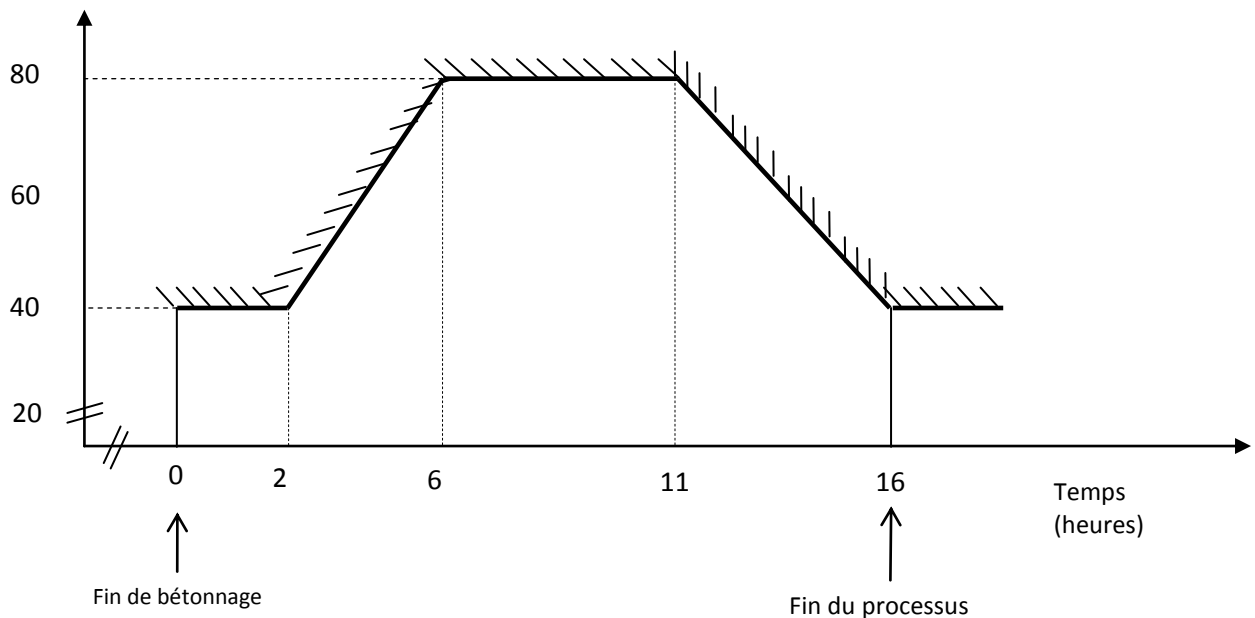


Figure N° 4 : Diagramme du procédé d'étuvage

Le traitement thermique est à l'origine de pertes importantes dites pertes thermiques (liée à la dilation thermique) :

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = \sum_0^{16h} E_p \alpha_b (\theta_{max} - \theta_0)(1 - \lambda)$$

Avec :

α_b : Coefficient de dilation thermique du béton de $(0,8 \text{ à } 1,2 \cdot 10^{-5})$

θ_{max} : Température max de l'armature

θ_0 : La température de l'acier lors de la mise en tension,

λ : Coefficient entre 0,1 et (il est plus prudent de prendre 0,1)

AN :

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = 1,9 \cdot 10^5 \cdot 0,8 \cdot 10^{-5} (1 - 0,1) [(40 - 40) + (80 - 40) + (80 - 80) + (80 - 40)] = 109,44 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = 109,44 \text{ MPa}$$

❖ Les Pertes totales différées :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{\theta_{max}} = 28,60 + 94,698 + \frac{5}{6} (76) + 109,44 = 296,07 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 296,07 \text{ MPa}$$

Le total des pertes totales différées est de $\Delta\sigma = 296,07 \text{ MPa} \implies (18,82\%)$

7. Conclusion :

Le pourcentage des pertes de précontrainte est de 18,82% soit une valeur inférieure à la valeur estimée qui est de 25 %.

Le nombre de câbles (ou la précontrainte) calculés pour notre poutre est suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs et aussi admissible pour les contraintes engendrées sur la section.

Chapitre VI

Vérification des contraintes

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons vérifier les contraintes normales et tangentielles et nous allons déterminer les armatures passives.

2. Vérification des contraintes normales:

On détermine les contraintes normales Pour chaque section de la poutre avec les nouvelles valeurs de l'excentricité et P_0 (après pertes).

2.1. Section d'about $x=0L$:

	B(m ²)	I _g (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,4459	0,06161655339	0,6129	0,6870	-0,2779	/	0
Poutre avec hourdis	0,63599	0,4604947202	0,8348	0,6651	-0,4998	0	/

2.1.1. A vide :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inférieure sous combinaison permanentes	≤ 17,5 MPa	Condition vérifiée
3,568036497		
Fibre inférieure sous combinaison rares	≤ 21 MPa	Condition vérifiée
3,568036497		
Fibre supérieure en zone d'enrobage	≥ -2,7 MPa	Condition vérifiée
-0,609873651		
Fibre supérieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 MPa	Condition vérifiée
-0,609873651		

2.1.2. En service :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inférieure en zone d'enrobage	≥ -2,7 Mpa	Condition vérifiée
1,76616145		
Fibre inférieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 Mpa	Condition vérifiée
1,76616145		

Fibre supérieure sous combinaison permanentes	≤ 17,5 Mpa	Condition vérifiée
0,606070848		
Fibre supérieure sous combinaison rares	≤ 21 Mpa	Condition vérifiée
0,606070848		

2.2. à $x = \frac{1}{16} L$:

	B(m ²)	Ig (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,31065	0,0593958486	0,6114	0,6885	-0,3278	/	0,21435
Poutre avec hourdis	0,50065	0,1259839124	0,8939	0,6060	-0,6104	0,56706	/

2.2.1. A vide :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inférieure sous combinaison permanente	≤ 17,5 Mpa	Condition vérifiée
5,126115651		
Fibre inférieure sous combinaison rare	≤ 21 Mpa	Condition vérifiée
5,126115651		
Fibre supérieure en zone d'enrobage	≥ -2,7 Mpa	Condition vérifiée
5,607609416		
Fibre supérieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 Mpa	Condition vérifiée
5,607609416		

2.2.2. En service :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inférieure zone d'enrobage	≥ -2,7 Mpa	Condition vérifiée
9,001857319		
Fibre inférieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 Mpa	Condition vérifiée
9,001857319		
Fibre supérieure sous combinaison permanente	≤ 17,5 Mpa	Condition vérifiée
-0,529806558		
Fibre supérieure sous combinaison rare	≤ 21 Mpa	Condition vérifiée
1,166777204		

2.3. à $x = \frac{1}{4}L$:

	B(m ²)	Ig (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,31065	0,0593958486	0,6114	0,6885	-0,3684	/	0,6859
Poutre avec hourdis	0,50065	0,1259839124	0,8939	0,6060	-0,6509	1,8145	/

2.3.1. A vide :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inferieure sous combinaison permanente 9,594078721	≤17,5 Mpa	Condition vérifiée
Fibre inferieure sous combinaison rare 9,594078721	≤21 Mpa	Condition vérifiée
Fibre supérieure en zone d'enrobage 5,453424887	≥-2,7 Mpa	Condition vérifiée
Fibre supérieure hors zone d'enrobage 5,453424887	≥-4,05 Mpa	Condition vérifiée

2.3.2. En service :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inferieure zone d'enrobage 2,840579521	≥-2,7 Mpa	Condition vérifiée
Fibre inferieure hors zone d'enrobage 2,840579521	≥-4,05 Mpa	Condition vérifiée
Fibre supérieure sous combinaison permanente 6,035442795	≤17,5 Mpa	Condition vérifiée
Fibre supérieure sous combinaison rare 0,606721088	≤21 Mpa	Condition vérifiée

2.4. à $x = \frac{1}{2}L$:

	B(m ²)	Ig (m ⁴)	V'(m)	V(m)	e ₀ (m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,31065	0,0593958486	0,6114	0,6885	-0,3684	/	0,91458
Poutre avec hourdis	0,50065	0,1259839124	0,8939	0,6060	-0,6509	2,41994	/

2.4.1. A vide :

_ Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inferieure sous combinaison permanente	≤ 17,5 Mpa	Condition vérifiée
7,240127135		
Fibre inferieure sous combinaison rare	≤ 21 Mpa	Condition vérifiée
7,240127135		
Fibre supérieure en zone d'enrobage	≥ -2,7 Mpa	Condition vérifiée
8,104219239		
Fibre supérieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 Mpa	Condition vérifiée
8,104219239		

2.4.2. En service :

Valeurs des contraintes	Contraintes limites	observations
Fibre inferieure zone d'enrobage	≥ -2,7 Mpa	Condition vérifiée
-1,455229409		
Fibre inferieure hors zone d'enrobage	≥ -4,05 Mpa	Condition vérifiée
-1,455229409		
Fibre supérieure sous combinaison permanente	≤ 17,5 Mpa	Condition vérifiée
8,947692724		
Fibre supérieure sous combinaison rare	≤ 21 Mpa	Condition vérifiée
1,706703438		

2.5. Conclusion :

Les contraintes normales pour chaque section de la poutre sont dans le fuseau des contraintes admissibles donc les contraintes normales sont vérifiées. (**Voir annexe**)

Détermination des contraintes tangentielles :

Dans ce chapitre nous allons vérifier notre section vis à vis des contraintes tangentielles

2.6. À vide : (section d'about poutre seul) :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement τ :

$$\tau(x) = \tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n Z} ; \text{ Ou } V_{red} = V - P \sin \alpha \quad (\alpha=0 \text{ tracé est rectiligne})$$

ρ : rendement de la section ($\rho = 0,3645$)

$$Z : \text{ le bras de levier prend la valeur approchée } Z = \left(\frac{1+\rho}{2} \right) \cdot h = \left(\frac{1+0,3645}{2} \right) \cdot 1,30 = 0,88m$$

$$b_n : \text{ largeur brute dans le cas de prétention. } \quad b_n = b_0 = 0,35m \quad .$$

Les efforts tranchant du au poids propre de la poutre seule :

$$V_g(x) = \frac{g.l}{2} - g \cdot x \implies V_g(0) = \frac{g.l}{2} = \frac{0,87,29}{2} = 12,615 t$$

La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton :

$$\sigma_x = \frac{P_x}{A_{nette}}$$

$$A_{nette} = A_{total} - A_{trous} = 4694,675 - \left(20 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{1,24}{2} \right)^2 \right] \right) = 4646,39cm^2$$

On a :

$$P_0 = 146,3 \text{ KN}$$

$$\text{Avec une réduction de } 18,82\% \implies \Delta p_0 = 146,3 \cdot \frac{18,82}{100} = 27,53 \text{ KN}$$

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P_0 = 127,2 \text{ KN} \implies \sigma_1 = \frac{6 \cdot 0,1272}{0,464639} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P_0 = 110,3 \text{ KN} \implies \sigma_2 = \frac{6 \cdot 0,1103}{0,464639} = 1,42 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$

Avec :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \bar{\tau}_1^2 = 0,4f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t)] \\ \tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \bar{\tau}_2^2 = 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t][f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t)] \end{cases}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot S_t} \sin a = 0 ; \text{avec } (a = 0)$$

Avec :

Les contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{11}^2 = 0,4f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_1 + \sigma_t)] = 0,4 \cdot 2,7 [2,7 + \frac{2}{3}(1,46 + 0)] = 3,96 \implies \bar{\tau}_{11} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{12}^2 = 0,4f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_2 + \sigma_t)] = 0,4 \cdot 2,7 [2,7 + \frac{2}{3}(1,42 + 0)] = 3,93 \implies \bar{\tau}_{12} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_1 \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_{11}, \bar{\sigma}_{12}) = \text{Min}(1,99 ; 1,98) = \bar{\tau}_{12} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{21}^2 = 2\frac{2,7}{35} [0,6 \cdot 35 - 1,46 - 0] [2,7 + \frac{2}{3}(1,46 + 0)] = 11,07 \implies \bar{\tau}_{21} = 3,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{22}^2 = 2\frac{2,7}{35} [0,6 \cdot 35 - 1,42 - 0] [2,7 + \frac{2}{3}(1,42 + 0)] = 11,01 \implies \bar{\tau}_{22} = 3,31 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_2 \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_{21}, \bar{\sigma}_{22}) = \text{Min}(3,32 ; 3,31) = \bar{\tau}_{22} = 3,31 \text{ MPa}$$

$$\tau(x) = \frac{V_g}{b_n \cdot Z} = \frac{12,615}{0,35 \cdot 0,88} = 409,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0,4096 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,4096 \text{ MPa} < \tau_1 = 1,98 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\tau = 0,4096 \text{ MPa} < \tau_2 = 3,1 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

2.7. En charge (about +hourdis) :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement τ :

$$\tau(x) = \tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot Z} ; \text{Ou } V_{red} = V - P \sin a \quad (a=0 \text{ tracé est rectiligne})$$

$$\rho = 0,3645$$

$$Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \cdot h = \left(\frac{1+0,3645}{2}\right) \cdot 1,50 = 1,023 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 = 0,35 \text{ m}$$

Les efforts tranchant dus au poids propre de la poutre avec l'hourdis :

$$V_G(x) = \frac{G \cdot l}{2} - g \cdot x \implies V_G(0) = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{1,8515 \cdot 2,9}{2} = 26,846 \text{ t}$$

$$G = 1,8515 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant dû au surcharge est :

$$V_q(x) = \frac{q \cdot l}{2} - q \cdot x \implies V_q(0) = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,45 \cdot 2,9}{2} = 6,525 \text{ t}$$

$$Q = 0,450 \text{ t/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } V_{\text{réd}} = V_G + V_q - P \sin \alpha = 26,846 + 6,525 = 33,371 \text{ t}$$

$$\text{A l'ELU : } V_{\text{réd}} = 1,35V_G + 1,5V_q - P \sin \alpha = 1,35 \cdot 26,846 + 1,5 \cdot 6,525 = 46,0296 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton :

$$\sigma_x = \frac{P_x}{A_{\text{nette}}}$$

$$A_{\text{nette}} = A_{\text{total}} - A_{\text{trous}} = 6694,675 - \left(20 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{1,24}{2}\right)^2\right]\right) = 6646,39 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P_0 = 127,2 \text{ KN} \implies \sigma_1 = \frac{6 \cdot 0,1272}{0,664639} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P_0 = 110,3 \text{ KN} \implies \sigma_2 = \frac{6 \cdot 0,1103}{0,664639} = 0,99 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \bar{\tau}_1^2 = 0,4f_{tj} \left[\left(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t) \right) \right] \end{array} \right.$$

$$\tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t] [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t)]$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot S_t} \sin a = 0 ; \text{avec } (a = 0)$$

Avec :

Les contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{11}^2 = 0,4f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_1 + \sigma_t)] = 0,4 \cdot 2,7 [2,7 + \frac{2}{3}(1,14 + 0)] = 3,73 \implies \bar{\tau}_{11} = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{12}^2 = 0,4f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_2 + \sigma_t)] = 0,4 \cdot 2,7 [2,7 + \frac{2}{3}(0,99 + 0)] = 3,63 \implies \bar{\tau}_{12} = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_1 \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_{11}, \bar{\sigma}_{12}) = \text{Min}(1,93; 1,90) = \bar{\tau}_{12} = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{21}^2 = 2 \frac{2,7}{35} [0,6 \cdot 35 - 1,14 - 0] [2,7 + \frac{2}{3}(1,14 + 0)] = 10,60 \implies \bar{\tau}_{21} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{22}^2 = 2 \frac{2,7}{35} [0,6 \cdot 35 - 0,99 - 0] [2,7 + \frac{2}{3}(0,99 + 0)] = 10,37 \implies \bar{\tau}_{22} = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_2 \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_{21}, \bar{\sigma}_{22}) = \text{Min}(3,25; 3,22) = \bar{\tau}_{22} = 3,22 \text{ MPa}$$

A l'ELS :

$$\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot Z} = \frac{33,371}{0,35 \cdot 1,023} = 932,02 \frac{KN}{m^2} = 0,93202 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,93202 \text{ MPa} < \tau_1 = 1,90 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\tau = 0,93202 \text{ MPa} < \tau_2 = 3,22 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

A l'ELU :

$$\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot Z} = \frac{46,0296}{0,35 \cdot 1,023} = 1285,56 \frac{KN}{m^2} = 1,28556 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,28556 \text{ MPa} < \tau_1 = 1,90 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\tau = 1,28556 \text{ MPa} < \tau_2 = 3,22 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

3. Détermination des armatures passives :

Leur rôle est de répartir les effets des retraits différentiels et des variations de température disposée elles sont logées dans la zone périphérique des pièces :

3.1. Armatures Longitudinale de la poutre dans la partie supérieure :

Les armatures transversal et longitudinale seront utilisées en quantités suffisante pour tenir compte des sollicitations secondaires.

On a :

$$\sigma_s = \frac{F}{S} \left(1 + \frac{Ve}{I}\right)$$

$$\sigma_i = \frac{F}{S} \left(1 - \frac{V'e}{I}\right)$$

Avec :

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_d = 1573,11 - 296,07 = 1277,04 \text{ MPa}$$

$$P_i = \sigma_p \cdot A_p = 1277,04 \cdot 93 \cdot 10^{-6} = 0,11 \text{ MN}$$

$$F = n \cdot P_i = 20 \cdot 0,11 = 2,2 \text{ MN}$$

AN :

$$\sigma_s = \frac{2,2}{0,31065} \left(1 - \frac{0,6885 \cdot 0,3684}{\frac{0,05939584}{0,31065}}\right) = -2,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{3,8}{0,31065} \left(1 + \frac{0,6114 \cdot 0,3684}{\frac{0,05939584}{0,31065}}\right) = +15,42 \text{ MPa}$$

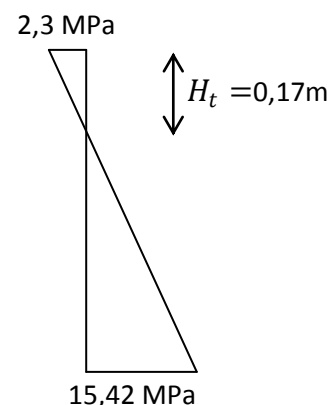


Figure N°1 : Diagramme des contraintes sur la poutre

Détermination de la hauteur tendue H_t :

$$H_t = H_p \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i}$$

Avec :

$$H_p = 1,30m$$

AN :

$$H_t = 1,30 \cdot \frac{2,3}{2,3 + 15,42} = 0,17m$$

✓ **Calcul de la surface tendue :**

$$S_t = H_t \cdot b$$

Avec :

b : largeur du talon (b=0,35m)

$$S_t = 0,17 \cdot 0,35 = 0,0595 m^2$$

✓ **Contrainte de traction moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{\sigma_i \cdot H_t}{2} = \frac{2,3 \cdot 0,17}{2} = 0,1955 \text{ MPa}$$

✓ **Force de traction :**

$$F_t = S_t \cdot \sigma_m = 0,1955 \cdot 0,0595 = 0,00116 \text{ MN}$$

On détermine la section des armatures suffisante pour équilibrer la force de traction pour 0,1% de la section de béton tendue.

Equilibre d'effort de traction par le béton est supposée non fissuré.

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{S_t}{1000} + \frac{\sigma_m}{F_e}$$

AN :

$$A_s = \frac{0,0595}{1000} + \frac{0,1955}{400} = 5,48 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA 12 =====> $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

3.2. Armature de peau (art 6-1 3 1 BPEL 91):

3.2.1. Armatures longitudinale :

Leur rôle est de répartir les effets des retraits différentiels et des variations de température disposée elles sont logées dans la zone périphérique des pièces.

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2 / \text{m de parement} \\ 0,1\% \text{ de de la section de béton} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3(\text{cm}^2/\text{ml}).3,749 \text{ ml}=11,25\text{cm}^2 \\ 3106,5.0,001=3,11 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc : $A_s = 11,25 \text{ cm}^2$ soit **8 HA14 (reparties sur le pourtour)**

Soit : $A_s = 8 \text{ HA14} = 12,32\text{cm}^2$

3.2.2. Justification des contraintes tangentielles à l'ELU:

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

3.2.3. Armatures transversales :

La section de ces armatures doit être de telles manières à avoir au moins 2 cm^2 d'acier.

Le choix se portera sur des cadres façonnés avec **des HA 12**

Elles sont disposées parallèlement aux sections droites.

3.2.4. Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \operatorname{tg} \beta_u$$

$$\text{Ou : } \operatorname{tg} \beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_t}$$

$$\sigma_p = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_d = 1573,11 - 296,07 = 1277,04 \text{ MPa}$$

$$P_i = \sigma_p \cdot n \cdot A_p = 1277,04 \cdot 20 \cdot 93 \cdot 10^{-6} = 2,37 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{2,37}{0,446} = 5,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{red} = 1,28556$$

AN :

$$\operatorname{tg} \beta_u = \frac{2 \cdot 1,28556}{5,31 - 0} = 0,48 \implies \beta_u = 25,83^\circ < 30^\circ, \text{ limité à } 30^\circ \text{ on prend } \beta_u = 30^\circ$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \text{ combinaisons fondamentales}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,15 \cdot 1,15}{400} \cdot \left(1,28556 - \frac{2,7}{3} \right) \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 9,59 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,959 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min[0,8h; 3b_0; 1m] = 0,45 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,959 \text{ cm}^2 \implies A_t \geq 0,959 \cdot S_t = 0,959 \cdot 0,45 = 0,4315 \text{ cm}^2 \implies$$

Soit : 2HA12 avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ à about et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée

$$\text{Donc : } A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

3.2.5. Justification des armatures transversales dans la zone d'appui :

3.2.5.1. La non rupture des armatures transversales :

$$\text{On a : } \mathbf{2HA12} \implies A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot \gamma_s \cdot S_t} \operatorname{ctg} \beta_u$$

$$\bar{\tau} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{0,15 \cdot 0,35 \cdot 1,15} \operatorname{ctg} 30^\circ = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,28556 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,59 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

$A_t = 2 \text{ HA12}$ (espacement de 15 cm à l'about et 20 cm en travée)

3.2.4.1. Justification des bielles de béton :

On doit vérifier que : $\tau_{u \text{ réd}} \leq \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{3 \cdot \gamma_b} \sin 2\beta_u$

$$\tau_{u \text{ réd}} \leq \frac{0,85 \cdot 35}{3 \cdot 1,5} \sin(2 \cdot 30) = 5,725 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ réd}} = 1,28556 \text{ MPa} \leq 5,725 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

3.3. Armature du talon :

Les armatures du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de la poutre, enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre. on prend ($C = 6 \text{ cm}$) et on opte pour des cadres de HA10 avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

3.4. Armature d'éclatement :

La section d'acier à disposer au voisinage de la section est :

$$A_s = 0,04 \frac{F}{F_e} \cdot \frac{3}{2}$$

Avec :

$$F = n \cdot (P_0 - \Delta P_0)$$

$$F = 20 \cdot (146,3 - 27,53) = 2375,4 \text{ KN}$$

Ces armatures doivent reprendre un effort de traction égale à 4% de la force de précontrainte d'où :

AN :

$$A_s = 0.04 \frac{2,3754}{400} \cdot \frac{3}{2} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 2\text{HA16}$$

4. Conclusion :

La poutre de 29.00 m en béton précontraint préfabriquée selon le procédé pré-tension en fonction de son coffrage et son câblage (aciers actifs) a été vérifiée pour les différentes phases de construction en respectant le règlement BPEL et le fascicule 61 pour les différents cas de surcharges (la surcharge la plus défavorable).

Schéma ferrailage :

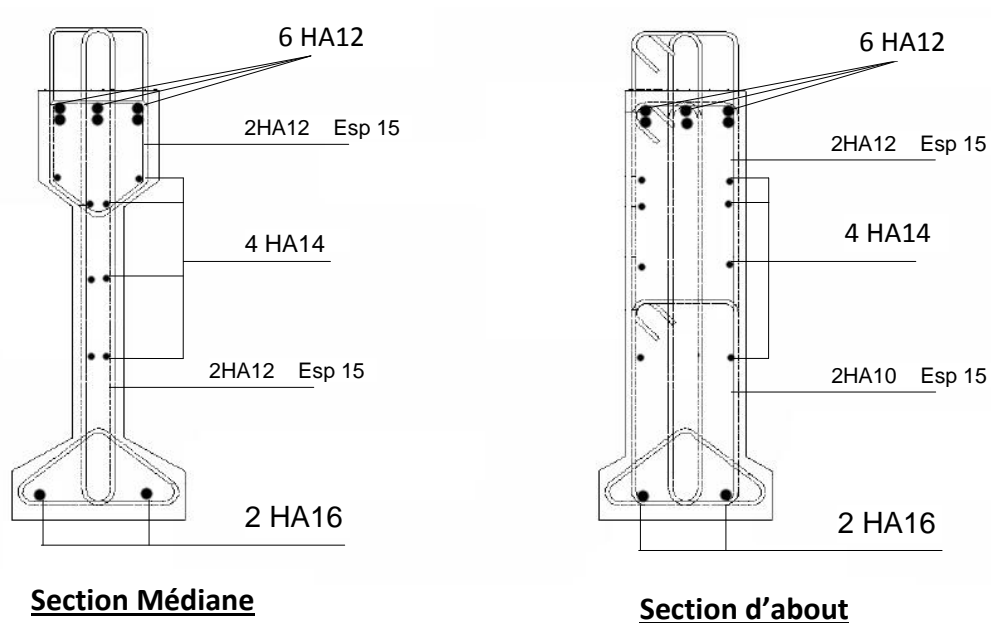


Figure N° : Schéma ferrailage de la poutre précontrainte

Contrainte (MPa)

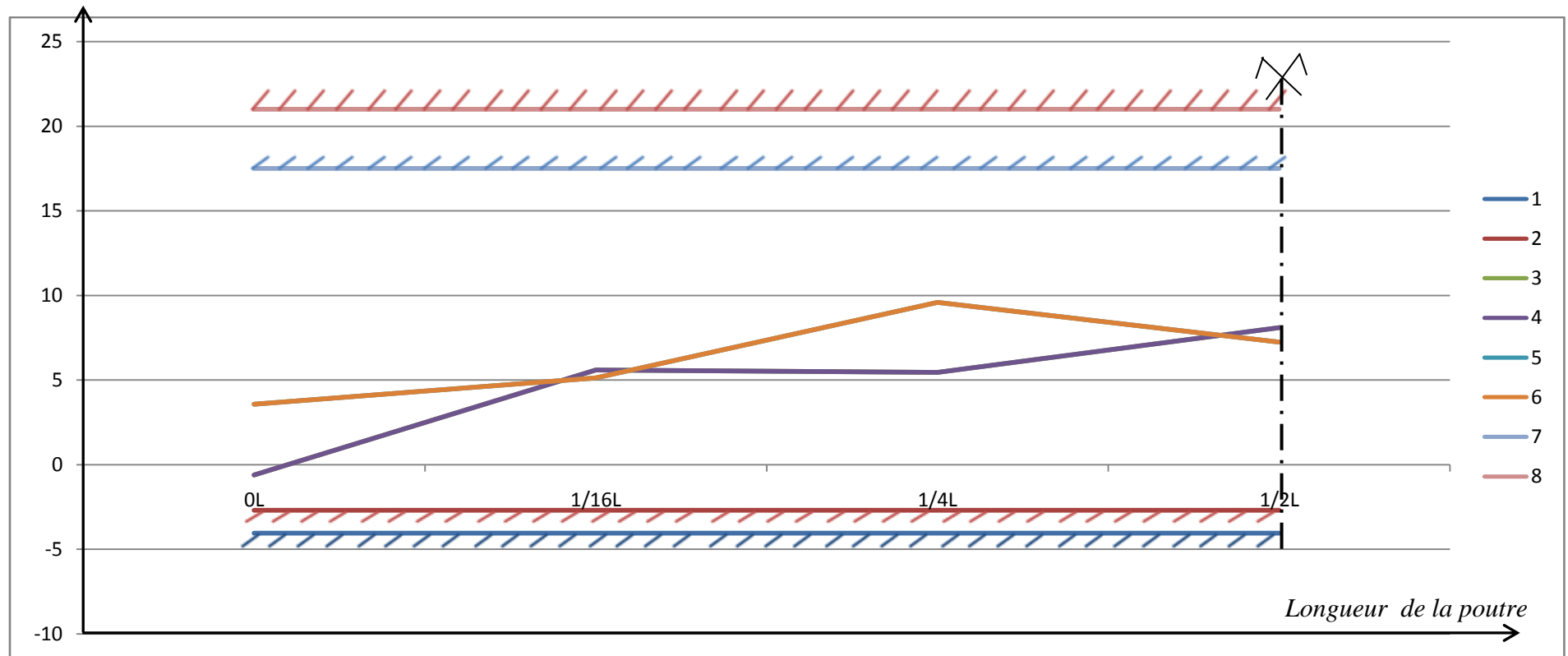


Figure N° 1: Fuseau de contrainte sur la section de la poutre (à vide)

LEGENDE :

- 1 Contrainte admissible de traction hors zone d'enrobage
- 2 Contrainte admissible de traction en zone d'enrobage
- 3 Fibre supérieure sous combinaison rare
- 4 Fibre supérieure sous combinaison permanente
- 5 Fibre inférieure hors zone d'enrobage
- 6 Fibre inférieure en zone d'enrobage
- 7 Contrainte admissible de compression sous combinaison permanente
- 8 Contrainte admissible de compression sous combinaison rare

Contrainte (MPa)

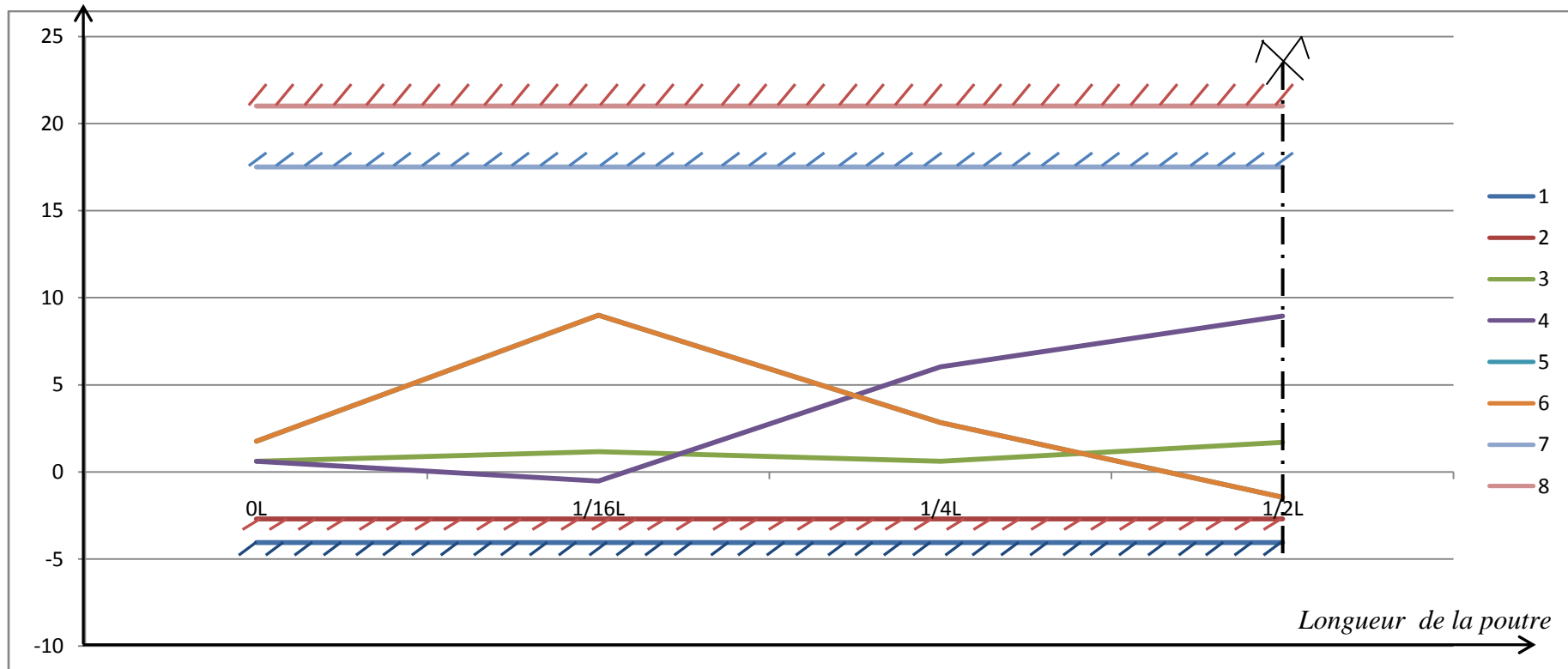


Figure N° 2: Fuseau de contrainte sur la section de la poutre (en service)

LEGENDE :

- 1 Contrainte admissible de traction hors zone d'enrobage
- 2 Contrainte admissible de traction en zone d'enrobage
- 3 Fibre supérieure sous combinaison rare
- 4 Fibre supérieure sous combinaison permanente
- 5 Fibre inférieure hors zone d'enrobage
- 6 Fibre inférieure en zone d'enrobage
- 7 Contrainte admissible de compression sous combinaison permanente
- 8 Contrainte admissible de compression sous combinaison rare

Chapitre VII

Calcul des déformations

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va calculer les déformations flèches, rotations d'appuis et déplacements.

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

2. Vérification de la flèche (A vide):

2.1. Flèche due au poids propre :

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 :

$$F_G = \frac{5 \cdot q_g \cdot L^4}{348 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

L : La portée = 29 m.

E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{instantané}}{3} = \frac{11000^3 \sqrt{f_{c28}}}{3}$$

$$E_v = 11993,91 \text{ Mpa}$$

L=29 m

I_G : Moment d'inertie (Poutre seul)

$$I_G = 0,05939584 \text{ m}^4 \text{ (Médiane)}$$

$$I_G = 0,06161655339 \text{ m}^4 \text{ (About)}$$

$q=0,87 \text{ t/ml}$

AN :

$$F_G = \frac{5.0,0087.29^4}{348.11993,91.0,05939584} = 0,1241 \text{ m} = 12,41 \text{ cm}$$

$$F_G = 12,41 \text{ cm}$$

2.2. Le contre flèche de précontrainte :

Le contre flèche sera égale à :

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M}{EI} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_{\frac{L}{2}}^L \frac{M}{EI} (l-x) dx$$

Généralement le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre .

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \cdot x}{EI} dx$$

Section	P (MN)	e (m)	M (MN.m)
0,0L	0,7398	-0,2779	0,2056
0,0625L	1,726	-0,3278	0,5658
0,25L	2,466	-0,3684	0,9085
0,5L	2,466	-0,3684	0,9085

A mi travée : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3.20.0,8428 = 2,466 \text{ MN}$

Intermédiaire : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3.14.0,8428 = 1,726 \text{ MN}$

A l'about : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3.6.0,8428 = 0,7398 \text{ MN}$

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \cdot x}{EI} dx$$

$$= -\frac{1}{2} \cdot \left(\int_0^{1,464} \frac{0,2056 \cdot x}{EI_{about}} dx + \int_{1,464}^{1,8125} \frac{0,2056 \cdot x}{EI} dx + \int_{1,8125}^{7,25} \frac{0,5658 \cdot x}{EI} dx \right. \\ \left. + \int_{7,25}^{14,5} \frac{0,9085 \cdot x}{EI} dx \right)$$

$$F_p = -\frac{1}{2} \left\{ \left[\frac{0,2056 \cdot x^2}{11993,91.0,06161654339} \right]_0^{1,446} + \left[\frac{0,2056 \cdot x^2}{11993,91.0,05939584} \right]_{1,446}^{1,8125} \right. \\ \left. + \left[\frac{0,5658 \cdot x^2}{11993,91.0,05939584} \right]_{1,8125}^{7,25} + \left[\frac{0,9085 \cdot x^2}{11993,91.0,05939584} \right]_{7,25}^{14,5} \right\} =$$

$$F_p = -\frac{1}{2} [(0.000596276 - 0) + (0.000948118 - 0.000618569) +$$

$$(0.127350305 - 0.007959394) + (0.727800354 - 0.181950088)]$$

$$F_p = -\frac{1}{2} [0.000596276 + 0.000329549 + 0.119390911 + 0.545850266] = -0.333083501$$

$$F_p = -33,30 \text{ cm}$$

2.3. Flèche de construction :

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction, elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - |F_g|) = \frac{3}{4} (|-33,30| - 12,41) = +15,66 \text{ cm}$$

$$F_c = +15,66 \text{ cm}$$

2.4. Flèche à vide :

$$F = F_p + F_c + F_g = -33,30 + 15,66 + 12,41 = -5,23 \text{ cm}$$

2.5. Vérification à la flèche admissible :

$$F = 5,23 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{29}{500} = 5,8 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée à vide}$$

3. Calculs des flèches (en service) :

3.1. Flèche due au poids propre :

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 :

$$F_G = \frac{5 \cdot q_g \cdot L^4}{348 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

L : La portée = 29 m.

E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{\text{instantané}}}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$$E_v = 11993,91 \text{ Mpa}$$

L=29 m

I_G : Moment d'inertie (Poutre + Hourdis)

$$I_G = 0,125983912 \text{ m}^4 \text{ (Médiane)}$$

$$I_G = 0,4604947202 \text{ m}^4 \text{ (About)}$$

$$q = 1,85 \text{ t/ml}$$

AN :

$$F_G = \frac{5.0,0185.29^4}{348.11993,91.0,125983912} = 0,1244 \text{ m} = 12,44 \text{ cm}$$

$$F_G = 12,44 \text{ cm}$$

3.2. Flèche due à la surcharge :

Cette flèche est donnée par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{5. q_g. L^4}{348. E_v. I_G}$$

Avec :

Q=0,45 t/ml

AN :

$$F_s = \frac{5.0,0045.29^4}{348.11993,91.0,125983912}$$

$$F_s = 3,02 \text{ cm}$$

3.3. Le contre flèche de précontrainte :

Le contre flèche sera égale à :

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M}{EI} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_{\frac{L}{2}}^L \frac{M}{EI} (l-x) dx$$

Généralement le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre .

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \cdot x}{EI} dx$$

Section	P (MN)	e (m)	M (MN.m)
0,0L	0,7398	-0,4998	0,37
0,0625L	1,726	-0,6104	1,054
0,25L	2,466	-0,6505	1,604
0,5L	2,466	-0,6505	1,604

A mi travée : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3 \cdot 20 \cdot 0,8428 = 2,466 \text{ MN}$

Intermédiaire : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3 \cdot 14 \cdot 0,8428 = 1,726 \text{ MN}$

A l'about : $p = P_0 \cdot n \cdot \frac{(100-15,72)}{100} = 146,3 \cdot 6 \cdot 0,8428 = 0,7398 \text{ MN}$

$$F_p = -\frac{1}{2} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \cdot x}{EI} dx$$

$$= -\frac{1}{2} \cdot \left(\int_0^{1,464} \frac{0,37 \cdot x}{EI_{about}} dx + \int_{1,464}^{1,8125} \frac{0,37 \cdot x}{EI} dx + \int_{1,8125}^{7,25} \frac{1,054 \cdot x}{EI} dx + \int_{7,25}^{14,5} \frac{1,604 \cdot x}{EI} dx \right)$$

$$F_p = - \left\{ \left[\frac{0,37 \cdot x^2}{11993,910,4604947202} \right]_0^{1,464} + \left[\frac{0,37 \cdot x^2}{11993,910,125983912} \right]_{1,464}^{1,8125} + \left[\frac{1,054 \cdot x^2}{11993,910,125983912} \right]_{1,8125}^{7,25} + \left[\frac{1,604 \cdot x^2}{11993,910,125983912} \right]_{7,25}^{14,5} \right\} =$$

$$F_p = -\frac{1}{2} [(0.000143581-0) + (0.000804418-0.000524817) +$$

$$(0.060040034-0.003752502) + (0.343125663-0.085781416)]$$

$$F_p = -\frac{1}{2} [0.000143581 + 0.000279601 + 0.056287532 + 0.257344247] = -0,1570 \text{ m}$$

$$F_p = -15,70 \text{ cm}$$

3.4. Flèche de construction :

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction, elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - |F_g|) = \frac{3}{4} (|-15,70| - 12,44) = +3,26 \text{ cm}$$

$$F_c = +3,26 \text{ cm}$$

3.5. Flèche en service :

✓ Flèche en service (à vide) :

$$F = F_p + F_c + F_g = -15,70 + 3,26 + 12,41 = -0,03 \text{ cm}$$

✓ Flèche en service(en charge) :

$$F = F_p + F_c + F_g + F_s = -15,70 + 3,26 + 12,41 + 3,02 = 2,99 \text{ cm}$$

3.6. Vérification à la flèche admissible :

$$F = 2,99 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{29}{500} = 5,8 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée en service}$$

4. Calcul des rotations(en service) :

4.1. Rotation due aux charges permanentes :

$$\theta_G = \frac{q_g \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{0,0185 \cdot 29^3}{24 \cdot 11993,91 \cdot 0,125983912} = 1,24 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\theta_G = 1,24 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

4.2. Rotation due aux surcharges :

$$\theta_s = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{0,0045 \cdot 29^3}{24 \cdot 11993,91 \cdot 0,125983912} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_s = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

4.3. Rotation due a la précontrainte :

$$\theta_p = -\frac{1}{E_v \cdot I_G} \int_0^L M dx$$

$$\theta_p = -\left[\frac{1}{11993,91.0,4604947202} \int_0^{1,464} 0,37 dx \right. \\ \left. + \frac{1}{11993,91.0,125983912} \left(\int_{1,464}^{1,8125} 0,37 dx + \int_{1,8125}^{7,25} 1,054 dx \right. \right. \\ \left. \left. + \int_{7,25}^{14,5} 1,604 dx \right) \right]$$

$$\theta_p = -(9.80748. 10^{-5} + 2.33464. 10^{-5} + 0.001037659 + 0.002105509) \\ = -3,26459. 10^{-3} rd$$

$$\theta_p = -3,26459. 10^{-3} rd$$

4.4. Rotation de la poutre:

✓ Rotation en service (à vide) :

$$\theta = \theta_p + \theta_G = -3,26459. 10^{-3} + 1,24. 10^{-2} = \mathbf{9,135. 10^{-3} rd}$$

✓ Rotation en service (en charge) :

$$\theta = \theta_p + \theta_G + = -3,26459. 10^{-3} + 1,24. 10^{-2} + 1,24. 10^{-2} = \mathbf{1,21. 10^{-2} rd}$$

5. Calcul des déplacements horizontaux :

5.1. Déplacement dû au retrait :

$$\delta_r = \epsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec

$$\epsilon_r : \text{retrait final du beton } (\epsilon_r = 2. 10^{-4})$$

AN :

$$\delta_r = 2. 10^{-4} \cdot \frac{29}{2} = 0,29 cm$$

Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \varepsilon_T \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{Action de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{Action de longue durée} \end{cases}$$

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \begin{cases} 4,35 \cdot 10^{-3} \text{ m} & \text{Action de courte durée} \\ 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} & \text{Action de longue durée} \end{cases}$$

5.2. Déplacement dû à la rotation d'appui :

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \cdot \frac{h_t}{2}$$

Avec :

$$h_t = 1,50 \text{ m}$$

$$\theta_{rot} = 1,21 \cdot 10^{-2}$$

AN :

$$\Delta h_{rot} = 1,21 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{1,50}{2} = 9,075 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta h_{rot} = 0,9075 \text{ cm}$$

5.3. Déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L \cdot \sigma'_m}{2 \cdot E_v}$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

Avec :

σ'_m : Contrainte de compression due à la précontrainte moyenne

σ'_A : Contrainte de compression due à la précontrainte à l'appui.

σ'_M : Contrainte de compression due à la précontrainte au milieu.

A mi- travée :

(Poutre seul) $\sigma_i = 7,93 \text{ MPa}$

(Poutre + hourdis) $\sigma_i = 4,92 \text{ MPa}$

A l'appui :

(Poutre seul) $\sigma_i = 1,65 \text{ MPa}$

(Poutre + hourdis) $\sigma_i = 1,16 \text{ MPa}$

AN :

$$\sigma'_m = \frac{4,92 + 1,16}{2} = 3,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{29,3,04}{2.11993,91} = 0,36 \text{ cm}$$

5.4. Bilan des déplacements :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu} + \Delta h_{rot}) + \Delta h_T$$

AN :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} (0,29 + 0,36 + 0,9075) + 0,375 = \mathbf{1,413 \text{ cm}}$$
 (Action de courte durée)

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} (0,29 + 0,36 + 0,9075) + 0,25 = \mathbf{1,288 \text{ cm}}$$
 (Action de longue durée)

6. Conclusion :

Les déformations (flèches, rotations d'appuis et déplacements) engendrées par la précontrainte de la section sont dans des limites admissibles.

Chapitre VIII

Calcul au séisme

1. INTRODUCTION :

L'étude au séisme doit se faire conformément au Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008 (RPOA, partie I : ponts).

2. Données sismologique :

La conception et la réalisation d'un projet devras tenir compte de la sismicité de la région et se référé a la réglementation approprié.

La site est classé en zone de moyenne sismicité pour le calcul dynamique de l'ouvrage il ya lieu de se référer au règlement parasismique Algérien (R.P.O.A 2008)

3. Critères de Classification :

- ✓ Zone sismique : moyenne Π_b
- ✓ Groupe de pont : (pont est d'importance moyene) groupe 3
- ✓ Coefficient d'accélération de zone A : $A= 0.20$
- ✓ Classification du site : (site meuble) catégorie S3

4. Méthode d'analyse :

On calcul le séisme dans les trois directions, et on détermine les combinaisons de l'action sismique par les déplacements engendrés.

- Séisme horizontal $\left\{ \begin{array}{l} \text{Séisme longitudinal.} \\ \text{Séisme transversal.} \end{array} \right.$
- Séisme vertical

4.1. la masse totale du tablier :

Pour le calcul des masses on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure. Pour les passerelles, il n'est pas nécessaire de rajouter les surcharges d'exploitation dans l'évaluation de la masse du tablier M_t (cf. au RPOA)

Données :

- Poids propre du tablier $P_{\text{tablier}} = 3,703 \text{ t/ml}$
- Longueur du tablier $L = 29\text{m}$
- Masse du tablier $M_t = 107387 \text{ Kg}$

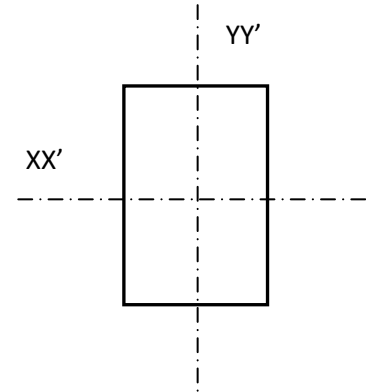
4.2. Calcul de la période fondamentale (T_f) :

4.2.1. Calcul de la raideur du système K :

La raideur K du système est la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme. Dans notre cas il s'agit bien de la raideur des deux culées de la passerelle.

$$K = \sum_{i=1}^2 K_i$$

$$K_i = \frac{3EI_{xG}}{h^3}$$



I_y : (Inertie de la pile dans le sens xx')

$$I_x = \frac{b(h)^3}{12} = \frac{2 \times 1^3}{12} = 0,1667m^4$$

$$K_c = \frac{3EI_{xG}}{h^3} = K_c = \frac{3 \cdot 3,2 \cdot 10^{10} \cdot 0,1667}{6,3^3} = 64000,76 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25} = 3,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$h = 6,3m$$

$$K_{culée} = 64000,76 \text{ KN/m}$$

On deux culées disposé en parallèle on aura :

$$K_{systeme} = 2K_C = 1,28 \cdot 10^5 \text{ KN/m}$$

4.2.2. Calcul de la période fondamentale :

La période fondamentale est donnée par la relation suivante :

$$T_f = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_f}{K}}$$

Avec :

M_f : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

$$M_f = M_t + 2\left(\frac{M_c}{2}\right)$$

$$M_c = \text{poids culé} + \text{poids murs} + \frac{1}{2} \text{poids escaliers}$$

AN :

$$M_c = 1.2 \cdot 6,3 \cdot 2,5) + 46,5 + 29,52 = 527,87 \text{ KN} = 52787 \text{ Kg}$$

$$M_f = 107387 + 2\left(\frac{52787}{2}\right) = 160174 \text{ Kg}$$

Donc :

$$T_f = 2.3,14 \cdot \sqrt{\frac{160174 \cdot 10^3}{1,28 \cdot 10^5 \cdot 10^6}} = 0,22 \text{ s}$$

$$T_f = 0,22 \text{ s}$$

4.3. Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

Le spectre de réponse élastique S_{ae} (m/s^2) pour les deux composante horizontale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par

$$S_{ae}^h(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ($9,81m/s^2$)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : est le Coefficient d'accélération de la zone

ξ : Taux d'amortissement .la valeur de taux d'amortissement est prise égale à 5% pour les piles en béton armé.

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

T1	0,2	s
T2	0,5	s
g	9,81	m/s²
S	1,2	/
A	0,2	/
ξ	5	/
η	1	/

Tableau N° 1: Valeur des paramètres décrivant le spectre de repense élastique

On est dans le cas ou $T_1 \leq T \leq T_2$ avec $T = 0,22$ s

Donc :

$$Sae^h(T, \xi) = 2,5\eta AgS$$

AN:

$$Sae^h(T, \xi) = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \cdot 1,2 = 5,89 \text{ m/s}^2$$

$$Sae^h(T, \xi) = 5,89 \text{ m/s}^2$$

4.4. Composante verticale du spectre de repense élastique :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% par :

$$Sae^v(T, \xi) = \begin{cases} aAg \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag a & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag a \left(\frac{T_2}{T} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta Ag a \left(\frac{3T_2}{T} \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (9,81m/s²)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : est le Coefficient d'accélération de la zone

ξ : taux d'amortissement .la valeur de taux d'amortissement est prise égale a 5% pour les piles en béton armé.

h : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

a : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité ($a=0,7$)

On est dans le cas ou $T_1 \leq T \leq T_2$ avec $T = 0,22s$

Donc :

$$Sae^v(T, \xi) = 2,5\eta Aga$$

AN:

$$Sae^v(T, \xi) = 2,5.1.0,7.0,2.9,81 = 3,34 \text{ m/s}^2$$

$$Sae^v(T, \xi) = 3,34 \text{ m/s}^2$$

4.5. Accélération de spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$Sad(T, \xi) = \begin{cases} 2,5\eta AgS & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

On est dans le cas ou $0 \leq T \leq T_2$ avec $T = 0,22s$

Donc :

$$S_{ad}(T, \xi) = 2,5\eta AgS$$

AN:

$$S_{ad}(T, \xi) = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 2,9 \cdot 81,1 \cdot 2 = 5,89 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ad}(T, \xi) = 5,89 \text{ m/s}^2$$

4.6. Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale) :

Les forces sismique statique équivalente sont dérivées des forces d'inerties correspondant a la période fondamentale naturel de la structure dans la direction considérée en utilisant l'ordonnée approprié de spectre de repense de calcul, là méthode comprend également des simplifications concernant la forme du premier mode et l'estimation de la période fondamentale.

4.7. Séisme longitudinale :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

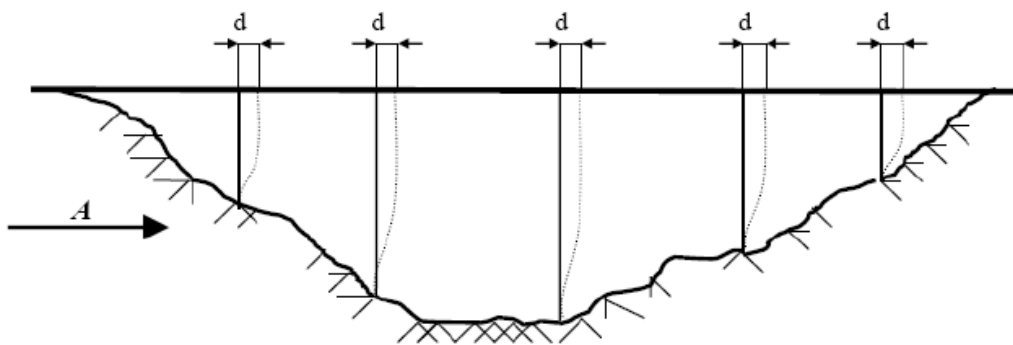


Figure N° 1 : Séisme longitudinale

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.S_a(T)$$

M : masse effective totale de la structure,

$S_a(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

$S_a(T) = S_{ae}(T)$, pour un calcul élastique ($q=1$).

La force horizontale qui se répartit sur chaque appui (i) sera donnée par :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \cdot F$$

Le déplacement d est donnée par : $d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a(T)$

AN :

$$d = \left(\frac{0,22}{2,3,14}\right)^2 \cdot 5,89 = 0,007 \text{ m}$$

$$\mathbf{d = 0,007 \text{ cm}}$$

$$F_{sismique} = 160174 \cdot 5,89 = 943,42 \text{ KN}$$

$$F_{sismique} = 943,42 \text{ KN}$$

Force sismique pour un seul appui : $F/2$

$$\mathbf{F_{appuis} = 471,72 \text{ KN}}$$

4.8. Séisme transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

Deux cas peuvent se présenter :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Modèle à tablier rigide : } \frac{L}{B} \leq 5 \\ \text{Modèle à tablier flexible : } \frac{L}{B} > 5 \end{array} \right.$$

Avec :

B : la largeur du tablier.

L : la longueur de tablier.

$$\left. \begin{array}{l} L = 29\text{m} \\ B = 2\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{L}{B} = \frac{29}{2} = 14,5 > 5$$

Donc : =====> Notre tablier est flexible.

4.8.1. Calcul de la raideur **K** du système dans le sens transversal :

$$K = \sum_{i=1}^2 K_i$$

$$K_i = \frac{3EI_{yG}}{h^3}$$

I_y : (Inertie de la pile dans le sens yy')

$$I_y = \frac{b(h)^3}{12} = \frac{1 \times 2^3}{12} = 0,67\text{m}^4$$

$$K_c = \frac{3EI_{yG}}{h^3} = K_c = \frac{3 \cdot 3,2 \cdot 10^{10} \cdot 0,67}{6,3^3} = 257231,64\text{kN/m}$$

Avec :

$$E = 3,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$h = 6,3\text{m}$$

$$K_{culée} = 257231,64\text{kN/m}$$

On deux culées disposé en parallèle on aura :

$$K_{systeme} = 2K_c = 514463,28\text{kN/m}$$

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum f_i \cdot u_i}}$$

Avec :

On considère chaque appuis supporte le poids de la demi travée qu'il l'entour de chaque coté donc on aura :

N° de la masse	Masse concentré mi(Kg)	Force agissant sur mi(KN)	Unité de déplacement u _i	u _i ² (10 ⁻⁶)	m _i ·u _i ²	F _i ·u _i
m₁	62189.16	610.07	0.0016	2.56	0.16	976.112
m₂	35795.66	351,15	0.003	9	0.32	1053.45
m₃	62189.16	610.07	0.0016	2.56	0.16	976.112
			totale		0.64	3005.674

Tableau N° 2: Valeurs des paramètres pour le calcul de la période

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum f_i \cdot u_i}}$$

A.N

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.64}{3005.674}}$$

$$T=0.07 \text{ s}$$

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i, qui ont pour expression :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{sa(T)}{g} \cdot u_i \cdot m_i$$

Ou :

- m_i est la masse concentrée au i-eme point nodale

- u_i : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.
- $s_a(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T
- T est la période du mode fondamentale de vibration pour la direction considérée

N° de la masse	$m_i \cdot u_i$	$s_a(T)$	F_i (KN)
m_1	99.50	3.34	332.33
m_2	107.38		358.64
m_3	99.50		332.33
somme \implies	306.38		

Tableau N° 3: calcul des forces horizontales nodales

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_i = \frac{u_i}{\sum m_i \cdot u_i} \cdot M \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot s_a(T)$$

N° de la masse	d_i (m)
m_1	0.00035
m_2	0.000065
m_3	0.00035

Tableau N°4 : calcul des déplacements horizontaux nodaux

4.9. Composantes verticale du séisme

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental Flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{s_a v(T)}{g} \cdot v_i \cdot m_i$$

Avec :

- m_i est la masse concentrée au i -eme point nodale
- v_i : est le déplacement vertical d' i -eme point nodale déterminé approximativement par la forme de premier mode.
- $Sae^v(T, \xi)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale

N° de la masse	Masse concentré m_i (Kg)	Force agissant sur m_i (KN)	Unité de déplacement v_i	v_i^2	$m_i \cdot u_i^2$	$F_i \cdot u_i$
m_1	62189.16	610.07	0.021	$4,41 \cdot 10^{-4}$	274,25	12811.47
m_2	35795.66	351,15	0.036	$1,296 \cdot 10^{-3}$	463.91	12641.4
m_3	62189.16	610.07	0.021	$4,41 \cdot 10^{-4}$	274,25	12811.47
				Totale	1012.41	38264.34

- T est la période du mode fondamentale de vibration pour la direction considérée

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum f_i \cdot u_i}}$$

AN :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1012.41}{38264.34}} = 1,02s$$

Pour le calcul de la composante verticale du spectre de repense élastique on utilise la formule suivante ($T_2 \leq T \leq 3s$):

$$Sae^v(T, \xi) = 2,5\eta A g a\left(\frac{T_2}{T}\right) \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s$$

AN :

$$Sae^v(T, \xi) = 1,6 m/s^2$$

Le période fondamental T (s)	1,02
------------------------------	------

Coefficient a	0,7
Le spectre de repense $Sa(T)$ [m/s^2]	1,6

Tableau N° 5 : Calcul du spectre de réponse élastique

4.9.1. Calcul des forces verticales nodales :

N° de la masse	$m_i \cdot v_i$	$sa(T)$	Fi (KN)
Masse m_1	1305,97	1,6	8.07
Masse m_2	1288,64		7.96
Masse m_3	1305,97		8.07

5. Vérification des appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont choisis en fonction de l'effort vertical et horizontal à transmettre, ils sont fournis sur catalogue, donc on doit s'assurer que les efforts sous combinaison sont dans le domaine d'emploi de l'appareil.

6. Conclusion :

Les efforts dus au séisme sont la base de dimensionnement de plusieurs éléments pour notre ouvrage tels (appareils d'appui, culée).

Chapitre IX

Etude de La culée

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nos calculs se feront suivant les recommandations dictées par les règlements en vigueur qui sont le B.A.E.L91 et le DTR .La culée subit deux types de sollicitations:

- ✓ **Sous combinaison fondamentale**, la culée n'est soumise qu'aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. La culée travaillera dans ce cas en compression simple. Néanmoins, il serait nécessaire de au flambement.
- ✓ **Sous combinaison accidentelle due au séisme**, la culée sera soumise en plus des charges permanentes et surcharges d'exploitation au séisme. Dans ce cas de figure, la culée travaillera en flexion composée.

2. pré dimensionnement de la culée :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{G + Q}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir des efforts dues au poids propre des escaliers et des surcharges.

$$A \text{ ELS} : N_s = P_{\text{tablier}} + R_B + P_{\text{murs}}$$

Avec :

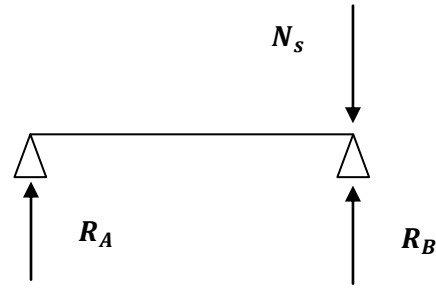
$$R_B : \text{Réaction d'appuis de l'escalier (ELS)} \quad R_B = 29,52 \text{ KN}$$

$$P_{\text{tablier}} = 1334,87 \text{ KN}$$

$$P_{\text{murs}} = 46,5 \text{ KN}$$

AN :

$$N_s = 29,52 + 1334,87 + 46,5 = 1410,89 \text{ KN}$$



Donc :

Figure N° 1 : Schéma des réactions d'appuis à ELS

$$A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \implies A_p \geq \frac{1,41089}{15} = 0,09 \text{ m}^2$$

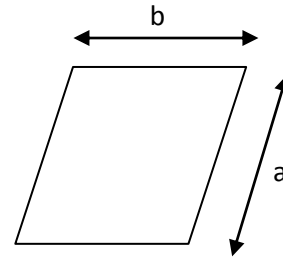
$$A_p \geq 0,09 \text{ m}^2$$

On prend une section de (100x200)cm²

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_p = 2 \text{ m}^2$$



3. Calcul a l' ELU :

3.1. Sous combinaison fondamentale :

3.1.1. Surcharges d'exploitation :

$$Q = 9 \text{ KN/ml (tablier)}$$

$$Q = 4,5 \text{ KN/ml (poutre)}$$

3.1.2. Charges permanentes :

$$G = 37,03 \text{ KN/ml (poids du tablier)}$$

3.1.3. Calcul de l'effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \cdot 37,03 + 1,5 \cdot 9) \cdot 29 = 1841,22 \text{ KN}$$

3.1.4. Longueur de flambement :

La longueur de flambement est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 du poteau et de ses liaisons effectives. Dans notre cas c'est un poteau encastré d'un côté et libre de l'autre.

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 12,6 \text{ m}$$

3.1.5. Rayon de giration :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

L'inertie de la section rectangulaire est donnée par la formule suivante

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

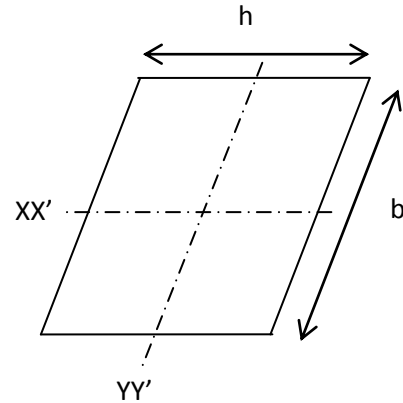
$$\text{Selon } XX' : I_{xx'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2.1^3}{12} = 0,116 \text{ m}^4$$

$$\text{Selon } YY' : I_{yy'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.2^3}{12} = 0,66 \text{ m}^4$$

Donc : $I_{min} = I_{xx'}$

AN :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{0,116}{2}} = 0,29 \text{ m}$$



3.1.6. Enlacement:

L'élancement noté λ est donné par l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau ;

AN :

$$\lambda = \frac{12,6}{0,29} = 43,44$$

• Calcul du coefficient α :

α : Coefficient fonction de l'élancement dont l'expression est donné comme suit :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots(\text{cas ou } \lambda < 50)$$

AN :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{43,44}{35}\right)^2} = 0,64$$

$$\alpha = 0,64$$

- Calcul de la section réduite B_r :

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a-2).(b-2)$$

AN :

$$B_r = (100-2).(200-2) = 1,94 \text{ m}^2$$

$$B_r = 1,94 \text{ m}^2$$

4. Calcul de section d'acier :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,20 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jours .

L'expression de la section d'armatures longitudinales est la suivante :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

AN :

$$A = \left[\frac{1841,22}{0,55} - \frac{1,94 \cdot 10^6 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1,15}{400 \cdot 10^6} = - 0,103 \text{ m}^2$$

Donc : Les armatures ne sont pas nécessaires dans notre cas.

4.1. Sous combinaison accidentelle due au séisme :

Avec :

- L'effort de compression $N_u = 1841,22 \text{ KN}$
- Moment du au séisme : $M_u(E) = F \cdot h = 471,72 \cdot 6,3 = 2971,836 \text{ KN.m}$

4.2. Calcul des armatures :

On utilise le logiciel SOCOTEC (calcul des armatures en flexion composée) ; les résultats sont comme suit :

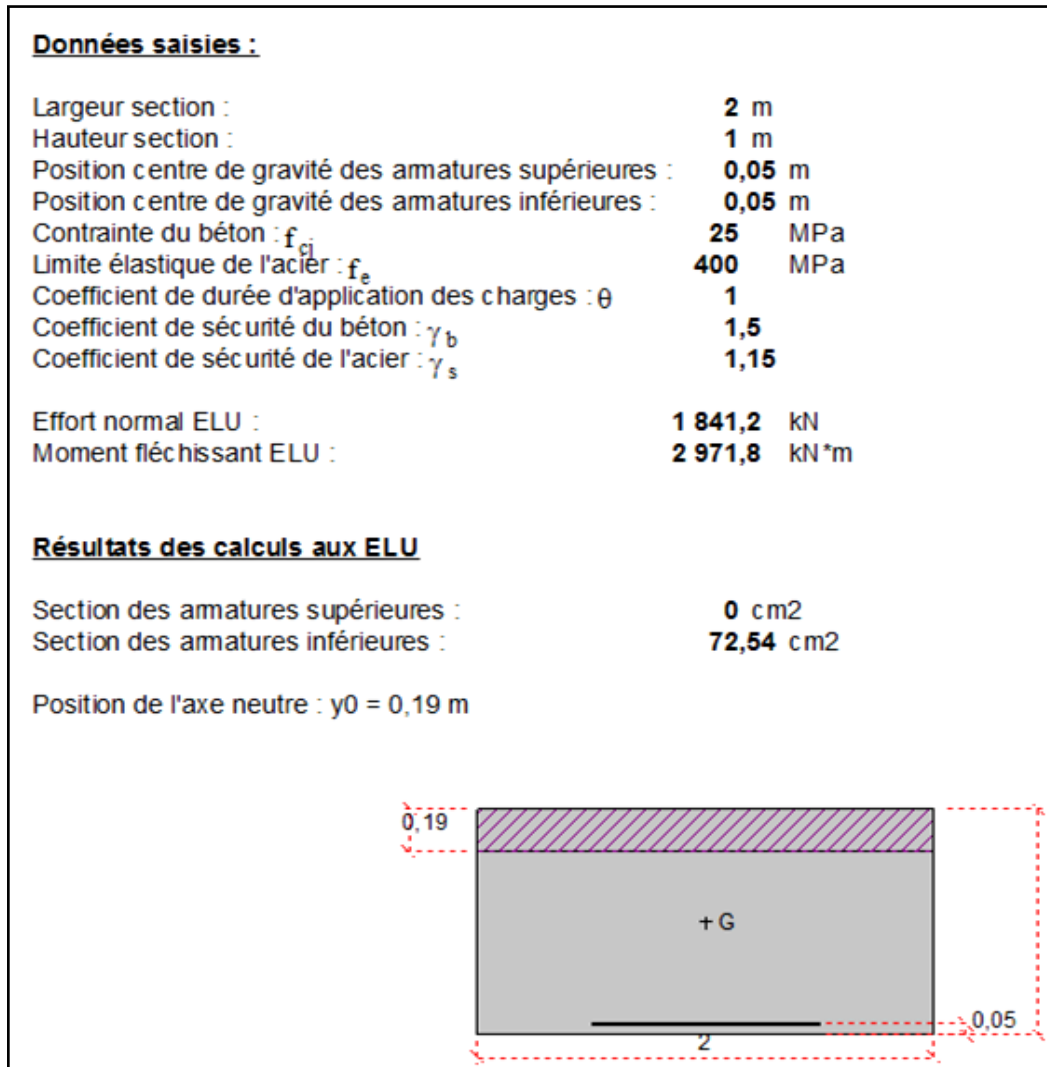


Figure N° 2 : section d'acier de la culée

Donc :

$$A_{st} = 72,54 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la section minimale avec le RPOA :**

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA(art 7.2.1) soit :

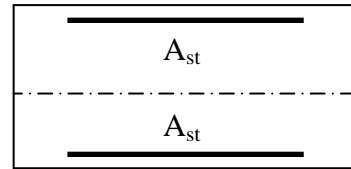
Armatures minimales en zone II_b :

$$A_L(\min) = 0,5\% \cdot S \leq A_L \leq 3\% \cdot S \implies \frac{0,5}{100} \cdot 200 \cdot 100 \leq A_L$$

$$A_L(\min) = 100 \text{ cm}^2$$

4.3. Ferrailage de la culée :

$A_{st} = 72,54 \text{ cm}^2$ soit 18 HA25 (espacement 15cm de part et d'autre)



$$A_t = \frac{A_{st}(total)}{3} = \frac{186,6}{3} = 63 \text{ cm}^2 \text{ on prend des cadre de HA10 avec un espacement de 15cm}$$

5. Conclusion :

- Armature longitudinale : 7 HA25/ml (espacement de 15 cm)
- Armature transversale :
 - ⎧ Armature du pourtour : Un cadre de HA10 (espacement de 15 cm)
 - ⎧ Armature de forme : Un cadre de HA8/m² de section (espacement de 15 cm)

Schéma ferrailage culée :

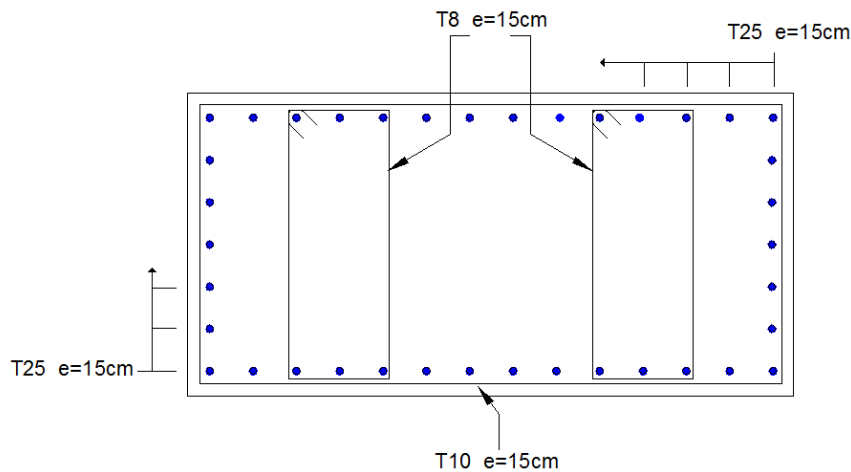


Figure N°3 : Ferrailage de la culée

Chapitre X

Etude des fondations

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons étudier l'infrastructure de la passerelle et nous allons dimensionnés les fondations.

2. Fondations des culées :

La largeur de la fondation est donnée par la formule suivante :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}} \text{ Avec } \sigma_{sol}=1\text{bars} = 100\text{KN/m}^2$$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{200}{100} = 2$$

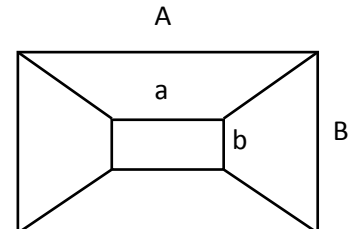
$$N_{ser} =$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1058,45}{2.100}} = 230 \text{ cm}$$

Nous adoptons une largeur B=500 cm

Donc on aura A = 600 cm

Notre semelle est de dimension A.B =600.500 (cm²)



2.1. Calcule de hauteur de la semelle :

La hauteur est calculée avec la formule suivante

$$(H_t - d') \geq \text{Max}\left(\frac{A - B}{4}; \frac{B - a}{4}\right)$$

Avec :

H_t : Hauteur de la semelle B : largeur de la semelle

d' : Enrobage des aciers a : largeur de la culée

A : longueur de la semelle b : longueur de la culée

AN :

$$(H_t - d') \geq \text{Max}\left(\frac{600-100}{4}; \frac{500-200}{4}\right) \implies (H_t - d') \geq \text{Max}(125; 75)$$

$$(H_t - d') \geq 125\text{cm} \implies H_t \geq 125 + d' \implies H_t \geq 128 \text{ cm}$$

On prend $H_t = 160\text{cm}$

Notre semelle est donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 600 \text{ cm} \\ B = 500 \text{ cm} \\ H_t = 160 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2.2. Calcul des forces :

- ✓ Effort normale de compression transmise par le tablier à (E.L.U)

$$P_{\text{tablier}} = 920,61 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de la semelle a (E.L.U) :

$$\begin{aligned} P_{\text{semelle}} &= (A \cdot B \cdot H_t \cdot \gamma_b) \cdot 1,35 \\ &= (6.5.1.6.25) \cdot 1,35 = 1620 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_{\text{semelle}} = 1620 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de la culée à (E.L.U) :

$$P_{\text{culée}} = 425,25 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de l'escalier à (E.L.U) :

$$P_{\text{escaliers}} = 41,47 \text{ KN}$$

- ✓ Poids de l'escalier à (E.L.U) :

$$P_{\text{murs}} = 62,77 \text{ KN}$$

- ✓ L'effort normal de compression N_u :

$$N_u = P_{\text{total}} = 3070,1 \text{ KN}$$

- ✓ Force horizontale sismique (pour chaque culée) :

$$F_{\text{sis}} = 471,72 \text{ KN}$$

2.3. Vérifications :

2.3.1. Au renversement :

Le moment de renversement causé par le séisme doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte

- ✓ Poids totale équivalent
- ✓ Poids de la fondation

Pour la vérification on prend $\frac{M_s}{M_R} > 1,5$

Avec :

M_{st} : Moment stabilisant

M_R : Moment renversant

Donc :

$$M_{st} = N_u \cdot L$$

Avec :

On suppose que l'effort soit appliqué au milieu de la fondation, on prend : $L=3m$

$$M_{st} = 3070,1 \cdot 3 = 9210,3 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{st} = 9210,3 \text{ KN.m}$$

$$M_R = (F_{sismique}) \cdot \text{bras de levier}$$

Avec :

$$M_R = M_{sismique} = 471,72 \cdot (6.3+1,6) = 3679,41 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 3679,41 \text{ KN.m}$$

Donc

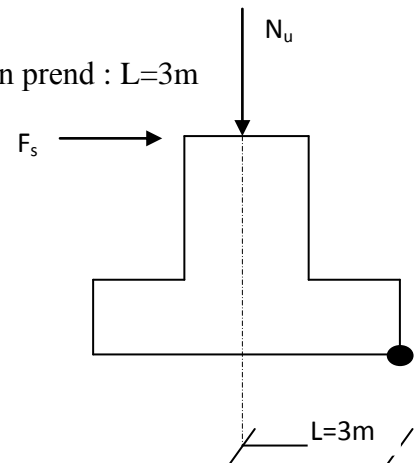
$$\frac{9210,3}{3679,41} = 2,50 > 1,5 \implies \text{(condition vérifiée)}$$

Donc la culée est stable au renversement

2.3.2. Glissement :

Il s'agit de vérifier la contrainte de glissement à la base de la semelle ramenée par les différentes sollicitations :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{tg\varphi}{1,5} + \frac{C.A}{1,2}$$



Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi : \text{L'angle de frottement } \varphi = 30^\circ \\ H : \text{effort horizontale (sismique)} \\ V : \text{efforts verticale maximal} \\ C : \text{cohésion du sol} \end{array} \right.$$

Notre sol de fondation est alluvionnaire (c=0)

AN :

$$\frac{471,72}{3070,1} \leq \frac{tg30^\circ}{1,5} \implies 0,153 \leq 0,38 \implies \text{(le glissement est vérifié)}$$

2.4. Calcul des armatures :

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{s} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A}\right) ; e_0 = \frac{M}{N_u} = \frac{471,72 \cdot 6,3}{2968,85} = \frac{2971,83}{3070,1} = 0,96 \text{ m}$$

AN :

$$\sigma_{max} = \frac{3070,1}{30} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,96}{6}\right)$$

$$\sigma_{max} = 201,39 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{s} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{A}\right)$$

AN :

$$\sigma_{max} = \frac{3070,1}{30} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,96}{6}\right)$$

$$\sigma_{max} = 4,09 \text{ KN/m}^2$$

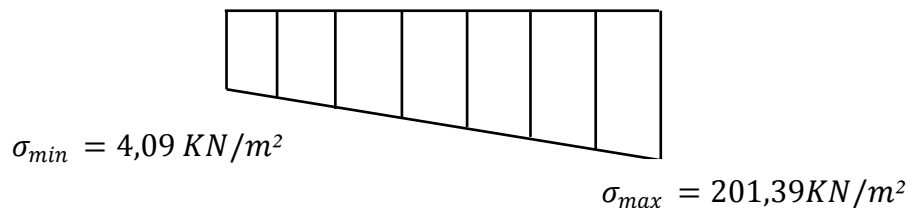


Figure N° 1 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3.201,39 + 4,09}{4} = 152,06 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de l'effort de compression fictif :

$$N'_u = \sigma_{moyenne} \cdot S$$

AN :

$$N'_u = 152,06 \cdot 30 = 4561,8 \text{ KN}$$

$$N'_u = 4561,8 \text{ KN}$$

Ferraillage :

La semelle sera ferrailée avec l'effort normal Max

On utilise la méthode des bielles, les armatures sont données par les formules suivantes :

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

H : hauteur utile ($h = h_s - d'$)

d' : enrobage

- Armatures parallèle à la largeur de la semelle :

$$A_t = \frac{N'(A - b)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

AN :

$$A_{t//B} = \frac{4561,8(5 - 1) \cdot 10}{8 \cdot (1,5 - 0,03) \cdot 348} = 41,74 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à la longueur de la semelle :

$$A_t = \frac{N'(B - a)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

AN :

$$A_{t//A} = \frac{4561,8(6 - 1) \cdot 10}{8 \cdot (1,6 - 0,03) \cdot 348} = 52,19 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section minimale avec le RPOA :

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA(art 7.6.1.1) soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armature de traction : } A_t(\text{min}) = 0,25\% \cdot S \leq A_s \leq 1,5\% \cdot S \quad ; \\ \text{Armature de compression : } A_c(\text{min}) = 0,10\% \cdot S \leq A_s \quad ; \quad (S: \text{section de béton}) \end{array} \right.$$

Donc :

Coté //A :

$$A_t(\text{min}) : 0,25\% \cdot S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} \cdot 600.160 \leq A_t \implies 240 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

soit 7 HA32/ml (espacement 15cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} \cdot 600.160 \leq A_c \implies 96 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA20/ml (espacement 15cm)

Coté //B :

$$A_t(\text{min}) : 0,25\% \cdot S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} \cdot 500.160 \leq A_t \implies 200 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 7 HA32/ml (espacement 15 cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} \cdot 500.150 \leq A_c \implies 80 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA20/ml (espacement 15cm)

2.5. Conclusion :

Coté //A :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = \mathbf{7 HA32/ml} \text{ (espacement 15cm)} \\ A_c = \mathbf{7 HA20/ml} \text{ (espacement 15cm)} \end{array} \right.$$

Coté //A :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = \mathbf{7 HA32/ml} \text{ (espacement 15 cm)} \\ A_c = \mathbf{7 HA20/ml} \text{ (espacement 15cm)} \end{array} \right.$$

Schéma ferrailage:

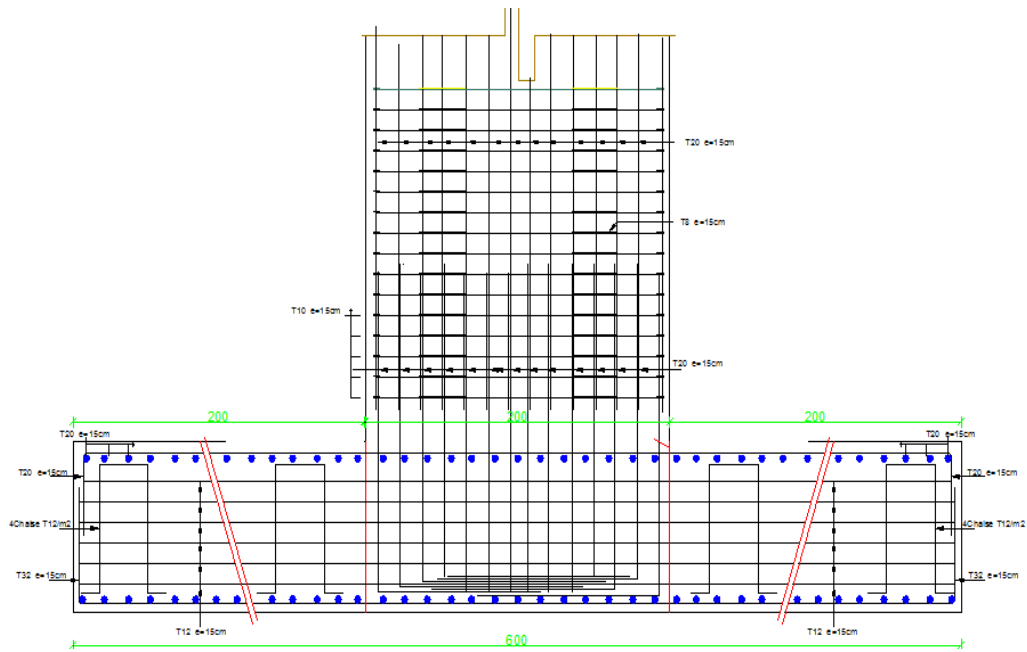


Figure N° 2 : Ferrailage fondation des culées coté //A

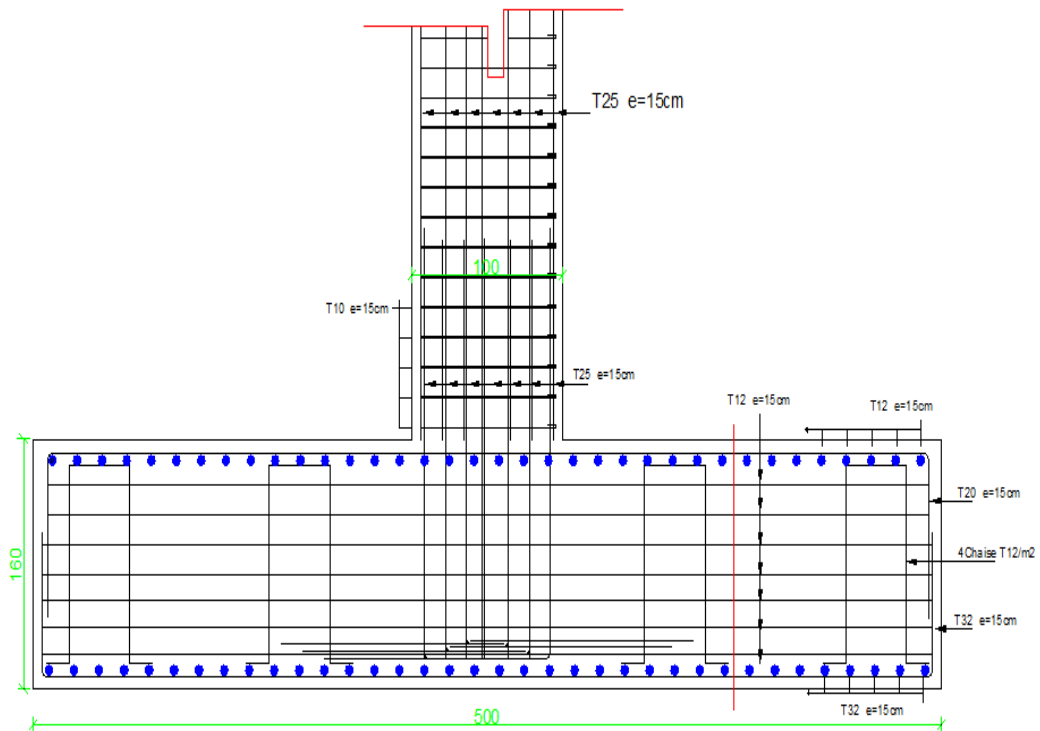


Figure N° 3 : Ferrailage fondation des culées coté //B

3. Fondations des appuis d'escaliers :

La largeur de la fondation est donnée par la formule suivante :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{sol} = 1 \text{ bars} = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{40}{200} = 0,2$$

$$N_{ser} = 29,52.2 = 59,04 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{ (Pour un seul appui)}$$

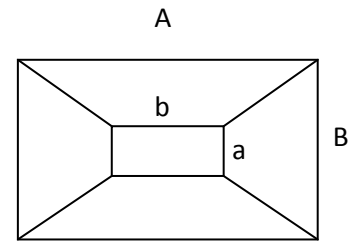
AN :

$$B \geq \sqrt{\frac{59,04}{0,2.100}} = 172 \text{ cm}$$

Nous adoptons une largeur B=200 cm

Donc on aura A = 300cm

Notre semelle est de dimension A.B =300x200 (cm²)



3.1. Calcule de hauteur de la semelle :

La hauteur est calculée avec la formule suivante

$$(H_t - d') \geq \text{Max}\left(\frac{A - b}{4}; \frac{B - a}{4}\right)$$

Avec :

H_t : Hauteur de la semelle B : largeur de la semelle

d' : Enrobage des aciers a : largeur de la culée

A : longueur de la semelle b : longueur de la culée

AN :

$$(H_t - d') \geq \text{Max}\left(\frac{300 - 40}{4}; \frac{200 - 200}{4}\right)$$

$$(H_t - d') \geq \text{Max}(65; 0)$$

$$(H_t - d') \geq 65 \text{ cm} \implies H_t \geq 65 + d' \implies H_t \geq 68 \text{ cm}$$

On prend $H_t = 70 \text{ cm}$

Notre semelle est donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 300\text{cm} \\ B = 200\text{cm} \\ H_t = 70\text{cm} \end{array} \right.$$

3.2. Calcul des forces :

3.2.1. Effort normale de compression transmise par les escaliers à (E.L.U)

$$P_{\text{escaliers}} = 2 \cdot R_A = 41,47.2 = 82,94 \text{ KN}$$

✓ Poids de la semelle à (E.L.U) :

$$P_{\text{semelle}} = (A \cdot B \cdot H_t \cdot \gamma_b) \cdot 1,35$$

AN :

$$P_{\text{semelle}} = (3.2.0,7.25) \cdot 1,35 = 141,75 \text{ KN}$$

$$P_{\text{semelle}} = 141,75 \text{ KN}$$

✓ Poids de l'appui à (E.L.U) :

$$P_{\text{appui}} = (a \cdot b \cdot H_t \cdot \gamma_b) \cdot 1,35$$

AN :

$$P_{\text{appui}} = [(0,4.2.5,34.25)] \cdot 1,35 = 144,18 \text{ KN}$$

$$P_{\text{appui}} = 144,18 \text{ KN}$$

Donc :

L'effort normal de compression N_u revenant à l'appui est :

$$N_u = P_{\text{appui}} + P_{\text{semelle}} + P_{\text{escaliers}} = 144,18 + 141,75 + 82,94 = 368,87 \text{ KN}$$

✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0 \quad \text{avec} \quad M = 0 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{368,87}{2,3} (1 + 0)$$

$$\sigma_{max} = 61,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{A}\right)$$

AN :

$$\sigma_{max} = \frac{368,87}{2,3} (1 - 0)$$

$$\sigma_{max} = 61,48 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{min} = 61,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 61,48 \text{ KN/m}^2$$

Figure N° 4 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 61,48 + 61,48}{4} = 61,48 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul de l'effort de compression fictif :

$$N'_u = \sigma_{moyenne} \cdot S$$

AN :

$$N'_u = 61,48 \cdot 6 = 368,87 \text{ KN}$$

$$N'_u = 368,87 \text{ KN}$$

3.3. Ferrailage de la fondation:

La semelle sera ferrillée avec l'effort normal Max

On utilise la méthode des bielles, les armatures sont données par les formules suivantes :

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

h : hauteur utile ($h = h_s - d'$)

d' : enrobage

- Armatures parallèle à la largeur de la semelle :

$$A_t = \frac{N'(B - a)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

AN :

$$A_{t//A} = \frac{368,87(3 - 1) \cdot 10}{8 \cdot (0,7 - 0,03) \cdot 348} = 3,96 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à la longueur de la semelle :

$$A_t = \frac{N'(A - b)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

AN :

$$A_{t//B} = \frac{368,87 (2 - 0,4) \cdot 10}{8 \cdot (0,7 - 0,03) \cdot 348} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section minimale avec le RPOA :

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA(art 7.6.1.1) soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armature de traction : } A_t(\text{min}) = 0,25\% \cdot S \leq A_s \leq 1,5\% \cdot S \quad ; \\ \text{Armature de compression : } A_c(\text{min}) = 0,10\% \cdot S \leq A_s \quad ; \quad (S: \text{section de béton}) \end{array} \right.$$

Donc :

Coté //A :

$$A_t(\text{min}) : 0,25\% \cdot S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} \cdot 300 \cdot 70 \leq A_t \implies 52,5 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 7 HA20/ml (espacement 15cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} \cdot 300 \cdot 70 \leq A_c \implies 21 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA14/ml (espacement 15cm)

Coté //B :

$$A_t(\text{min}) : 0,25\% \cdot S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} \cdot 200 \cdot 70 \leq A_t \implies 35 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 7 HA16/ml (espacement 15cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} \cdot 200 \cdot 70 \leq A_c \implies 14 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA12/ml (espacement 20cm)

3.4. Conclusion :

Coté //A :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 7 \text{ HA20/ml (espacement 15cm)} \\ A_c = 7 \text{ HA14/ml (espacement 15cm)} \end{array} \right.$$

Coté //A :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 7 \text{ HA16/ml (espacement 15 cm)} \\ A_c = 7 \text{ HA12/ml (espacement 15cm)} \end{array} \right.$$

Schéma ferrailage:

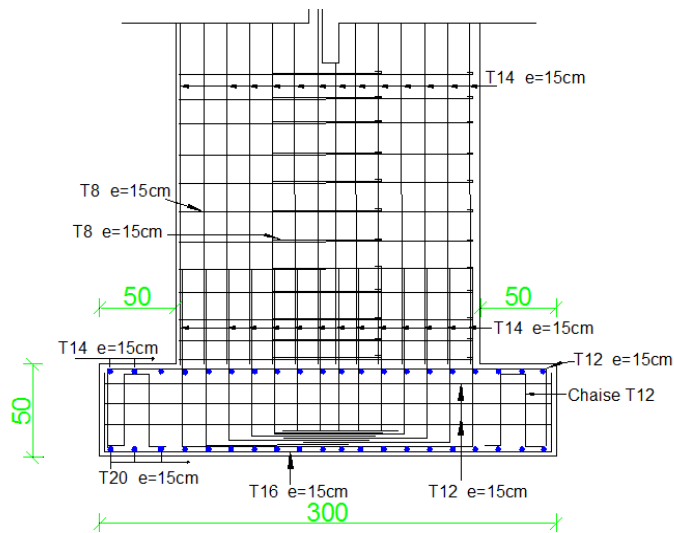


Figure N° 5: Ferrailage appuis coté //A

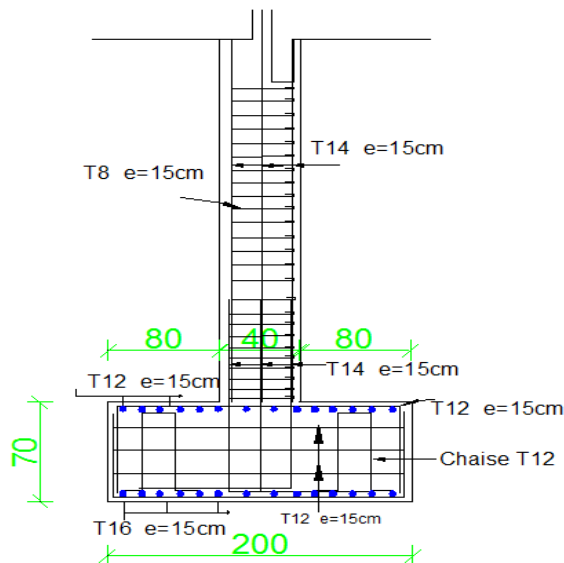


Figure N° 6: Ferrailage appuis coté //B

Chapitre XI

Etude au vent et à l'impact

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons vérifier notre passerelle vis-à-vis du vent et aux impacts des véhicules.

2. Etude au vent

2.1. Définition :

D'après le DTR, charges et surcharges des ouvrages d'art, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service; Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau de la justification pour les ouvrages pouvant présenter un risque de rupture d'équilibre statique du fait de leur légèreté (comme pour le cas des passerelles), il convient de prendre en compte les effets du soulèvement. Le vent développe une pression appliquée normalement à l'axe longitudinal sur toute surface de la structure.

Dans le cas général, pour le calcul des efforts liés au vent, il y a lieu de déterminer les surfaces soumises à la pression du vent en fonction du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage.

L'action du vent calculée sur cette base doit ensuite être répartie sur cette longueur conformément à la répartition réelle de l'épaisseur sur cette longueur.

2.2. Charges dus vent sur le tablier :

2.2.1. Composante verticale :

La composante verticale du vent agissante sur le tablier égale a :

$$F_v = P \cdot S_h$$

Avec :

P : intensité du vent vaut 2kN/m²

S_h : surface horizontale en contact avec le vent

S_h=L. l

Avec :

L ; longueur de la passerelle L =29m

l : largeur de tablier l=2m

Donc :

$$S=29.2=58\text{m}^2$$

On aura alors :

$$F_v=58.2=116\text{kN}$$

$$F_v =116\text{KNal}$$

2.2.2. Composante horizontale :

La composante de la force du vent dans la direction parallèle a celle-ci s'exprime par la relation suivante

$$F_h=P.S_v$$

Avec :

P : intensité du vent vaut 2kN/ m²

S_v : surface verticale en contact avec le vent

$$S_v=L.e_t \text{ avec}$$

L : longueur de la passerelle L =29m

e_t : Hauteur de tablier (e_t=1.5m)

Donc :

$$S_v =29 \times 1.5=43.5\text{m}^2$$

Alor On aura :

$$F_h=43.5.2=87\text{kN}$$

$$F_h=87\text{kN}$$

2.3. vérifications au vent:

2.3.1. *Au soulèvement :*

On calcule le rapport suivant :

$$\frac{\text{poids propre de tablier}}{\text{force verticale du vent}}$$

A.N

$$\frac{1073.87}{116} = 9,25$$

Donc

Il y'a stabilité de la passerelle au soulèvement au vent vertical

2.3.2. *A l'effondrement :*

On calcule le rapport suivant :

$$\frac{\text{poids propre de tablier}}{\text{force horizontale du vent}}$$

A.N

$$\frac{1073.87}{87} = 12,34$$

Donc :

Il y'a stabilité de la passerelle à l'effondrement au vent latérale.

3. Forces d'impact sur la passerelle :

D'après le DTR, charges et surcharges des ouvrages d'art, les charges d'impact sur les tabliers de pont et autres éléments structuraux au-dessus des routes peuvent varier considérablement en fonction de paramètres structuraux et non structuraux d'une part, ainsi que de leurs conditions d'application d'autre part. La possibilité de collision de véhicules présentant une hauteur exceptionnelle ou prohibée, ainsi que celle d'une grue pivotant vers le haut lors du passage d'un véhicule, peut devoir être envisagée. Des mesures de prévention ou

de protection peuvent être introduites en alternative à un dimensionnement vis-à-vis des forces d'impact elles sont de 500 KN sur les autoroutes comme c'est le cas pour notre projet.

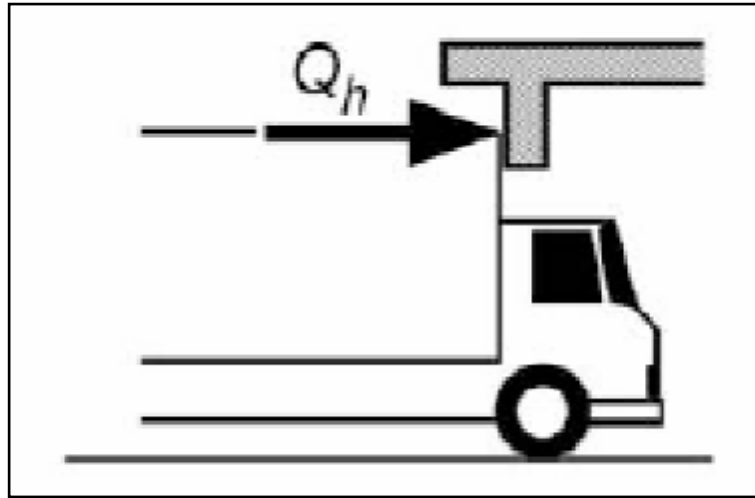


Figure N° 1 : Choc de véhicule contre la passerelle

3.1. Vérification de risque d'effondrement :

On calcule le rapport μ :

$$\mu = \frac{P_t}{F}$$

Avec :

P_t : Poids total du tablier

F : force d'impact accidentel

A.N

$$\mu = \frac{1073,87}{500} = 2,14$$

ya pas de risque d'effondrement sous la force d'impact accidentelle

4. Conclusion :

Notre passerelle est vérifiée vis-à-vis du vent ainsi qu'aux chocs des véhicules.

Chapitre XII

Etude du comportement vibratoire de la passerelle lors du passage des piétons

1. INTRODUCTION :

Les passerelles sont mises en vibration par le passage des piétons. Quand le rythme de la marche concorde avec une fréquence propre de l'ouvrage, ce dernier entre en résonance, les oscillations s'amplifient et peuvent atteindre des niveaux importants. Ceci n'entraîne généralement pas de sollicitations excessives dans la structure mais, dans certains cas, l'utilisateur ressent un inconfort qui se manifeste par une perte de confiance dans la résistance de la passerelle.

2. Le principe des vérifications :

Consiste alors à :

- ✓ évaluer l'accélération verticale supportée par un piéton et
- ✓ à la comparer à une accélération critique traduisant le critère de confort.

2.1. Critères de confort :

Pour être utilisé par l'ingénieur, le confort doit être interprété à partir d'une grandeur physique. Pour les structures et le type d'actions étudiées, c'est l'accélération qui semble la plus représentative. Le critère de confort est alors représenté par une accélération critique a_{crit} qu'il convient de ne pas dépasser et qui constitue le seuil d'inconfort. Plusieurs critères de confort ont été proposés. Les valeurs qui ont été intégrées à divers règlements sont récapitulées dans le tableau ci-dessous avec (f_0 représente la fréquence de vibration de la passerelle).

On tien a rappelé que les règlements algériens n'ont pas traité ce problème (étude vibratoire des ouvrage d'art sous l'effet des piétons) donc, dans notre étude on se réfère aux autres règlements internationales. Dans le tableau ci dessous, on retrouve le règlement anglais (BS5400), les différents Eurocodes (EC2-2 et EC5-2) et le règlement de l'Ontario (ONT83). Le diagramme présente une comparaison de ces critères en fonction de la fréquence de vibration.

❖ Tableau des accélérations :

Règlement	a_{crit}
BS5400 et EC2.2	$\frac{1}{2}\sqrt{f_0}$
Code de l'Ontario	$\frac{1}{4}f_0^{0,78}$
EC5.2	0,70
ISO/DIS 10137	0,59

Tableau N°1 : Accélération critique selon le règlement

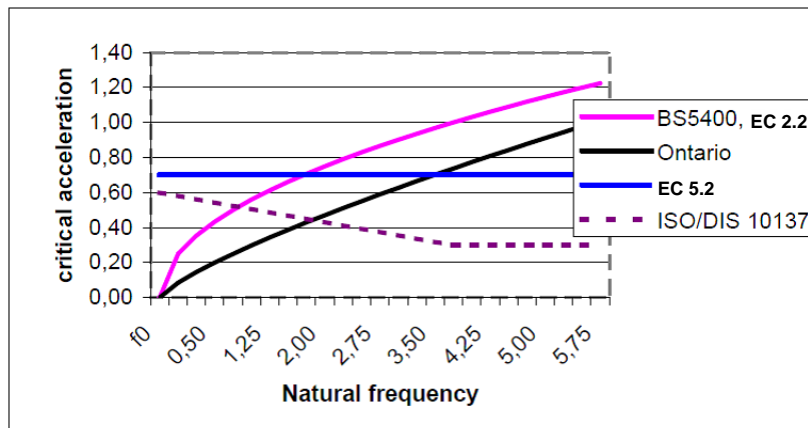
❖ **Diagramme comparatif:**

Figure N° 1 : Diagramme comparatif des accélérations

2.2. Classification des passerelles :

Classe IV : passerelle très peu utilisée, construite pour relier des zones très faiblement peuplées (ou pour assurer la continuité du cheminement piétonnier dans des zones coupées par une autoroute ou une voie rapide).

Classe III : passerelle normalement utilisée, pouvant parfois être traversée par des groupes importants, sans jamais être chargée sur toute sa surface.

Classe II : passerelle urbaine reliant des zones peuplées, soumise à un trafic important et pouvant être parfois chargée sur toute sa surface.

Classe I : passerelle urbaine reliant des zones à forte concentration piétonnière, (présence d'une gare ou d'une station de métro à proximité, par exemple) ou fréquemment empruntée par des foules denses (manifestation, touristes...), soumise à un trafic très important.

2.3. Seuils de confort :

Confort bon : si la passerelle est stratégique et que l'on veut proscrire tout phénomène d'inconfort. Confort maximale : les accélérations subies par la structure sont pratiquement imperceptibles par les usagers.

Confort moyen : cas courants les accélérations subies par la structure sont simplement perceptibles par les usagers

Confort médiocre : dans les configurations de chargement peu fréquentes, les accélérations subies par la structure sont ressenties par les usagers, sans pour autant devenir intolérables. si l'on veut laisser libre cours à l'architecte et que de toute façon, il n'y aura jamais beaucoup de monde.

Très inconfortable : les accélérations subies par la structure sont ressenties par les usagers sont intolérables.

❖ Les différents seuils de confort :

Accélération	0	0,5	1	2,5
Confort bon	Max			
Confort moyen		Moyen		
Confort médiocre			Min	
Très inconfortable				

Tableau N° 2 : Différents seuils de confort en fonction de l'accélération

3. Méthodologie pour le calcul des passerelles :

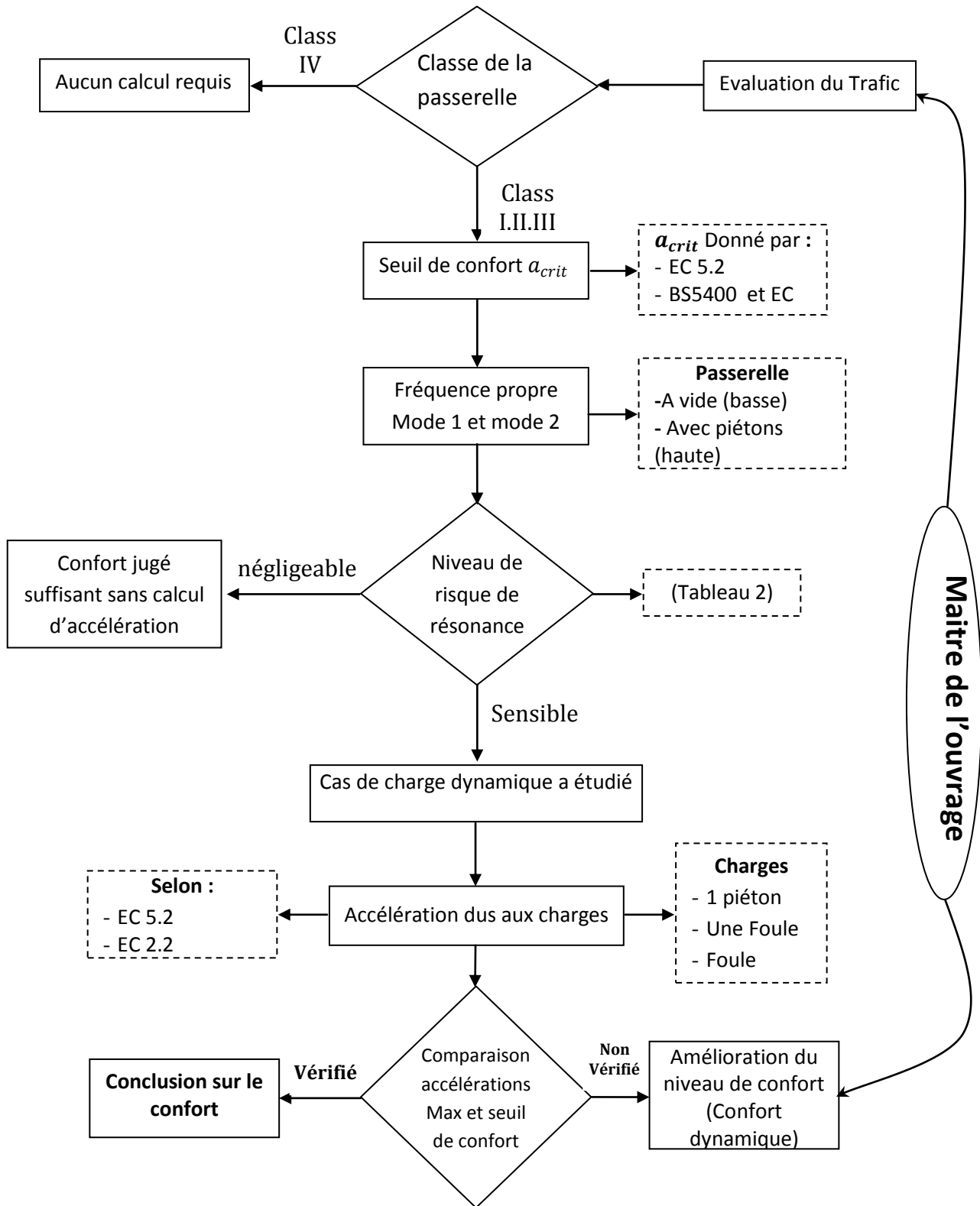


Figure N° 2 : Organigramme Méthodologique pour le calcul des passerelles

3.1. Classe de la passerelle :

Notre passerelle est normalement utilisée elle relie deux village de faible populations, elle est parfois fréquentée par des écoliers, donc on va la classer en (**Classe III**).

3.2. Calcul des fréquences et de la nécessité ou non de réaliser le calcul des accélérations :



Tableau N°3 : évaluation du risque de résonance en fonction des plages de fréquence

3.2.1. Calcul des fréquences hautes:

$$f = \frac{W_n}{2\pi}$$

3.2.2. Calcul de la pulsation :

$$W_n = n^2\pi^2 \sqrt{\frac{EI}{m_t \cdot L^4}}$$

Avec :

L = 29 m

E = 3,6.10¹⁰ N/m²

I = 0, 2519678248 m⁴

m_t = 3703 Kg/ml

AN :

1^{er} mode :

$$W_1 = 1^2 \cdot 3,14^2 \sqrt{\frac{3,6 \cdot 10^{10} \cdot 0,2519678248}{3703 \cdot 29^4}} = 18,348 \text{ rd/s}$$

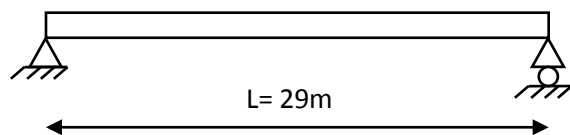


Schéma de la passerelle

$$W_1 = 18,348 \text{ rd/s}$$

Donc :

$$f_1 = \frac{18,348}{2,3,14} = 2,92 \text{ HZ}$$

$$f_1 = 2,92 \text{ HZ}$$

2^{eme} mode :

$$W_2 = 2^2 \cdot 3,14^2 \sqrt{\frac{3,6 \cdot 10^{10} \cdot 0,2519678248}{3703 \cdot 29^4}} = 73,395 \text{ rd/s}$$

$$W_2 = 73,395 \text{ rd/s}$$

Donc :

$$f_2 = \frac{73,395}{2,3,14} = 11,68 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 11,01 \text{ Hz}$$

On obtient un premier mode à 2,92 Hz, les modes supérieurs sont au delà de 5Hz ils ne poseront pas de problème d'inconfort.

3.2.3. Calcul des fréquences basses :

- Densité de la foule sur la passerelle :

Tableau des densités :

Classe	Densité <i>d</i> de la foule
III	0,5 piéton/m ²
II	0,8 piéton/m ²

Notre passerelle est en classe III donc $d = 0,5$ piéton/m²

- Surface utilisable par les piétons :

$$S = 1,80 \cdot 29 = 52,2 \text{ m}^2$$

Donc :

Un flot continue représente : $S \cdot 0,5 = 26$ piétons

Avec :

- Poids moyen d'un piéton est de 70Kg

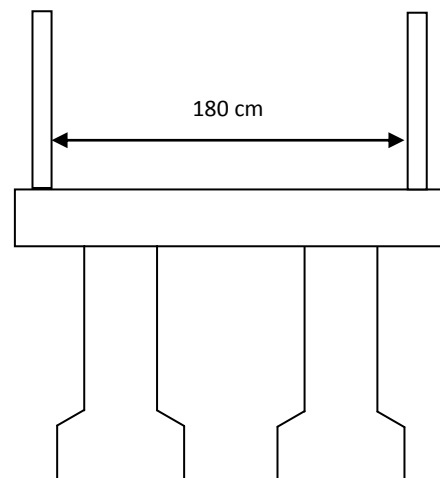


Schéma de la passerelle

- Poids de 26 piétons est de $70.26 = 1820 \text{ Kg} = 62,75 \text{ Kg/ml}$

On a:

$$f = \frac{W_n}{2\pi}$$

3.2.4. Calcul des pulsations :

$$W_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{(m_t + m_{flot}) \cdot L^4}}$$

Avec :

$$L = 29 \text{ m}$$

$$E = 3,6 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$I = 0,2519678248 \text{ m}^4$$

$$m_t = 3703 \text{ Kg/ml}$$

$$m_{flot} = 62,75 \text{ Kg/ml}$$

AN :

1^{er} mode :

$$W_1 = 1^2 \cdot 3,14^2 \sqrt{\frac{3,2 \cdot 10^{10} \cdot 0,2519678248}{(3703 + 62,75) \cdot 29^4}} = 18,195 \text{ rd/s}$$

$$W_1 = 18,195 \text{ rd/s}$$

Donc:

$$f_1 = \frac{18,195}{2,3,14} = 2,89 \text{ HZ}$$

$$f_1 = 2,89 \text{ HZ}$$

Les passerelles pour piétons sont susceptibles d'entrer en vibration lors de la marche des piétons, si leurs fréquences propre est voisine de la fréquence du pas soit dans la gamme ($f_n \leq 5 \text{ Hz}$). donc il y'a un risque d'entée en vibration alors on passe au calcul dynamique.

4. Calcul dynamique :

4.1. Calcul de l'accélération critique (a_{crit}) de la passerelle :

Du (Tableau 1) :

Selon EC 5.2 $\implies a_{crit} = 0,70 \text{ m/s}^2$

Selon EC 2.2 $\implies a_{crit} = \frac{1}{2}\sqrt{f_0} = 0,83 \text{ m/s}^2$

4.1.1. Calcul de l'accélération des piétons :

A) Selon L'EC 5.2

L'EC 5.2 permet d'utiliser une méthode simplifiée pour le calcul d'accélération des passerelles simples.

a) L'accélération sous le passage d'un piéton :

$$a_{vert,1} = \frac{165K}{m} \frac{1}{\xi} (1 - e^{-2\pi n \xi})$$

Avec :

m : masse de la structure en (m = 107387 Kg)

n : nombre de pas pour traverser la portée principale de longueur (L)

$$n = \frac{L}{0,75} = \frac{29}{0,75} = 38,66$$

K : facteur de configuration (tableau ci-dessous)

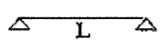
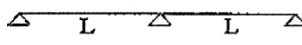
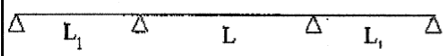
Configuration du pont	rapport L_1/L	facteur K
	-	1.0
	-	0.7
	1.0	0.6
	0.8	0.8
	0.6 ou moins	0.9

Tableau N° 4 : facteur de configuration de la passerelle

Donc :

On est dans le 1^{er} cas : K = 1

ξ : taux d'amortissement (tableau ci-dessous)

Type de construction	ξ Minimum
Béton armé	0,80%
Béton précontraint	0,50%
Mixte (acier-béton)	0,30%
Acier	0,20%
Bois	1,0%
Ruban précontraint	0,70%

Tableau N°5 : Taux d'amortissement en fonction du type de construction

Donc :

Notre passerelle est en béton précontraint ($\xi = 0,5 \%$)

AN :

$$a_{\text{vert},1} = \frac{165.1}{107387} \frac{1}{0,005} (1 - e^{-2.3,14.38,66.0,005})$$

$$a_{\text{vert},1} = 0,216 \text{ m/s}^2$$

b) L'accélération sous le passage de quelque piéton :

$$a_{\text{vert}} = a_{\text{vert},1} \cdot K_{\text{vert},f}$$

Avec :

$K_{\text{vert},f}$: Facteur dynamique (Diagramme ci-dessous)

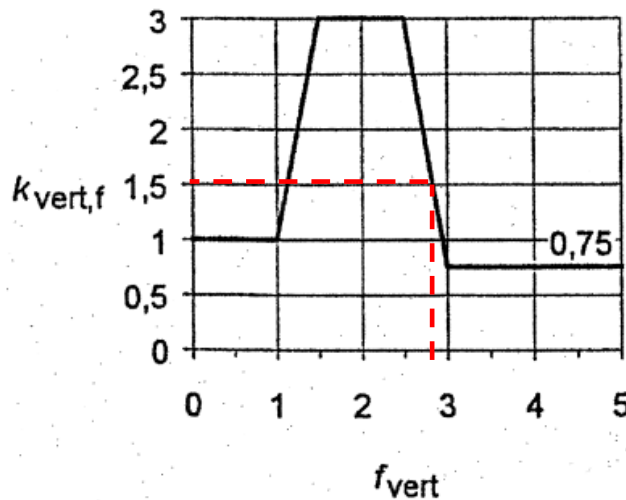


Figure N°3 : Diagramme du Facteur dynamique

On aura : $K_{\text{vert},f} = 1,5$

Ce facteur dynamique permet de prendre en compte l'effet d'un petit groupe de piétons (une dizaine car $\sqrt{10} = 3$) qui ne marchent pas en cadence

AN :

$$a_{\text{vert}} = 0,216 \cdot 1,5 = 0,324 \text{ m/s}^2$$

c) L'accélération sous le passage d'un flot continue de piéton :

$$a_{\text{vert}} = 0,027 \cdot L \cdot b \cdot a_{\text{vert},1} \cdot K_{\text{vert},f}$$

AN :

$$a_{\text{vert}} = 0,027 \cdot 29,180 \cdot 0,324 = 0,456 \text{ m/s}^2$$

B) Selon (BS 5400) et ONT 83

Dans le BS5400, l'action du piéton est représentée par une force cyclique identique à celle prise dans l'EC2-2. Pour les passerelles simples, on peut déterminer l'accélération avec l'équation suivante :

$$a = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_0^2 \cdot y_s \cdot K \cdot \Psi$$

Avec :

K : facteur de configuration (tableau ci-dessous)

Ψ : coefficient dynamique (figure ci-dessous ou δ est décrement logarithmique,

$$\delta = 2\pi\xi = 2,3,14 \cdot \frac{0,5}{100} = 0,0314)$$

y_s : Déplacement vertical maximal sous l'effet d'une charge de 700N placée à mi travée.

Avec : $y_s = \frac{PL^3}{48EI}$ (pour une poutre sur deux appuis)

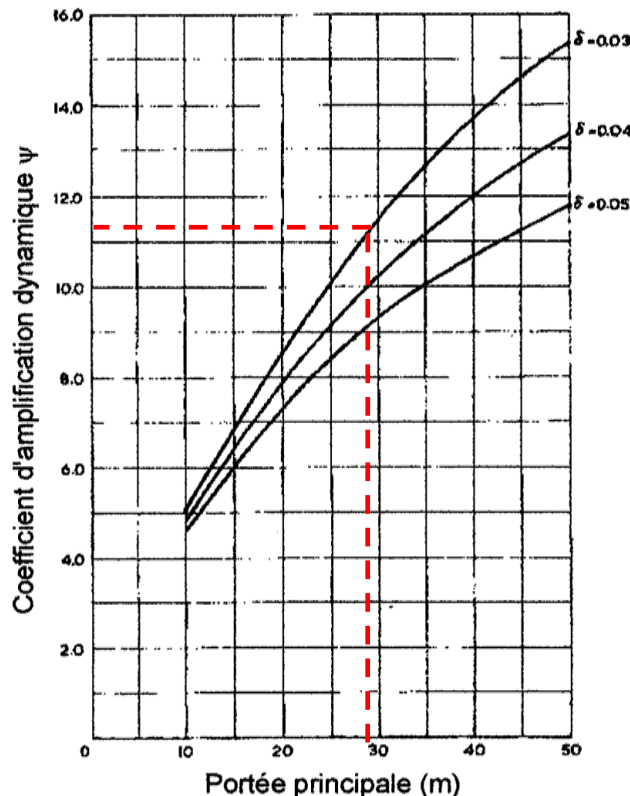


Figure N°4 : Diagramme du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la portée

Du graphe On aura $\psi=11,2$

AN :

$$y_s = \frac{700.29^3}{483,2.10^{10}.0,2519678248} = 4,30.10^{-5} \text{ m}$$

Et :

$$a = 4.3,14^2. 2,75^2. 4,30. 10^{-5}. 1.11,2 = 0,143 \text{ m/s}^2$$

On voit que dans les deux méthodes, l'accélération obtenue est inférieure au seuil d'inconfort. Par contre, la méthode simplifiée du BS5400 conduit à des accélérations plus faibles que celle de l'EC5-2.

Le concepteur doit vérifier que les passerelles ne vibrent pas trop. Dans l'état actuel des connaissances, la méthode de justification proposée dans l'EC5-2 semble bien adaptée dans le cas d'ouvrages simples. Pour les ouvrages plus compliqués, il conviendra d'utiliser le modèle de chargement sous sa forme générale avec des méthodes d'analyse plus sophistiquées.

5. Conclusion :

Vue que notre passerelle est vérifiée sous l'accélération verticale induite par le séisme et que l'accélération verticale lors du passage des piétons est inférieure donc, y'a pas de risque de rupture ou d'effondrement sous l'effet des accélérations piétonnes.

Cette accélération est inférieure à l'accélération maximale de la passerelle, donc notre passerelle est confortable, de seuil « confort bon ».

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, peuvent être résumées comme suit :

Au cours d'étude de cette passerelle, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale. Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à un fuseau de câbles qui varie pour chaque section de la poutre.

L'estimation des pertes de tension prise initialement (25%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les (25%) à savoir 18,82%.

Nous avons vérifié que les contraintes normales et tangentielles n'excèdent pas les contraintes admissibles de traction et de compression.

Notre passerelle est vérifiée sous l'accélération verticale induite par le séisme. L'accélération verticale lors du passage des piétons est inférieure à celle-ci donc, il n'y a pas de risque de rupture ou d'effondrement sous l'effet des accélérations piétonnes, cette dernière est inférieure à l'accélération maximale de la passerelle, notre passerelle est jugée confortable.

Arrivés à terme de notre étude, notre projet nous a permis d'exploiter les documents et l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable pour les promotions à venir.

Bibliographie

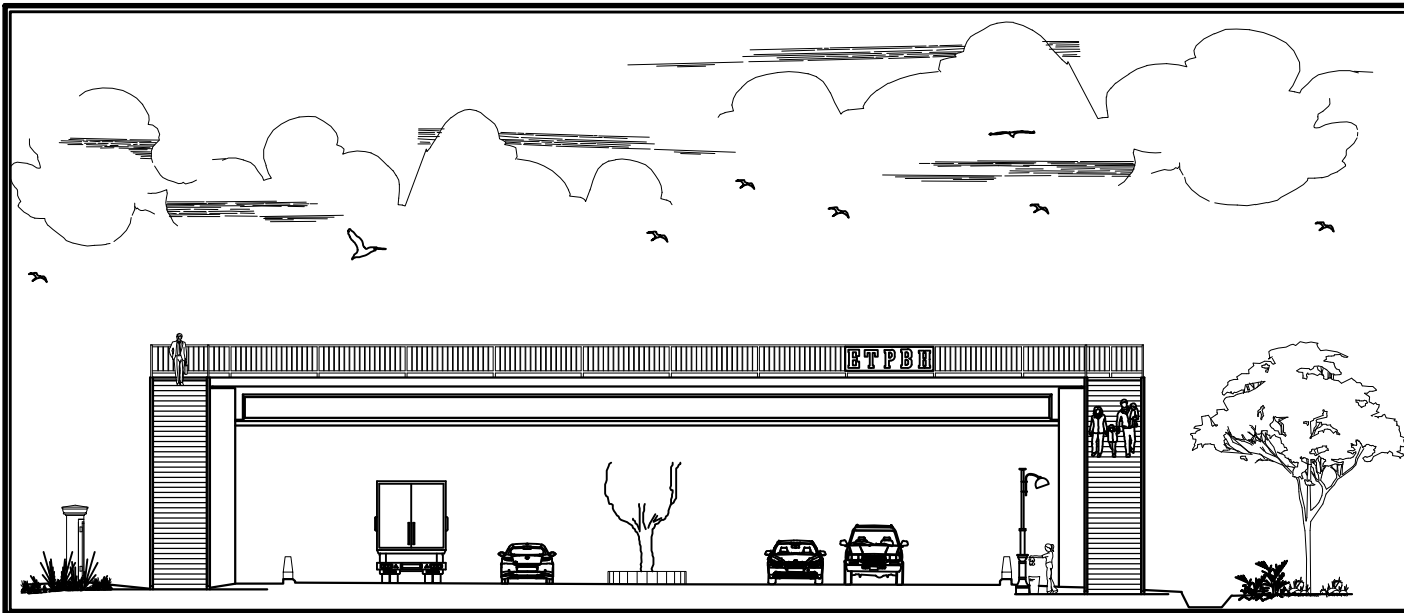
Ouvrages :

- (1) A.BERNARD-GELY, J.A.CALGARO, conception des ponts, presses de l'ENPC, France, 1994, PP
- (2) F. LEGERON, M. LE MOINE, Etude du comportement vibratoire des passerelles lors du passage de piétons, art N° 32, Juillet 1999.
- (3) H. THONIER, Le Béton Précontraint Aux Etats Limites, Presses de l'ENPC, Paris, 1992, PP573.
- (4) M.R.LACROIX (président du groupe de travail BAEL), BAEL 91, Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée suivant les méthodes des états limites. France, février 2000.
- (5) Ministère de l'équipement et de l'aménagement du territoire, Fascicule 61, titre II, Programme de charges et épreuves des ponts route, France (Paris), 1977.
- (6) Règles parasismiques Algériennes (RPA) ,99 modifié en 2003«Document technique réglementaire DTR B C2-48 ».
- (7) Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) ,2008.

Thèses :

- (1) K.SADI, M.HAMID, Etude d'un bâtiment (R+4+2sous sols) à usage multiple, Ingénieur, UMMTO, 2010, PP207.
- (2) S.TABCHOUCHE, Etude et Vérification d'un Ouvrage d'Art Franchissant un Cours d'Eau sur le CW201 de la Route Reliant Ramadhane Djamel à Skikda Centre, ENTP, 2012, PP 137.
- (3) Y.OUKIL, A.AIT MEDJBER, étude d'un tablier de pont route mixte a poutres en arc, Ingénieur, UMMTO, 2010, PP139.

Plans d'exécution



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE -DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS- WILAYA DE BOUMERDES	
REALISATION D'UNE PASSERELLE SUR LA ROUTE NATIONAL RN12 AUX ISSERES AU PK +06+000	
ECHELLES: VARIABLES DATE : juillet 2015 ETUDE PAR: SEDRATI SOUAD CHENOU LIYACINE UMMTO V.O.A. 2015	Vue de Facade
ENTREPRISE DE TRAVAUX PUBLICS BATIMENTS ET HYDRAULIQUES BOUZIDA SAID V. JA [arabic] FAKH V. JA [arabic] A CAI AT AFANE A CAI AT AT	
BUREAU D'ETUDES AFRICAN GEOSYSTEME COMPANY [arabic text] [arabic text]	

