

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



Ecole nationale polytechnique

Département : Génie civil

Laboratoire LGSDES

Projet de fin d'étude

Présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil



Thème :

ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES PRECONTRAINTEES

Proposé par :
S.A.E.T.I

Etudié par :
M^{elle} BOUGHALEM
MERIEM

Dirigé par :
M^{me} CHERID
M^{me} MOUHABIDINE

Promotion : Juillet 2002

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents pour leur sacrifices et leur soutien .
- Mon unique sœur AICHA.
- Je dédie également ce travail à tous mes amis.

Remerciements

Je tiens à exprimer mes remerciements à :

- Mesdames CHERID et MOUHABIDINE .
- Monsieur MEKHLOUFI de la S.A.E.T.I

Ainsi qu'à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation , tout le personnel de la bibliothèque de l'E.N.P parmi eux : TOUFIK et KRIMO.

Résumé :

Le thème de ce projet est l'étude d'un pont à poutres multiples précontraintes.

Les principales étapes de cette étude sont les suivantes :

- Détermination de la répartition transversale des efforts sur les poutres selon la méthode de GUYON-MASSONNET.
- Etude de la précontrainte des poutres
- Etude de la dalle dont les efforts sont le cumul de la flexion transversale et la flexion localisée.
- Etude des appuis comportant l'étude des appareils d'appuis, la pile et la culée.

Abstract :

The topic of the project is the study of prestrained multiple beambridges.

The main steps of this study are as follow :

- Determine transversal effort repartition on the beams according to GUYON-MASSONNET.
- Study the beam preconstraints.
- Study of the pave whose efforts are the result of transversal inflexion and the located inflexion.
- Study of supports related to the study of bearing supports , the crush and the bridge abutment .

ملخص

موضوع هذا المشروع هو دراسة جسر بروافد مصنوعة بالخرسانة ذات التسليح بالشد .
المراحل الأساسية لهذه الدراسة هي
البحث عن التوزيع العرضي للجهود على الروافد حسب طريقة **قيوم ماسوني**
دراسة شد الروافد .
دراسة جهودات البلاطة التي هي مجموع اللية العريضة و اللية المحدودة .
دراسة أجهزة الأستناد الخارجي للجسر و أستناد الوسيطي للجسر .

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1- Introduction	1
I.2- Description générale de l'ouvrage	1

CHAPITRE II : SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE

II.1- Caractéristique des sections	8
II.1.1- Section médiane	8
II.1.2- Section d'about	12

CHAPITRE III : CHARGES PERMANENTES

III.1- Poutre préfabriquée	16
III.2- Béton coulé sur place	18
III.3- Charges permanentes	19

CHAPITRE IV : SURCHARGES

IV.1- Détermination de la classe de pont	20
IV.2- Surcharge A	20
IV.3- Surcharge B_c	22
IV.4- Surcharge B_t	25
IV.5- Surcharge B_r	27
IV.6- Surcharge militaire M_{c120}	27
IV.7- Convoi exceptionnel du type D	30
IV.8- Surcharge sur les trottoirs	32
IV.9- Effort de freinage	35

CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX SUR LES POUTRES

V.1- Exposé théorique de la répartition transversale des efforts selon la méthode de GUYON – MASSONET	36
V.2- Calcul des paramètres sans dimension α et θ	42
V.3- Lignes d'influences K_α	46
V.4- Détermination des facteurs K pour les différentes surcharges	47
V.5- Efforts par poutre	51

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE

VI.1- Flexion transversale	56
VI.1.1- Calcul des coefficients μ_α et $\mu_{\alpha 3}$ pour les poutres	57
VI.1.2- Lignes d'influence μ_α	60
VI.1.3- Calcul des efforts	61

VI.2- Flexion localisée	76
VI.2.1-Coefficient de majoration dynamique de la dalle	76
VI.2.2-Calcul des efforts	76
VI.2.3- calcul des armature	93

CHAPITRE VII ; ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1-Principe du béton précontraint	96
VII.2-Dimensionnement de l'effort de précontrainte	97
VII.3-Nombre de câbles	98
VII.4-Tracé des câbles	98
VII.5-Fuseau limite	101
VII.6-Calcul des pertes et chutes de tension	105
VII.6.1-Pertes instantanées	105
VII.6.2-Pertes différées	109
VII.7-Vérification des contraintes	111

CHAPITRE VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUI

VIII.1-Dimension des appareils d'appuis	116
VII.2- Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure	118
VIII.3-Vérification des appareils d'appuis	121

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PILE

IX.1-Etude du chevêtre	125
IX.2-Etude du fût	127
IX.3 -Etude de la semelle	129

CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

X.1-Détermination et vérification des efforts à la base de la culée	132
X.2-Ferraillage de la culée	138
Conclusion	147

LISTE DES PRINCIPAUX TABLEAUX

Tab	Titre du tableau	page
TabV.1	Coefficient de répartition transversal K_0	45
TabV.2	Coefficient de répartition transversal K_1	45
TabV.3	Coefficient de répartition transversal K_α	45
TabV.4	Coefficient de répartition transversal pour les poutres(6,7,8,9,10)	45
TabV.5	Coefficient de répartition transversal(K_m) pour les différentes poutres	51
TabV.6	Moment fléchissant par poutre pour la section $x=0.1L$	52
TabV.7	Moment fléchissant par poutre pour la section $x=0.2L$	52
TabV.8	Moment fléchissant par poutre pour la section $x=0.3L$	53
TabV.9	Moment fléchissant par poutre pour la section $x=0.4L$	53
TabV.10	Moment fléchissant par poutre pour la section $x=0.5L$	53
TabV.11	Effort tranchant par poutre pour la section $x=0L$	54
TabV.12	Moment fléchissant par poutre à l'ELS	54
TabV.13	Effort tranchant par poutre à l'ELS	54
TabV.14	Moment fléchissant par poutre à l'ELU	55
TabV.15	Effort tranchant par poutre à l'ELU	55
TabVI.1.1	Coefficient μ_{α_1}	57
TabVI.1.2	Coefficient μ_{α_1} pour les poutres (6,7,8,9,10)	58
TabVI.1.3	Coefficient μ_{α_3}	58
TabVI.1.4	Coefficient μ_{α_3} pour les poutres (6,7,8,9,10)	59
TabVI.1.5	Tableau récapitulatif des moments transversaux	75
TabVI.2.2	Tableau récapitulatif des moments M_x dû à la flexion localisée	91
TabVI.2.3	Tableaux des moments finaux de la dalle à l'ELS	92
TabVI.2.4	Tableaux des moments finaux de la dalle à l'ELU	92
TabVI.2.6	Tableaux des efforts tranchants de la dalle	93
TabVII.1	Tableau donnant le tracé des câbles	100
TabVII.4	Tableau du fuseau limite	104
TabVII.5.6 .7.8.9	Tableaux récapitulatifs des pertes par frottement	106
TabVII.10.	Tableaux récapitulatifs des pertes par recul d'ancrage	107
11.12.13.14		108
Tab VII.15	Tableaux des pertes par raccourcissement du béton	108
Tab VII.16	Tableau récapitulatif des pertes instantanées	108
Tab VII.17	Tableau des pertes par retrait	109
TabVII.18	Tableau des pertes par relaxation des armatures	109
Tab VII.19	Tableau des pertes par fluage	110
Tab VII.20	Tableau récapitulatif des pertes totales	110
Tab VIII.1	Tableau récapitulatif des charges et surcharges sur culée et pile	116
Tab VIII.2	Tableau récapitulatif des rigidités et des efforts horizontaux	120
Tab IX.1	Efforts à la base des fûts en condition normale	127
Tab IX.2	Efforts à la base des fûts en condition sismique	127
Tab X.1	Calcul des efforts à la base de la culée à vide en condition normale	134
Tab X.2	Calcul des efforts à la base de la culée à vide en condition sismique	135
Tab X.5	Efforts à la base de la culée (en service) en condition normale	137
Tab X.6	Efforts à la base de la culée (en service) en condition sismique	137

LISTE DES GRAPHES :

Graphe	Titre du graphe	Page
Graphe V.1	Ligne d'influence K_a	46
Graphe VI.1	Ligne d'influence μ_{a1} (poutre 6)	60
Graphe VI.2	Ligne d'influence μ_{a3} (poutre 6)	60

LISTE DES PRINCIPALES FIGURES :

Figure	Titre de la figure	Page
Fig II.1	Poutre seule (section médiane)	8
Fig II.2	Poutre + hourdis (section médiane)	10
Fig II.3	Poutre seule (about)	12
Fig II.4	Poutre + hourdis (about)	14
Fig VII.1	Position des câbles dans la section des poutres	99
Fig VII.2	Tracé du câble moyen	100
Fig VII.3	Allure des câbles	101
Fig VII.4	Position des câbles dans les section about , 0,1L	102
Fig VII.5	Position des câbles dans les section about 0,2L, 0,5L	102
Fig VII.6	Câble équivalent et fuseau limite	104
Fig IX.1	Pile	124
Fig X.1	Culée	132

DIFFERENTES COUPES ET VUE DU PONT :

Coupe longitudinale.....3
 Vue en plan..... 4
 Coupe pile.....5
 Coupe culée.....6

Plan de ferrailage de la pile.....131

CHAPITRE I:

PRESENTATION DU PROJET



1.1 INTRODUCTION

L'importance stratégique des ponts n'est plus à démontrer aujourd'hui car ils constituent l'ossature principale du réseau routier d'un pays.

L'Algérie, pays en plein développement, s'est attachée à la réalisation des grands ouvrages (ponts, barrages...).

Notre modeste travail, étude d'un pont, rentre dans cet objectif.

1.2. Présentation et Description générale de l'ouvrage :

Le présent travail a pour objet l'étude d'un pont à poutres multiples précontraintes.

Ce pont reliera le tronçon Chelghoum l'Aid – Ain Smara en enjambant chabet Guergour Ferroudj.

Le pont étudié est à double tablier de largeur totale de 33,5m et d'une largeur totale de 110,18m.

Il se compose de trois travées isostatiques, une travée centrale de 33,5m de portée et deux travées de rive de 32,95m de portée. La portée du pont est de 99,4m.

Chaque tablier comporte dix poutres préfabriquées en béton précontraint espacées de 1,597m.

Ces poutres ont une longueur totale de 33,4m, une portée de 32,4m, et une hauteur de 1,50m.

La liaison entre poutres est réalisée au moyen d'une dalle en béton armé coulée sur place sur des dalles préfabriquées de 4cm d'épaisseur et de 66,7cm de longueur supportées par les poutres principales.

Le revêtement de la chaussée a une épaisseur de 8cm.

Chaque tablier porte :

Une chaussée de 13m.

Deux trottoirs : - un trottoir de gauche de 1m de largeur.

- un trottoir de droite de 1,75m de largeur.

Ces appuis :

Deux piles : chaque pile est constituée de trois fûts de forme cylindrique de diamètre égale à 1,4m et d'une hauteur de 13,75m.

Ces trois fûts sont maintenus dans la partie supérieure par un chevêtre et par une masse de fondation dans la partie inférieure.

Deux culées en béton armé, les éléments de chaque culée sont :

- Mur de front
- Mur garde grève
- Mur en retour
- Masse de fondation

Appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté de marque STUP et de dureté SHORE 60.

Leur nombre est de 4 pour la culée et 6 pour la pile.

Les fondations :

Elles sont constituées de pieux

8 pieux pour la culée .

6 pieux pour la pile .

Mode de construction :

Les étapes successives de la construction se feront comme suit :

1-Réalisation de l'infra structure

2-Fabrication des poutres sur chantier

3- Mise en précontrainte des poutres sur chantier

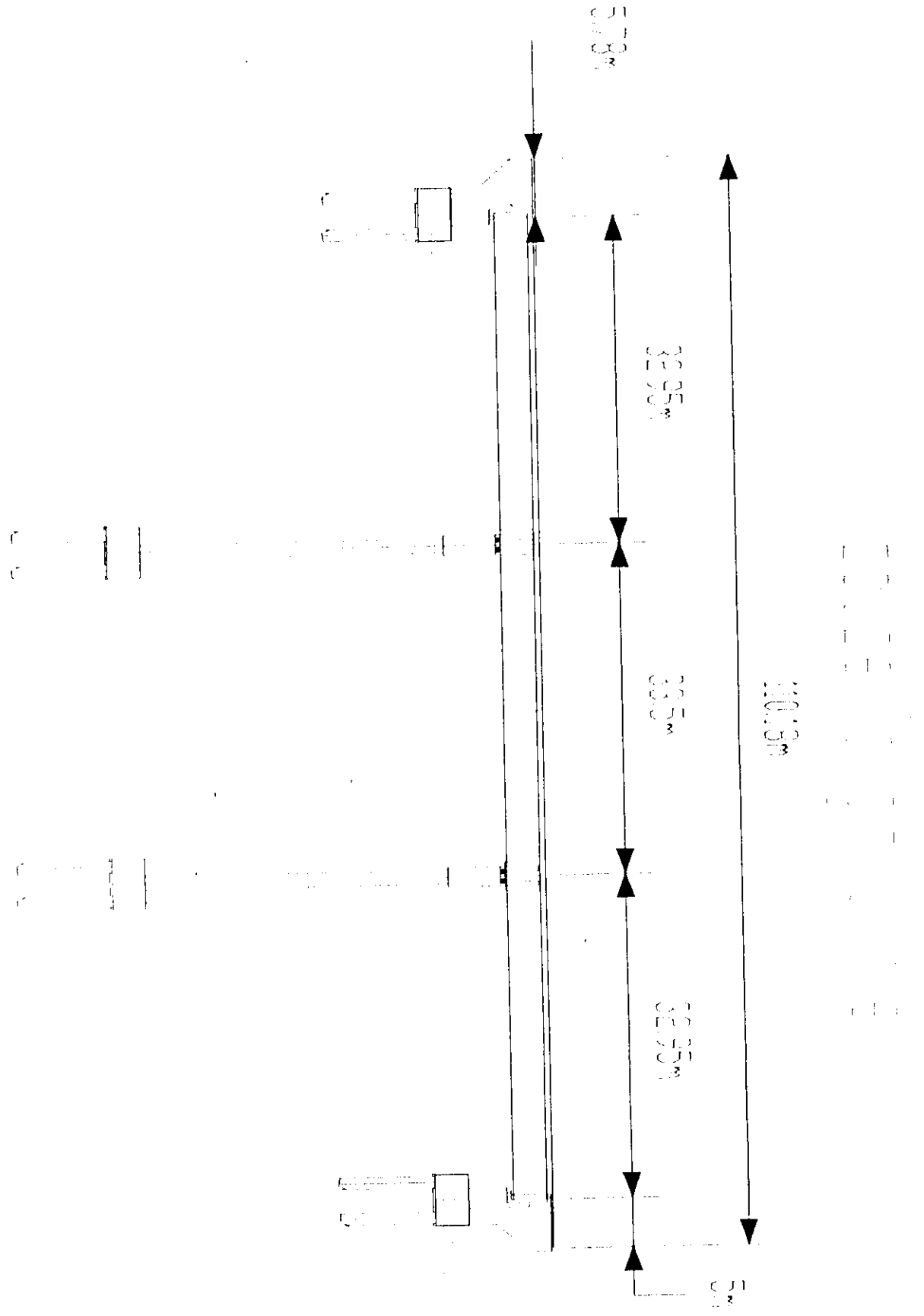
(réalisation de la précontrainte en post- tension)

4- Mise en place des appareils d'appui

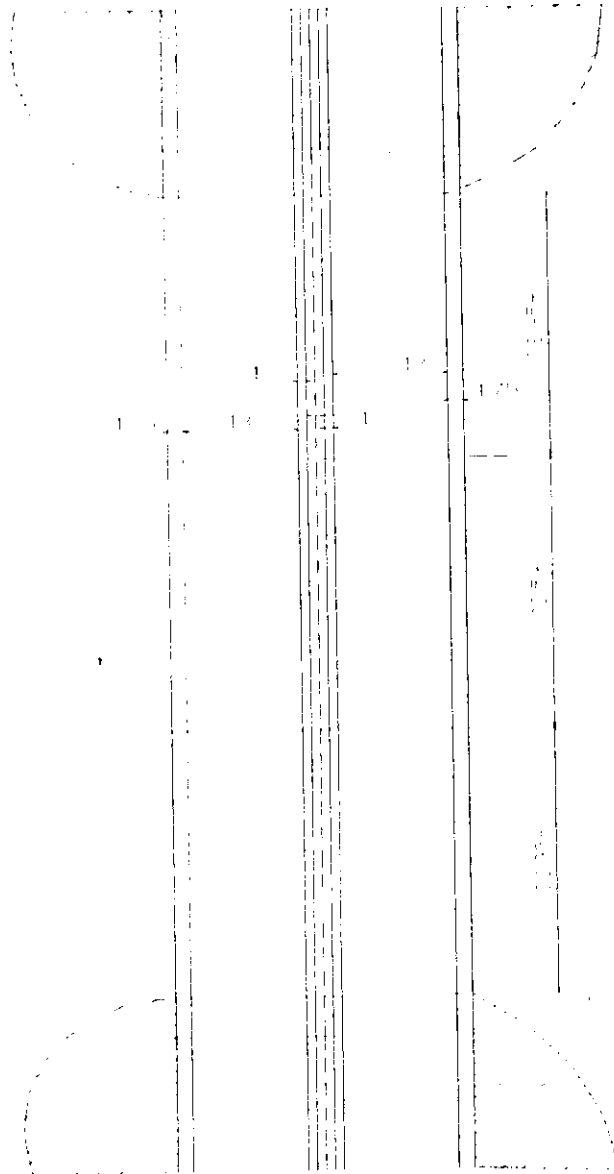
5- Montage des poutres

6- Coulage de la dalle en béton armé .

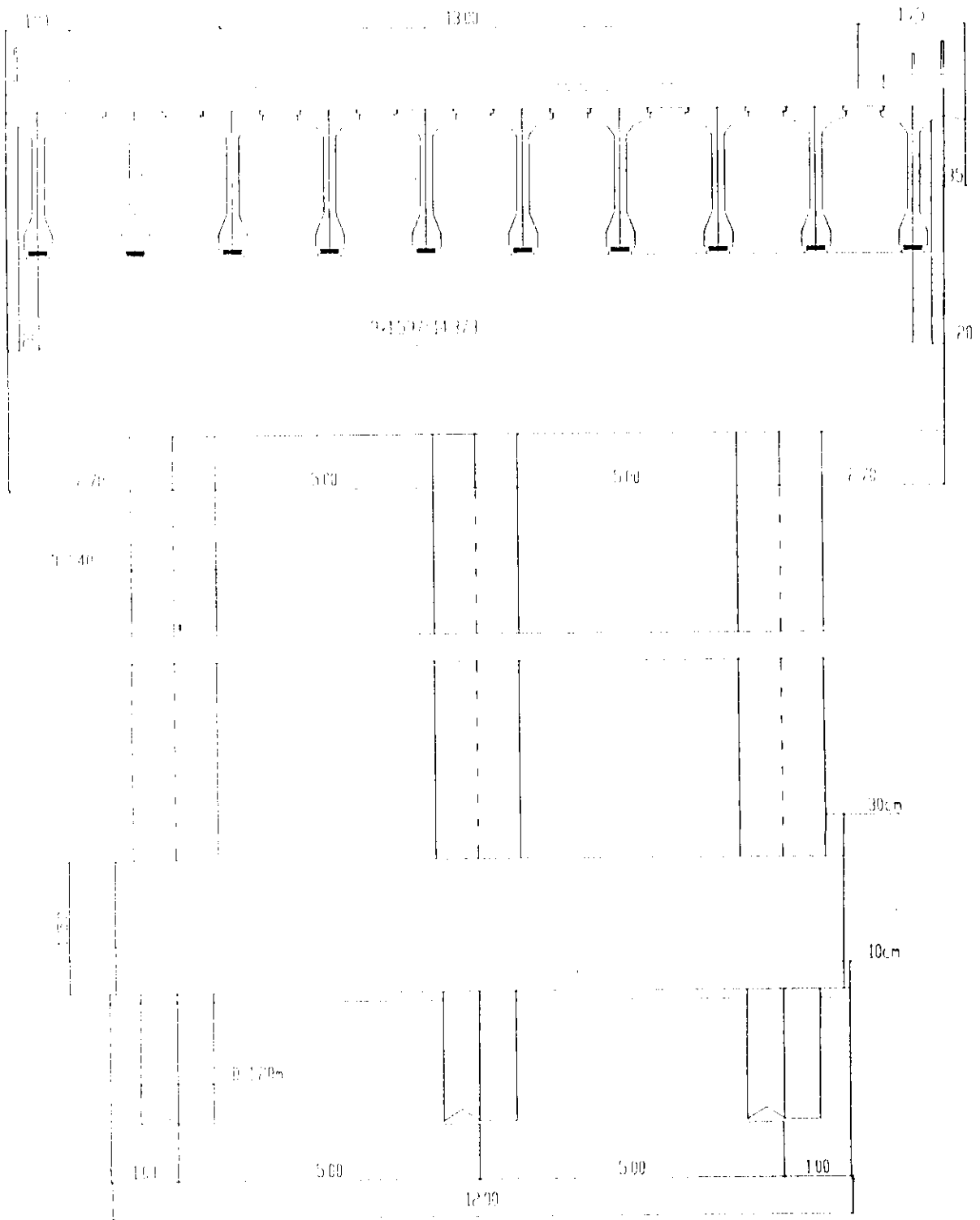
7- Réalisation des revêtements de la chaussée et des trottoirs.



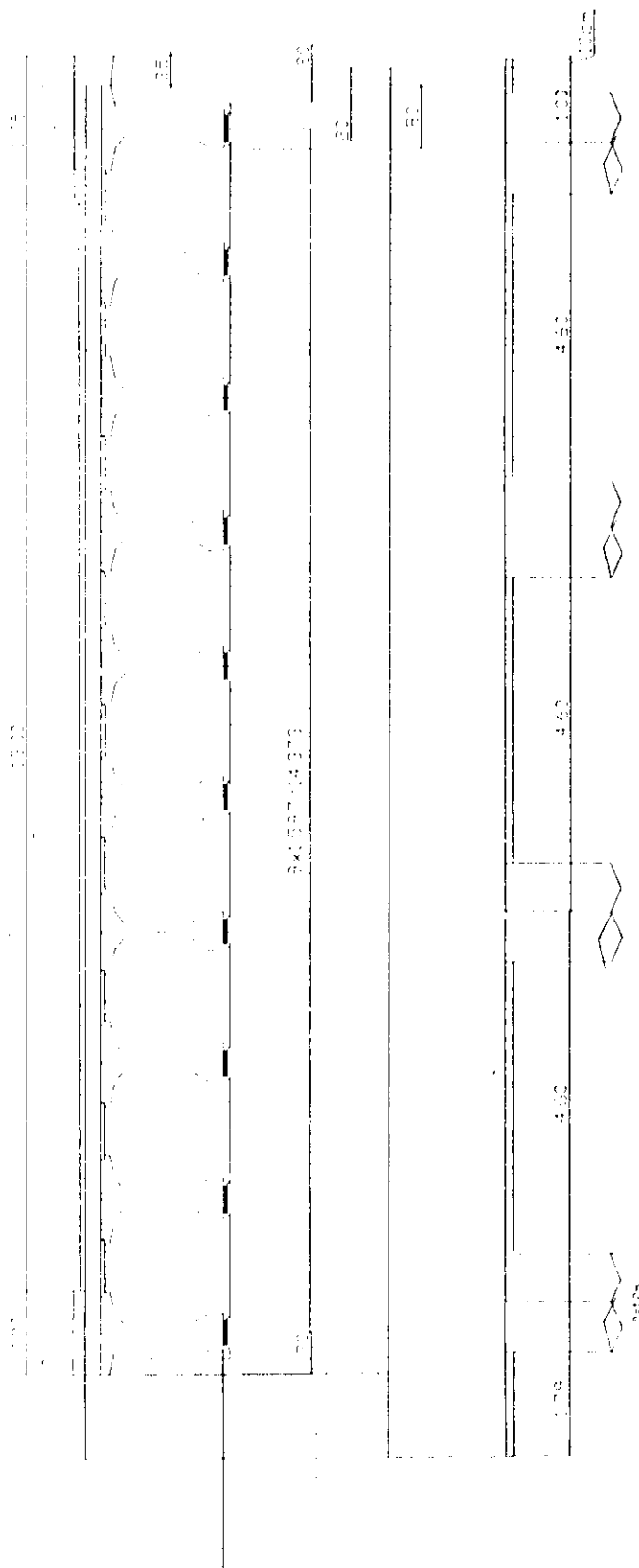
VUE EN PLAN



COUPE PILE



COUPE CULEE



CHAPITRE II:

SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE

Symboles utilisés :

B_i : aire de la section i (cm²)

$S_{\Delta i}$: moment statique de la section i par rapport à la fibre inférieure.
 $S_{\Delta i} = B_i Z_i$ (cm³)

$I_{\Delta i}$: moment d'inertie de la section par rapport à la fibre inférieure .

Δ : axe de référence (Ox)

$$I_{\Delta i} = I_0 + B_i Z_i^2 (\text{cm}^4)$$

Z_i : distance du centre de gravité de l'élément i par rapport à la fibre inférieure (cm)

$$Z_i = \frac{2}{3}h$$

y_{Δ} : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure

$$y_{\Delta} = \frac{S_{\Delta}}{B} (\text{cm})$$

y_{∇} : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure

I : moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

$$I = I_{\Delta} - y_{\Delta} S_{\Delta} (\text{cm}^4)$$

r : rayon de giration (cm) $r^2 = \frac{I}{B}$

II.1. Caractéristiques des sections :

II.1.1. Section médiane :

II.1.1.a. Poutre seule :

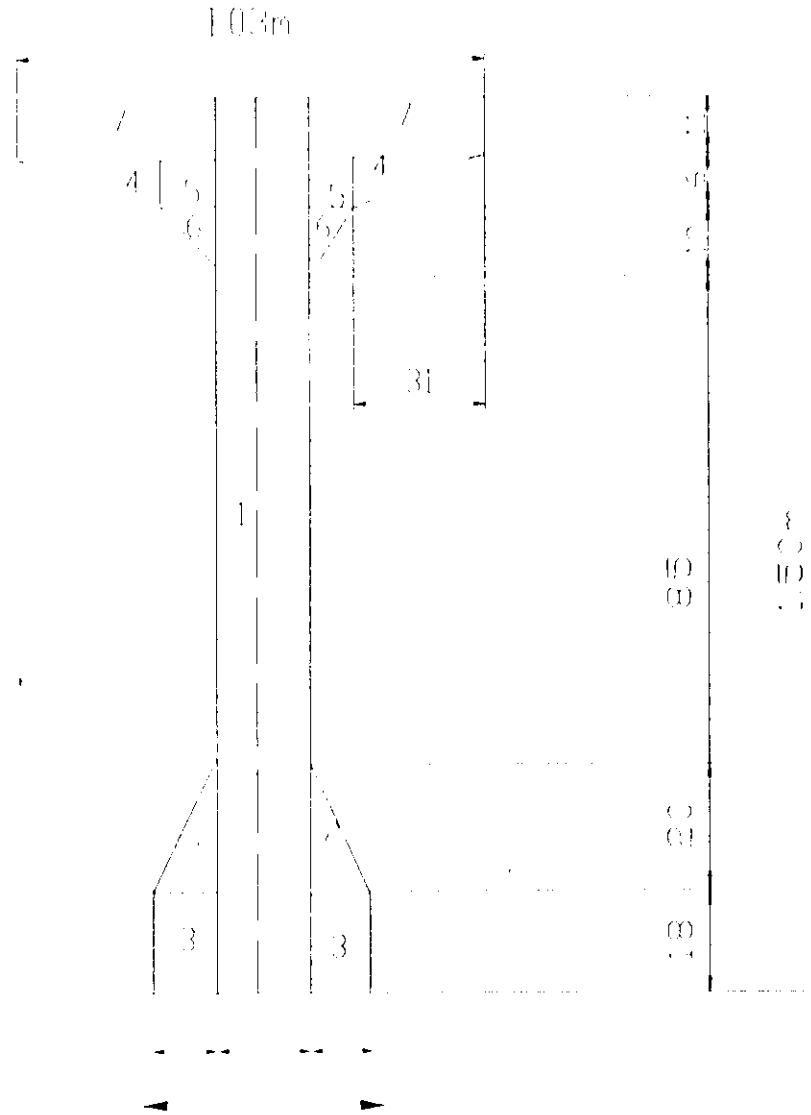


Fig II.1

Caractéristique de la poutre seule :

Tab II.1

N°	Dimensions	$B_i(\text{cm}^2)$	$Z_i(\text{cm})$	$S_{\Delta i}(\text{cm}^3)$	$I_{\Delta i}(\text{cm}^4)$
1	21×150	3150	75	236250	23625000
2	$2 \times \frac{20 \times 13}{2}$	260	24.67	6414.2	164016.1
3	2×18×13	468	9	4212	50544
4	$2 \times \frac{31 \times 6}{2}$	186	137	25482	3491
5	2×10×6	120	136	16320	2219880
6	$2 \times \frac{10 \times 10}{2}$	100	129.67	12967	1681986.45
7	2×41×11	902	144.5	130339	18843080.67
T(Σ)		5186		431984.2	50075913.22

$$y_{\Delta} = \frac{S_{\Delta}}{B_T} = \frac{431984.2}{5186} = 83.30 \text{ cm}$$

$$y_{\nabla} = 150 - y_{\Delta} = 150 - 83.30 = 66.7 \text{ cm}$$

$$I = I_{\nabla} - y_{\nabla} S_{\nabla} = 50075913.22 - 83.30 \times 431984.2$$

$$I = 14091629.36 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{B_T} = \frac{14091629.36}{5186} = 2717.244 \text{ cm}^2$$

$$r = 52.127 \text{ cm}$$

$$W_{\Delta} = \frac{I}{y_{\Delta}} = 169167.22 \text{ cm}^3$$

$$W_{\nabla} = \frac{I}{y_{\nabla}} = 211268.806 \text{ cm}^3$$

II.1.1.b. Poutre + hourdis :

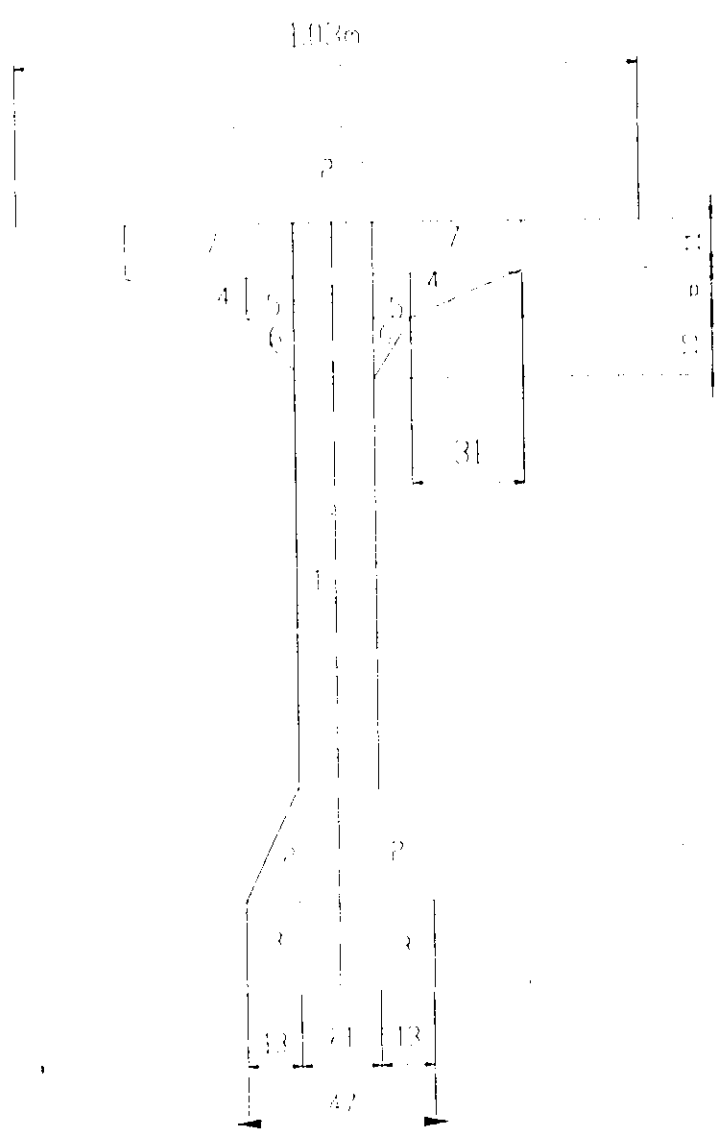


Fig II.2

Caractéristiques de la poutre + hourdis :

Tab II.2

N°	Dimensions	Bi (cm ²)	Z _i (cm)	S _{Δi} (cm ³)	I _{Δi} (cm ⁴)
Poutre seule 1		5186	83.30	431984.2	50075913.22
Hourdis	159.7×20	3194	160	511040	81872866.67
T(Σ)		8380		943034.2	131948780

$$y_{\Delta} = \frac{S_{\Delta}}{B_I} = 112.53 \text{ cm}$$

$$y_v = 170 - y_{\Delta} = 170 - 112.53 = 57.47 \text{ cm}$$

$$y'_v = y_v - 20 = 37.47 \text{ cm}$$

$$I = I_{\Delta} - y_{\Delta} S_{\Delta} = 25830266.77 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{B_I} = 3082.37 \text{ cm}^2 \rightarrow r = 55.52 \text{ cm}$$

$$W_{\Delta} = \frac{I}{y_{\Delta}} = 229541.16 \text{ cm}^3$$

$$W_v = \frac{I}{y_v} = 449456.53 \text{ cm}^3$$

$$W'_v = \frac{I}{y'_v} = 689358.6 \text{ cm}^3$$

II.1.2. Section d'about :

II.1.2.a. Poutre seule :

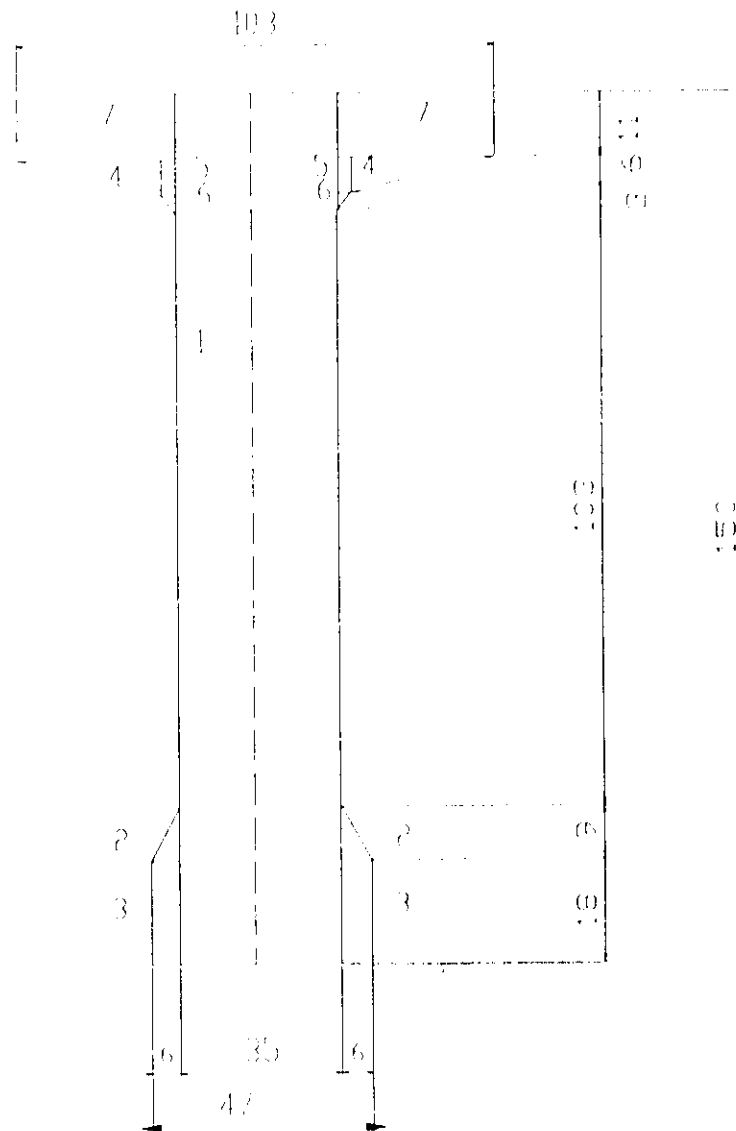


Fig II.3

Caractéristique de la poutre seule : (about)

TabII.3

N°	Dimensions	Bi (cm ²)	Z _i (cm)	S _{Δi} (cm ³)	I _{Δi} (cm ⁴)
1	47×150	7045	75	528375	49471875
2	$2 \times \frac{9 \times 6}{2}$	54	21	1134	24057
3	2×6×18	216	9	1944	23328
4	$2 \times \frac{31 \times 6}{2}$	186	137	25482	3491406
5	2×3×6	36	136	4896	665964
6	$2 \times \frac{3 \times 3}{2}$	9	132	1182	156820.5
7	2×34×11	748	144.5	108086	15627965.83
T (Σ)		8294		671105	69461416.33

$$y_{\Delta} = \frac{S_{\Delta}}{B_T} = 80.914 \text{ cm}$$

$$y_{\nabla} = 150 - y_{\Delta} = 150 - 80.914 = 69.086 \text{ cm}$$

$$I = I_{\Delta} - y_{\Delta} S_{\Delta} = 15159626.36 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{B_T} = 1827.782 \text{ cm}^2 \rightarrow r = 42.752 \text{ cm}$$

$$W_{\Delta} = \frac{I}{y_{\Delta}} = 187354.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{\nabla} = \frac{I}{y_{\nabla}} = 219431.236 \text{ cm}^3$$

II.1.2.b.Poutre +hourdis :

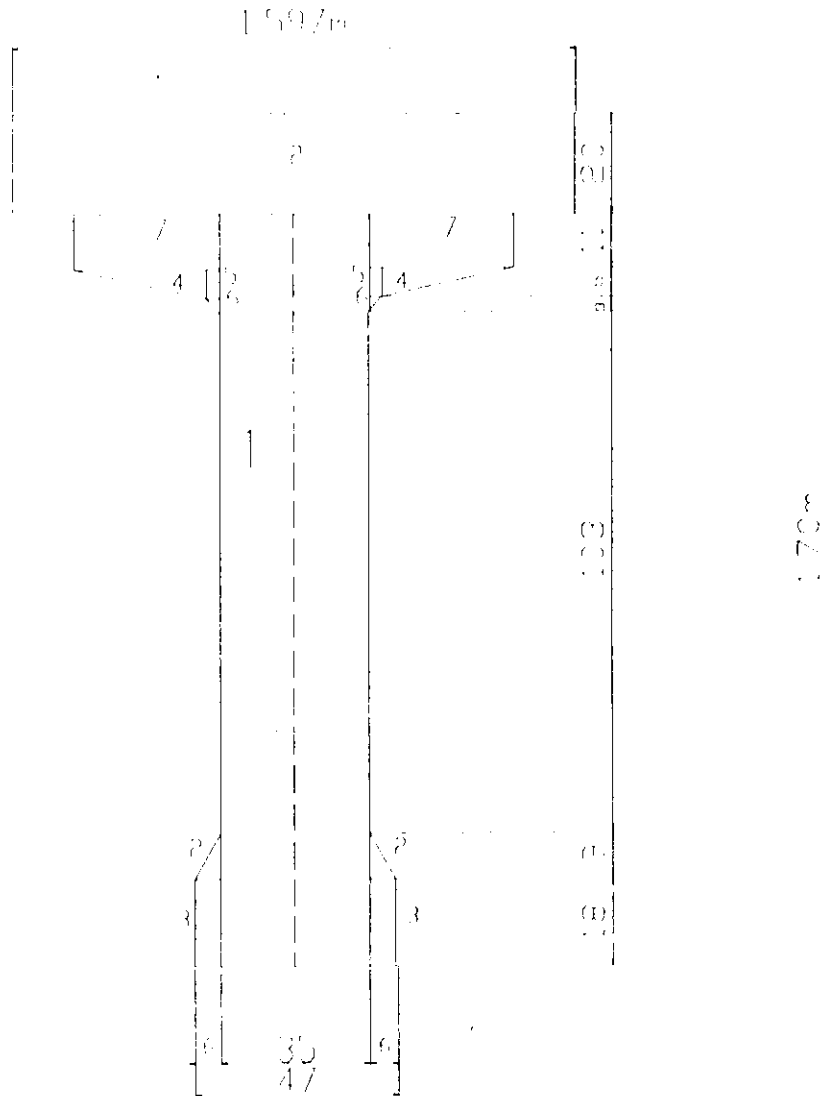


Fig II.4

Caractéristiques de la poutre + hourdis : (about)

Tab II.4

N°	Dimensions	Bi (cm ²)	Zi (cm)	S _{Δi} (cm ³)	I _{Δi} (cm ⁴)
Poutre seule 1		8294	80.914	671105	69461416.33
Hourdis 2	159.7×20	3194	160	511040	81872866.67
T(Σ)		11488		1182145	151334283

$$y_{\Delta} = \frac{S_{\Delta}}{B_r} = 102.9 \text{ cm}$$

$$y_{\nabla} = 170 - y_{\Delta} = 170 - 102.9 = 67.1 \text{ cm}$$

$$y'_{\nabla} = y_{\nabla} - 20 = 67.1 - 20 = 47.1 \text{ cm}$$

$$I = I_{\Delta} - y'_{\Delta} S_{\Delta} = 29691562.5 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{B_r} = 2584.572 \text{ cm}^2 \rightarrow r = 50.838 \text{ cm}$$

$$W_{\Delta} = \frac{I}{y_{\Delta}} = 288547.74 \text{ cm}^3$$

$$W_{\nabla} = \frac{I}{y_{\nabla}} = 442497.205 \text{ cm}^3$$

$$W'_{\nabla} = \frac{I}{y'_{\nabla}} = 630394.108 \text{ cm}^3$$

II.2. Tableaux récapitulatifs :

II.2.1 Section médiane :

Tab II.5

	B(m ²)	I(m ⁴)	y _Δ (m)	y _∇ (m)	W _Δ (m ³)	W _∇ (m ³)
Poutre seule	0.5186	0.500759	0.833	0.667	0.16916	0.21126
Poutre + hourdis	0.8380	1.31948	1.1253	0.5747	0.22954	0.44945
				1.2416		0.66071

II.2.2.2 Section d'about :

Tab II.6

	B(m ²)	I(m ⁴)	y _Δ (m)	y _∇ (m)	W _Δ (m ³)	W _∇ (m ³)
Poutre seule	0.8294	0.694614	0.80914	0.69086	0.18735	0.21943
Poutre + hourdis	1.1488	1.51334	1.029	0.671	0.28854	0.44249
				1.36186		0.66192

CHAPITRE III:

**CHARGES
PERMANENTES**

POUTRE PREFABRIQUEE

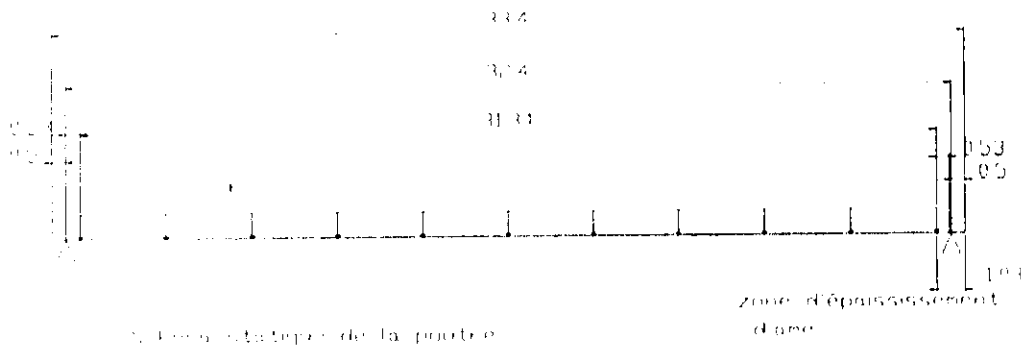


fig III.1

III-1) Poutre préfabriquée :

Chargement de la poutre : on considère le mode de chargement suivant :

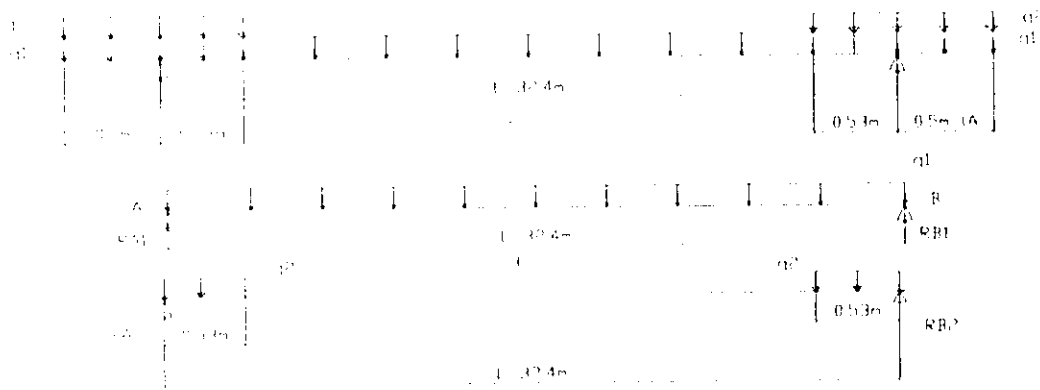


Fig III.2

Diagramme N°1 (Poutre seule)

$$q_1 = 0.5186 \times 25 = 12.965 \text{ KN/m}$$

$$R_{A1} + R_{B1} = q_1 L$$

$$\frac{\sum M}{A} = R_{B1} L - q_1 L = 0$$

d'où $R_{A1} = R_{B1} = q_1 \times \frac{L}{2} = 12.965 \times \frac{32.4}{2} = 210.03 \text{ KN}$

$$T_{1x} = R_{A1} - q_1 x = q_1 \frac{L}{2} - q_1 x = q_1 \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$T_{1x} = q_1 \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$T_1(x=0) = q_1 \frac{L}{2} = 210.03 \text{ KN}$$

$$T_1(x = \frac{L}{2}) = 0$$

$$T_{1(x=L)} = -q_1 \frac{L}{2} = -210.03 \text{ KN}$$

$$M_{1x} = R_{A1} x - q_1 \frac{x^2}{2} = q_1 \frac{L}{2} x - q_1 \frac{x^2}{2} = q_1 \frac{x}{2} (L - x)$$

$$M_{1x} = q_1 \times \frac{x}{2} (L-x)$$

$$M_{1(x=0)} = 0$$

$$M_{1(x=L/2)} = q_1 \times \frac{L^2}{8} = 1701,267 \text{ KN.m}$$

$$M_{1(x=L)} = 0$$

Calcul de la réaction d'appui :

$$R_1 = q_1 \left(\frac{L}{2} + l_A \right) = 12,965(16,2 + 0,5) = 216,515 \text{ KN}$$

$$R_1 = 216,515$$

Diagramme n°2 (épaissement des âmes)

$$q_2 = (0,8294 - 0,5186) \times 25 = 7,77 \text{ KN/m}$$

$$R_{A2} + R_{B2} = q_2 \times 0,53 + q_2 \times 0,53 = 1,06 q_2$$

$$\frac{\sum M}{A} = R_{B2} L - q_2 \times 0,53 \left(L - \frac{0,53}{2} \right) - q_2 \times \frac{0,53^2}{2} = 0$$

$$R_{B2} = R_{A2} = 0,53 q_2 = 4,118 \text{ KN}$$

$$T_{2x} = R_{A2} - q_2 x = q_2 (0,53 - x) \text{ pour } x \in [0, 0,53[$$

$$T_{2x} = R_{A2} - q_2 x = q_2 \times 0,53 = 0 \text{ pour } x \in [0,53, L/2[$$

On a une symétrie des efforts.

$$M_{2x} = R_{A2} x - q_2 \frac{x^2}{2} = q_2 \left(1 - \frac{x}{2} \right) \text{ pour } x \in [0, 0,53[$$

$$M_{2(x=0)} = 0 \quad M_{2(x=0,53)} = \frac{1}{2} q_2 = 3,885 \text{ KN.m}$$

$$M_{2(x=0)} = q_2 \frac{(0,53)^2}{2} \text{ pour } x \in [0,53, L/2[$$

Calcul de la réaction d'appui :

$$R_2 = q_2 (0,53 + l_A) = 7,77(0,53 + 0,5) = 8 \text{ KN}$$

Tableaux récapitulatifs :

Moment fléchissant :

Tab III.1

sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	13,36	16,2
Mp(KN, m)	0	612,456	1088,81	1429,064	1683,623	1701,266
Mep(KN, m)	0	1,1	1,01	1,1	1,1	1,1
Somme1(KN, m)	0	613,556	1089,91	1430,164	1684,723	1702,366

Effort tranchant :

Tab III.2

sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	13,36	16,2
Mp(KN, m)	210,033	168,025	126,02	84,012	36,82	0
Mep(KN, m)	4,118	0	0	0	0	0
Somme1(KN, m)	214,151	168,025	126,02	84,012	36,82	0

Réaction d'appui : $R_7 = \sum R_i = R_1 + R_2$
 $R_7 = 216.515 + 8 = 224.515 \text{ KN}$

III.2. Béton coulé sur place : (dalle en béton armé)



Fig III.3

Poutres intermédiaires : 2-3-4-5-6-7-8-9

Dalle : $q = 1.597 \times 0.2 \times 25 = 7.985 \text{ KN/ml}$

a) Moment fléchissant : $M(x) = q/2 \times (L-x)$

b) Effort tranchant : $T(x) = q(L/2 - x)$

c) Réaction d'appui : $R_a = q(L/2 + l_A) = 7.985 (16.2 + 0.5) \quad R_a = 133.35 \text{ KN}$

Poutres de rive: 1-10

$1.597/2 + 0.515 = 1.3135$

Dalle : $q = 1.3135 \times 0.2 \times 25 = 6.567 \text{ KN/ml}$

a) Moment fléchissant : $M(x) = q/2 \times (L-x)$

b) Effort tranchant : $T(x) = q(L/2 - x)$

c) Réaction d'appui : $R_a = q(L/2 + l_A) = 6.567 (16.2 + 0.5) \quad R_a = 109.66 \text{ KN}$

Tableaux récapitulatifs :

1-Poutre : 2-3-4-5-6-7-8-9 :

a) Moment fléchissant (par poutre) :

Tab III.3

Sections	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Longueurs(m)	0	3.24	6.48	9.72	13.36	16.2
$M_{dalle}(\text{KN.m})$	0	377.205	670.586	880.145	1036.925	1047.791

b) Effort tranchant (par poutre) :

Tab III.4

Sections	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Longueurs(m)	0	3.24	6.48	9.72	13.36	16.2
$T_{dalle}(\text{KN})$	129.357	103.485	77.614	51.742	22.677	0

c) Réaction d'appui :

$R_a = 133.35 \text{ KN}$

2-Poutre de rive 1-10 :

a) Moment fléchissant (par poutre) : Tab III.5

Sections	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Longueurs(m)	0	3.24	6.48	9.72	13.36	16.2
$M_{dalle}(\text{KN.m})$	0	310.172	551.418	723.736	852.655	861.6

b) Effort tranchant (par poutre) : Tab III .6

Sections	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Longueurs(m)	0	3.24	6.48	9.72	13.36	16.2
T _{dalle} (KN)	106.385	85.108	63.831	42.554	18.65	0

c) Réaction d'appui :

R_a = 109.66 KN

III.3) Les charges permanentes :

Les charges permanentes désignent les poids propres des différents éléments constituant l'ouvrage .

Poids des poutres : la section transversale de la poutre se compose d'une section d'about sur une distance de 7.45m et d'une section médiane de 9.18m de largeur.

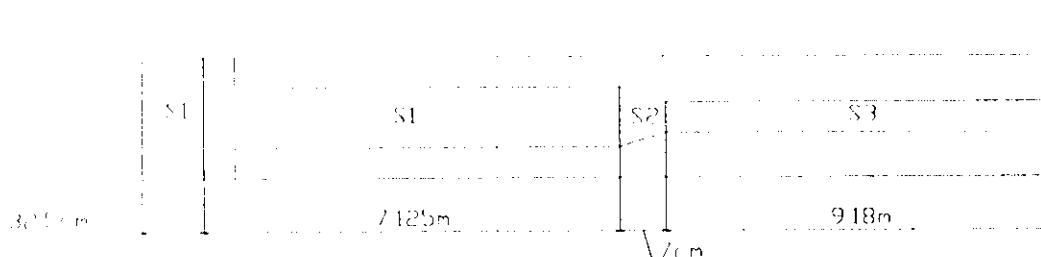


Fig III.4

S₁ : section d'about = 0.8294 m²

S₃ : section à mi-travée = 0.5186 m²

S₂ : section équivalente = (S₁ + S₃)/2 = 0.674 m²

P₁ = 0.8294 × (7.125 + 0.325) × 25 = 154.475 KN

P₂ = 0.674 × 0.07 × 25 = 1.1795 KN

P₃ = 0.5186 × 9.18 × 25 = 119.0187 KN

Poids total de la poutre est égal à : (ΣP_i) × 2 = 549.346 KN

Poids total des poutres = 549.346 × 10 = 5493.46 KN

Poids des poutres par mètre linéaire g = 5493.46 / 33.4 = 164.474 KN/ml

Les charges permanentes pour les différents éléments constituant l'ouvrage :

a- Les poutres : = 164.474 KN/ml

b- La dalle + prédalle :

(0.20 + 0.04) × (15.75 - 0.35) × 1 × 25 = 92.4 KN/ml

c- Revêtement : (0.07 + 0.01) × 1 × 13 × 25 = 22.88 KN/ml

d- Les trottoirs + corniches :

(1.75 × 0.2 + 0.35 × 0.2) × 25 + (1 × 0.2) × 25 = 15.5 KN/ml

e- Garde-corps + glissière de sécurité = 3.6 KN/ml

Total = 298.854 KN/m

La charge permanente pour une travée de 33.5 m est :

G = 298.854 × 33.5 = 10011.61 KN.

IV.1. Détermination de la classe du pont :soient l_r : largeur roulable l_s : largeur chargeable

$$l_r = l_s = 13 \text{ m (chaussée encadrée par deux bordures)}$$

N = nombre de voies de circulation

$$N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = E\left(\frac{13}{3}\right) = E(4.33)$$

Donc $N = 4$ voies

$$l_v : \text{largeur d'une voie } l_v = \frac{l_s}{N}, \quad l_v = \frac{13}{4} = 3.25 \text{ m}$$

$$l_v = 3.25 \text{ m}$$

$$l_r \geq 7 \text{ m}$$

} → Pont de 1^{ère} classe

$$N = 4 \text{ voies}$$

IV.2. Surcharge A pour une travée chargée :

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot \Lambda(L) \text{ avec } \Lambda(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

L = longueur chargée $L = 32.40 \text{ m}$ Coefficient a_1 : $a_1 = 0.75$ (pont de 1^{ère} classe et $N = 4$)Coefficient a_2 : $a_2 = \frac{l_0}{l_v}$, avec $l_0 = 3.5 \text{ m}$ pont de 1^{ère} classe

$$a_2 = \frac{3.5}{3.25} \quad a_2 = 1.077$$

$$\Lambda(32.40) = 230 + \frac{36000}{32.4 + 12} = 1040.810 \text{ kg/m}^2$$

$$\Lambda(L) = 1040.81 \text{ kg/m}^2 = 10.408 \text{ KN/m}^2$$

$$A = 0.75 \times 1.077 \times 10.408 = 8.407 \text{ KN/m}^2$$

2.1. Moment fléchissant sous la surcharge A :

$$q = \Lambda \times l_v \times N = 8.407 \times 3.25 \times 4$$

$$q = 109.30 \text{ KN/m}$$

$$M_\Lambda(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

2.2. Effort tranchant sous la surcharge A :

$$T_\Lambda = q \times s$$

Pour le calcul de l'effort tranchant en une section x , on trace la ligne d'influence.

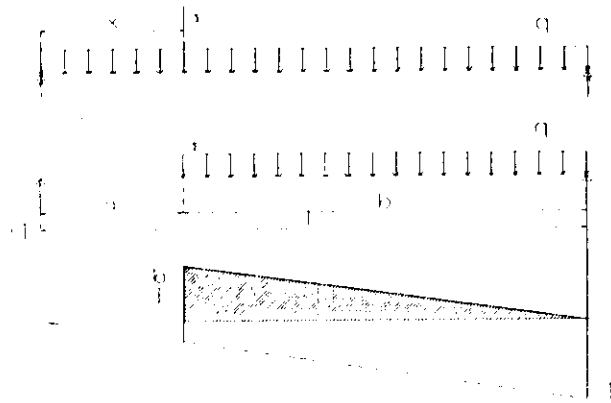


Fig :IV.1

$$S = \frac{1}{2} \frac{b}{L} \cdot b = \frac{1}{2} \frac{b^2}{L}$$

$$\text{d'où : } T_A = q \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{b^2}{L}$$

$$q = 109.30 \text{ KN / m } , L = 32.4 \text{ m}$$

$$b = L - a \quad T_A = \frac{q}{2} \frac{(L - a)^2}{L}$$

2.3. Réaction d'appui :R_A

$$R_A = q \left(\frac{L}{2} + l_A \right)$$

$$R_A = 109.30 \left(\frac{32.4}{2} + 0.5 \right)$$

$$R_A = 1825.31 \text{ KN}$$

2.4. Tableaux récapitulatifs :

a) **Moment fléchissant :**

Tab IV .1

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
M _A (x)KN, m	0	5163,244	9179,101	12047,57	13768,652	14342,346

b) **Effort tranchant :**

Tab IV .2

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
T _A (x)(KN)	1770.66	1434.234	1133.222	867.623	637.437	442.665

IV. 3) Surcharge B_c:

On dispose de deux camions par file $2 \times 30 \text{ t} = 60 \text{ tonnes}$

$$B_c = 60 \times N \times bc \quad bc = 0,8 \text{ pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe} \quad N = 4$$

$$B_c = 60 \times N \times 0,8 = 192 \text{ t} = 1290 \text{ KN}$$

3-1 Coefficient de majoration : δ_{Bc}

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

avec $S = 1920 \text{ KN}$

$L = 32,4 \text{ m}$

$G = 1011,61 \text{ KN}$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(32,4)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{1011,61}{1920} \right)} = 1,08$$

$$\delta_{Bc} = 1,08$$

3.2 Calcul des efforts :**a) Moments fléchissants sous les surcharges B_c :**

Détermination de la section dangereuse :

Disposition :

Sens longitudinal : on dispose au maximum deux camions.

Sens transversal : on dispose au maximum autant de convois que de voies ,
selon le cas le plus défavorable.

$N = 4$ voies donc 4 convois.

Pour déterminer le moment max dans le sens longitudinal , on utilise le théorème de Barré.

Théorème de Barré : [9]

Le moment fléchissant dû au convoi sera maximum au droit de la charge P_i lorsque cette charge P_i et la résultante R des charges faisant partie de ce convoi seront symétriques par rapport au centre de la poutre c'est à dire $e = e_i$

Remarque :

La charge P_k sous laquelle se produira le plus grand des moments maximum réalisés au droit de chaque charge , satisfait l'inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^k P_{\alpha}$$

La position la plus défavorable est donnée par la figure suivante :

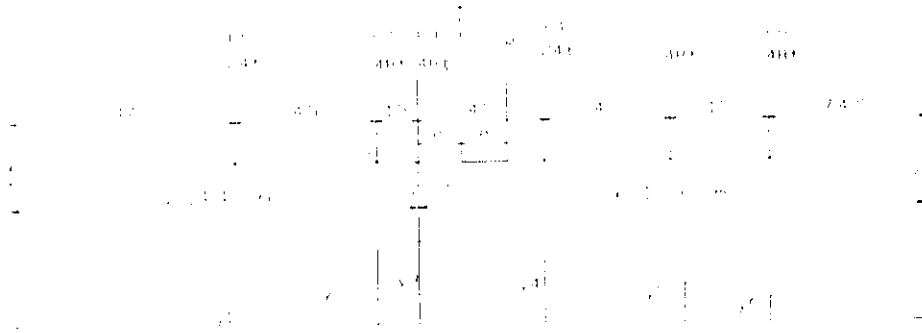


Fig IV .2

Les charges P_3 et P_4 vérifient l'inégalité ci-dessus.

On prend la charge P_3 car elle engendre un moment fléchissant plus grand que celui produit par la charge P_4 .

Soit R la résultante des charges :

$$R = 4 \times 48 + 2 \times 24 = 240 \text{ t} = 2400 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M^i / I_0 = 0 \quad \rightarrow R \times e &= 24(4.5 - e_i) + 48(9 - e_i) + (48(10.5 - e_i) - 48 e_i) \\ &\quad - 48(1.5 + e_0) - 24(6 + e_i) \\ R_e &= -240 e_i + 828 \quad (e = e_i) \end{aligned}$$

$$e = -e_i + 3.45 \quad \Rightarrow 2e = 3.45 \quad e = \frac{3.45}{2} = 1.725$$

$$M_{s_{\max}} = \sum P_i y_i$$

$$M(s) = M(14.975) = \sum P_i y_i$$

$$y_3 = \frac{ab}{L} = 8.0$$

$$y_2 = 7.171$$

$$y_6 = 3.313$$

$$y_1 = 4.684$$

$$y_4 = 5.991$$

$$y_5 = 3.983$$

$$y_6 = 3.313$$

$$M(s) = 24(y_1 + y_4) + 48(y_2 + y_3 + y_5 + y_6)$$

$$M(s) = 24(10.675) + 48(22.467)$$

$$M(s) = 1334.616 \text{ t.m} = 13346.16 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissants pour l'ensemble du pont sous la surcharge B_c :

Sections : $0.1L$, $0.2L$, $0.3L$, $0.4L$, $0.5L$.

Le moment fléchissant au droit d'une section (s) sera maximum , en plaçant la charge P_i en (s) tel que quand on passera de la gauche à la droite de la section (s) , les inégalités suivantes sont vérifiées simultanément :

$$\frac{\sum_{\alpha=1}^{\alpha=i} P_{\alpha}}{a} > \frac{\sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha}}{b} \quad \text{et} \quad \frac{\sum_{\alpha=1}^{\alpha=i-1} P_{\alpha}}{a} > \frac{\sum_{\alpha=i}^{\alpha=n} P_{\alpha}}{b}$$

Le moment fléchissant max sera : $M_{\max} = \sum_{i=1}^{\alpha=n} P_i y_i$

Tableau récapitulatif des moments fléchissants dans les différentes sections :
Tab IV.3

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	S	0,5L
Longueur(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	14,475	16,2
M _{Bc} (KN,m)	0	4709,88	8985,6	11613,6	13190,4	13346,16	13140
b _c δ _{Bc} M _{Bc}	0	4069.336	7763.558	10034.15	11396.50	11531.08	11353

b) Efforts tranchants sous les surcharges B_c :

La section dangereuse dans notre cas est un appui :

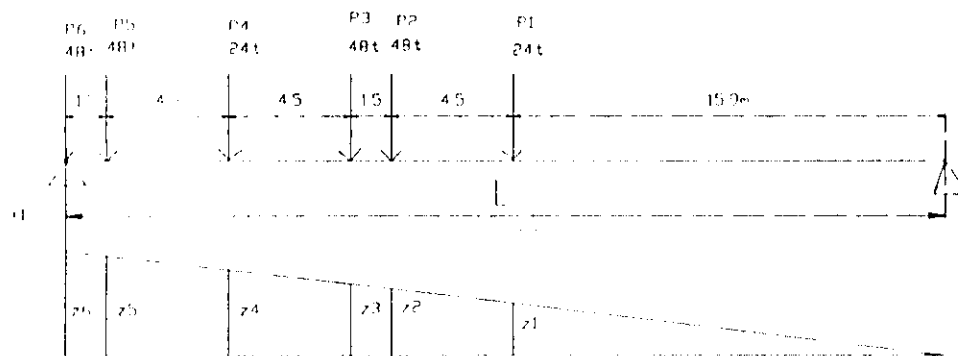


Fig IV.3

$$T(0,0L) = \sum P_i z_i$$

$$T(0,0L) = 24 (z_1 + z_4) + 48 (z_6 + z_5 + z_3 + z_2)$$

$$T(0,0L) = 24 (0.5 + 0.814) + 48 (1 + 0.953 + 0.676 + 0.63)$$

$$T(0,0L) = 187,968 \text{ t} = 1879.68 \text{ KN}$$

Effort tranchant dans les différentes sections :

$$T = \sum P_i z_i$$

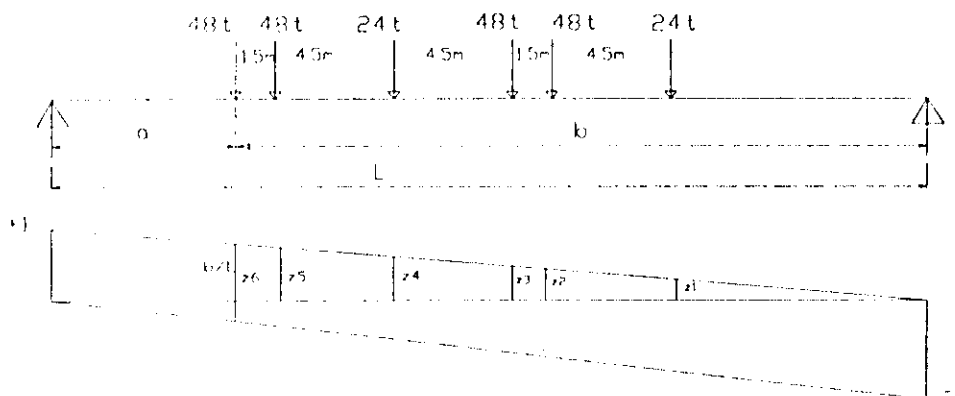


Fig IV.4

Tableau récapitulatif des efforts tranchants :

Tab IV.4

Sections	0,0L	L / 32,4	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur(m)	0	1	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
$T_{Bc}(KN)$	1879,68	1804,8	1639,68	1399,68	1157,28	917,28	679,2
$b_c \delta_{Bc} T_{Bc}(KN)$	1624.043	1559.347	1416.683	1209.323	999.889	792.53	586.828

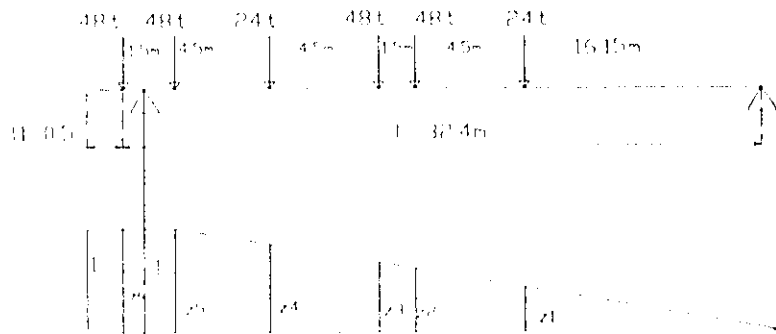
c) Réaction d'appui sous la surcharge B_c :

Fig IV.5

$$R_{bc} = \sum P_i z_i$$

$$R_{bc} = 24 (z_1 + z_4) + 48 (z_6 + z_5 + z_3 + z_2)$$

$$R_{bc} = 24 (0.5 + 0.822) + 48 (0.637 + 0.683 + 0.961 + 1)$$

$$R_{bc} = 189.216 \text{ t}$$

$$R_{bc} = 1892.16 \text{ KN}$$

Réaction d'appui pour l'ensemble du pont sous B_c :

$$R = R_b \times b_c = 1892.16 \times 0.8 = 1513.728 \text{ KN}$$

IV - 4) Surcharge B_t :

Pont de 1ère classe : $b_t = 1$

4.1-Coefficient de majoration dynamique : δ_{Bt}

Pour $N \geq 2$ deux tandem au plus sont disposés de front

$$\text{donc : } S = b_t B_t = 1 \times (16 \times 2) \times 2$$

$$S = 64 \text{ t} = 640 \text{ KN}$$

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

$$\text{avec : } L = 32.4 \text{ m}$$

$$G = 10011.61 \text{ KN}$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \delta_{Bt} = 1.06$$

4.2-Calcul des efforts sous la surcharge B_1 :

a) Moments fléchissants sous la surcharge B_1 :

La section dangereuse (s) sera déterminée par le théorème de Barré, dans le cas de deux charges égales distantes de $d = 1.35$ m

$$M(s) = 32 (y_1 - y_2) = 32 (7.435 + 8.096) = 4970 \text{ KN.m}$$

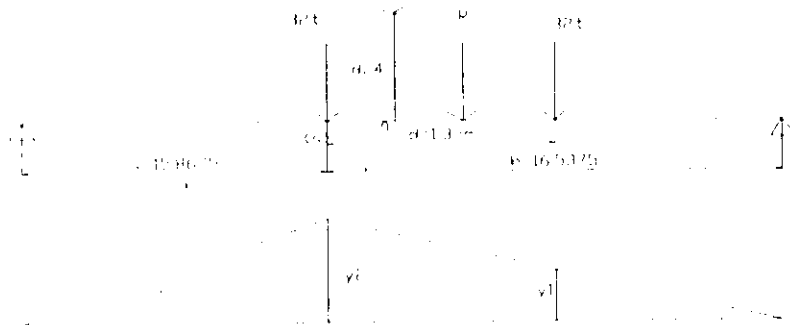


Fig IV .6

Moments fléchissants :

Tab IV.5

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	S	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	15,8625	16,2
M_{B_1} (KN, m)	0	5163,244	9179,101	12047,57	13768,652	4970	4968
$B_1 \delta_{B_1} M_{B_1}$ (KN, m)	0	1932.422	3425.241	4478.457	5092.07	5268.2	5266.08

b) Effort tranchant :

$$T(0,0L) = \sum P_i z_i = 32 (1 + 0.958) = 62.656 \text{ t} = 626.56 \text{ KN}$$



Fig IV .7

Efforts tranchants :

Tab IV.6

Sections	0,0L	L / 32,4	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Long(m)	0	,1	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
T_{B_1} (KN)	626,65	606,87	562,667	498,667	434,667	370,667	306,667
$b_1 \delta_{B_1} T_{B_1}$ (KN)	666.66	645.71	598.677	530.581	462.485	394.390	326.293

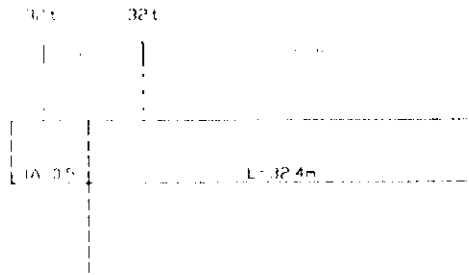
c) Réaction d'appui sous B_t :

Fig IV.8

$$\begin{aligned}
 R_{bt} &= \sum P_i z_i \\
 &= 32 (1 + 0,969) \\
 &= 63,00 \text{ t} = 630 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

pour l'ensemble du pont :

$$R = R_{bt} \times b_t = 630 \times 1 = 630,0 \text{ KN}$$

IV.5) Surcharge B_r : roue isolée de 10t5.1 Coefficient de majoration dynamique : δ_{Br}

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

$$\text{avec : } S = 10\text{t} = 100\text{KN}$$

$$L = 32,4 \text{ m}$$

$$G = 10011,61 \text{ KN}$$

$$\delta_{Br} = 1,05$$

5.2 Moment fléchissant :

Le moment fléchissant maximum de la roue B_r s'obtient pour $a = L/2$

$$M(L/2) = 100 \times y = 100 \times (ab/L) = 100 \times (L/4) = 810 \text{ KN.m}$$

$$M_{Br}(\text{max}) = M_{Br} \times \delta_{Br} = 850,5 \text{ KN.m}$$

On remarque que la surcharge B_r est nettement moins défavorable que les surcharges B_c et B_t .

$$M_{Bc}(\text{max}) = 11531,082 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bt}(\text{max}) = 5268,20 \text{ KN.m}$$

avec toute majoration faite.

IV.6 Surcharge militaire M_{c120} :

6.1 Disposition :

Sens longitudinal : le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules du convoi n'est pas limitée.

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leur point de contact avec la chaussée devant être égale au moins à 30,5 m

Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Donc on disposera d'un seul véhicule M_{c120}

6.2 Coefficient de majoration dynamique : $\delta_{M_{c120}}$

$$\delta_{M_{c120}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

avec : $S = 55 + 55 = 110 \text{ t} = 1100 \text{ KN}$

$L = 32,4 \text{ m}$

$G = 10011,61 \text{ KN}$

D'où : $\delta_{M_{c120}} = 1,07$

6.3 Calcul des efforts :

a) Moments fléchissants sous les surcharges M_{c120} :

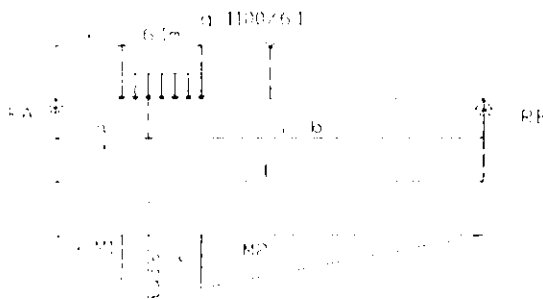


Fig IV.9

$$\alpha = \frac{M1+q(a-x)}{2} + \frac{M2+\alpha}{2}(x+6,1-a)$$

$$\frac{M1-x}{\alpha} \quad M1 = \frac{\alpha}{a}x \quad M2 = \frac{\alpha}{b}(L-x-6,1)$$

$$S =$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[\left(\frac{x}{a} + 1 \right) (a-x) + \left(\frac{L-x-6,1}{b} + 1 \right) (x+6,1-a) \right] \quad \text{avec } L=32,4 \text{ m}$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{\alpha} + \frac{2(L-6,1)}{b}x + \frac{L(12,2-a)-37,21}{b} \right]$$

$$S_{\max} \longrightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad \longleftarrow \frac{2x}{\alpha} + \frac{2(L-6,1)}{b} = 0$$

$$\text{D'où } x = \frac{(L-6,1)}{b}\alpha \quad \text{Avec } \alpha = \frac{ab}{L} \quad \longrightarrow \quad x = \frac{a}{L}(L-6,1)$$

Pour $a = b = \frac{L}{2}$, $x = 13,15 \text{ m}$

$$M_{a=\frac{L}{2}}(x) = R_A \times 16,2 - q \frac{(3,05)^2}{2} = 55 \times 16,2 - \frac{110}{6,1} \times \frac{(3,05)^2}{2}$$

$$M_{a=\frac{L}{2}}(x) = 8071,25 \text{ KN.m}$$

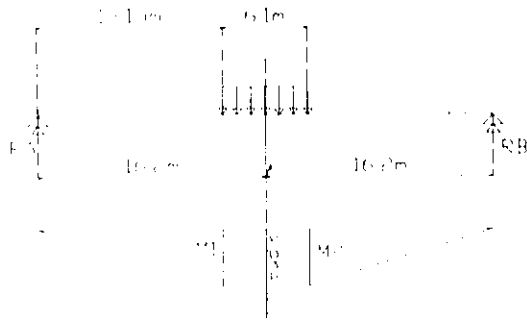


Fig IV .10

Calcul du moment fléchissant pour les différentes sections :

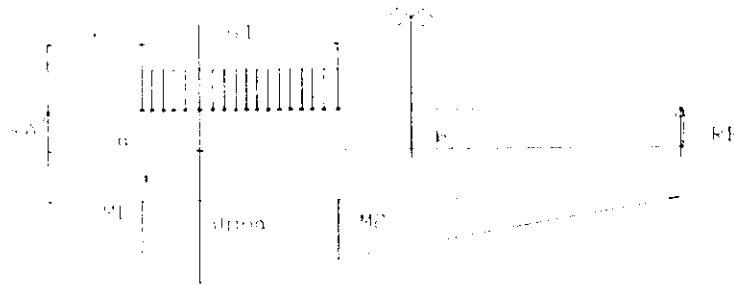


Fig IV .11

$$x = \frac{a}{L}(L - 6.1)$$

$$\alpha = \frac{ab}{L}$$

$$M_a(x) = R_A \alpha - q \frac{(a-x)^2}{2} \quad \text{avec} \quad R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$\sum M_i / A = 0 \rightarrow R_B \times L = 1100 \left(\frac{6.1}{2} + x \right) \rightarrow R_A = 1100 \left[1 - \frac{1}{L} \left(\frac{6.1}{2} + x \right) \right]$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissants :

TabIV.7

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
$M_a(x)$ (KN,m)	0	2905,65	5166,60	6779,85	7748,4	8071,25
$\delta_{M_{c120 \times}}$ $M_a(x)$ (KN,m)	0	3109.045	5527.172	7254.439	8290.788	8636.237

b) Effort tranchant sous les surcharges militaires M_{c120} :

L'effort tranchant est calculé à partir des lignes d'influence :



Fig IV .12

$$T_a(x) = qS = \frac{1100}{6.1} \left[\frac{(z_1 + z_2)}{2} \times 6.1 \right]$$

$$T_a(x) = 550(z_1 + z_2)$$

Tab IV .8

Sections	0,0L	$\frac{1}{32.4}L$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	1.00	3,24	6,48	9,72	12,96	16,20
$T_a(x) KN$	996.450	962.975	886.45	776.45	666.45	556.45	446.45
$\delta_{M_{c120}} \times T_a(x) KN$	1066.201	1030.383	948.501	830.801	713.101	595.401	477.701

c) Réaction d'appui sous M_{c120} :

$$R_{M_{c120}} = \sum P_i y_i = q \times S$$

$$= \frac{1100}{6.1} \left[(z_1 \times 0.5 + \frac{1}{2}(z_2 + z_3) \times 5.60 \right]$$

$$z_1 = z_2 = 1, z_3 = 0.827$$

$$R_{M_{c120}} = 1012.65 \text{ KN}$$

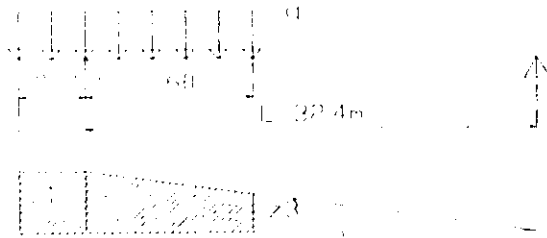


Fig IV. 13

IV.7 Convoi exceptionnel de type D :

Le convoi de type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et 18.60 m de long .

7.1 Moment fléchissant sous le convoi D :

De la même manière que la surcharge M_{c120} on calcule le moment fléchissant à partir des lignes d'influence .

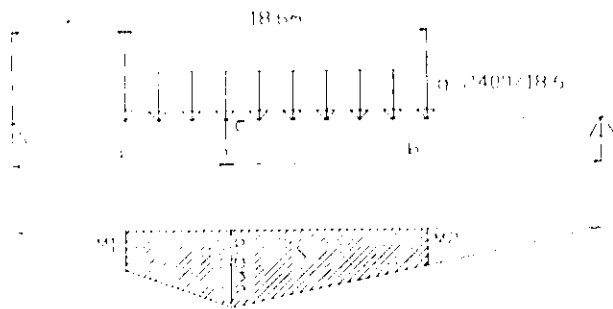


Fig IV. 14

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{\alpha} + \frac{2(L-18.6)}{b}x + \frac{L(37.2-a)-345.96}{b} \right]$$

$$S_{\max} \longrightarrow \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \iff \frac{2x}{\alpha} + \frac{2(L-18.6)}{b} = 0$$

$$D'où : x = \frac{(L-18.6)\alpha}{b} \quad x = \frac{a(L-18.6)}{L} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{ab}{L}$$

$$\text{Pour } a = b = \frac{L}{2}, \quad x = 6.9 \text{ m}$$

$$M_{a=\frac{L}{2}}(x) = R_A \times 16.2 - q \frac{(9.30)^2}{2} = 120 \times 16.2 - \frac{240}{18.6} \times \frac{(9.30)^2}{2}$$

$$M_{a=\frac{L}{2}}(x) = 13860 \text{ KN.m}$$

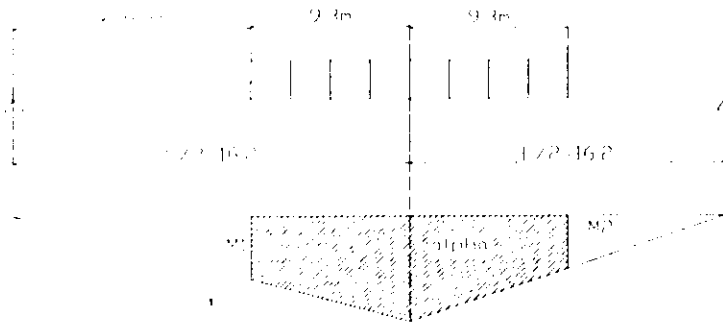


Fig IV .15

Calcul du moment fléchissant sous le convoi exceptionnel de type D pour les différentes sections :

On procède de la même manière que la surcharge M_{e120}

Tab IV .9

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
$M_a(x)$ (KN,m)	0	4989.60	8870.40	11642.40	13304.67	13860

7.2 Effort tranchant sous le convoi de type D :

L'effort tranchant est calculé à partir des lignes d'influence :

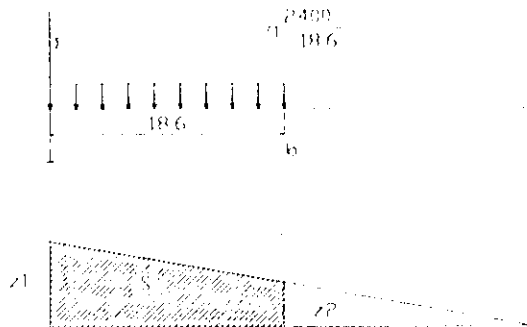


Fig IV .16

$$T_a(x) = qS = \frac{2400}{18.6} \left[18.6 \times \frac{(z_1+z_2)}{2} \times 6.1 \right]$$

$$T_a(x) = 1200(z_1+z_2) \text{ KN}$$

Tab IV .10

Sections	0,0L	$\frac{1}{32.4}L$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur(m)	0	1,00	3,24	6,48	9,72	12,96	16,20
$T_a(x)(KN)$	1711.111	1637	1471.111	1231.111	991.111	751.111	600

7.3 Réaction d'appui sous le convoi exceptionnel de type D :

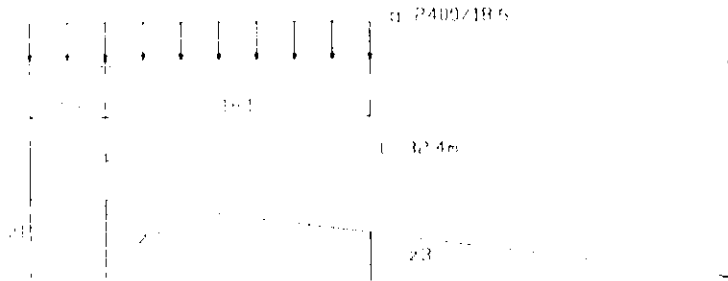


Fig IV .17

$$R_D = q S = \frac{2400}{18.6} [0.5z_1 + \frac{1}{2}(z_2 + z_1) \times 18.10]$$

$$R_D = 1747.65 \text{ KN}$$

IV.8 - Surcharge sur les trottoirs :

Pour la justification des poutres principales qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs , il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg / m^2 de façon à produire l'effet maximal à envisager.

$$A_t = 150 \text{ kg / m}^2 = 1,5 \text{ KN / m}^2$$

8.1 -Trottoir de droite de largeur 1.75 m :

a) Moment fléchissant pour le trottoir de droite surchargé :

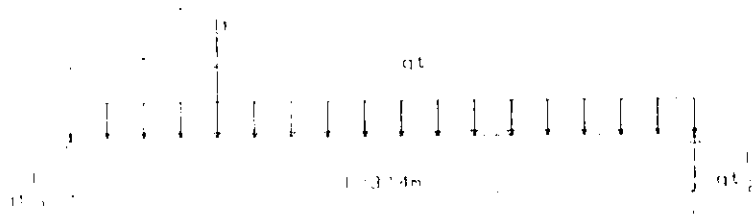


Fig IV .18

La charge par mètre linéaire est : $q_{td} = 1.5 \times 1.75$

$$q_{td} = 2.625 \text{ KN / m l}$$

Les moments fléchissants dans les différentes sections seront donnés par la formule :

$$M_{td}(x) = q_{td} \frac{L}{2} \times x - q_{td} \frac{x^2}{2}$$

$$M_{td}(x) = q_{td} \frac{x}{2} (L - x)$$

Le moment maximum pour le pont entier s'obtient dans la section médiane :

$$M_{td}\left(\frac{L}{2}\right) = q_{td} \frac{L^2}{8} = 2.625 \frac{(32.4)^2}{8} = 344.452 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant pour le trottoir de droite surchargé :

De même que la charge $A(L)$, les efforts tranchants dans les différentes sections seront donnés par la formule :

$$T_{td}(x) = \frac{1}{2} q_{td} \frac{(L-x)^2}{L} \quad \text{avec } a = 0,1L, 0,2L, 0,3L, 0,4L, 0,5L$$

L'effort tranchant est maximum pour $x = 0$

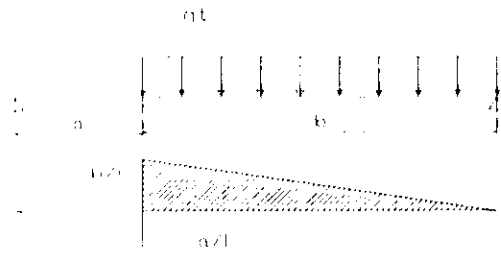


Fig IV .19

$$T_{td}(0) = T_{0td} = q_{td} \frac{L}{2} = 2,625 \times \frac{32,4}{2}$$

$$T_{0td} = 42,525 \text{ KN}$$

Tableaux récapitulatifs pour le trottoir de droite surchargé :**Moment fléchissant :**

Tab IV .11

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
$M_{td}(\text{KN}, \text{m})$	0	124	220,45	289,34	330,67	344,452

Efforts tranchants :

Tab IV .12

Sections	0,0L	$\frac{1}{32,4}L$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur(m)	0	1,00	3,24	6,48	9,72	12,96	16,20
$T_{td}(\text{KN})$	42,526	39,940	34,445	27,216	20,837	15,309	10,631

8.2-Trottoir de gauche de largeur 1m :

a) Moment fléchissant pour le trottoir de gauche surchargé :

$$q_{ig} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$M_{ig}(x) = q_{ig} \frac{L}{2} (L-x)$$

$$M'_{\max} \text{ s'obtient pour } x = \frac{L}{2} \text{ et vaut } M_{0g} = q_{ig} \frac{L^2}{8} = 1.5 \frac{(32.4)^2}{8}$$

$$M_{0g} = 196.83 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant pour le trottoir de gauche surchargé :

Pour les différentes sections :

$$T_{ig}(x) = \frac{1}{2} q_{ig} \frac{(L-x)^2}{L}$$

T_{\max} = s'obtient à l'appui et vaut :

$$T_{0g} = q_{ig} \times \frac{L}{2} = 1.5 \times 16.2 = 24.3 \text{ KN}$$

c) Réaction d'appui pour le trottoir de gauche surchargé :

$$R_{ig} = q_{ig} \left(\frac{L}{2} + l \right) = 1.5 (16.2 + 0.5) = 25.05 \text{ KN}$$

Tableaux récapitulatifs pour le trottoir de gauche surchargé :

Moment fléchissant :

Tab IV .13

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs(m)	0	3,24	6,48	9,72	12,96	16,2
M_{ig} (KN, m)	0	70.857	125.971	165.337	188.954	196.829

Efforts tranchants :

Tab IV .14

Sections	0,0L	$\frac{1}{32.4}L$	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur(m)	0	1.00	3,24	6,48	9,72	12,96	16,20
M_{ig} (KN)	24.3	22.822	19.682	15.552	11.906	8.748	6.074

IV .9 - Effort de freinage :

Les charges des chaussées des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité du tablier, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

9.1- Calcul de l'effort de freinage sous la charge (A) :

L'effort de freinage correspondant à la surcharge A est égal à la fraction suivante :

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0.0035\Omega} (KN)$$

$$\text{avec } A = \Lambda (L_t) \times a_1 \times a_2$$

$$a_1 = 0.75$$

$$a_2 = 1.077$$

$$L_t : \text{longueur totale du pont} \quad L_t = 110.18 \text{ m}$$

Ω : en m² désigne la surface chargée

$$\Lambda(110.18) = 230 + \frac{36000}{110.18 + 12} = 524.647 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 5.246 \times 0.75 \times 1.077 = 4.237 \text{ KN/m}^2 \quad \text{d'où}$$

$$\Omega = L_t \times l_s = 110.18 \times 13 \rightarrow \Omega = 1432.34 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{4.237 \times 1432.34}{20 + 0.0035 \times 1432.34} = 242.625 \text{ KN}$$

$$F_A = 242.625 \text{ KN}$$

9.2 Calcul de l'effort de freinage sous la surcharge B_c :

chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiné.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique par le coefficient de majoration, de même pour le coefficient b_c.

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30 t

$$\text{D'où } F_{bc} = 300 \text{ KN}$$

CHAPITRE V:

**REPARTITION DES EFFORTS
LONGITUDINAUX SUR
LES POUTRES**

V.1. Exposé théorique de la répartition transversale des efforts selon la méthode de GUYON-MASSONNET :

Théorie de la plaque anisotrope :

Dans l'étude de la plaque on introduit des hypothèses et des limitations concernant la plaque, le matériau dont elle est constituée et le comportement de la dalle sous charge.

La théorie de Poisson – Kirchoff est l'outil utilisé.

Cette loi est définie par les hypothèses suivantes :

- 1) Le matériau composant la plaque est parfaitement élastique et suit la loi de Hooke et son comportement est toujours le même sous une charge quelconque.
- 2) La plaque est un matériau homogène
- 3) La plaque a une épaisseur constante ; elle est mince c'est à dire son épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions.
- 4) Les éléments de normale au plan moyen restent, même après la déformation, rectilignes et perpendiculaires au feuillet moyen déformé
- 5) La plaque est incompressible dans le sens perpendiculaire au feuillet moyen ; on néglige donc les tensions normales perpendiculaires à ce feuillet.
- 6) Les déformations (w) du plan médian de la dalle sont d'un ordre plus faible que l'épaisseur de la dalle. Par conséquent la courbure dans un sens quelconque est donnée par la dérivée seconde de la déformée (w) dans ce sens.
- 7) La tension dans le plan moyen de la dalle est nulle. Par cette supposition les déformations sont limitées beaucoup plus sensiblement que par la précédente.
- 8) Les composantes de forces de volume sont négligées ; s'il y a lieu de considérer des forces de volume uniformes, on peut les inclure dans la charge.
- 9) La charge agit perpendiculairement à la surface de la plaque.

Equation aux dérivées partielles d'une plaque anisotrope :

Cf : calcul des grillages des poutres Bares Massonnet

Elle est donnée par la formule :

$$\rho_{11} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - 4\rho_{14} \frac{\partial^4 w}{\partial x^3 \partial y} - 2(\rho_{12} - 2\rho_{44}) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} - 4\rho_{24} \frac{\partial^4 w}{\partial x \partial y^3} - \rho_{22} \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + p(x, y) = 0 \dots (1)$$

Equation aux dérivées partielles des dalles orthotropes et isotropes

• Dalle orthotrope :

Elle s'obtient d'une façon analogue à l'équation (1), la seule différence consiste en ce qu'on exprime la LOI DE HOOKE sous une forme simplifiée.

L'équation trouvée s'écrit :

$$\rho_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 24 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - p(x, y) = 0 \dots (2)$$

$$\text{Avec : } H = \frac{d^3}{24(1-\eta_x \eta_y)} [E_x \eta_x + E_y \eta_y + 4G(1-\eta_x \eta_y)]$$

$$\text{Et : } G = \frac{E}{2(1+\eta)}$$

• **Dalle isotrope :**

En posant $E_x = E_y = E$; $\eta_x = \eta_y = \eta$ L'équation de la dalle isotrope devient

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{\rho} p(x, y) \dots \dots \dots (3)$$

Avec : $P = \frac{d^3}{12(1-\eta^2)}$

Les équations (1), (2), et (3) sont les équations fondamentales des dalles une fois trouvée la fonction de la déformée $w(x, y)$ pour une charge donnée $p(x, y)$ le problème est complètement déterminé.

Application de la théorie de la plaque orthotrope à des grillages :

Le grillage consiste en deux familles de poutres, pouvant en général se couper sous un angle quelconque. Ces familles sont ordinairement perpendiculaires l'une à l'autre. De plus l'une ou l'autre et plus souvent toutes les deux sont solidaires d'une dalle constituant le platelage ou le tablier du pont.

La dalle est relativement épaisse et il n'est pas possible de négliger son effet sur la transmission d'une charge extérieure en flexion ainsi qu'en torsion.

On rencontre souvent des constructions formées de familles et d'une dalle d'épaisseur moyenne, dont le comportement est intermédiaire entre celui d'un grillage simple (sans dalle) et celui d'une dalle anisotrope.

• **Grillage simple :**

Soit un grillage simple constitué dans le sens y par m poutres (longerons) espacées les unes des autres de b_0 et dans le sens x de n poutres (entretoises) espacées de l_0 , les poutres sont faites du même matériau résistant à la torsion assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre.

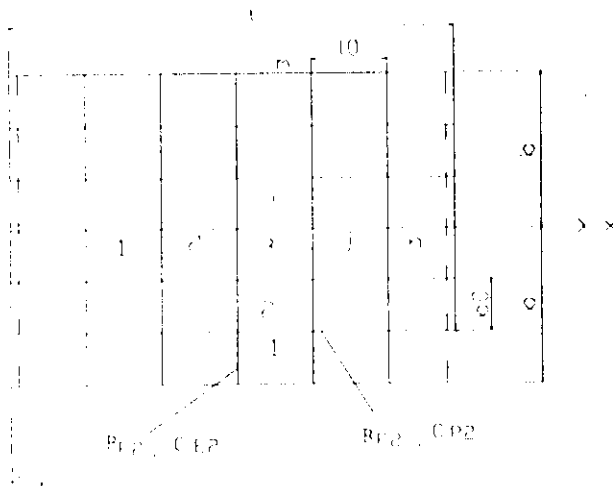


Fig V.1

Désignons par :

$B_P = EI_P$ la rigidité flexionnelle des longerons
 $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises
 $C_P =$ rigidité torsionnelle des longerons
 $C_E =$ rigidité torsionnelle des entretoises

Et si nous remplaçons cette construction par une construction équivalente où les rigidités sont réparties continûment sur la longueur et la largeur, les rigidités flexionnelles seront par unités de longueur

$$C_P = \frac{B_P}{b_o} \quad \text{et} \quad C_E = \frac{B_E}{l_o}$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur de la construction seront :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_o} \quad , \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_o}$$

➤ **Paramètres sans dimension :**

dans la pratique , le coefficient de rigidité torsionnelle $\gamma_P + \gamma_E$ est toujours compris entre les valeurs correspondant aux deux cas particuliers , celui de la dalle et celui de la torsion du grillage simple .

***Paramètre de torsion α :**

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α donné par :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

***Paramètre d'entretoisement θ :**

Le second paramètre sans dimension a été déduit par M^r GUYON en calculant les grillages sans tenir compte de l'effet de torsion :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement plus grand est θ , plus simple est l'entretoisement .

Par ces deux paramètres θ et α , le comportement de la construction est complètement défini .

➤ Méthode des coefficients de répartition :

La méthode des coefficients de répartition connue sous le nom de la méthode « GUYON - MASSONET » est basée sur deux hypothèses principales :

- 1- la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion, et qui ; au sens technique est exactement soluble par le calcul différentiel .
- 2- la répartition réelle du chargement est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe x de la construction suivant la sinusoïde.

$$p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l} \text{ où } p_1 \text{ est une valeur constante du chargement MASSONET}$$

qui justifie cette hypothèse par le fait qu'on obtient, dans une poutre, les moments fléchissants maxima en chargeant la construction entière sur toute sa longueur dans une bande d'une certaine largeur et en situant la charge maximum aux environs du milieu de la portée .

En ajoutant à ces charges utiles le poids mort uniformément réparti, nous constatons que la charge totale est répartie presque sinusoidalement .

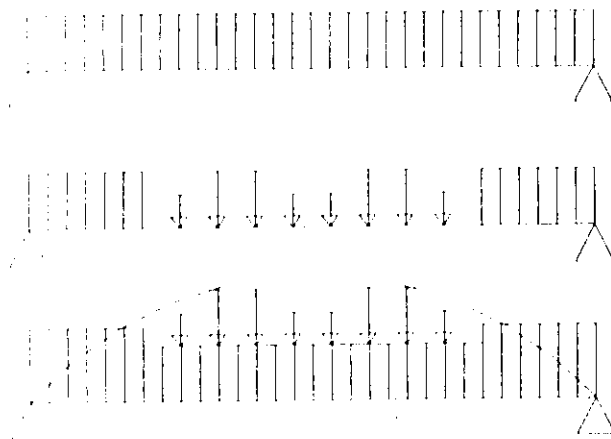


Fig V.2

On peut en général (si la charge ne correspond pas à cette supposition) développer en série de FOURRIER dans le sens longitudinal ce qui entraîne quelques complications dans les calculs .

les hypothèses, une fois déterminées, les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de la stabilité des constructions et à d de résistance des matériaux .

*Coefficient de répartition transversale :

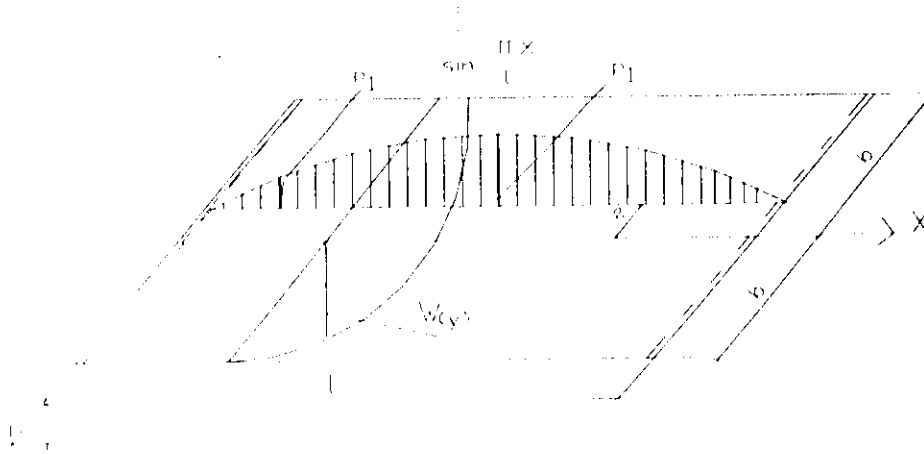


Fig V.3

Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction, sur une parallèle à l'axe x l'excentricité suivant la loi sinusoidale

$$p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$$

la construction prend une déformée en demi-onde de sinusoidale

$$\text{selon l'équation : } w(x, y) = w_0 \sin \frac{\pi x}{l}$$

Si la charge $p(x)$ au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur $2b$ de la construction (tout en restant sinusoidale dans le sens longitudinal) la déformée de la construction sera une surface cylindrique d'équation :

$$w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi x}{l}$$

Le coefficient de répartition transversale désignera le rapport du déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $p(x)$ à celui $w_0(x)$ du même point, mais sous l'effet de la charge $p_0(x)$ uniformément répartie sur la largeur $2b$ du pont.

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0}$$

Le coefficient K dépend de la valeur du paramètre d'entretoisement θ , de la valeur du paramètre de torsion α , de l'excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire, et de

l'ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considéré.

Le coefficient de répartition transversale dépend entre autre de α .

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

K_0 : correspond à $\alpha = 0$

K_1 : correspond à $\alpha = 1$

Les valeurs de K_0 et K_1 sont consignées dans les tableaux de MASSONNET établis pour des valeurs de θ allant de 0,05 à 5

Flexion longitudinal :

Le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur produit par une charge répartie

suivant la sinusoïde $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$

Dans la section x est : $M_0(x) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w_0(x) \dots \dots \dots (1)$

Pour une charge unitaire réelle , le moment fléchissant longitudinal est :

$$M_x(x, y) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w(x, y) \dots \dots \dots (2)$$

En faisant le rapport entre (2) et (1) on obtient :

$$\frac{M_x(x, y)}{M_0(x)} = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0} = K(y)$$

Si nous considérons une construction chargée d'un système de n charges linéaires sinusoïdales dans le sens x ($p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$; ; $p_n \sin \frac{\pi x}{l}$)

Nous obtenons le moment fléchissant par :

$$M_x(x, y) = M_0(x) K(y)$$

Avec : $K(y) = \frac{\sum P_i K_i(w)}{\sum P_i}$

Et $M_0(x)$: moment moyen

➤ **Cas de charge concentrées :**

Supposons que la construction du pont soit chargée de plusieurs files parallèles de charges concentrées ($p_{11}, p_{12}, \dots, p_{1n}$) ; ($p_{21}, p_{22}, \dots, p_{2n}$) ; ; ($p_{m1}, p_{m2}, \dots, p_{mn}$)

Dans le sens longitudinal , le chargement peut être remplacé par un chargement

sinusoïdale $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$

Dans le sens transversal , nous rencontrons des charges égales (cas de Bc , Bt)

d'où $p_1 = p_2 = \dots = p_n = p$
et l'expression de K(y) devient :

$$K(y) = \frac{\sum_{i=1}^n P_i K_i(w)}{\sum_{i=1}^n P_i} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n}$$

➤ **Cas d'une charge uniformément répartie :**

voir titre V4.1 surcharge A (charge uniformément répartie)

Remarque :

Pour déterminer les valeurs maximales des moments fléchissant longitudinaux il faut fixer la position la plus efficace de la charge dans le sens transversal suivant les lignes d'influence de Ket dans le sens longitudinal , selon les règles de la stabilité des constructions

V.2- Calcul des paramètres sans dimension α et θ :

Comme notre poutre est à inertie variable, nous utiliserons pour le calcul du paramètre d'entretoisement θ , le moment d'inertie équivalent \bar{I}

$$\bar{I} = I_0 + (I_M - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

avec \bar{I} : moment d'inertie équivalent

I_0 : moment d'inertie de la section d'about (poutre + hourdis)

I_M : moment d'inertie de la section médiane (poutre + hourdis)

$$I_0 = 151334283 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \bar{I} = 134871010.8 \text{ cm}^4$$

$$I_M = 131948780 \text{ cm}^4$$

2.1 - Calcul du paramètre d'entretoisement θ :

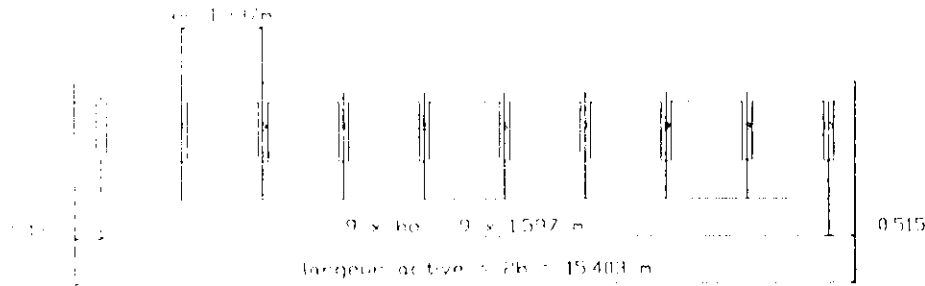


Fig V.3

$$2b = 9 \times 1.597 \times 2 \times 0.515 = 15.403 \text{ m}$$

$$\rightarrow b = 7.7015 \text{ m}$$

$$b_0 = 1.597, \quad L = 32.4 \text{ m}$$

D'après la formule citée plus haut, on a $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

Avec $\rho_p = \frac{E_p I_p}{b_0}$ où $I_p = \bar{I}$

$$\rho_E = \frac{E_E I_E}{I_0} \quad E_E = E_p = E \text{ (Module de Young)}$$

comme on n'a pas d'entretoises, on ne prendra en compte que la dalle :

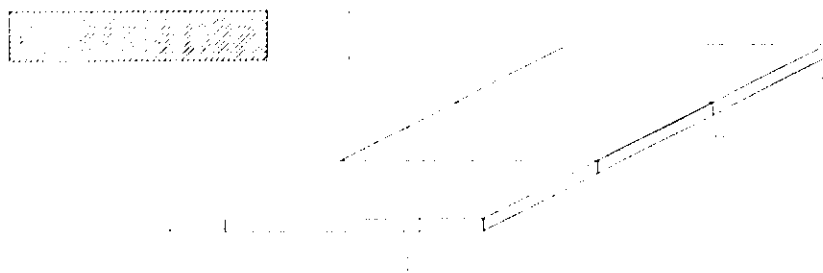


Fig V.4

$$I_E = \frac{l_0 \times h_0^3}{12} \quad \rho_E = \frac{E l_0 \times h_0^3}{12 \times l} \rightarrow \rho_E = \frac{E \times h_0^3}{12}$$

Application numérique :

$$\rho_P = \frac{E I_P}{b_0} = \frac{1.348710108}{1.597} E = 0.844527306 E$$

$$\rho_E = \frac{E \times h_0^3}{12} = \frac{(0.2)^3}{12} E = 0.000666666 E$$

I_P	1.348710108 m ⁴
b_0	1.597 m
h_0	0.20 m
l_0	1 m
b	7.7015 m
L	32.4 m

d'où

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = 1.418 \approx 1.42$$

2.2- calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \times \rho_E}} \quad \text{on prendra pour le calcul de } \alpha_1 \text{ la poutre équivalente}$$

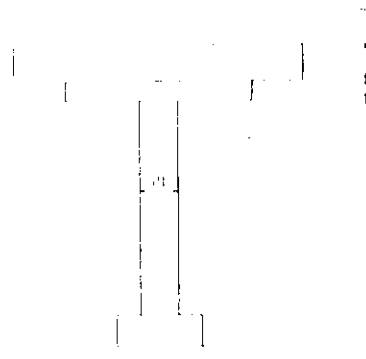


Fig V.5

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0} \quad \text{avec} \quad C_P = C_P(\text{poutre}) + \frac{1}{2} C_P(\text{dalle})$$

$$C_P(\text{poutre}) = \frac{G}{3} [0.47 \times (0.18)^3 + 1.21 \times (0.21)^3 + 1.03 \times (0.11)^3]$$

$$C_P(\text{poutre}) = \frac{G}{3} (0.01531778)$$

$$C_P(\text{dalle}) = \frac{G}{3} [1.597 \times (0.20)^3] = \frac{G}{3} (0.012776)$$

$$C_P(\text{dalle}) = \frac{G}{3}(0.012776)$$

$$C_P = \frac{G}{3}(0.01531778) + \frac{1}{2} \times \frac{G}{3}(0.012776) = 0.00723526G$$

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0} = \frac{0.00723526}{b_0} \times G$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0} \quad \text{avec} \quad C_E = C_E(\text{entretoise}) + \frac{1}{2}C_E(\text{dalle})$$

$$C_E = C_E(\text{entretoise}) + \frac{1}{2}C_E(\text{dalle}) = \frac{1}{2}C_E(\text{dalle}) \quad C_E(\text{entretoise}) = 0 \quad (\text{pas d'entretoise})$$

$$C_E = \frac{1}{2} \times \frac{G(h_0)^3 \times l_0}{3} \quad \text{avec} \quad l_0 = 1\text{m} \rightarrow \gamma_E = \frac{C_E}{l_0} = \frac{1}{2} \times \frac{G(h_0)^3}{3} = \frac{(h_0)^3}{6} \times G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$\gamma_P = \frac{0.00723526}{1.597} \times \frac{E}{2.4} = 0.0018877E$$

$$\gamma_E = \frac{(0.2)^3}{6} \times \frac{E}{2.4} = 0.0005555E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P + \rho_E}} = 0.0514889 \quad \text{d'où} \quad \sqrt{\alpha} = 0.2269$$

Résultats : $\theta = 1.42$
 $\sqrt{\alpha} = 0.2269$

2.3- Coefficient de répartition K_α :

Les tableaux de Guyon- Massonnet donnent les valeurs de k_0 et K_1 pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$ correspondant à $\theta = 1.42$.

Pour $\theta = 1.42$ et $\sqrt{\alpha} = 0.2269$, on aura K_α en fonction de k_0 et K_1 à partir de expression suivante :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

K_α est calculé pour chaque poutre 6,7,8,9,10 en fonction de la position e :

$$e = (-b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b)$$

et la position des poutres y :

position des poutres :

poutre 6 : $y = 0.103 b \in [0, b/4]$

poutre 7 : $y = 0.311 b \in [b/4, b/2]$

poutre 8 : $y = 0.518 b \in [b/2, 3b/4]$

poutre 9 : $y = 0.725 b \in [b/2, 3b/4]$

poutre 10 : $y = 0.933 b \in [3b/4, b]$

Coefficient transversale K_0

Tab V.1

e \ y(pp)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5381	-0.0909	0.6736	2.0657	3.1891	2.0657	0.6736	-0.0909	-0.5381
b/4	-0.1728	-0.1669	-0.007	0.6584	2.0657	3.2394	2.1134	0.5124	-0.8423
b/2	0.0006	-0.09	-0.1472	-0.007	0.6736	2.1134	3.291	2.0261	-0.0147
3b/4	0.0432	-0.0149	-0.090	-0.1669	-0.0909	0.5124	2.0261	3.8029	4.0389
b	0.0457	0.0432	0.0006	-0.1728	-0.5381	-0.8423	-0.0147	4.0389	12.6179

Coefficient transversale K_1

Tab V.2

e \ y(pp)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.2226	0.4	0.8042	1.5612	2.2413	1.5612	0.8046	0.4	0.2226
b/4	0.0861	0.1642	0.3551	0.7843	1.5612	2.263	1.6188	0.9197	0.5606
b/2	0.0332	0.0661	0.1498	0.3551	0.8042	1.6188	2.3975	1.8952	1.3518
3b/4	0.0137	0.0282	0.0661	0.1642	0.4	0.9197	1.8952	3.0068	3.0266
b	0.0064	0.0137	0.0332	0.0861	0.2226	0.5606	1.3518	3.0266	5.948

Coefficient de répartition transversale $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

Tab V.3

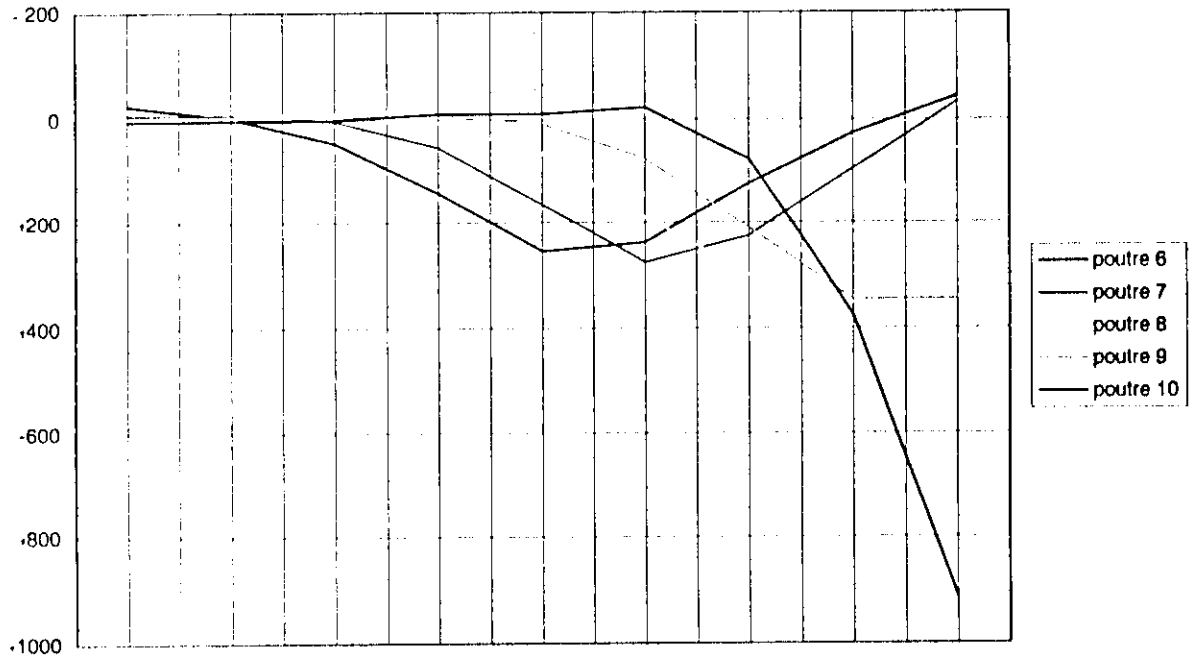
e \ y(pp)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.3655	0.0204	0.7032	1.9512	2.974	1.9512	0.7033	0.0204	-0.3655
b/4	-0.1140	-0.0917	0.0751	0.6869	1.9512	3.0178	0.7033	0.0204	-0.3655
b/2	0.0079	-0.0545	-0.0798	0.0751	0.7032	2.0011	3.0882	1.9963	0.2953
3b/4	0.0365	-0.0051	-0.0545	-0.0917	0.0204	0.6048	1.9963	3.6222	3.8092
b	0.0367	0.0365	0.0079	-0.114	-0.3655	-0.5239	0.02953	3.8092	11.1045

Coefficient de répartition transversale pour les poutres (6,7,8,9,10)

Tab V.4

e \ y(pp)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre6 0.103b	-0.2618	-0.0257	0.4444	1.4303	2.5526	2.3906	1.2379	0.2611	-0.4307
Poutre7 0.311b	-0.0842	-0.0826	0.0373	0.5376	1.6466	2.7697	2.2663	0.9443	-0.324
Poutre8 0.518b	0.0099	-0.0509	-0.0779	0.063	0.654	1.9005	3.0095	2.1133	0.5483
Poutre9 0.725b	0.0336	-0.01	-0.057	-0.075	0.0886	0.7444	2.1054	3.4596	3.4578
Poutre10 0.933b	0.0366	0.025	0.0088	-0.108	-0.10	-0.221	0.7511	3.759	9.15

V.3-LIGNES D'INFLUENCE $K\alpha$:



GRAPHE V.1

V.4- Détermination des facteurs de répartition transversale pour les différentes surcharges :

4.1 -Surcharge Λ : surcharge uniformément répartie

$$\Lambda = 8.407 \text{ KN/m}^2$$

La surface d'influence se calcule par la relation suivante :

$$\frac{1}{2b} \int_{-b}^b k(y) dy = 1 \text{ .Mais il est plus facile de la calculer de manière approchée par la}$$

formule des trapèzes, en divisant la construction en 8 bandes de même largeur.

$$\text{on aura } S_k = \int_{-b}^b k(y) dy = \frac{2b}{8} \left[\frac{k_0}{2} + k_1 + k_2 + k_3 + k_4 + k_5 + k_6 + k_7 + \frac{k_8}{2} \right]$$

Poutre 6 .

Nombre de voies chargées : 4

$$\text{Largeur d'une bande} : \frac{l_r}{8} = \frac{13}{8} = 1.62m$$

$$S_k = \frac{13}{8} \left[\frac{0.13}{2} + 0.116 + 0.6 + 1.5 + 2.03 + 2.33 + 1.67 + 0.76 + \frac{0.06}{2} \right] = 14.577$$

$$\text{d'où } k_m = \frac{S_k}{l_r} = \frac{14.577}{13} = 1.12 \quad k_m = 1.12$$

Poutre 7 : (3 voies chargées)

$$l_r - 3 \cdot 2.25 = 13 - 3 \cdot 2.25 = 9.75m$$

$$S_k = \frac{9.75}{8} \left[\frac{0.133}{2} + 0.43 + 0.96 + 1.7 + 2.4 + 2.6 + 2.26 + 1.4 + \frac{0.6}{2} \right] = 14.767$$

$$k_m = \frac{S_k}{l_r} = \frac{14.767}{9.75} = 1.514 \quad k_m = 1.514$$

Poutre 8 : (2 voies chargées) :

$$l_r - 2 = 13 - 2 \times 3.25 = 6.5m$$

$$S_k = \frac{6.5}{8} \left[\frac{0.46}{2} + 0.8 + 1.33 + 1.86 + 2.33 + 2.93 + 2.73 + 2.33 + \frac{1.93}{2} \right] = 12.597$$

$$k_m = \frac{S_k}{l_r} = \frac{12.597}{6.5} = 1.938 \quad k_m = 1.938$$

Poutre 9 : (2 voies chargées) :

$$S_k = \frac{6.5}{8} \left[\frac{3.46}{2} + 3.33 + 2.8 + 2.16 + 1.43 + 0.93 + 0.56 + 0.26 + \frac{0.05}{2} \right] = 11.557$$

$$k_m = \frac{S_k}{l_r} = \frac{11.557}{6.5} = 1.778 \quad k_m = 1.778$$

Poutre 10 : (1 voie chargée) :

$$S_k = \frac{3.25}{8} \left[\frac{0.1}{2} + 0.4 + 0.7 + 1.15 + 1.8 + 2.5 + 3.2 + 3.8 + \frac{5.3}{2} \right] = 6.6$$

$$k_m = \frac{S_k}{l_r} = \frac{6.6}{3.25} = 2.03 \quad k_m = 2.03$$

4.2- Coefficient de répartition transversal sous la surcharge B_C :

On place transversalement les 4 convois B_C de façon à avoir le maximum de roues aux droits des ordonnées maximales de la ligne d'influence K , on calculera K_m(max)

Poutre 6 : Nombre de voies chargées : 4

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[0.6+1.7+2+2.16+2.06+1.43+1.15+0.26]}{8}$$

$$k_m = 1.42$$

Poutre 7 : (3 voies chargées)

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[0.76+1.96+2.23+2.5+2.36+1.13]}{6}$$

$$k_m = 1.823$$

Poutre 8 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[1.23+2.53+2.83+2.23]}{4} = 2.205$$

$$k_m = 2.205$$

Poutre 9 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[3.43+2.23+1.8+0.6]}{4} = 2.015$$

$$k_m = 2.015$$

Poutre 10 : (1 voie chargée) :

$$K_m = \frac{4.4+0.9}{2} = 2.65$$

4.3- Coefficient de répartition transversal sous la surcharge B_t :

Poutre 6 :

Nombre de voies chargées : 4

On place transversalement les 2 tandems.

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[1.4+2.06+2.26+1.7]}{4} = 1.855$$

$$k_m = 1.855$$

Poutre 7 : (3 voies chargées)

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[2.16+2.73+2.23+1.06]}{6} = 2.045$$

$$k_m = 2.045$$

Poutre 8 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[2.06+2.96+2.4+1.06]}{4} = 2.12$$

$$k_m = 2.12$$

Poutre 9 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{[3.43+2.03+1.23+0.33]}{4} = 1.755$$

$$k_m = 1.755$$

Poutre 10 : (1 voie chargée) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{(1.26+0.2)}{2} = 0.73$$

$$K_m = 0.73$$

4.4- Coefficient de répartition transversal sous la surcharge M_{c120} :

La charge totale : $1100 \times 1.07 = 1177$ KN

Poutre 6 .

Nombre de voies chargées : 4

On place transversalement les 2 tandems.

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{1.7+2.36}{2} = 2.03$$

$$k_m = 2.03$$

Poutre 7 : (3 voies chargées)

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{1.26+2.26}{2} = 2.110$$

$$k_m = 2.110$$

Poutre 8 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{2.23+2.03}{2} = 2.13$$

$$k_m = 2.13$$

Poutre 9 : (2 voies chargées) :

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} = \frac{3.43+1.06}{2} = 2.245$$

$$k_m = 2.245$$

Poutre 10 : (1 voie chargée) :

$$K_m = 1.266$$

4.5- Coefficient de répartition transversal sous la surcharge exceptionnelle de type D :

Convoi D : cette surcharge est uniformément répartie transversalement sur une longueur de 3.20m

Poutre 6 .

Nombre de voies chargées : 4

$$S_k = \frac{3.20}{8} \left[\frac{1.73}{2} + 1.86 + 1.96 + 2.06 + 2.13 + 2.23 + 2.28 + 2.33 + \frac{2.36}{2} \right] = 6.758$$

$$\text{d'où } k_m = \frac{6.758}{3.2} = 2.111 \quad k_m = 2.111$$

Poutre 7 : (3 voies chargées)

$$S_k = \frac{3.20}{8} \left[\frac{2.23}{2} + 2.23 + 2.43 + 2.66 + 2.7 + 2.6 + 2.5 + 2.4 + \frac{2.26}{2} \right] = 7.86$$

$$k_m = \frac{7.86}{3.2} = 2.456 \quad k_m = 2.456$$

Poutre 8 : (2 voies chargées) :

$$S_k = \frac{3.2}{8} \left[\frac{2.03}{2} + 2.26 + 2.53 + 2.76 + 3 + 2.8 + 2.6 + 2.43 + \frac{2.26}{2} \right] = 8.21$$

$$k_m = \frac{8.21}{3.2} = 2.565 \quad k_m = 2.565$$

Poutre 9 : (2 voies chargées) :

$$S_k = \frac{3.2}{8} \left[\frac{1.46}{2} + 1.83 + 2.13 + 2.5 + 2.83 + 3.13 + 3.33 + 3.43 + \frac{3.46}{2} \right] = 8.656$$

$$k_m = \frac{8.656}{3.2} = 2.705 \quad k_m = 2.705$$

Poutre 10 : (1 voie chargée) :

$$S_k = \frac{3.2}{8} \left[\frac{0.1}{2} + 0.35 + 0.65 + 1.2 + 1.8 + 2.4 + 3.2 + 3.8 + \frac{5.2}{2} \right] = 6.4$$

$$k_m = \frac{6.4}{3.2} = 2 \quad k_m = 2$$

Surcharge de trottoirs :

Trottoir de droite S_{k1}

Trottoir de gauche S_{k2}

Poutre 6 :

$$S_{k1} = \frac{1}{2} \times 1.3 \times 0.43 + \frac{1}{2} \times 0.1 \times 0.03 = 0.281$$

$$K_{m1} = \frac{0.281}{1.4} = 0.2$$

$$S_{k2} = \frac{1}{2} \times (0.26 + 0.13) = 0.195$$

$$K_{m2} = \frac{0.195}{1} = 0.195$$

Poutre 7 :

$$S_{k1} = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 0.33 + \frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.6 = 0.352$$

$$K_{m1} = \frac{0.352}{1.4} = 0.251$$

$$S_{k2} = 0.06 \times 1 = 0.06$$

$$K_{m2} = \frac{0.06}{1} = 0.06$$

Poutre 8 :

$$S_{k1} = \frac{1.67 + 0.53}{2} \times 1.4 = 1.542$$

$$K_{m1} = \frac{1.542}{1.4} = 1.1$$

$$S_{k2} = 0$$

$$K_{m2} = 0$$

Poutre 9 :

$$S_{k1}=3.46 \times 1.4=4.844$$

$$K_{m1}=\frac{4.844}{1.4}=3.46$$

$$S_{k2}=0$$

$$K_{m2}=0$$

Poutre 10 :

$$S_{k1}=\frac{1}{2}(9.1+5.3)=7.2$$

$$K_{m1}=\frac{7.2}{1.4}=5.14$$

$$S_{k2}=0$$

$$K_{m2}=0$$

Coefficient de répartition transversal pour les différentes poutres :

Tab V.5

	Poutre6	Poutre7	Poutre8	Poutre9	Poutre10
trottoirs	0,2	0,251	1,1	3,46	5,142
A	1,12	1,514	1,938	1,778	2,03
Bt	1,855	2,045	2,12	1,755	0,73
Bc	1,42	1,823	2,205	2,015	2,65
Mc120	2,03	2,11	2,13	2,245	1,266
Convois D	2,111	2,456	2,565	2,705	2

V.5. Calcul des efforts par poutre :

Nombre de poutres : 10

$$\text{Moment fléchissant par poutre : } M_{Pi} = M_i \frac{K_i}{10}$$

$$\text{Effort tranchant par poutre : } T_{Pi} = T_i \frac{K_i}{10}$$

M_{Pi} , T_{Pi} : efforts dans la poutre i

M_i , T_i : efforts pour l'ensemble du pont calculés dans les différentes sections de la portée de la poutre (chaque surcharge)

K_i : coefficient de répartition transversal de la poutre i.

Revêtement :**Poutres de rive 1-10**

$$q_s = \frac{22.88}{13} \times 0.283 = 0.5 \text{ KN/m}$$

$$M(x) = \frac{q_s}{2} x(L-x)$$

$$T(0) = \frac{1}{2} q_s L$$

Poutres intermédiaires : (2-3-4-5-6-7-8-9)

$$q_3 = \frac{22.88}{13} \times 1.597 = 2.81 \text{ KN/m}$$

$$M(x) = \frac{q_3}{2} \lambda (L-x)$$

$$T(0) = \frac{1}{2} q_3 L$$

Corniche + garde corps pour les poutres de rive seulement :

$$q_4 = \frac{15.5 + 3.6}{2} = 9.55 \text{ KN/m}$$

$$M(x) = \frac{q_4}{2} \lambda (L-x)$$

$$T(0) = \frac{1}{2} q_4 L$$

Moments fléchissants par poutre M(KN.m) pour la section x = 0.1L

Tab V.6

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	613,556	613,556	613,556	613,556	613,556
g2(dalle)	377,205	377,205	377,205	377,205	310,172
g3(revêtement)	132,742	132,742	132,742	132,742	23,619
g4(glissière+corniches)					451,134
G Somme	1123,5	1123,5	1123,5	1123,5	1398,48
trottoirs	3,89	4,89	21,43	67,42	100,19
A	578,283	781,715	1000,63	918,024	1048,13
Bt	358,46	395,18	409,67	339,14	141,06
Bc	577,84	741,84	897,28	819,97	1078,37
Mc120	631,13	656	662,22	697,98	393,6
Convoi D	1053,3	1225,44	1279,83	1349,68	997,92

Moments fléchissants par poutre M(KN.m) pour la section x = 0.2L

Tab V.7

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	1089,91	1089,91	1089,91	1089,91	1089,91
g2(dalle)	670,586	670,586	670,586	670,586	551,418
g3(revêtement)	235,986	235,986	235,986	235,986	42
g4(glissière+corniches)					802,016
G Somme	1996,48	1996,48	1996,48	1996,48	2485,34
trottoirs	6,92	7,31	32,04	100,79	149,78
A	1028,06	1389,71	1778,91	1632,04	1836,35
Bt	635,38	700,46	726,15	601,13	250,04
Bc	1102,42	1415,29	1711,86	1564,35	2057,34
Mc120	1122,02	1166,23	1177,29	1240,85	699,74
Convoi D	1872,54	2178,57	2275,25	2399,44	1774,08

Moments fléchissants par poutre M(KN.m) pour la section $x = 0.3L$

Tab V.8

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	1430,164	1430,164	1430,164	1430,164	1430,164
g2(dalle)	880,145	880,145	880,145	880,145	723,736
g3(revêtement)	309,731	309,731	309,731	309,731	55,112
g4(glissière+corniches)					1052,64
G Somme	2620,04	2620,04	2620,04	2620,04	3261,65
trottoirs	9,09	11,41	50,01	157,31	233,79
A	1349,32	1824	2334,82	2142,05	2445,65
Bt	830,75	915,84	949,43	785,97	326,92
Bc	1424,85	1829,22	2212,53	2021,88	2659,05
Mc120	1472,65	1530,68	1545,19	1628,62	918,41
Convoi D	2457,71	2859,37	2986,27	3149,27	2328,48

Moments fléchissants par poutre M(KN.m) pour la section $x = 0.4L$

Tab V.9

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	1684,723	1684,723	1684,723	1684,723	1684,723
g2(dalle)	1036,925	1036,925	1036,925	1036,925	852,655
g3(revêtement)	353,978	353,978	353,978	353,978	62,985
g4(glissière+corniches)					1203,02
G Somme	3075,62	3075,62	3075,62	3075,62	3803,37
trottoirs	10,39	13,04	57,15	179,78	267,19
A	1542,08	2084,57	2668,36	2448,06	2795,03
Bt	944,57	1041,32	1079,51	893,65	371,72
Bc	1618,3	2077,58	2512,93	2296,39	3020,07
Mc120	1683,03	1749,35	1765,93	1861,28	1049,61
Convoi D	2808,61	3267,62	3412,64	3598,91	2660,93

Moments fléchissants par poutre M(KN.m) pour la section $x = 0.5L$

Tab V.10

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	1702,366	1702,366	1702,366	1702,366	1702,366
g2(dalle)	1047,791	1047,791	1047,791	1047,791	861,6
g3(revêtement)	368,728	368,728	368,728	368,728	65,61
g4(glissière+corniches)					1253,15
G Somme	3118,88	3118,88	3118,88	3118,88	3882,72
trottoirs	10,82	13,58	59,54	187,28	278,32
A	1606,34	2171,43	2779,54	2550,07	2911,5
Bt	976,85	1076,91	1116,4	924,19	384,42
Bc	16120,26	20695,24	25031,82	22874,88	30083,59
Mc120	1753,15	1822,24	1839,51	1938,83	1093,34
Convoi D	2925,84	3404,01	3555,09	3749,13	2772

Effort tranchant calculé pour la section la plus défavorable à $x = 0$ L T(KN)

Tab V.11

charges	poutre6	poutre7	poutre8	poutre9	poutre10
g1(poutre seule)	214,15	214,15	214,15	214,15	214,15
g2(dalle)	129,35	129,35	129,35	129,35	106,38
g3(revêtement)	45,52	45,52	45,52	45,52	8,1
g4(glissière+corniches)					154,71
G Somme	389	389	389	389	483,34
trottoirs	1,33	1,67	7,35	23,12	34,35
A	198,3	268,06	343,14	314,81	359,43
Bt	123,65	136,32	141,32	116,98	48,66
Bc	230,6	296,05	358,09	327,23	430,36
Mc120	216,43	224,96	227,1	239,36	134,98
Convoi D	361,21	420,24	438,89	462,85	342,22

Les combinaisons vis à vis de l' ELS

G + 1.2 (A+Tr)

G + 1.2 (Bt+Tr)

G + 1.2 (Bc+Tr)

G + Mc120

G + D

Moments fléchissants par poutre à l'ELS:

Tab V.12

combinaisons	P6	P7	P8	P9	P10
G+1,2 (A+tr)	5059,47	5740,89	6525,77	6403,7	7710,5
G+1,2 (Bt+tr)	4304,08	4427,46	4530	4452,64	4634,8
G+1,2 (Bc+tr)	5066,4	5618,7	6194,3	6088,7	7827
G+ Mc120	4872,03	4941,12	4958,4	5057,71	4976
G+ D	6044,72	6522,89	6673,97	6868	6654,72

Efforts tranchants par poutre à l'ELS:

TabV.13

combinaisons	P6	P7	P8	P9	P10
G+1,2 (A+tr)	628,55	712,67	809,58	794,51	955,87
G+1,2 (Bt+tr)	539	554,58	567,4	557,12	580
G+1,2 (Bc+tr)	667,31	746,26	827,52	809,42	1041
G+ Mc120	605,43	613,96	616,1	628,36	618,32
G+ D	750,21	809,24	828	851,85	825,56

Les combinaisons vis à vis de l' ELU :

1.35G + 1.6(A+tr)

1.35G + 1.6(Bt+tr)

1.35G + 1.6(Bc+tr)

1.35G + 1.35 Mc120

1.35G + 1.35 D

Moments fléchissants par poutre à l'ELU:

Tab V.14

combinaisons	P6	P7	P8	P9	P10
1,35G+1,6(A+tr)	6798	7706,5	8753	8590,2	10345,3
1,35G+1,6(Bt+tr)	5790,7	5955,2	6092	5322	6302
1,35G+1,6(Bc+tr)	6758	7543,6	8311	8170,3	10500,5
1,35G+1,35Mc120	6577,23	6670,5	6693,8	6828	6717,6
1,35G+1,35D	8160,36	8806	9009,8	9271,8	8983,8

Efforts tranchants par poutre à l'ELU:

Tab V.15

combinaisons	P6	P7	P8	P9	P10
1,35G+1,6(A+tr)	844,5	956,7	1086	1065,8	1282,5
1,35G+1,6(Bt+tr)	725,1	746	763	749,3	785,3
1,35G+1,6(Bc+tr)	896,2	1001,5	1110	1085,7	1396
1,35G+1,35Mc120	817,3	828,8	831,7	848,2	834,7
1,35G+1,35D	1012,7	1092,4	1117,6	1150	1114,5

Conclusion :

D'après les tableaux précédents, la poutre la plus sollicitée est la poutre P10 pour le chargement (Bc + tr)

$$\text{ELS : } M_{\max} = 7827 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 1041 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } M_{\max} = 10500.5 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 1396 \text{ KN}$$

CHAPITRE VI:

ETUDE DE LA DALLE

VI.1. Flexion transversale :

Le moment fléchissant transversal est donné par la formule suivante :

$$M_y(x,y) = \sum_{n=1}^{\infty} \mu_{\alpha n} H_n b \sin \frac{n\pi}{b} \quad \text{série de Fourier}$$

En pratique, on se contente des quatre premiers termes de la série.

Le moment maximal a lieu pour $x=L/2$.

$$\text{On aura : } M_y\left(\frac{L}{2}, y\right) = b(H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3})$$

Les coefficients μ comme les coefficients K sont données par les tables de GUYON-MASSONNET [1] en fonction :

- Du paramètre d'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'excentricité y de la charge

$\mu_{\alpha 1}$ coefficient correspondant au paramètre d'entretoisement θ

$\mu_{\alpha 3}$ coefficient correspondant au paramètre d'entretoisement 3θ

Le coefficient μ_{α} s'exprime en fonction de μ_0 et μ_1 par la relation suivante :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$$

μ_0 : coefficient correspondant à $\alpha=0$

μ_1 : coefficient correspondant à $\alpha=1$

Pour calculer la flexion transversale, il faut que la charge appliquée soit sinusoïdale. Toute charge réelle peut être remplacée par une charge développée en série de Fourier. On calculera un coefficient μ_{α} pour chacun des harmoniques et on cumulera les effets.

1.1. Pour les charges concentrées (ponctuelles): (Bc par exemple)

Généralement, les charges ne sont pas ponctuelles, mais réparties sur une surface au niveau du feuillet moyen de la dalle qui est de $2u \times 2v$, impact de la charge p .



Fig VI.1.1

On pose $p = \frac{P}{2u}$

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

On trace les lignes d'influences $\mu_{\alpha 1}$, $\mu_{\alpha 3}$ en fonction de l'excentricité et on disposera les convois transversalement. On calcule la somme des coefficients μ étendus au nombre de files, on obtient des coefficients μ^+ et μ^- maximum pour l'ensemble des convois.

1.2. Pour une charge uniformément répartie :

Le moment transversal vaut :

$$M(y) = \mu_{\alpha 1} H_1 b \sin \frac{\pi x}{L} + \mu_{\alpha 2} H_2 b \sin \frac{2\pi x}{L} + \mu_{\alpha 3} H_3 b \sin \frac{3\pi x}{L}$$

avec : $H_n = \frac{4p}{n\pi} \sin^2 n \frac{\pi}{2}$ $H_n = \frac{2p}{n\pi} [1 - (-1)^n]$

Pour le calcul de μ , on emploie la même méthode que les charges concentrées en prenant pour valeur de μ l'air de la partie correspondante de la ligne d'influence du coefficient μ .

VI.1.1. Calcul des coefficients $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$ pour les poutres :

Les lignes d'influence correspondant aux coefficients $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$ sont obtenues à partir des tableaux de GUYON-MASSONNET .

Les valeurs de μ_0 et μ_1 sont données par les tables de Guyon-Masonnet en fonction de θ et de $\alpha=0, \alpha=1$

on a $0 < \alpha = 0.051488 < 1$

d'où on a : $\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$ avec $\sqrt{\alpha} = 0.2269$

Coefficient $\mu_{\alpha 1}$ $\mu_{\alpha 1} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$

Tab VI.1.1

$\theta = 1.42^\circ$ $\mu_{\alpha 1} \times 10^4$ $\sqrt{\alpha} = 0.2269$									
e	-b	$\frac{-3b}{4}$	$\frac{-b}{2}$	$\frac{-b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
y									
0	-9.53	-94.76	-150.32	-30.65	738.45	-9.08	-150.32	-94.77	-9.29
$\frac{b}{4}$	29.578	-27.49	-96.44	-146.51	-3.37	745.34	-7.38	-175.71	-184.15
$\frac{b}{2}$	19.39	-0.91	-34.21	-90.52	-128.71	27.18	763.07	-97.53	-549.19
$\frac{3b}{4}$	5.06	1.84	-6.05	-26.29	-58.52	-65.62	73.18	599.05	-852.71
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Coefficient $\mu_{\alpha 1}$ pour les poutres (6,7,8,9,10)

Tab VI.1.2

$\theta = 1.42^\circ$ $\mu_{\alpha 1} \times 10^4$ $\sqrt{\alpha} = 0.2269$									
e y	-b	$\frac{-3b}{4}$	$\frac{-b}{2}$	$\frac{-b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
P6 0.103b	6.58	-67.04	-128.12	-78.38	432.82	301.74	-91.42	-128.11	-81.33
P7 0.311b	21.63	-21	-81.25	-132.84	-33.95	570.10	180.61	-156.63	-273.22
P8 0.518b	18.35	-0.712	-32.18	-85.89	-123.65	20.49	713.39	-47.37	-571.04
P9 0.725b	6.49	1.56	-8.86	-32.71	-65.54	-56.34	142.17	529.39	-822.35
P10 0.933b	1.35	0.49	-1.62	-7.04	-15.68	-17.58	19.61	160.54	-228.52

Coefficient $\mu_{\alpha 3}$ $\mu_{\alpha 3} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$

Tab VI.1.3

$30 = 4.26^\circ$ $\mu_{\alpha 3} \times 10^4$ $\sqrt{\alpha} = 0.2269$									
e y	-b	$\frac{-3b}{4}$	$\frac{-b}{2}$	$\frac{-b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0	-0.02	1.51	-30.66	246.78	1.51	1.51	-0.02	0
$\frac{b}{4}$	0	-0.018	-0.019	1.51	-30.66	246.78	-30.67	1.56	-0.5
$\frac{b}{2}$	0	0	-0.018	-0.019	1.51	-30.66	246.79	-31.18	6.75
$\frac{3b}{4}$	0	0	0	-0.018	-0.013	1.5	-30.69	248.25	-60.67
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Coefficient $\mu_{\alpha 3}$ pour les poutres (6,7,8,9,10)

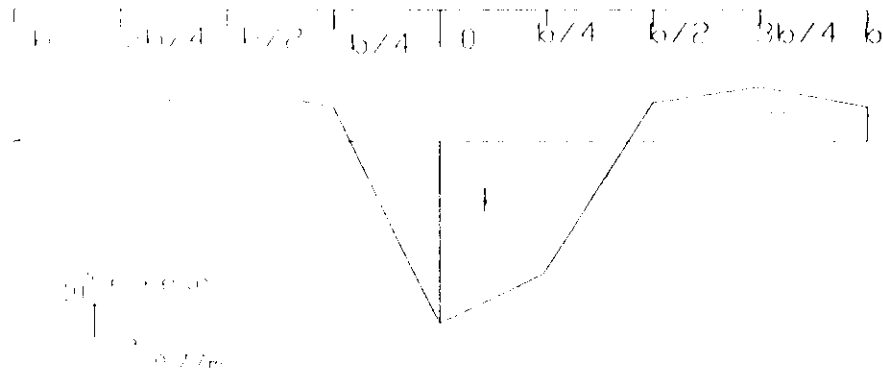
Tab VI.1.4

$30 = 4.26^\circ$ $\mu_{\alpha 3} \times 10^4$ $\sqrt{\alpha} = 0.2269$

e y	-b	$\frac{-3b}{4}$	$\frac{-b}{2}$	$\frac{-b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
P6 0.103b	0	-0.019	0.88	-17.40	132.47	102.56	-11.74	0.63	-0.206
P7 0.311b	0	-0.013	-0.018	1.13	-22.81	179.08	37.03	-6.42	1.269
P8 0.518b	0	0	-0.016	-0.0189	1.40	-28.34	226.81	-11.06	1.89
P9 0.725b	0	0	-0.0018	-0.018	0.139	-1.716	-2.94	220.307	-53.92
P10 0.933b	0	0	0	-0.0048	-0.0034	0.402	-8.22	66.53	-16.26

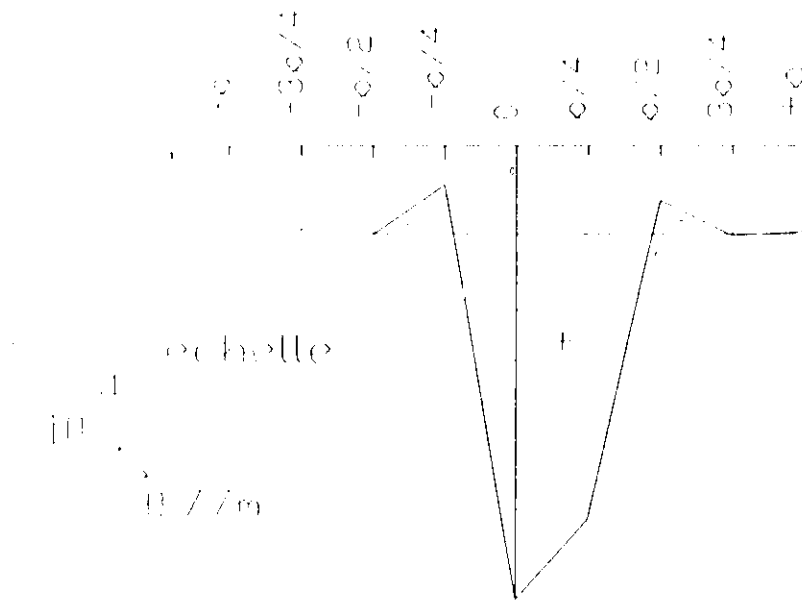
VI.1.2.Lignes d'influence μ_{α} :

Ligne d'influence $\mu_{\alpha 1}$ (poutre 6)



Graphe VI.1

Ligne d'influence $\mu_{\alpha 3}$ (poutre 6)



Graphe VI.2

VI.1.3. Calcul des efforts :**3.1. Surcharge A :**

Les efforts les plus défavorables sont obtenus pour la section médiane $x=L/2$

$$M(y) = \sum_{n=1}^3 b \mu_{\alpha n} H_n \sin \frac{n\pi}{2}$$

avec $H_n = \frac{4p}{n\pi} \sin^2 n \frac{\pi}{2}$: charge linéaire uniforme

$$H_1 = \frac{4p}{\pi} \quad \text{et} \quad H_3 = \frac{4p}{3\pi}$$

$$M(y) = \mu_{\alpha 1} b \frac{4P}{\pi} \sin \frac{\pi}{2} + \mu_{\alpha 3} b \frac{4P}{3\pi} \sin \frac{3\pi}{2}$$

On calculera les moments fléchissants transversaux au point $x=L/2$

Et $y=0.103b$ (position de la outre la plus sollicitée).

Pour cela , on se sert des lignes d'influence de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$ correspondant à $y=0.103b$

On aura : $My(L/2, 0.103b) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$

a. Moment positif :

On surcharge 2 voies donc le coefficient $a_1 = 1$

On a trouvé pour une voie surchargée $A(L) = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$

Avec : $a_1=1$, $a_2=1.077$

$$A = 1.1.077 \times 10.408 = 11.21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc on a une surcharge uniformément répartie :

$$P = 11.21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

a.1. Calcul de H_1 et H_3 :

$$H_1 = \frac{4p}{\pi} = \frac{4 \times 11.21}{\pi} = 14.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$H_3 = \frac{4p}{3\pi} = \frac{4 \times 11.21}{3\pi} = 4.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

a.2. Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$:

$\mu_{\alpha 1}$: aire de la ligne d'influence de $\mu_{\alpha 1}$ sur la largeur 6.5 m correspondant à 2 voies.
Cette aire est calculée avec la méthode des trapèzes

$$S = \frac{2b}{8} \left[\frac{\mu_0}{2} + \mu_1 + \mu_2 + \mu_3 + \mu_4 + \mu_5 + \mu_6 + \mu_7 + \frac{\mu_8}{2} \right]$$

on divisera la section en 8 bandes dont la largeur de chacune est égale à

$$\frac{6.50}{8} = 0.81 \text{ m}$$

d'où :

$$\mu_{\alpha 1} = 0.81 \times 10^{-4} \left[\frac{-220}{2} + 120 + 660 + 1050 + 930 + 800 + 420 - 130 - \frac{260}{2} \right] \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 1} = 1169.64 \times 10^{-4}$$

$\mu_{\alpha 3}$: aire de la ligne d'influence de $\mu_{\alpha 3}$ sur la largeur 6.5 m correspondant à 2 voies , calculée à partir de la formule des trapèzes.

$$\mu_{\alpha 3} = 0.81 \times 10^{-4} \left[\frac{-40}{2} + 40 + 260 + 330 + 300 + 260 + 110 - 10 + \frac{20}{2} \right] \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 3} = 408.24 \times 10^{-4}$$

a.3. calcul du moment positif :

$$M_y^+(\frac{L}{2}, 0.103b) = b[H_1\mu_{\alpha_1} - H_3\mu_{\alpha_3}]$$

$$M_y^+(\frac{L}{2}, 0.103b) = 7.7015[14.28 \times 1169.64 - 4.76 \times 408.24] \times 10^{-4}$$

$$M_y^+(\frac{L}{2}, 0.103b) = 11.366 \text{ KN.m/m}$$

b. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif, on surcharge une seule voie.

Dans le cas d'une voie surchargée on a :

$$\Lambda(L) = 10.408 \quad a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1.077$$

$$\text{D'où } \Lambda = 11.21 \text{ KN/m}^2$$

Donc on a une surcharge uniformément répartie :

$$p = 11.21 \text{ KN/m}^2$$

b.1. Calcul de H_1 , H_3 :

$$H_1 = 14.28 \text{ KN/m}^2, \quad H_3 = 4.76 \text{ KN/m}^2$$

b.2. Calcul de μ_{α_1} et μ_{α_3} :

les aires sont calculées à l'aide de la méthode des trapèzes :

$$\mu_{\alpha_1} = \frac{3.25}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{+170}{2} - 130 - 230 - 260 - 280 - 300 - 315 - 310 - \frac{300}{2} \right] \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha_1} = -299 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha_3} = \frac{3.25}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{+40}{2} - 10 - 30 - 20 - 15 - 5 + 0 + 0 + 0 \right] \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha_3} = -9.75 \times 10^{-4}$$

b.3. Calcul du moment négatif :

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = b[H_1\mu_{\alpha_1} - H_3\mu_{\alpha_3}]$$

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = 7.7015[14.28 \times (-299) - 4.76 \times (-9.75)] \times 10^{-4}$$

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = -3.252 \text{ KN.m/m}$$

3.2. Surcharge B_c :

La position des camions B_c longitudinalement est la suivante :

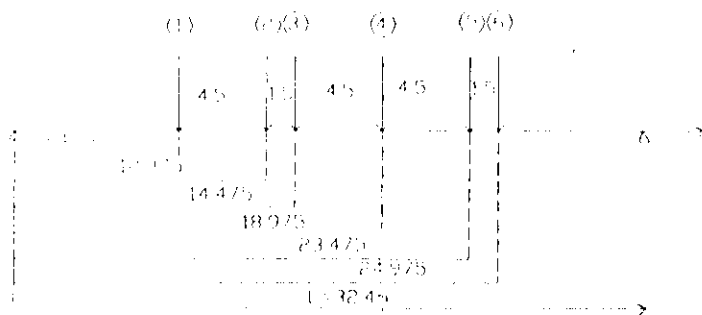


Fig VI.1.2

Le moment fléchissant transversal pour chaque file transversale de roues est donné par l'expression suivante:

$$M(x,y) = b \sum_{n=1}^{\infty} H_n \mu_{\alpha n} \sin \frac{n\pi x}{L} \quad \text{avec} \quad H_n = \frac{4P}{n\pi} \sin \frac{n\pi u}{L} \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

le calcul se fera pour $x=L/2$ et $y=0.103b$.

$$M\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$$

$\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$: lignes d'influence correspondant à $y = 0.103L$

a. Moment positif :

Pour avoir le moment positif maximum, on place 2 convois Bc transversalement au droit des ordonnées maximales des lignes d'influence μ_{α} .

La position transversale des convois est la suivante :

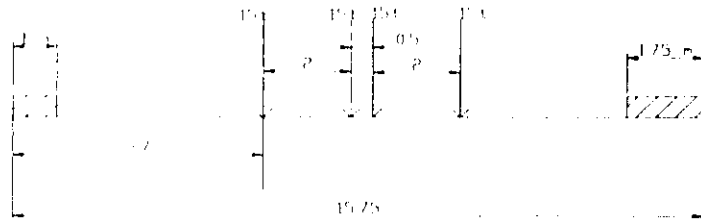


Fig VI.1.3

$2b(\text{réelle}) = \text{largeur totale du pont} = 13 + 1,75 + 1 = 15,75 \text{ m}$

a.1. Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

$$\mu_{\alpha 1} = [-20 + 1080 + 1020 + 550] \times 10^{-4} \times 0,4 = 980 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = [-40 + 330 + 320 + 150] \times 10^{-4} \times 0,4 = 304 \times 10^{-4}$$

a.2. Calculs préliminaires :

Impact des roues au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Roue de 3 t :

$$2u = c + 2 \left[\frac{3}{4} e + \frac{d}{2} \right]$$

$$2u = 0,02 + 2 \left[\frac{3}{4} \times 0,08 + \frac{0,2}{2} \right] \quad 2u = 0,52 \text{ m} \quad u = 0,26 \text{ m}$$

avec $c = 0,20 \text{ m}$ (roue de 3 t)

$e = \text{épaisseur de la chaussée (revêtement)} = 0,08 \text{ m}$

$d = \text{épaisseur de la dalle} = 0,20 \text{ m}$

$$p = \frac{P}{2u} = \frac{3}{0,52} = 5,77 \text{ t/m} = 57,7 \text{ KN/m}$$

Roue de 6t :

$$2u = c + 2 \left[\frac{3}{4} e + \frac{d}{2} \right]$$

avec $c = 0,25 \text{ m}$ (roue de 6 t)

$e = 0,08 \text{ m}$, $d = 0,20 \text{ m}$

$$2u = 0,25 + 2 \left[\frac{3}{4} \times 0,08 + \frac{0,2}{2} \right] \quad 2u = 0,57 \text{ m} \quad u = 0,285 \text{ m}$$

$$p = \frac{P}{2u} = \frac{6}{0,57} = 10,52 \text{ t/m} = 105,2 \text{ KN/m}$$

a.3. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°1 (roues de 3 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p=57.7$ KN/m , $u=0.26$ m , $\xi = 8.475$ m , $L = 32.4$ m
d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 57.7}{\pi} \times \sin \frac{0.26\pi}{32.4} \times \sin \frac{8.475\pi}{32.4} = 1.357 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 57.7}{3 \times \pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.26}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 8.475}{32.4} = 1.158 \text{ KN/m}$$

a.3.1. Calcul de M_1' :

$$M_1' = b [H_1 \mu_{a1} - H_3 \mu_{a3}]$$

$$M_1' = 7.7015 [1.357 \times 960 - 1.158 \times 304] 10^{-4} = 0.753 \text{ KN.m/m}$$

a.4. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°2 (roues de 6 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p=105.2$ KN/m , $u=0.285$ m , $\xi = 12.975$ m , $L = 32.4$ m
d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 105.2}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{12.975\pi}{32.4} = 3.523 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 105.2}{3 \times \pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 12.975}{32.4} = -2.187 \text{ KN/m}$$

a.4.1. Calcul de M_2' :

$$M_2' = b [H_1 \mu_{a1} - H_3 \mu_{a3}]$$

$$M_2' = 7.7015 [3.523 \times 980 + 2.187 \times 304] 10^{-4} = 3.171 \text{ KN.m/m}$$

a.5. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°3 (roues de 6 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p=105.2$ KN/m , $u=0.285$ m , $\xi = 14.475$ m , $L = 32.4$ m

d'où : $H_1 = \frac{4 \times 105.2}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{14.475\pi}{32.4} = 3.651 \text{ KN/m}$

$$H_3 = \frac{4 \times 105.2}{3 \times \pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 14.475}{32.4} = -3.243 \text{ KN/m}$$

a.5.1 calcul de M_3' :

$$M_3' = b [H_1 \mu_{a1} - H_3 \mu_{a3}]$$

$$M_3' = 7.7015 [3.651 \times 980 + 3.243 \times 304] 10^{-4} = 3.514 \text{ KN.m/ml}$$

a.6. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°4 (roues de 3 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p=57.7$ KN/m , $u=0.26$ m , $\xi = 18.975$ m , $L = 32.4$ m

d'où : $H_1 = \frac{4 \times 57.7}{\pi} \times \sin \frac{0.26\pi}{32.4} \times \sin \frac{18.975\pi}{32.4} = 1.786 \text{ KN/m}$

$$H_3 = \frac{4 \times 57.7}{3 \times \pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.26}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 18.975}{32.4} = -1.28 \text{ KN/m}$$

a.6.1 calcul de M_4^+ :

$$M_4^+ = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_4^+ = 7.7015[1.786 \times 980 + 1.28 \times 304] 10^{-4} = 1.647 \text{ KN.m/m}$$

a.7 Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°5 (roues de 6 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p = 105.2 \text{ KN/m}$, $u = 0.285 \text{ m}$, $\xi = 23.475 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$
d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 105.2}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{23.475\pi}{32.4} = 2.819 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 105.2}{3\pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 23.475}{32.4} = 1.92 \text{ KN/m}$$

a.7.1 calcul de M_5^+ :

$$M_5^+ = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_5^+ = 7.7015[2.819 \times 980 - 1.92 \times 304] 10^{-4} = 1.678 \text{ KN.m/ml}$$

a.8. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°6 (roues de 6 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p = 105.2 \text{ KN/m}$, $u = 0.285 \text{ m}$, $\xi = 24.975 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$
d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 105.2}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{24.975\pi}{32.4} = 2.441 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 105.2}{3\pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 24.975}{32.4} = 3.075 \text{ KN/m}$$

a.8.1. Calcul de M_6^+ :

$$M_6^+ = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_6^+ = 7.7015[2.441 \times 980 - 3.075 \times 304] 10^{-4} = 1.122 \text{ KN.m/ml}$$

a.9 Moment positif total :

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = M_1^+ + M_2^+ + M_3^+ + M_4^+ + M_5^+ + M_6^+$$

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 1.885 \text{ KN.m/ml}$$

Ce moment doit être pondéré par le coefficient de majoration dynamique

$\delta_{bc} = 1.08$ et par le coefficient $b_c = 1.1$ correspondant à 2 convois.

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 1.885 \times \delta_{bc} \times b_c = 1.885 \times 1.08 \times 1.1 = 14.119 \text{ KN.m/ml}$$

b. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif maximum, on place 2 convois B_c excentrés l'un à gauche et l'autre à droite sur la chaussée.

b.1 Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

La position transversale des convois est la suivante :

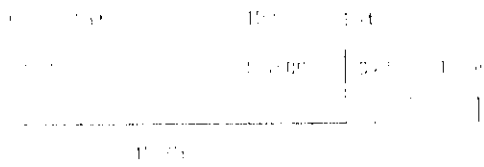


Fig VI.1.4

$$\mu_{\alpha 1} = [-100 - 285 - 245 - 310] \times 10^{-4} \times 0.4 = 37610^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = [-0 - 0 - 30 - 0] \times 10^{-4} \times 0.4 = -12 \times 10^{-4}$$

b.2 File de roues n°1 (roue de 3t)

$$M_1^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_1^- = 7.7015[1.357 \times (-376) - 1.158 \times (-12)] \times 10^{-4} = -0.382 \text{ KN.m/ml}$$

b.3 File de roues n°2 (roue de 6t)

$$M_2^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_2^- = 7.7015[3.523 \times (-376) - (-2.187) \times (-12)] \times 10^{-4} = -1.04 \text{ KN.m/ml}$$

b.4 File de roues n°3 (roue de 6t)

$$M_3^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_3^- = 7.7015[3.651 \times (-376) - (-3.243) \times (-12)] \times 10^{-4} = -1.087 \text{ KN.m/ml}$$

b.5 File de roues n°4 (roue de 6t)

$$M_4^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_4^- = 7.7015[1.786 \times (-376) - (-1.28) \times (-12)] \times 10^{-4} = -0.530 \text{ KN.m/ml}$$

b.6 File de roues n°5 (roue de 6t)

$$M_5^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_5^- = 7.7015[2.819 \times (-376) - 192 \times (-12)] \times 10^{-4} = -0.798 \text{ KN.m/ml}$$

b.7 File de roues n°6 (roue de 6t)

$$M_6^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_6^- = 7.7015[2.441 \times (-376) - 3.075 \times (-12)] \times 10^{-4} = -0.678 \text{ KN.m/ml}$$

b.9 Moment négatif total :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = M_1^- + M_2^- + M_3^- + M_4^- + M_5^- + M_6^-$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.515 \text{ KN.m/ml}$$

le moment pondéré est égal à :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.515 \times \delta_{bc} \times b_c$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.515 \times 1.08 \times 1.1$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -5.363 \text{ KN.m/ml}$$

3.3.Surcharge B_t :

La poutre longitudinale des tandems est la suivante :

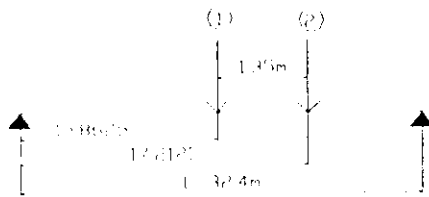


Fig VI.1.5

a.Moment positif :

Pour avoir le moment positif maximal, on place les deux tandems de front transversalement dont la position est la suivante :

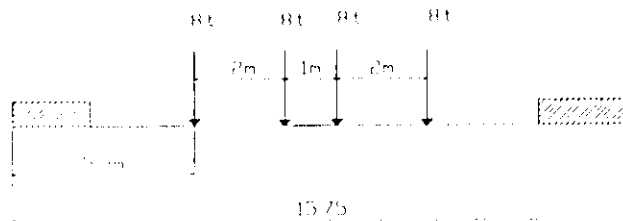


Fig VI.1.6

Le moment transversal M_y est donné pour chaque file transversale de roues par :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = b[H_1\mu_{\alpha_1} - H_3\mu_{\alpha_3}]$$

a.1. Calcul de μ_{α_1} et μ_{α_2} :

$$\mu_{\alpha_1} = [-200 + 1080 + 940 + 240] \times 10^{-4} \times 0.4 = 824 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha_3} = [-40 + 330 + 310 + 60] \times 10^{-4} \times 0.4 = 264 \times 10^{-4}$$

a.2. Calculs préliminaires :

Impact d'une roue B_t au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$2u = c + 2\left[\frac{3}{4}e + \frac{d}{2}\right]$$

$$2u = 0.25 + 2\left[\frac{3}{4} \times 0.08 + \frac{0.2}{2}\right] \quad 2u = 0.57 \text{ m} \quad u = 0.285 \text{ m}$$

avec $c = 0.25 \text{ m}$

e = épaisseur de la chaussée (revêtement) = 0.08 m

d = épaisseur de la dalle = 0.20 m

$$p = \frac{P}{2u} = \frac{8}{0.57} = 14.03 \text{ t/m} = 140.3 \text{ KN/m}$$

a.3 Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°1

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p = 140.3 \text{ KN/m}$, $u = 0.285 \text{ m}$, $\xi = 15.8625 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$
d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 140.3}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{15.8625\pi}{32.4} = 4.935 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 140.3}{3\pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 15.8625}{32.4} = -4.884 \text{ KN/m}$$

a.3.1 calcul de M_1^+

$$M_1^+ = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_1^+ = 7.7015[4.935 \times 824 - (-4.884) \times 264] \cdot 10^{-4} = 4.124 \text{ KN.m/ml}$$

a.4. Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°2 (roues de 6 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p = 140.3 \text{ KN/m}$, $u = 0.285 \text{ m}$, $\xi = 17.2125 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$

d'où :

$$H_1 = \frac{4 \times 140.3}{\pi} \times \sin \frac{0.285\pi}{32.4} \times \sin \frac{17.2125\pi}{32.4} = 4.936 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 140.3}{3\pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.285}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 17.2125}{32.4} = -4.72 \text{ KN/m}$$

a.4.1. calcul de M_2^+

$$M_2^+ = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_2^+ = 7.7015[4.936 \times 824 - (-4.72) \times 264] \cdot 10^{-4} = 4.092 \text{ KN.m/m}$$

a.5. Moment positif total :

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = M_1^+ + M_2^+ = 8.216 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 8.216 \text{ KN.m/ml}$$

le moment pondéré est égal à :

$$M_y \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 8.216 \times \delta_{bc} \times b_c$$

$$M_y \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 8.216 \times 1.06 \times 1 = 8.708 \text{ KN.m/m}$$

b. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif maximum, on place les tandems transversalement comme suit :



Fig VI.1.7

b.1 Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

$$\mu_{\alpha 1} = [-100 - 285 - 245 - 310] \times 10^{-4} \times 0.4 = -376 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = [-0 - 0 - 30 - 0] \times 10^{-4} \times 0.4 = -12 \times 10^{-4}$$

b.2 File de roues n°1 (roue de 3t)

$$M_1^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_1^- = 7.7015[4.935 \times (-376) - (-4.884) \times (-12)] \cdot 10^{-4} = -1.474 \text{ KN.m/ml}$$

b.3 File de roues n°2 (roue de 6t)

$$M_2^- = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_2^- = 7.7015[4.936 \times (-376) - (-4.72) \times (-12)] \cdot 10^{-4} = -1.473 \text{ KN.m/ml}$$

b.4 Moment négatif total :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = M_1^- + M_2^- = -2.947 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -2.947 \text{ KN.m/ml}$$

le moment pondéré est égal à :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -2.947 \times \delta_{ik} \times b_c$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -2.947 \times 1.06 \times 1$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -3.123 \text{ KN.m/ml}$$

3.4. Roue Br :

La position longitudinale de la roue Br est la suivante :

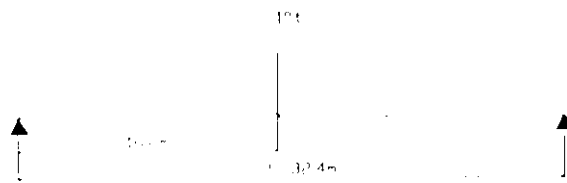


Fig VI.1.8

a. Moment positif :

Pour avoir le moment positif maximum, on place la roue B Transversalement comme suit :

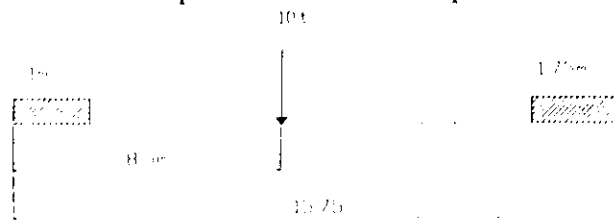


Fig VI.1.9

Le moment transversal M_y est donné par :

$$M_y^+\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = b[H_1\mu_{\alpha_1} - H_3\mu_{\alpha_3}]$$

a.1 Calcul de μ_{α_1} et μ_{α_2} :

$$\mu_{\alpha_1} = 1080 \times 10^{-4} \times 0.4 = 432 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha_3} = 330 \times 10^{-4} \times 0.4 = 132 \times 10^{-4}$$

a.2 Calculs préliminaires :

Impact d'une roue Br au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$2u = c + 2\left[\frac{3}{4}e + \frac{d}{2}\right]$$

$$2u = 0.30 + 2\left[\frac{3}{4} \times 0.08 + \frac{0.2}{2}\right] = 0.62 \text{ m} \quad 2u = 0.62 \text{ m} \quad u = 0.31 \text{ m}$$

avec : $c = 0.25 \text{ m}$

e = épaisseur de la chaussée (revêtement) = 0.08 m

d = épaisseur de la dalle = 0.20 m

$$p = \frac{P}{2u} = \frac{8}{0.57} = 14.03 \text{ t/m} = 140.3 \text{ KN/m}$$

a.3 Calcul de H_1 et H_3 :

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p=161.3 \text{ KN/m}$, $u=0.31 \text{ m}$, $\xi = 16.2 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$
d'où

$$H_1 = \frac{4 \times 161.3}{\pi} \times \sin \frac{0.31\pi}{32.4} \times \sin \frac{16.2\pi}{32.4} = 6.173 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 161.3}{3 \times \pi} \times \sin \frac{3\pi \times 0.31}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 16.2}{32.4} = -6.168 \text{ KN/m}$$

a.3.1 calcul du moment positif :

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$$

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 7.7015 [6.175 \times 432 - (-6.168) \times 132] \times 10^{-4}$$

$$M_y^+ \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 2.68 \text{ KN.m/m}$$

b. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif, on place la roue Br transversalement comme suit :



Fig VI.1.10

b.1 Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

$$\mu_{\alpha 1} = -310 \times 10^{-4} \times 0.4 = -124 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = 0$$

b.2 Calcul du moment négatif :

$$M_y^- \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$$

$$M_y^- \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 7.7015 [6.175 \times (-124) - (-6.168) \times 0] \times 10^{-4}$$

$$M_y^- \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = -0.589 \text{ KN.m/m}$$

Le moment pondéré est égal à :

$$M_y \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = -0.589 \times \delta_{br} = -0.589 \times 1.05$$

$$M_y \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = -0.618 \text{ KN.m/ml}$$

3.5. surcharge militaire M_{C120} :

La position longitudinale du char est la suivante :

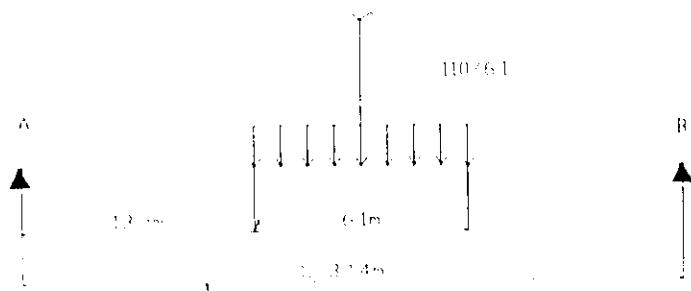


Fig VI.1.11

a. Moment positif :

Pour avoir le moment positif maximum, on place transversalement le char comme suit :

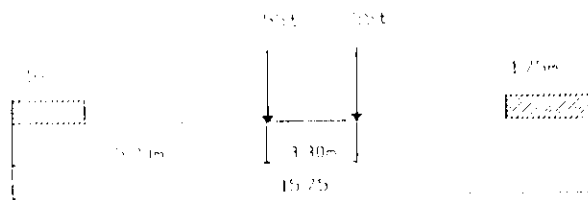


Fig VI.1.12

a.1 Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

$$\mu_{\alpha 1} = [1080 + 0] \times 10^{-4} \times 0.4 = 432 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = [330] \times 10^{-4} \times 0.4 = 132 \times 10^{-4}$$

a.2 Calculs préliminaires :

Impact de la chenille au niveau du feuillet moyen de la dalle :

$$2u = 6.1 + 2 \left[\frac{3}{4} \times 0.08 + \frac{0.2}{2} \right] = 6.42 \text{ m} \quad 2u = 6.42 \text{ m} \quad u = 3.21 \text{ m}$$

$$p = \frac{P}{2u} = \frac{55}{6.42} = 8.56 \text{ t/m} = 85.6 \text{ KN/m}$$

$$\xi = 13.5 + \frac{6.1}{2} = 16.2 \text{ m}$$

a.3 Calcul de H_1 et H_3 pour la file de roue N°1 (roues de 3 t)

$$H_n = \frac{4p}{n\pi} \times \sin \frac{n\pi u}{L} \times \sin \frac{n\pi \xi}{L}$$

avec $p = 85.6 \text{ KN/m}$, $u = 3.21 \text{ m}$, $\xi = 16.2 \text{ m}$, $L = 32.4 \text{ m}$

$$\text{d'où : } H_1 = \frac{4 \times 85.6}{\pi} \times \sin \frac{3.21\pi}{32.4} \times \sin \frac{16.2\pi}{32.4} = 33.394 \text{ KN/m}$$

$$H_3 = \frac{4 \times 85.6}{3\pi} \times \sin \frac{3\pi \times 3.21}{32.4} \times \sin \frac{3\pi \times 16.2}{32.4} = -29.218 \text{ KN/m}$$

a.4 calcul du moment positif :

$$M_y^* \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$$

$$M_y^* \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 7.7015 [33.394 \times 432 - (-29.218) \times 132] \times 10^{-4}$$

$$M_y^* \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = +14.08 \text{ KN.m/m}$$

Le moment pondéré est égal à :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = +14.08 \times \delta_{Mc120}$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = +14.08 \times 1.07$$

$$M_y\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = 15.065 \text{ KN.m/ml}$$

c. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif maximum, on place le char transversalement comme suit :

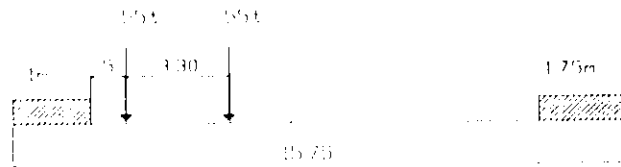


Fig VI.1.13

b.1 Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 2}$:

$$\mu_{\alpha 1} = [-130 - 275] \times 10^{-4} \times 0.4 = -162 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 2} = [0 - 20] \times 10^{-4} \times 0.4 = -8 \times 10^{-4}$$

b.2 Calcul du moment négatif :

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = b[H_1 \mu_{\alpha 1} - H_2 \mu_{\alpha 2}]$$

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = 7.7015 [33.394 \times (-162) - (-29.218) \times (-8)] \times 10^{-4}$$

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.346 \text{ KN.m/m}$$

Le moment pondéré est égal à :

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.346 \times \delta_{Mc120}$$

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.346 \times 1.07$$

$$M_y^-\left(\frac{L}{2}, 0.103b\right) = -4.650 \text{ KN.m/ml}$$

3.6. Charge exceptionnelle de type D :

La position longitudinale du convoi de type D est la suivante :

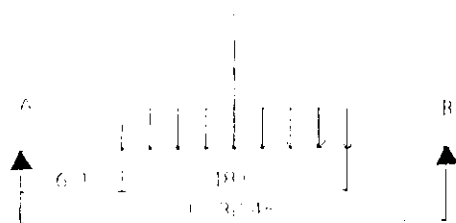


Fig VI.1.14

a. Moment positif :

Pour avoir le moment positif maximum , on place le convoi du type D transversalement aux droites des ordonnées maximales des lignes d'influence μ_α

La position transversale du convoi du type D est la suivante :

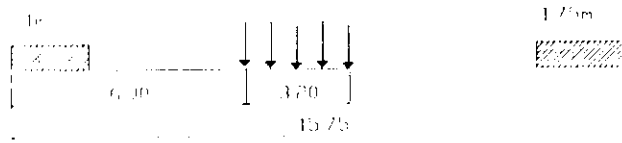


Fig VI.1.15

Le convoi de type D est de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60m de long. D'où on a une surcharge uniformément répartie :

$$p = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.032 \text{ t/m}^2 \quad p = 40.32 \text{ KN/m}^2$$

a.1 calcul de H_1 et H_3 :

$$H_1 = \frac{4p}{\pi} = \frac{4 \times 40.32}{\pi} = 51.363 \text{ KN/m}^2$$

$$H_3 = \frac{4p}{3\pi} = \frac{4 \times 40.32}{3\pi} = 17.121 \text{ KN/m}^2$$

a.2 calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$:

$\mu_{\alpha 1}$: aire de la ligne d'influence de $\mu_{\alpha 1}$ sur la largeur de 3.20m. cette aire est calculée avec la méthode des trapèzes.

$$\mu_{\alpha 1} = \frac{3.20}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{+550}{2} + 800 + 1080 + 1020 + 970 + 900 + 840 + 770 + \frac{600}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 1} = 1112.8 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = \frac{3.20}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{+220}{2} + 290 + 330 + 320 + 310 + 300 + 280 + 250 + \frac{170}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 3} = 36.4 \times 10^{-4}$$

a.3 calcul du moment positif :

$$M_y' \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = b [H_1 \mu_{\alpha 1} - H_3 \mu_{\alpha 3}]$$

$$M_y' \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 7.7015 [51.363 \times 1112.8 - 17.121 \times 36.4] \times 10^{-4}$$

$$M_y' \left(\frac{L}{2}, 0.103b \right) = 39.219 \text{ KN.m/m}$$

b. Moment négatif :

Pour avoir le moment négatif maximum, on place le convoi du type D transversalement comme suit :

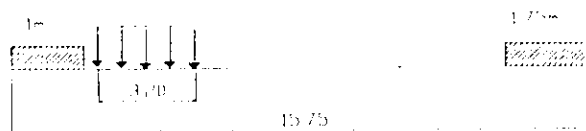


Fig VI.1.16

b.1 calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$:

$$\mu_{\alpha 1} = \frac{3.20}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{-80}{2} - 120 - 150 - 190 - 220 - 260 - 295 - 320 - \frac{310}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 1} = -280 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = \frac{3.20}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{-10}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 3} = -0.8 \times 10^{-4}$$

b.2 calcul du moment négatif :

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = 7.7015[51.363 \times (-280) - 17.121 \times (-0.8)] \times 10^{-4}$$

$$M_y^-(\frac{L}{2}, 0.103b) = -11.065 \text{ KN.m/m}$$

3.7. Surcharge de trottoirs :

$$M_y(\frac{L}{2}, 0.103b) = b[H_1\mu_{\alpha 1} - H_3\mu_{\alpha 3}]$$

$$\text{avec } p = 0.15 \text{ t/m}^2 = 1.5 \text{ KN/m}^2, u = L/2, \xi = L/2$$

a-Calcul de H_1 et H_3 :

$$H_1 = \frac{4p}{\pi} = \frac{4 \times 1.5}{\pi} = 1.91 \text{ KN/m}^2$$

$$H_3 = \frac{4p}{3\pi} = \frac{4 \times 1.5}{3\pi} = 0.637 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul de $\mu_{\alpha 1}$ et $\mu_{\alpha 3}$:

$\mu_{\alpha 1}$: aire de la ligne d'influence de $\mu_{\alpha 1}$ sur toute la largeur des 2 trottoirs.

$$\mu_{\alpha 1} = \frac{1.75}{8} \times 10^{-4} \left[\frac{-300}{2} - 280 - 270 - 260 - 240 - 230 - 210 - 200 - 180 - \frac{170}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$+ \frac{1}{8} \left[\frac{+15}{2} + 0 - 3 - 20 - 30 - 45 - 50 - 65 - \frac{80}{2} \right] \times 10^{-4} \times 0.4$$

$$\mu_{\alpha 1} = -202.46 \times 10^{-4}$$

$$\mu_{\alpha 3} = 0$$

c. Calcul du moment :

$$M_y(\frac{L}{2}, 0.103b) = 7.70[1.91 - 202.46 - 0.637 \times 0] \times 10^{-4}$$

$$M_y(\frac{L}{2}, 0.103b) = -0.294 \text{ KN.m/ml}$$

Tableau récapitulatif des moments transversaux :**Calcul à l'ELS :**

$$1.2 \times (A, B, \text{trott}) \quad 1 \times (M_{C120}, D)$$

Calcul à l'ELU :

$$1.6 \times (A, B, \text{trott}) \quad 1.35 \times (M_{C120}, D)$$

Tab VI.1.5

Charges	En travée M_y^+ (KN.m/m)	Sur appui M_y^- (KN.m/m)	ELS M_y^+	ELS M_y^-	ELU M_y^+	ELU M_y^-
A	11.366	3.252	13.639	3.902	18.185	5.203
B _c	14.119	5.363	16.942	6.435	22.59	8.58
B _t	8.708	3.123	10.449	3.747	13.932	4.996
B _r	2.814	0.618	3.376	0.741	4.502	0.988
M _{C120}	15.065	4.650	15.065	4.650	20.337	6.277
D	39.219	11.065	39.219	11.065	52.945	14.937
trott	0	0.297	0	0.356	0	0.475

VI.2.Flexion localisée :**VI.2.1.Coefficient de majoration dynamique pour la dalle :**

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

soient $l_r = 13$ m largeur roulable

l : distance entre axes des poutres de rive

l : $9 \times 1.597 = 14.373$ m

L_p : portée des poutres principales

$$L_p = 33.4 \text{ m}$$

Soit : $l_1 = \max(l_r, l) = \max(13.14, 14.373) = 14.373$ m

On a : $l_1 < L_p$ donc $L = l_1 = 14.373$ m

P : poids total du tablier à l'exception des poutres principales et des entretoises correspondant à la surface ($L \times$ largeur totale du pont)

Largeur totale du pont = $13 + 1.75 + 1 = 15.75$ m

$L \times$ largeur totale du pont = 14.373×15.75

Dalle + prédalle : $25 \times (0.2 + 0.04) \times 14.373 \times 15.75 = 1358.2485$ KN

Revêtement : $22 \times 0.08 \times 13 \times 14.373 = 328.8542$ KN

Superstructure :

Corniche + trottoirs : $(1.75 + 0.35) \times 0.2 \times 25 + (1 \times 0.2) \times 25 = 15.5$ KN / ml.

Garde - corps + glissière de sécurité : = 3.6 KN / ml

Superstructure : $(15.5 + 3.6) \times 14.373 = 274.5243$ KN / ml

Donc $P = (1358.2485 + 328.8542 + 274.5243)$ KN

$$P = 1961.6270 \text{ KN}$$

S : surcharge maximale qu'on peut appliquer sur la longueur $L = 14.373$ m

VI.2.2.Calcul des efforts :

Portées prises en compte :

Dans le sens transversal : $l_x = 1.597$ m entre axes des poutres.

Dans le sens longitudinal : $l_y = 33.4$ m longueur de la poutre

ρ = rapport des portées

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.597}{33.4} = 0.0477 < 0.4$$

Donc la dalle ne porte que sur un seul sens, c'est à dire le plus petit : l_x

a. Charge permanente :

On prendra au milieu de la portée l_y une bande de 1m de large suivant l_x .

Cela revient à étudier une poutre de 1m de large, de hauteur 20 cm et de portée $l_x = 1.597$ m.

Poids propre de la dalle : $25 \times 0.20 \times 1 \times 1 = 5$ KN/ml

Revêtement : $22 \times 0.08 \times 1 \times 1 = 1.76$ KN/ml

$$\Sigma q = 6.76 \text{ KN/ml}$$

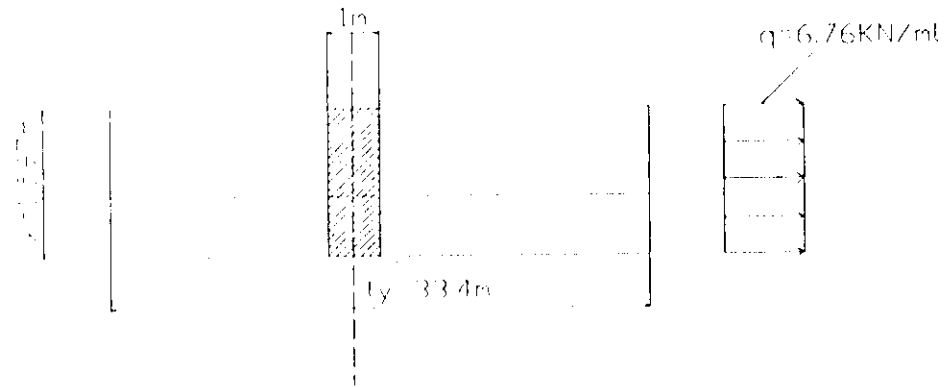


Fig VI.2.1

***Calcul des moments :**

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 6.76 \times \frac{(1.597)^2}{8} = 2.155 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -0.5 M_{0x} = -1.077 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 1.616 \text{ KN.m/m}$$

***Calcul des efforts tranchants :**

On considère une bande de 1m de large dans les deux sens (l_x, l_y)

$$\text{Au milieu de } l_y : T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x} \quad (l_x = 1.597\text{m}, l_y = 33.4\text{m})$$

$$T_x = 5.271 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } l_x : T_y = 1/3 q l_x \quad T_y = 3.6 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges :

1. Surcharges Bc :

***Moment fléchissant :**

La position la plus défavorable dans les deux sens est obtenue en plaçant 4 roues de deux camions accolés au milieu de la dalle.

Pour le calcul des efforts, on applique la règle de RESAL qui applique des charges centrées mais fictives, en supposant la dalle simplement appuyée sur son pourtour

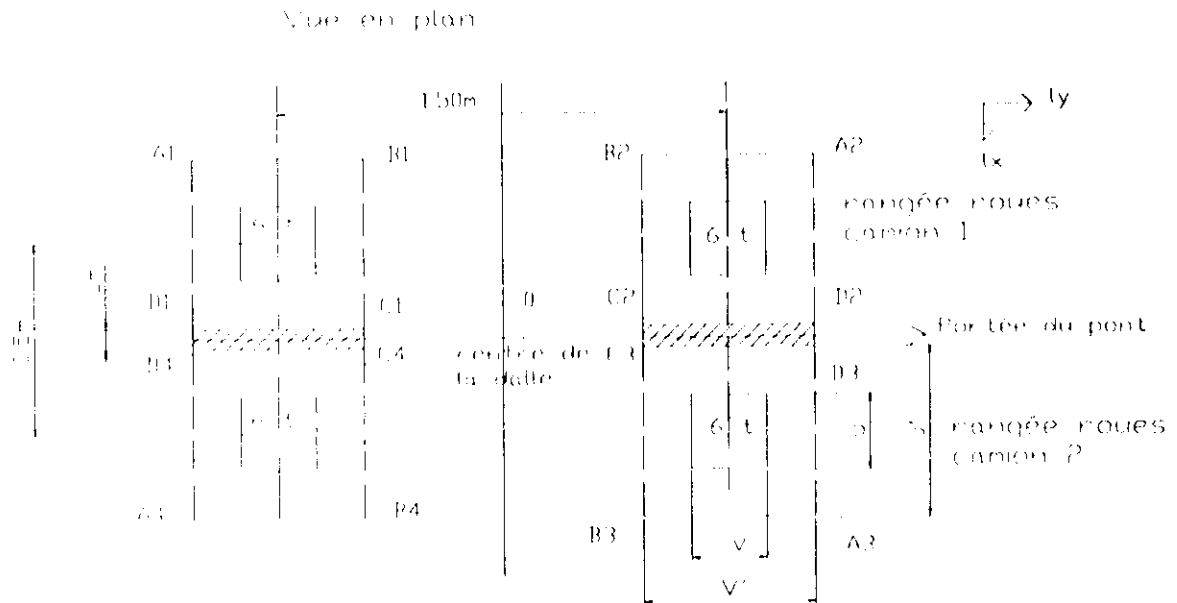


Fig VI.2.2

Répartition des charges localisées sur le plan moyen de la dalle.

$U = V = 0.25$ m dimension des roues .

U', V' : dimensions des roues au plan moyen de la dalle.

$$U' = U + \xi e_r + h_0$$

$$\xi = 1.5$$

$$U' = 0.25 + 1.25 \times 0.08 + 0.20$$

e_r = épaisseur du revêtement

$$e_r = 0.08 \text{ m}$$

h_0 = épaisseur de la dalle

$$h_0 = 0.20 \text{ m}$$

$$U' = 0.57 \text{ m}$$

$$U' = V' = 0.57 \text{ m.}$$

Il y a interférence Δ avec : $\Delta = (h_0 + 1.5 e_r) - 0.25 = (U' - U) - 0.25$

$$\Delta = (U' - U) - 0.25 = 0.57 - 0.25 - 0.25 = 0.07 \text{ m}$$

l'interférence est de 0.07 m

Nous calculons les efforts en considérant qu'il n'y a d'interférence puis on ajoutera les moments dus à la zone d'interférence par la méthode de RESAL-PIGEAUD.

Sans interférence :

Soit σ la pression de répartition
$$\sigma = \frac{P_1}{U'V'} = \frac{6}{(0.57)^2} = 18.467 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 184.67 \text{ KN/m}^2$$

Rectangle $A_1A_2A_3A_4$

$$l_x = 1.597 \text{ m}$$

$$U' = 0.5 + 0.57 = 1.07 \text{ m}$$

$$V' = 1.5 + 0.57 = 2.07 \text{ m}$$

$$P_1 = \sigma \times U' \times V' = 184.67 \times 1.07 \times 2.07 = 409.025 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \frac{U'}{l_x} = \frac{1.07}{1.597} = 0.670 \dots \text{et} \dots \frac{V'}{l_x} = \frac{2.07}{1.597} = 1.3$$

ν : coefficient de Poisson $\nu = 0.2$ pour le béton armé non fissuré
 $\nu = 0.2$ Fissuration préjudiciable : calcul à l' E.L.U et l' E.L.S

$$M_{1x} = (M_{1,1} + \nu M_{1,2}) \times R$$

avec $M_{1,1}$ et $M_{1,2}$ sont donnés en fonction de ρ , $\frac{V'}{l_x}$, $\frac{U'}{l_x}$

$$M_{1,1} = 0.0941$$

$$M_{1,2} = 0.0173$$

$$M_{1x} = (0.0941 + 0.2 \times 0.0173) \times 409.025 = 39.904 \text{ KN.m}$$

Rectangle : B₁ B₂ B₃ B₄

$$U' = 1.07$$

$$V' = 0.93$$

$$P_2 = \sigma U' V' = 184.67 \times 1.07 \times 0.93 = 183.765 \text{ KN}$$

$$\rho = 0 \quad \frac{U'}{l_x} = \frac{1.07}{1.597} = 0.67 \quad \frac{V'}{l_x} = \frac{0.93}{1.597} = 0.582$$

$$M_{2x} = (M_{2,1} + \nu M_{2,2}) P_2$$

$$M_{2,1} = 0.11754$$

$$M_{2,2} = 0.05239$$

$$M_{2x} = (0.11754 + 0.2 \times 0.05239) \times 183.765 = 23.525 \text{ Kn.m}$$

$$M_x^1 = M_{1x} - M_{2x} = 39.904 - 23.525 = 16.525 \text{ KN.m}$$

Zone d'interférence :

Surface D₁D₂D₃D₄ :

$$P_3 = \sigma U' V' = 184.67 \times 0.07 \times 2.07 = 26.758 \text{ KN}$$

$$\rho = 0 \quad \frac{U'}{l_x} = \frac{0.07}{1.597} = 0.043 \quad \frac{V'}{l_x} = \frac{2.07}{1.597} = 1.29$$

$$M_{3x} = (M_{3,1} + \nu M_{3,2}) P_3$$

$$M_{3,1} = 0.14945$$

$$M_{3,2} = 0.0224$$

$$M_{3x} = (0.14945 + 0.2 \times 0.0224) \times 26.758 = 4.118 \text{ KN.m}$$

Surface L₁L₂L₃L₄ :

$$P_4 = \sigma U' V' = 184.67 \times 0.07 \times 0.93 = 12.022 \text{ KN}$$

$$\rho = 0 \quad \frac{U'}{l_x} = \frac{0.07}{1.597} = 0.043 \quad \frac{V'}{l_x} = \frac{0.93}{1.597} = 0.582$$

$$M_{4,1} = 0.214853$$

$$M_{4,2} = 0.06773$$

$$M_{4x} = (M_{4,1} + \nu M_{4,2}) P_4$$

$$M_{4x} = (0.214853 + 0.2 \times 0.06773) \times 12.022 = 2.745 \text{ KN.m}$$

$$M_x^2 = M_{3x} - M_{4x} = 4.118 - 2.745 = 1.373 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge B_c est égal à :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 16.379 + 1.373 = 17.752 \text{ KN.m/ml}$$

***Coefficient de majoration δ_{bc} :**

$$S = 4 \times 0.8 \times 30 = 96 \text{ t} = 960 \text{ KN}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 14.373} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1961.627}{960}}$$

$$\text{D'où : } \delta_{bc} = 1.168$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.5 \times M_x \times \delta_{bc} = -0.5 \times 17.752 \times 1.168 = -10.367 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_a = -10.367 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 \times M_x \times \delta_{bc} = 0.75 \times 17.752 \times 1.168$$

$$M_t = 15.550 \text{ KN.m/ml}$$

***Effort tranchant sous B_c :**

La position la plus défavorable est obtenue quand 2 roues arrières de deux camions voisins se trouvent dans l'axe médian (lx).

On décompose le système en deux systèmes plus simples et on calculera le cumul des efforts des deux systèmes.

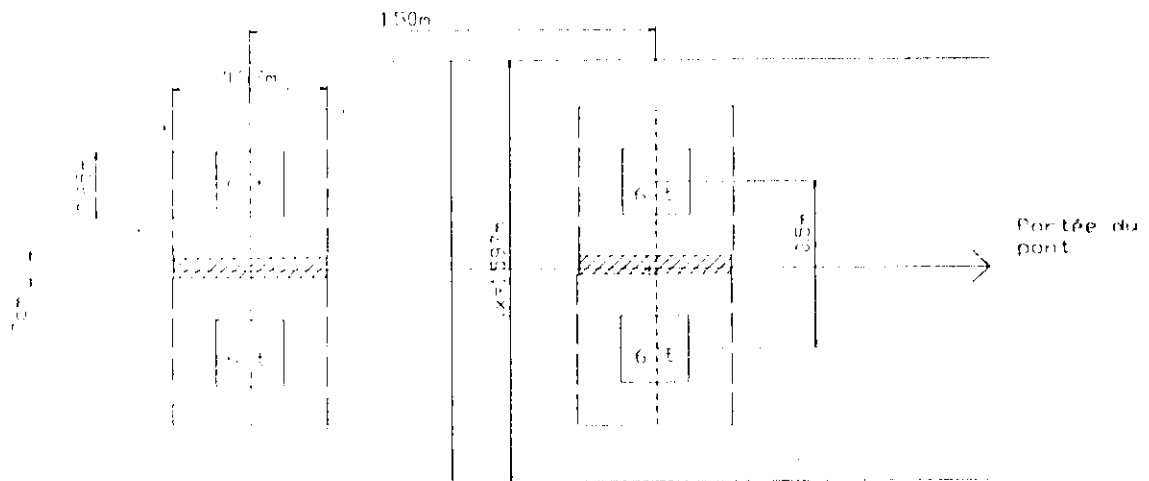


Fig VI.2.3

Etude du système I :

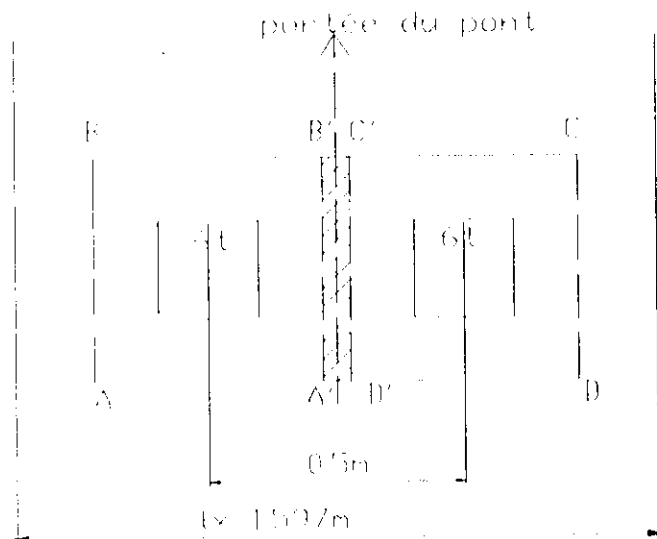


Fig VI.2.4

2 roues centrées

$$U = V = 0.25 \text{ m}$$

$$U' = V' = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{U'}{2} = \frac{0.57}{2} = 0.285 > 0.25 \text{ cm} \quad \text{donc il y a interférence}$$

$$\text{Pression de répartition} \quad \sigma = \frac{6}{(0.57)^2} = 18.467 \text{ t/m}^2$$

***Calcul de la largeur d'interférence Δ :**

$$\frac{U'}{2} + \frac{U'}{2} - \Delta = 50 \text{ cm} \rightarrow \Delta = U' - 50 = 7 \text{ cm}$$

Rectangle ABCD : = (Ω_1)

$$U' = 0.5 + 0.57 = 1.07 \text{ m}$$

$$V' = 0.57 \text{ m}$$

$$P_1 = \sigma U' V' = 184.67 \times 1.07 \times 0.57 = 112.63 \text{ KN}$$

$$U' > V'$$

$$\text{Au milieu de } U' : \quad T_u' = \frac{P_1}{2U' + V'} = \frac{112.63}{2 \times 1.07 + 0.57} = 41.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : \quad T_v' = \frac{P_1}{3V'} = \frac{112.63}{3 \times 1.07} = 35.08 \text{ KN/ml}$$

Rectangle A'B'C'D' = (Ω_2)

$$U' = \Delta = 0.07 \text{ m}$$

$$V' = 0.57 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma U' V' = 184.67 \times 0.07 \times 0.57 = 7.368 \text{ KN}$$

$$U' < V'$$

$$\text{Au milieu de } U' : \quad T_u' = \frac{P_2}{3V'} = \frac{7.368}{3 \times 0.57} = 4.308 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : \quad T_v' = \frac{P_2}{2V' + U'} = \frac{7.368}{2 \times 0.57 + 0.07} = 6.1 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant résultant dans le système I :

$$\text{Au milieu de } U' : T_{U'}^I = T_U(\Omega_1) + T_U(\Omega_2) = 41.56 + 4.308 = 45.868 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : T_{V'}^I = T_V(\Omega_1) + T_V(\Omega_2) = 35.08 + 6.1 = 41.18 \text{ KN/ml}$$

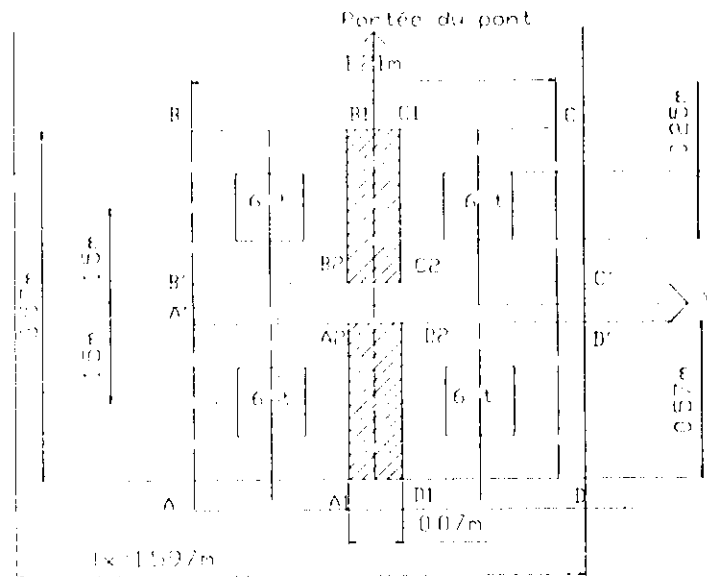
Système II :

Fig.2.5

$$U' = V' = 0.57 \text{ m } \sigma = 184.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{U'}{2} = 0.285 > 0.25 \text{ m } \text{ donc il y a interférence suivant } l_x$$

$$\frac{V'}{2} = 0.285 < 1.50 \text{ m } \text{ pas d'interférence suivant } l_y$$

$$\text{Largeur d'interférence } \Delta = 0.07 \text{ m}$$

Rectangle ABCD = (Ω_1)

$$U' = 2 \times 0.57 - 0.07 = 1.07 \text{ m}$$

$$V' = 3 + 0.57 = 3.57 \text{ m } \quad V' > U'$$

$$P_1 = \sigma \cdot U' \cdot V' = 184.67 \times 1.07 \times 3.57 = 705.42 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } U' : T_{U'} = \frac{P_1}{3V'} = \frac{705.42}{3 \times 3.57} = 65.865 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : T_{V'} = \frac{P_1}{2V' + U'} = \frac{705.42}{2 \times 3.57 + 1.07} = 85.922 \text{ KN/ml}$$

Rectangle A'B'C'D' = (Ω_2)

$$U' = 1.07 \text{ m}$$

$$V' = 3 - 0.57 \text{ m} = 2.43 \text{ m}$$

$$V' > U'$$

$$P_2 = \sigma U' V' = 184.67 \times 1.07 \times 2.43 = 480.16 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } U' : T_{U'} = \frac{P_2}{3V'} = \frac{480.16}{3 \times 2.43} = 65.865 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : T_{V'} = \frac{P_2}{2V' + U'} = \frac{480.16}{2 \times 2.43 + 1.07} = 80.971 \text{ KN/ml}$$

Rectangle $A_1B_1C_1D_1 = (\Omega_3)$

$$U' = \Delta = 0.07 \text{ m}$$

$$V' = 3.57 \text{ m}$$

$$U' < V'$$

$$P_2 = \sigma U' V' = 184.67 \times 0.07 \times 3.57 = 46.15 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } U' : \quad T_u' = \frac{P_2}{3V'} = \frac{46.15}{3 \times 3.57} = 4.31 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : \quad T_v' = \frac{P_2}{2V' + U'} = \frac{46.15}{2 \times 3.57 + 0.07} = 6.4 \text{ KN/ml}$$

Rectangle $A_2B_2C_2D_2 = (\Omega_4)$

$$U' = 0.07 \text{ m}$$

$$V' = 3 - 0.57 = 2.43 \text{ m}$$

$$U' < V'$$

$$P_4 = \sigma U' V' = 184.67 \times 0.07 \times 2.43 = 31.412 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } U' : \quad T_u' = \frac{P_4}{3V'} = \frac{31.412}{3 \times 2.43} = 4.31 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : \quad T_v' = \frac{P_4}{2V' + U'} = \frac{31.412}{2 \times 2.43 + 0.07} = 6.37 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant du système II :

Au milieu de U' :

$$T_u'' = \frac{T_u'(\Omega_1) - T_u'(\Omega_2) + T_u'(\Omega_3) - T_u'(\Omega_4)}{2}$$

$$T_u'' = \frac{65.865 - 65.865 + 4.31 - 4.31}{2} = 0 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v'' = \frac{T_v'(\Omega_1) - T_v'(\Omega_2) + T_v'(\Omega_3) - T_v'(\Omega_4)}{2}$$

$$T_v'' = \frac{85.922 - 80.971 + 6.4 - 6.37}{2} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant résultant sous B_c (I et II) :

$$\text{Au milieu de } U' : \quad T_u' = T_u^I + T_u^{II} = 45.868 + 0 = 45.868 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au milieu de } V' : \quad T_v' = T_v^I + T_v^{II} = 41.18 + 2.5 = 43.68 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où :} \quad T_x &= 1.25 T_u' \delta_{Bc} \\ T_x &= 1.25 \times 45.868 \times 1.168 \\ T_x &= 66.967 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

2. Roue B_r :***Moment fléchissant :**

La position la plus défavorable est de placer la roue au milieu de la dalle.

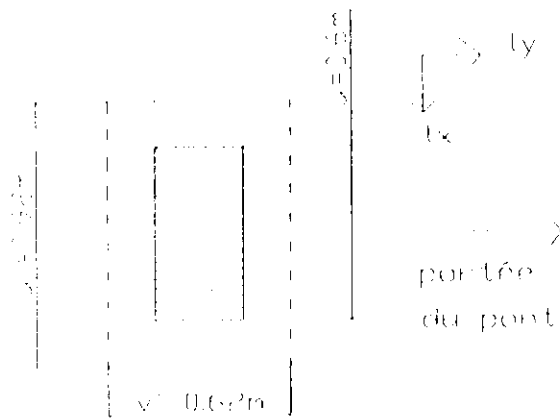


Fig VI.2.6

$$P' = 100 \text{ KN}$$

-Dimensions de la roue :

$$U = 0.6 \text{ m}$$

$$V = 0.3 \text{ m}$$

-Dimensions de la roue B_r sur le plan moyen de la dalle :

$$U' = U + 1.5 e_r + h_0 = 0.6 + 1.5 + 0.08 + 0.20 = 0.92 \text{ m}$$

$$V' = V + 1.5 e_r + h_0 = 0.3 + 1.5 + 0.08 + 0.20 = 0.62 \text{ m}$$

$$U' = 0.92 \text{ m}$$

$$V' = 0.62 \text{ m}$$

$$\rho = 0 \quad \frac{U'}{l_x} = \frac{0.92}{1.597} = 0.576 \quad \frac{V'}{l_x} = \frac{0.62}{1.597} = 0.388$$

$$M_1 = 0.13338$$

$$M_2 = 0.07566$$

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P'$$

$$M_x = (0.13338 + 0.2 \times 0.07566) \times 100 = 14.8512 \text{ KN.m / ml}$$

***Coefficient de majoration δ_{Br} :**

S = 100 KN d'où

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 14.373} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1961.627}{100}}$$

$$\delta_{Br} = 1.11$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.5 \times M_x \times \delta_{Br} = -0.5 \times 14.8512 \times 1.11 = -8.242 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_a = -8.242 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 \times M_x \times \delta_{Br} = 0.75 \times 14.8512 \times 1.11$$

$$M_t = 12.363 \text{ KN.m/ml}$$

***Effort tranchant sous Br :**

La position la plus défavorable pour la roue Br est la même que celle du moment fléchissant :

$U' = 0.92 \text{ m}$

$V' = 0.62 \text{ m}$ on a : $U' > V'$

Au milieu de U' :

$$T_u = \frac{P'}{2U'+V'} = \frac{100}{2 \times 0.92 + 0.62} = 40.65 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v = \frac{P'}{3V'} = \frac{100}{3 \times 0.92} = 36.232 \text{ KN/ml}$$

d'où : $T_x = 1.25 \times T_v \times \delta_{Br} = 1.25 \times 40.65 \times 1.11$
 $T_x = 56.402 \text{ KN/ml}$

3. Surcharg Br :

***Moment fléchissant :**

La disposition la plus défavorable des moments fléchissants est de disposer un tandem au milieu de la dalle.

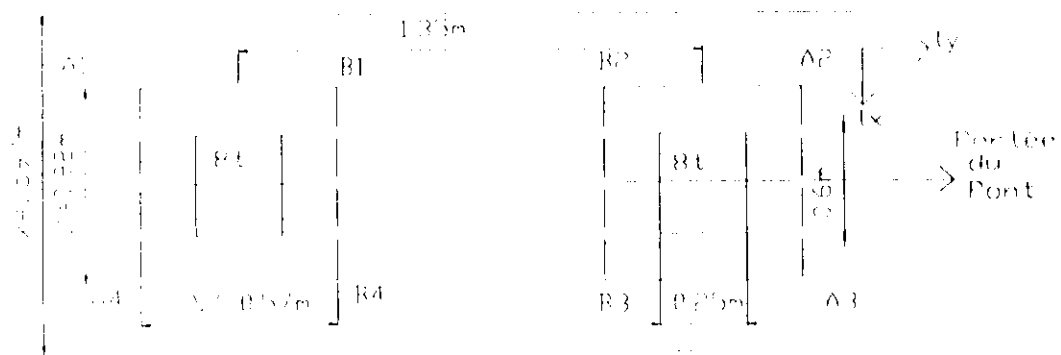


Fig VI.2.7

Dimensions de la roue $U=0.6 \text{ m}$, $V= 0.25 \text{ m}$

Dimensions de la roue dans le plan moyen de la dalle :

$U' = U+h_0+1.5e_r = 0.6 + 0.2 + 1.5 \times 0.08=0.92 \text{ m}$

$V' = V +h_0 + 1.5e_r = 0.25 +0.2 + 1.5 \times 0.08 = 0.57\text{m}$

Pression de répartition : $\sigma = \frac{P'}{U'V'} = \frac{6}{0.92 \times 0.57} = 1/m^2$
 $\sigma = 152.5 \text{ KN/m}^2$

Surface $\Lambda_1\Lambda_2\Lambda_3\Lambda_4$:

$P_1 = \sigma \times U' \times V' = 152.5 \times 0.92 \times 1.92 = 269.376 \text{ KN}$

$\rho = 0$, $\frac{U'}{l_x} = \frac{0.92}{1.597} = 0.576$, $\frac{V'}{l_x} = \frac{1.92}{1.597} = 1.20$

$M_{1,1} = 0.10492$

$M_{1,2} = 0.02124 \longrightarrow M_{1,x} = (M_{1,1} + v M_{1,2}) P_1$

$M_{1,x} = (0.10492 + 0.2 \times 0.02124) 269.376$

$M_{1,x} = 29.407 \text{ KN.m/ml}$

Surface B₁B₂B₃B₄

$P_2 = \sigma \times U' \times V' = 152.5 \times 0.92 \times 0.78 = 109.434 \text{ KN}$

$\rho = 0, \quad \frac{U'}{I_x} = \frac{0.92}{1.597} = 0.576, \quad \frac{V'}{I_x} = \frac{0.78}{1.597} = 0.488$

$M_{2,1} = 0.13026$

$M_{2,2} = 0.06430 \longrightarrow M_{2,x} = (M_{2,1} + \nu M_{2,2}) P_2$

$M_{2,x} = (0.13026 + 0.2 \times 0.0643) \times 109.434$

$M_{2,x} = 15.662 \text{ KN.m/ml}$

Le moment dû à la surcharge B₁ est égal à :

$M_x = M_{1,x} - M_{2,x} = 13.745 \text{ KN.m/ml}$

***Coefficient de majoration δ_{Bt} :**

$S = 2 \times 32 \times 1 = 64 \text{ t} = 640 \text{ KN}$

d'où :
$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 14.373} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1961.627}{640}}$$

$\delta_{Bt} = 1.148$

Moment en appui : $M_a = -0.5 M_x \delta_{Bt} = -0.5 \times 13.745 \times 1.148$
 $M_a = -7.889 \text{ KN.m/ml}$

Moment en travée : $M_t = 0.75 M_x \delta_{Bt} = 0.75 \times 13.745 \times 1.148$
 $M_t = 11.834 \text{ KN.m/ml}$

***Effort tranchant sous B₁ :**

L'effort tranchant maximum correspond à la disposition ci-dessus :

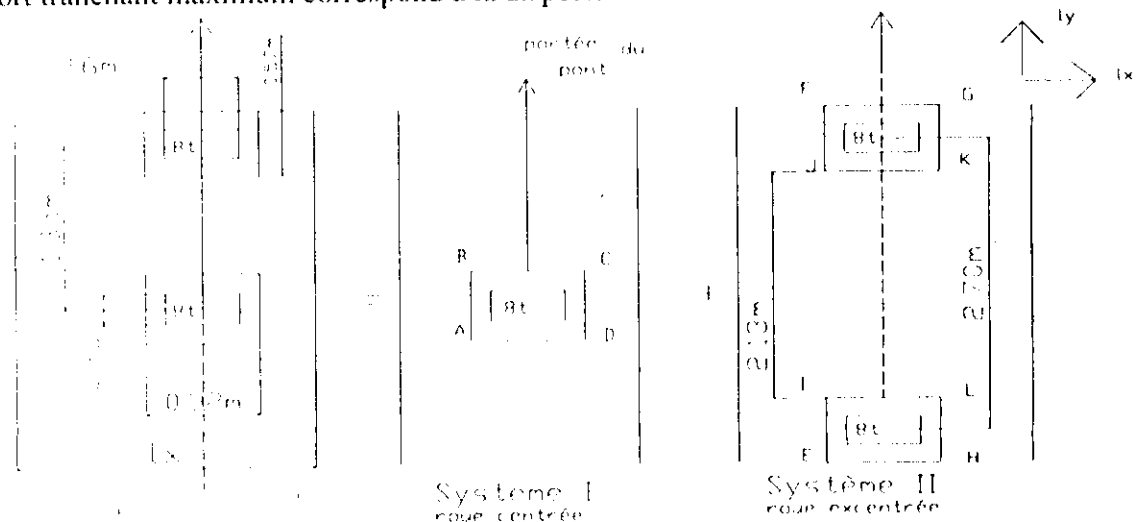


Fig VI.2.8

Système I :**Rectangle ABCD :**

$$U' = 0.92 \text{ m} , V' = 0.57 \text{ m} \quad \text{on a } U' > V'$$

Au milieu de U' :

$$T_u^I = \frac{P'}{2U'+V'} = \frac{80}{2 \times 0.92 + 0.57} = 33.195 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v^I = \frac{P'}{3V'} = \frac{80}{3 \times 0.92} = 28.985 \text{ KN/ml}$$

Système II :

Pression de répartition $\sigma = 152.5 \text{ KN/m}^2$

Rectangle EFGH : $U' = 0.92 \text{ m} , V' = 3.27 \text{ m} \quad U' < V'$

$$P' = \sigma \times U' \times V' = 152.5 \times 0.92 \times 3.27 = 458.781 \text{ KN}$$

Au milieu de U' :

$$T_u^II = \frac{P'}{3V'} = \frac{458.781}{3 \times 3.27} = 46.767 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v^II = \frac{P'}{2V'+U'} = \frac{458.781}{2 \times 3.27 + 0.92} = 61.51 \text{ KN/ml}$$

Rectangle IJKL : $U' = 0.92 \text{ m} , V' = 2.13 \text{ m} \quad U' < V'$

$$P' = \sigma \times U' \times V' = 152.5 \times 0.92 \times 2.13 = 298.84 \text{ KN}$$

Au milieu de U' :

$$T_u^III = \frac{P'}{3V'} = \frac{298.84}{3 \times 2.13} = 46.767 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v^III = \frac{P'}{2V'+U'} = \frac{298.84}{2 \times 2.13 + 0.92} = 57.7 \text{ KN/ml}$$

$$T^II = \frac{1}{2}(T_{EFGH} - T_{IJKL}) \text{ d'où} \quad T_u^II = 0 \quad T_v^II = \frac{1}{2}(61.51 - 57.7) = 1.905 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = T_u^I + T_u^II = 33.195 \text{ KN/ml}$$

$$T_v = T_v^I + T_v^II = 30.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{d'où : } T_x = 1.25 T_u \delta_{Bt} = 1.25 \times 33.195 \times 1.148$$

$$T_x = 47.634 \text{ KN/ml}$$

4. Surcharge militaire M_{c120} :*** Moment fléchissant :**

La position la plus défavorable consiste à placer la chenille du char au milieu de la dalle .

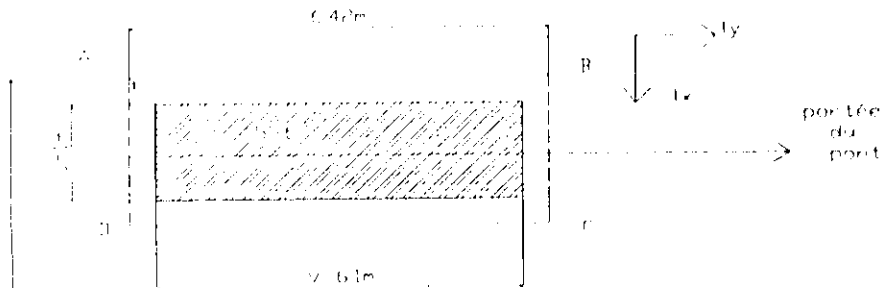


Fig VI.2.9

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

$$V = 6.1 \text{ m}$$

Diffusion dans le plan moyen :

$$U' = U + h_0 + 1.5e_r = 1 + 0.2 + 1.5 \times 0.08 = 1.32 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1.5e_r = 6.1 + 0.2 + 1.5 \times 0.08 = 6.42 \text{ m}$$

$$\text{Pression de répartition : } \sigma = \frac{P'}{U' \times V'} = \frac{55}{1.32 \times 6.42} = 6.49 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 64.9 \text{ KN/m}^2$$

charge uniformément répartie sur une longueur de 6.42 m :

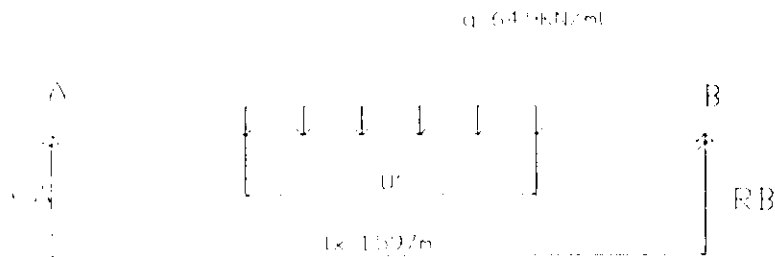


Fig VI.2.10

$$R_A = R_B = \frac{qU'}{2} = \frac{64.9 \times 1.32}{2} = 42.834 \text{ KN}$$

$$M_x = R_A \times \frac{l_x}{2} - q \frac{u'}{2} \times \frac{u'}{4}$$

$$M_x = 42.834 \times \frac{1.597}{2} - 64.9 \times \frac{(1.32)^2}{8} = 20.067 \text{ KN.m/ml}$$

*Coefficient de majoration δ_{Mc120} :

$$S = 55 \times 2 = 110 \text{ t} = 1100 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 14.373} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1961.627}{1100}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1.177$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.5 M_x \delta_{Mc120} = -0.5 \times 20.067 \times 1.177$$

$$M_a = -11.81 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = -0.75 M_x \delta_{Mc120} = -0.75 \times 20.067 \times 1.177$$

$$M_t = -17.714 \text{ KN.m/ml}$$

*Effort tranchant sous M_{c120} :

La position la plus défavorable de la chenille du char est la même que celle relative au moment fléchissant :

$$U' = 1.32 \text{ m}$$

$$V' = 6.42 \text{ m} \quad \text{on a } U' < V'$$

Au milieu de U' :

$$T_r = \frac{P'}{3V'} = \frac{550}{3 \times 6.42} = 28.556 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de V' :

$$T_v = \frac{P'}{2V' + U'} = \frac{550}{2 \times 6.42 + 1.32} = 38.842 \text{ KN/ml}$$

d'où :

$$T_x = 1.25 T_v \cdot \delta_{Mc120} = 1.25 \times 38.842 \times 1.177$$

$$T_x = 42.013 \text{ KN/ml}$$

5. Surcharge A :

***Moment fléchissants sous la surcharge A :**

$$A(L) = 10.408 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire de large on a :

$$A = 10.408 \times 1 \text{ ml} = 10.408 \text{ KN/ml} = q$$

On a $\rho = 0.047 < 0.4$, ce qui fait que la dalle ne travaille que dans un seul sens (l_x).

Ainsi, cette bande peut être considérée comme une poutre rectangulaire continue sur 4 travées égales, supportant la surcharge A.

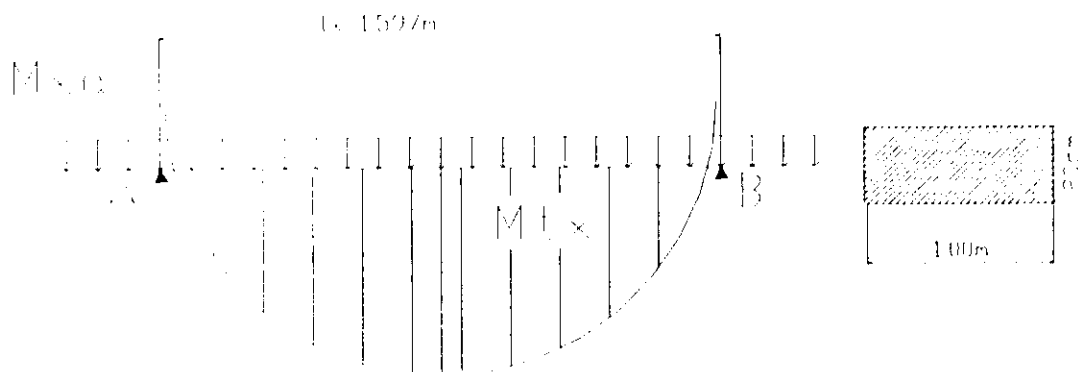


Fig VI.2.11

$$M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{10.408 \times (1.597)^2}{8} = 3.318 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 3.318$$

$$M_{ax} = -1.659 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 3.318$$

$$M_{tx} = 2.488 \text{ KN.m/ml}$$

Effort Tranchant sous la surcharge A :

$$\text{Suivant } l_x : T_x = q \times \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 10.408 \times \frac{1.597 \times 33.4}{2 \times 33.4 + 1.597} = 8.116 \text{ KN}$$

$$T_x = 8.116 \text{ KN}$$

$$\text{Suivant } l_y : T_y = q \frac{l_x}{3} = 10.408 \times \frac{1.597}{3} = 5.54 \text{ KN}$$

$$T_y = 5.54 \text{ KN}$$

6. Charge exceptionnelle : Convoi de type D :

*Moment fléchissant :

$P' = 240 \text{ t}$ sur un impact (18.60×3.20).

$$\text{Pression de répartition : } \sigma = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.032 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 40.32 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de large, la charge répartie par ml est :
 $q = 40.32 \times 1 \text{ ml} = 40.32 \text{ KN/ml}$

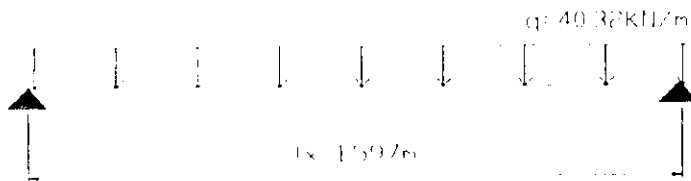


Fig VI.2.12

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 40.32 \times \frac{(1.597)^2}{8} = 12.854 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{10.408 \times (1.597)^2}{8} = 3.318 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 12.854$$

$$M_a = -6.427 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 12.854$$

$$M_t = 9.64 \text{ KN.m /ml}$$

*Effort tranchant :

$$\text{Suivant } l_x : T_x = q \times \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 40.32 \times \frac{1.597 \times 33.4}{2 \times 33.4 + 1.597} = 31.443 \text{ KN}$$

$$T_x = 31.443 \text{ KN}$$

$$\text{Suivant } l_y : T_y = q \frac{l_x}{3} = 40.32 \times \frac{1.597}{3} = 21.463 \text{ KN}$$

$$T_y = 21.463 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissant :

Tab VI.2.1

charges	Moment en travée (KN.m/m)	Moment sur appui (KN.m/m)
G	1.616	1.077
A	2.488	1.659
B _c	15.55	10.367
B _t	11.834	7.889
B _r	12.363	8.242
M _{c120}	17.714	11.81
D	9.64	6.427

Combinaisons de calcul pour le moment fléchissant :

ELS :

$$G + 1.2 A$$

$$G + 1.2 B$$

$$G + M_{c120}$$

$$G + D$$

ELU :

$$1.35 G + 1.6 A$$

$$1.35 G + 1.6 B$$

$$1.35 G + 1.35 M_{c120}$$

$$1.35 G + 1.35 D$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissant M_x dus à la flexion localisée :

Tab VI.2.2

charges	ELS	ELS	ELU	ELU
	M _x (KN.m/m) En travée	M _x (KN.m/m) Sur appui	M _x (KN.m/m) En travée	M _x (KN.m/m) Sur appui
(G,A)	4.60	3.06	6.16	4.11
(G,B _c)	20.27	13.51	27.06	18.04
(G,B _t)	15.81	10.54	21.11	14.07
(G,B _r)	16.45	10.96	21.96	14.64
(G,M _{c120})	19.33	12.88	26.09	17.39
(G,D)	11.25	7.50	15.19	10.13

Le moment fléchissant final de la dalle sera la somme du moment M_x du à la flexion locale et le moment M_y du à la flexion transversale .

$$M_{final} = M_y^{\pm} + M_{x_{appui}}^{travée}$$

***Récapitulation des moments finaux à prendre en compte pour le ferrailage de la dalle:**

a) Calcul à l'ELS :

Tableau des moments finaux de la dalle à l'ELS

Tab VI.2.3

charge	$M_{final}(KN.m/m)$ En travée	$M_{final}(KN.m/m)$ Sur appui
G+1.2A	18.24	6.96
G+1.2Bc	37.21	19.94
G+1.2Bt	20.26	14.28
G+1.2Br	19.82	11.70
G+ M_{e120}	34.39	17.53
G+D	50.47	18.56

b) Calcul à l'ELU :

Tableau des moments finaux de la dalle à l'ELU

Tab VI.2.4

charge	$M_{final}(KN.m/m)$ En travée	$M_{final}(KN.m/m)$ Sur appui
1.35G+1.6A	24.34	9.31
1.35G+1.6Bc	49.65	26.62
1.35G+1.6Bt	35.04	19.06
1.35G+1.6Br	26.46	15.62
1.35G+1.35 M_{e120}	46.42	23.66
1.35G+1.35D	68.13	25.12

Conclusion :

L'effort le plus défavorable est induit par la combinaison (G,D)

En travée : ELU : 1.35G+1.35D =68.13 KN.m/m

ELS : G + D =50.57 KN.m/m

Sur appui : ELU : 1.35G+1.35D =25.12 KN.m/m

ELS : G + D =18.56 KN.m/m

Tableau des efforts tranchant :

Tab VI.2.5

charge	G	A	Bc	Bt	Br	M_{e120}	D
$T_x(KN/ml)$	5.72	8.11	66.96	47.63	56.40	42.01	31.44

Combinaison des efforts :**Tableaux des efforts tranchant de la dalle**

TabVI.2.6

combinaisons	T(KN/ml)
1.35G+1.6A	20.698
1.35G+1.6Bc	114.858
1.35G+1.6Bt	83.93
1.35G+1.6Br	97.962
1.35(G+M _{c120})	64.435
1.35(G+D)	50.16

Conclusion :

L'effort tranchant maximal est donné par la combinaison suivante :

$$1.35G+1.6Bc = 114.858 \text{ KN}$$

VI.2.3.Calcul des armatures :

Données :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

Ferrailage inférieur (travée) : 1^{er} lit

Ferrailage supérieur (appui) : 2^{ème} lit

En travée :

$$M_u = 68.13 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = 50.57 \text{ KN.m/ml}$$

Sur appui:

$$T_u = 114.858 \text{ KN}$$

$$M_u = 25.12 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = 18.56 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul à l'ELU (en travée) :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.148 < \mu_l = 0.391 \quad (\text{pas d'acier comprimé})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.20$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 16.56 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = \frac{68.13 \times 10^{-3}}{0.1656 \times 348} = 11.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6\phi 20 \quad (A_s = 18.84 \text{ cm}^2)$$

Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 50.57 \text{ Kn.m/m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\text{- pour le béton} \quad : \quad \sigma_b \langle \sigma_b = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{- pour les aciers tendus} \quad : \quad \sigma_s \langle \sigma_s$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \quad : \quad \sigma_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_{ct}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$ pour les aciers à Haute Adhérence.

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = 1.046$$

Selon les tables de Charon :

$$\beta_1 = 0.858$$

$$k_1 = 20.21$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \beta_1 d} = 173.8 \text{ MPa} \langle 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

***Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{114.858 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.638 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.638 \text{ MPa} \langle 2 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times 12.05 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\Phi 12 \quad A = 4.52 \text{ cm}^2$$

Calcul à l' ELU (en appui) :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.12 \times 10^{-3}}{100 \times 18^2 \times 14.167} = 0.054 \langle 0.39 \quad (\text{ pas d'acier comprimé }).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = \frac{25.12 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6\Phi 12 \quad A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 18.56 \text{ KN.m/m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = 0.313$$

$$\beta_1 = 0.906$$

$$k_1 = 38.19$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \beta_1 d} = 167.86 \text{ MPa} \langle 201.63 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.4 \text{ MPa} \langle 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_r = 25 \% \times 6.78 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5 \Phi 8 \quad A_s = 2.512 \text{ cm}^2$$

***Vérification au poinçonnement :**

Pour les charges concentrées, une vérification au poinçonnement est nécessaire.

Aucune armature particulière n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h_0 \times f_{c28}$$

Avec :

Q_u : valeur de la charge localisée à l'ELU

u_c : périmètre du rectangle d'impact.

h_0 : 20 cm épaisseur de la dalle.

f_{c28} : 25 Mpa résistance caractéristique du béton.
 $= 25 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

Tab VI.2.7

Charges	Q_u (KN)	$u_c=2(u'+v')$ (m)	$0.045 \cdot u_c \cdot h_0 \cdot f_{c28}$	Observation
Roue avant Bc	45	2.08	468	vérifié
Roue arrière Bc	90	2.28	513	vérifié
Bt	120	2.98	670.5	vérifié
Br	150	3.08	138.6	vérifié

CHAPITRE VII:

**ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1.Principe du béton précontraint :

<< Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telle que leur composition avec celles provenant des charges donne, en tous points, des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.>>

Eugène Freyssinet

En béton précontraint , on applique ce principe de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées alors admissibles.

Le béton : matériau bien connu , obtenu par mélange de gravier, sable, ciment et eau a la propriété de faire prise et de durcir ; acquiert ainsi une résistance très élevée aux efforts de compression ; malheureusement , sa résistance aux efforts de traction reste assez faible. C'est pourquoi dans une poutre en béton dit armé ,on place des barres d'acier dans les zones qui doivent subir des tractions (dans la zone inférieure de la poutre en particulier) et ces barres se substituent alors au béton qui se fissurerait, et prennent à leur compte les efforts de traction en question.

Le principe du béton précontraint est fondamentalement différent :

Dans les zones qui doivent subir des tractions on crée artificiellement une contrainte de compression préalable une pré-contrainte et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de fissurer, à la condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

Les procédés de précontrainte sont maintenant extrêmement nombreux. Ils reviennent à peu près tous à utiliser des câbles d'acier à très haute résistance que l'on place sous gaine dans les coffrages avant bétonnage ;lorsque le béton a fait sa prise et suffisamment durci, on exerce sur ces câbles restés libres à l'intérieur de leur gaine, une très forte traction sur chacune de leurs extrémités à l'aide de vérins spéciaux prenant appui sur le béton ; quand leur mise en tension est ainsi réalisée des dispositifs d'ancrage placés aux extrémités permettent de bloquer ces câbles et de les maintenir ainsi en tension ; par réaction toute la zone de béton comprise entre les ancrages se trouve ainsi comprimée.

Divers dispositifs de mise en tension et d'ancrage existent.

VII.2. Dimensionnement de l'effort de précontrainte :

-Le nombre de câbles est donné en fonction de la précontrainte.
 Cette précontrainte est donnée par la formule suivante :

$$P_t = \bar{\sigma}_m \times B_n + \frac{M_M - M_m}{\rho h}$$

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2) = \sup\{$$

$$P_{II} = (\bar{\sigma}_m \times \frac{I_n}{V} + M_M) / (c + v' - v')\}$$

En section médiane : (poutre + hourdis) :

$$B_n = B_{net} = 0.9 \times B_{brut} = 0.95 \times 8380 = 7961 \text{ cm}^2$$

$$I_n = 0.9 \times I_{brut} = 0.9 \times 25830266.77 = 23247240 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_n}{B_{brut} \times V \times V} \quad \text{avec : } V = y_v = 57.47 \text{ cm} \quad , \quad V' = 112.53 \text{ cm}$$

$$\rho = 42\%$$

$$C = \rho V = 0.24 \text{ m}$$

Contrainte dans le béton

$$f_{c_j} = f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours}$$

$$f_{c_j} = 0.685 f_{c_{28}} \log_{10}(1+j) \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

En construction

$$\bar{\sigma}_{Mj} = 0.6 f_{c_j}$$

$$\sigma_{mj} = -1.5 f_{t_j} = -1.5(0.6 + 0.06 f_{c_j})$$

En exploitation

$$\sigma_M = 0.6 f_{c_{28}} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = -f_{t_{28}} = -(0.6 + 0.06 f_{c_{28}}) = -2.7 \text{ MPa}$$

La poutre la plus sollicitée est la poutre 10 :

$$M_{\max} = M(\text{charges permanentes}) + M(\text{surcharges}) = 7.827 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = M(\text{charges permanentes}) = 3.882 \text{ MN.m}$$

$$l \leq \frac{h}{10} = \frac{1.7}{10} = 0.17 \text{ m} \rightarrow l = 0.1 \text{ m}$$

$$P_t = -2.7 \times 0.7961 + \frac{7.827 - 3.882}{0.42 \times 1.7} = 3.37 \text{ MN}$$

$$P_{II} = (-2.7 \times \frac{23247240 \times 10^{-8}}{112.53 \times 10^{-2}} + 7.82) / (0.24 + 1.125 - 0.1) = 5.73 \text{ MN}$$

$$P_{II} > P_t \rightarrow P_{\min} = P_{II} = 5.73 \text{ MN}$$

VII.3. Nombre de câbles :

On estime les pertes instantanées et différées à 30% $\Delta P_0 = 0.3 P_0$

$$n = \frac{P_u}{0.7 P_0} = \frac{P_{II}}{P_0 - \Delta P_0} = \frac{P_{II}}{P_0(1-0.3)} = \frac{P_{II}}{0.7 P_0}$$

P_0 : tension à l'origine d'un seul câble

$$P_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.95 P_{\text{pcg}} \cdot A_p = 1.53 \text{ MN} \\ 0.85 P_{\text{prg}} \cdot A_p = 1.53 \text{ MN} \end{array} \right. \quad P_0 = 1.53 \text{ MN}$$

$$P_{\text{pcg}} = 1655 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{\text{prg}} = 1850 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{5.73}{0.7 \times 1.53} = 5.3 \quad n = 5.3 \quad \text{on prend 5 câbles de 7T15.}$$

Donc la précontrainte appliquée est $P = n P_0 = 7.65 \text{ MN}$

VII.4. Tracé des câbles :**4.1. Disposition du câblage :**

On donne aux câbles, une excentricité maximale dans la partie centrale et on relève progressivement en allant vers les appuis.

On adoptera les dispositions de câblage suivantes :

- Dans la partie centrale, la totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale.
- Entre la section médiane et celle de l'about, on a une zone de relevage des câbles et une suppression de câbles qui émergent à la partie supérieure de la poutre.
- A l'appui, les câbles restants sont ancrés dans la plaque d'about suivant une disposition uniforme, tel que le centre de gravité des câbles coïncide avec le centre de gravité de la section d'about de façon à avoir un moment de précontrainte faible à l'about.

4.2. Relevage des câbles :

Angle de relevage : α_r

$$\alpha_1 \leq \alpha_r \leq \alpha_2$$

$$\alpha_1 = \text{Arcsin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha_r \leq \alpha_2 = \text{Arcsin} \frac{V_m + \bar{V}}{P}$$

V_M : effort tranchant maximal en service (charge permanente + surcharge)

V_m : effort tranchant maximal (charge permanente + surcharge)

\bar{V} : effort tranchant limite au niveau de l'appui .

$$V = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

$$\text{avec : } \bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_r)}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec : } P = 0.7 \times n \times P_0$$

n : nombre de câbles à l'about

P_0 : tension à l'origine d'un seul câble.

B_n : section nette = 0.95 Bbrut

$f_{ij} = f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

b_n : largeur nette de l'âme de l'about = $b - 0.5\Phi$

h : hauteur de la poutre + dalle.

Application numérique :

$V_M = 1.04 \text{ MN}$ $V_m = 0.539 \text{ MN}$ $P' = 3.21 \text{ MN}$

$B_n = 0.7961 \text{ m}^2$ $\Phi = 0.067 \text{ m}$ $h = 1.7 \text{ m}$

$b = 0.35 \text{ m}$ $b_n = 0.31 \text{ m}$

$\sigma_x = \frac{3.21}{0.7961} = 4.03 \text{ MN/m}^2$

$\bar{\tau} = 2.27 \text{ MPa}$ $\bar{V} = 0.957$

$\alpha_1 = 1.48^\circ$

$\rightarrow 1.48^\circ \leq \alpha_\tau \leq 27.78^\circ$

$\alpha_2 = 27.78^\circ$

$\alpha = 27.78^\circ$ pour les câbles émergents 5 et 4

$0^\circ < \alpha < 20^\circ$ pour les câbles d'about. (1,2,3)

On fixe : $\alpha_5 = \alpha_4 = 27.78^\circ$

$\alpha_3 = 10^\circ$

$\alpha_2 = 8^\circ$

$\alpha_1 = 6^\circ$

La zone de relevage des câbles :

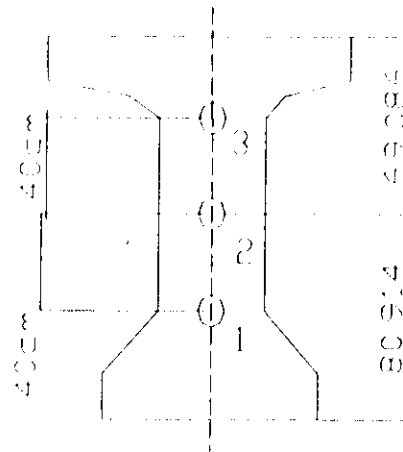
$\frac{L}{4} \leq l_0 \leq \frac{L}{3}$

L : portée de la poutre L = 32.4 m

$8.1 \text{ m} \leq l_0 \leq 10.8 \text{ m}$

Soit : $l_0 = 9 \text{ m}$

Position des câbles dans la section des poutres :



Section médiane

à l'about

Fig VII.1

4.3. Tracé des câbles :

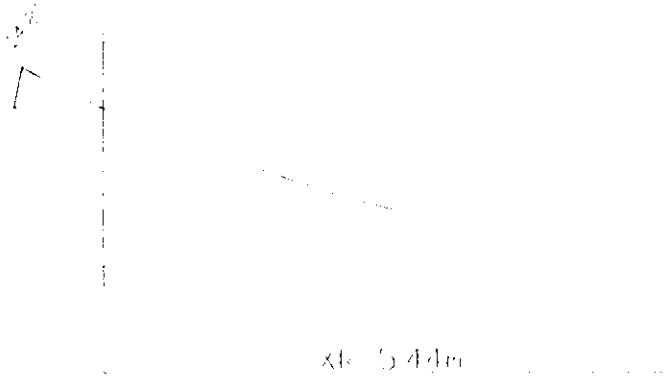
*Tracé du câble moyen :

On fixe un angle de 14.2° .

Pour tracer une parabole respectant l'angle fixé au niveau de l'about, on peut utiliser la formule suivante :

$$x_k = 2ep / \text{tg} \alpha \quad \text{avec } ep = 80.914 - 12.05 = 68.86 \text{ cm}$$

$$x_k = 5.44 \text{ m}$$



FigVII.2

Tableau donnant le tracé des câbles :

Tab VII.1

Câble	t'(cm)	y _i (cm)	e _{pi} (cm)	α _i (°)	X _{ki} (m)	A _i (m ⁻¹)10 ⁻²
Câble1	12.05	40.914	28.864	6	5.33	0.957
Câble2	12.05	80.914	68.864	8	9.71	0.717
Câble3	12.05	120.914	108.864	10	12.34	0.715
Câblemoy	12.05	80.914	68.864	14.2	5.44	2.327
Câble4	19.05	150	130.95	27.78	4.97	5.301
Câble5	19.05	150	130.95	27.78	4.97	5.301

Avec : $e_{pi} = y_i - t'$

$$x_k = \frac{2e_{pi}}{\text{tg} \alpha_i} \quad A_i = \frac{e_{pi}}{X_{ki}^2} \quad : \text{ pente de la courbure}$$

Allure des câbles

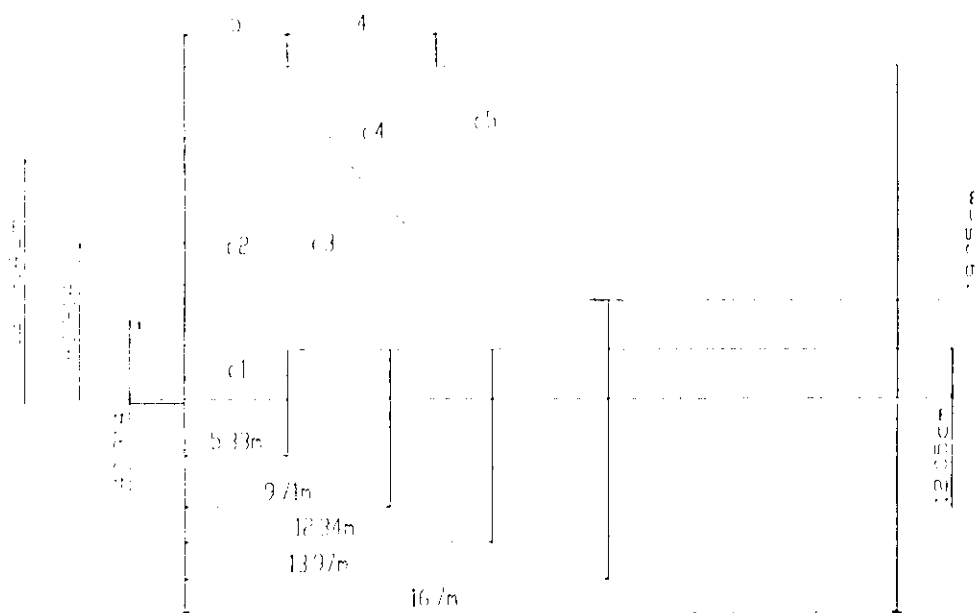


Fig VII.3

VII.5. Fuseau limite :

5.1. Caractéristiques géométriques des sections :

Caractéristiques géométriques nettes :

$$B_{net} = B_{bru} - \sum \frac{\pi \Phi^2}{4} \quad y_{net} = B_{bru} \times y_G - \sum B(\Phi) \times y_G$$

$$I_{net} = I_{bru} + B_{bru} (y_{net} - y_G)^2 - \left[N I(\Phi) - \sum B(\Phi) (y_{net} - y_{Gi})^2 \right]$$

Caractéristiques géométriques homogènes :

$$B_{hom} = B_{net} + n A_p$$

$$y_{hom} = \frac{B_{net} y_{net} + n A' p \sum y_{Gi}}{B_{hom}}$$

$$I_{hom} = I_{net} + B_{net} (y_{hom} - y_{net})^2 + n A' p \sum (y_{Gi} - y_{hom})^2$$

N : nombre de câbles

n : nombre d'équivalence

A_p : section des câbles

A'p : section d'un seul câble

POSITION DES CABLES

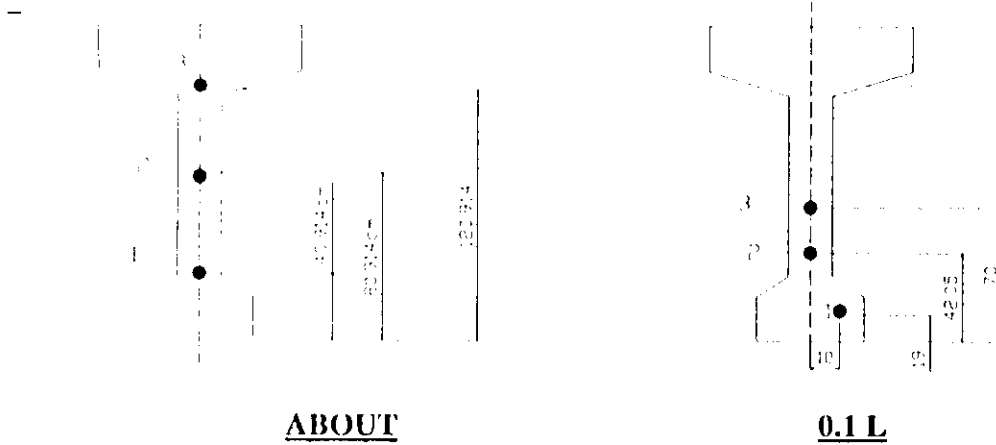


Fig VII.4

Poutre + dalle		Tab VII.2	
Sections	ABOUT	0.1L	
Bh (m ²)	1.1833	1.183	
V'h (m)	1.142	1.137	
Vh (m)	0.558	0.563	
I h (m ⁴)	0.338076	0.340974	
ρ %	44.82	45	

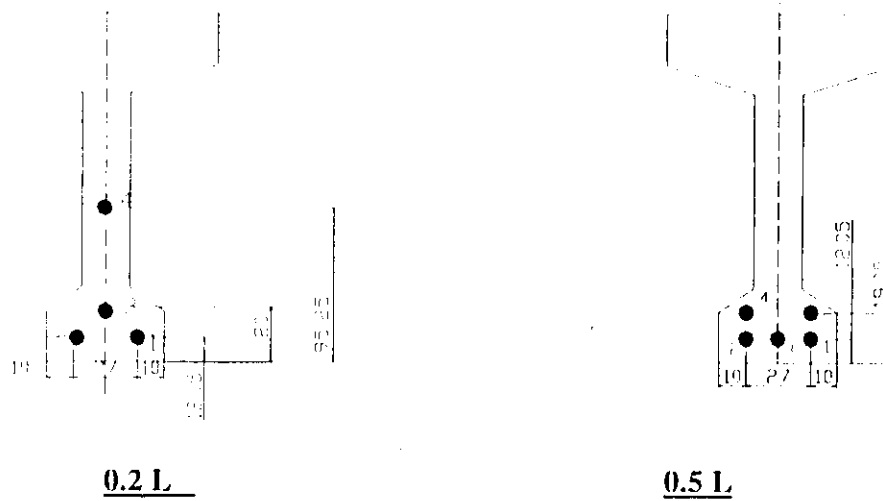


Fig VII.5

Poutre + dalle		Tab VII.3	
Sections	0.2L	0.5L	
Bh (m ²)	1.1948	1.203	
V'h (m)	1.170	1.106	
Vh (m)	0.53	0.594	
I h (m ⁴)	0.379029	0.413286	
ρ %	51.1	52.3	

-5.2.Détermination du fuseau limite :

***Fuseau limite de traction :**

C'est le domaine à l'intérieur duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes de traction ne soient pas dépassées

$$-a' - \frac{M_m}{p} \leq e_p \leq a - \frac{M_m}{p}$$

avec (1)
$$-a' = \frac{\sigma_m \times I}{\rho V} - C, \quad a = \frac{-\sigma_m \times I}{\rho V} + C$$

***Fuseau limite de compression :**

C'est le domaine à l'intérieur duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées.

$$-a' - \frac{M_m}{p} \leq e_p \leq a - \frac{M_m}{p}$$

avec (2)
$$-a' = \frac{\sigma_m \times I}{\rho V} - C, \quad a = \frac{-\sigma_m \times I}{\rho V} + C$$

De (1) et (2) on déduit que :

$$-a' = \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_m \times I}{\rho V} - C \\ \frac{-\sigma_m \times I}{\rho V} + C \end{array} \right. \quad \text{et} \quad a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_m \times I}{\rho V} - C \\ \frac{-\sigma_m \times I}{\rho V} + C \end{array} \right.$$

$$y_i = a_i \times (x_i)^2$$

$$\frac{dy_i}{dx_i} = \text{tg}(q) = 2a_i x_i \rightarrow \alpha_i = \text{Arctg}(2a_i x_i)$$

$P = 0.7 P_0 \sum \cos \alpha_i$: composante horizontale de la précontrainte.

$$P_0 = 1.53 \text{ MN}$$

$$\sigma_M = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = -2.7 \text{ MPa}$$

Tableau du fuseau limite :

Tab VII.4

Section	About	0.1L	0.2L	0.5L
V(m)	0.558	0.563	0.530	0.594
V'(m)	1.142	1.137	1.170	1.106
ρ	0.4482	0.45	0.511	0.523
$C = \rho V$	0.250	0.253	0.270	0.310
$C' = \rho V'$	0.512	0.511	0.590	0.578
$l(m^3)$	0.338076	0.340974	0.379029	0.413286
$\Sigma \cos \alpha_i$	2.988	2.990	3.987	5
P	3.20	3.202	4.27	5.355
$M_m(MN.m)$	/	1.398	2.485	3.882
$M_M(MN.m)$	/	2.812	5.132	7.827
$\frac{\sigma_m \times l}{\rho V} - C'$	-1.09	-1.089	-1.137	-1.100
$\frac{-\sigma_M \times l}{\rho V} + C$	-1.90	-1.912	-1.79	-2.02
$\frac{\sigma_M \times l}{\rho V} - C'$	4.47	3.85	3.95	3.73
$\frac{-\sigma_m \times l}{\rho V} + C$	0.712	0.72	0.48	0.526
$-a' - M_m/P$	/	-1.525	-1.718	-1.82
$a - M_M/P$	/	-0.158	-0.721	-0.935

Câble équivalent et fuseau limite

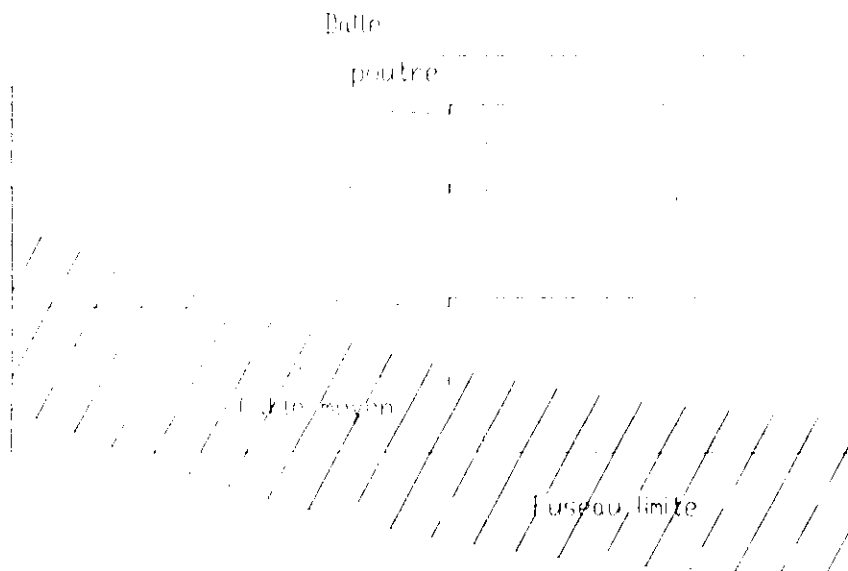


Fig VII.6

VII.6. Calcul des pertes et chutes de tension :

VII.6.1. Pertes instantanées :

6.1.1. Pertes par frottement :

Elles résultent du contact du câble avec la gaine qui l'entoure, pendant la mise en tension des câbles.

On définit les pertes comme suit :

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) \text{ avec } \sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi x}$$

$$\sigma_{p0} = P_0 / A_p = 1572 \text{ Mpa}$$

$e_1 > 0$; $e_0 < 0$ (les excentricités)

$$e(x) = kx(x-L) + e_1$$

$$e(L/2) = e_0 = kL/2 \cdot (-L/2) + e_1 \Rightarrow k = 4 \cdot (e_1 + e_0) / L^2$$

on pose : $a = (e_1 - e_0) / 4$

$$e(x) = \frac{4a}{L^2} \cdot x(x-L) + e_1$$

$$e'(x) = \frac{4a}{L^2} (2x-L) \rightarrow e'(0) = -\frac{4a}{L}$$

$$\alpha(x) = \theta(x) - \theta_0 = e'(x) - e'(0) = \frac{8ax}{L^2}$$

$$e'(0) = \theta_0 = -\frac{4a}{L} \Rightarrow a = \frac{-\theta_0 L}{4} = \frac{|\theta_0 L|}{4}$$

$$\Rightarrow \alpha(x) = \frac{2|\theta_0|}{L} \cdot x$$

On aura : $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi x}$

On pose : $\lambda = \frac{2f|\theta_0|}{L} + \varphi \Rightarrow \sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-\lambda x} = \sigma_{p0} (1 - \lambda x)$

Avec $f = 0.22$; $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

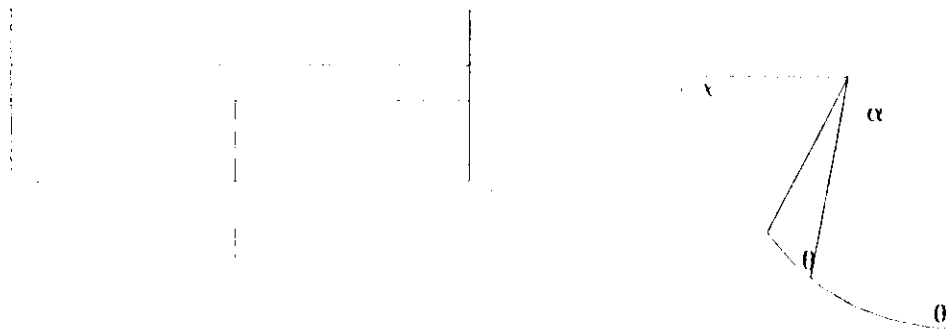


Fig VII.7

Tableaux récapitulatifs des pertes par frottement :

Câble 1 : $\lambda = 3.41 \cdot 10^{-3}$

Tab VII.5

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_p(x)$	1572	1569.32	1545.19	1523.75	1502.52	1485.16	1398.32
$\Delta\sigma_{fr}$	0	2.68	26.8	48.24	69.47	86.84	173.68

Câble 2 : $\lambda = 3.88 \cdot 10^{-3}$

Tab VII.6

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_p(x)$	1572	1568.95	1541.5	1517.1	1492.95	1473.19	1374.38
$\Delta\sigma_{fr}$	0	3.049	30.49	54.89	79.04	98.8	197.62

Câble 3 : $\lambda = 4.35 \cdot 10^{-3}$

Tab VII.7

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_p(x)$	1572	1568.58	1537.81	1510.45	1483.37	1461.22	1350.44
$\Delta\sigma_{fr}$	0	3.42	34.19	61.54	88.62	110.77	221.55

Câble 4 : $\lambda = 1.05 \cdot 10^{-2}$

Tab VII.8

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_p(x)$	/	/	1489.47	1423.44	1358.08	1304.6	/
$\Delta\sigma_{fr}$	/	/	82.53	148.55	213.91	267.4	/

Câble 5 : $\lambda = 1.209 \cdot 10^{-2}$

Tab VII.9

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_p(x)$	/	/	/	1400.95	1325.68	1264.11	/
$\Delta\sigma_{fr}$	/	/	/	171.05	246.31	307.88	/

6.1.2-Pertes par recul d'ancrage :

Cette chute de tension est due au jeu existant dans l'ancrage qui permet un léger glissement du câble avant son blocage lors de la mise en tension .

Ce glissement entraîne un raccourcissement du câble donc une chute de tension qui se fera ressentir sur une distance bien définie - d - .

$$\Delta\sigma_{rec} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-\lambda x}$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(d) e^{-\lambda d} \cdot e^{-\lambda(d-x)}$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(d) \cdot e^{(-2\lambda d - \lambda x)}$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - 2\lambda d + \lambda x)$$

avant blocage des câbles :
$$\zeta_p(x) = \frac{\sigma_p(x)}{E_p}$$

après blocage des câbles : $\bar{\zeta} p(x) = \frac{\bar{\sigma} p(x)}{E_p}$

$$\Delta \zeta = \frac{\Delta(dx)}{dx} \Rightarrow \int \Delta(dx) = \int \Delta \zeta dx = \int \left[\bar{\zeta} p(x) - \zeta p(x) \right] g = \int \frac{\sigma p(x) - \bar{\sigma} p(x)}{E_p} dx$$

$$g \cdot E_p = \int \left[\sigma p(x) - \bar{\sigma} p(x) \right] dx$$

$$\bar{\sigma} p(0) = \sigma p_0 (1 - 2\lambda d)$$

$$g \cdot E_p = \frac{1}{2} [\sigma p_0 - \bar{\sigma} p_0 + 2\lambda \sigma p_0] d = \lambda d^2 \sigma p_0 \Rightarrow d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\lambda \sigma p_0}}$$

g : glissement total de l'ancrage. g = 7 mm

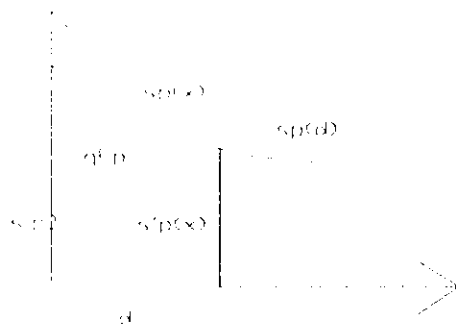


Fig VII.8

Tableaux récapitulatifs des pertes par recul d'ancrage:

Câble 1: $\lambda = 3.41 \cdot 10^{-3}$ d = 16.16 m

Tab VII.10

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L
$\sigma_p(x)$	1398.74	1401.42	1425.55	1447	1468.22	1485.58
$\Delta \sigma_{rec}$	173.25	170.57	146.45	125	103.78	86.41

Câble 2: $\lambda = 3.88 \cdot 10^{-3}$ d = 15.15 m

Tab VII.11

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L
$\sigma_p(x)$	1387.19	1390.24	1417.68	1442.08	1466.23	1486
$\Delta \sigma_{rec}$	184.81	181.76	154.32	129.9	105.76	86

Câble 3: $\lambda = 4.35 \cdot 10^{-3}$ d = 14.3 m

Tab VII.12

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L
$\sigma_p(x)$	1376.42	1379.84	1410.61	1438	1465	1487.2
$\Delta \sigma_{rec}$	195.57	192.15	161.38	134	107	84.79

Câble 4: $\lambda = 1.05 \cdot 10^{-2}$ $d = 9.21$ m

Tab VII.13

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L
$\sigma_p(x)$	/	/	1350.48	1416.51	1481.87	1535.35
$\Delta\sigma_{rec}$	/	/	221.52	155.48	90.12	36.64

Câble 5: $\lambda = 1.209 \cdot 10^{-2}$ $d = 8.58$ m

Tab VII.14

Sections	About	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L
$\sigma_p(x)$	/	/	/	1417	1492.17	1553.75
$\Delta\sigma_{rec}$	/	/	/	155	79.82	18.24

6.1.3. Pertes par raccourcissement du béton :

Ces pertes se produisent juste après la mise en tension , une fois que les armatures sont relâchées. Elles exercent des efforts de compression diffusés, à partir des plaques d'ancrage qui compriment la poutre, engendrant un raccourcissement de celle-ci. Elles sont données par la formule suivantes :

$$\Delta\sigma_{rb} = \frac{1}{2} \sigma_b \frac{E_p}{E_b} = 2.5 \sigma_b \quad \text{avec } E_p = 2.10^5 \text{ Mpa } E_b = 4.10^4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{M_p V}{I} - \frac{M_g V}{I} \quad \text{avec } M_p = P \cdot e_p \text{ et } V = c_p$$

e_p = excentricité du câble moyen

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma(x)) \times A_p$$

A_p : section des câbles $A_p = n A'p$ $A'p = 973 \text{ mm}^2$

M_g = moment fléchissant du au poids propre de la poutre seule .

$$\Delta\sigma(x) = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec}$$

Tableau des pertes par raccourcissement du béton :

Tab VII.15

Section	Sur appui(0)	5	9	0.4L	0.5L	L
$\Delta\sigma_{frot}(\text{Mpa})$	3.05	43.5	96.85	139.47	174.33	197.62
$\Delta\sigma_{rec}(\text{Mpa})$	181.49	170.91	139.87	97.3	62.41	/
$\sigma_{p0} - \Sigma\Delta\sigma$	1387.48	1357.6	1335.28	1335.23	1335.26	1374.38
$\sigma'_b(\text{MPa})$	5.01	11.86	15.25	16.9	17.45	4.97
$\Delta\sigma_{rb}(\text{MPa})$	12.52	29.65	38.12	42.25	43.62	12.42

Tableau récapitulatif des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{rb}$$

Tab VII.16

Section	Sur appui(0)	5	9	0.4L	0.5L	L
$\Delta\sigma_{inst}(\text{MPa})$	197.06	244.06	274.84	279.02	280.36	210.04
%	12.53	15.52	17.48	17.75	17.83	13.36

VII.6.2-Pertes différées :

6.2-1-Pertes dues au retrait :

Elles sont dues à l'évaporation de l'eau dès le durcissement du béton, et cela entraîne une diminution du volume du béton.

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \quad \varepsilon_r = \text{valeur finale du retrait}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \varepsilon_r(t) E_p \text{ avec } \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t)$$

$$r(t) = t / (t + 9r_m)$$

r_m : rayon moyen de la section où se développe le retrait.

t : jours

$$E_p = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

$$r_m = \frac{B_{nctc}(poutre+dalle)}{\text{périmètre}(poutre+dalle)}$$

pour la section d'about, le périmètre vaut : 605 cm

pour la section médiane, le périmètre vaut : 670 cm

Tableau des pertes par retrait :

Tab VII.17

Section	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$r(t=28)$	0.16	0.16	0.16	0.207	0.207	0.16
$\Delta\sigma_{rel}(MPa)$	50.4	50.4	47.56	47.56	47.56	50.4

6.2.2.Pertes par relaxation des armatures :

Ce phénomène consiste en la diminution dans le temps de la tension des armatures.

La formule donnant ces pertes est :

$$\Delta\sigma_{rel} = 0.06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi}(x)$$

$$\text{avec } \mu = \mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} = \frac{\sigma_{p0} - \sum \Delta\sigma_{inst}}{f_{prg}}$$

$$\mu_0 = 0.43 \text{ (TBR)} \quad \rho_{1000} = 2\%$$

$$f_{prg} = 1850 \text{ N/mm}^2$$

Tableau des pertes par relaxation des armatures :

Tab VII.18

Section	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\sigma_{p0} - \sum \Delta\sigma_{inst}$	1374.94	1327.94	1297.16	1292.98	1291.64	1361.96
μ	0.743	0.717	0.7	0.7	0.698	0.73
$\Delta\sigma_{rel}(MPa)$	51.67	45.86	42.21	41.89	41.54	50.04

- 6.2.3. Pertes par fluage :

C'est un phénomène de raccourcissement progressif du béton sous charge fixe indéfiniment appliquée. Il est lié à l'émigration de l'eau dans le béton.

Ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = 2\sigma_b \frac{E_p P}{E_b I} = 10\sigma_b \quad \text{avec} \quad E_p = 2.10^5 \text{ Mpa} \quad E_b = 4.10^4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{M_p V}{I} - \frac{M_g V}{I} \quad \text{avec} \quad M_p = P \cdot e_p \quad \text{et} \quad V = e_p$$

e_p = excentricité du câble moyen

$$P = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma(x)) \times A_p$$

M_g = moment fléchissant du au poids propre de la poutre seule .

A_p : section des câbles $A_p = nA_p' \quad A_p' = 973 \text{ mm}^2$

$$\Delta\sigma(x) = \sum \Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{rel}$$

Tableau des pertes par fluage :

Tab VII.19

section	Sur appui	5	9	0.4L	0.5L	L
$\Delta\sigma(x)$	299.13	340.32	364.61	368.47	369.46	130.48
σ_b	3.35	7.02	9.98	10.25	10.27	3.32
$\Delta\sigma_f(\text{Mpa})$	33.5	70.2	99.8	102.5	102.7	33.2

Tableau récapitulatif des pertes totales :

Tab VII.20

section	section	5	9	0.4L	0.5L	L
$\Delta\sigma_{inst}$	197.06	244.06	274.84	279.02	280.36	210.04
$\Delta\sigma_{ret}$	50.4	50.4	47.56	47.56	47.56	50.4
$\Delta\sigma_{rel}$	51.67	45.86	42.21	41.89	41.54	50.04
$\Delta\sigma_f$	33.5	70.2	99.8	102.108	102.5	33.2
$\Delta\sigma_{diff}$	135.57	166.48	189.57	191.95	191.8	133.64
$\Delta\sigma_{tot}$	332.63	410.52	464.41	470.97	472.16	343.68
% $\Delta\sigma_{tot}$	21.16	26.11	29.54	29.96	30.03	21.86

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES

7.A VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

Nous vérifions que les contraintes engendrées par l'effort de précontrainte et le chargement extérieur sont toujours inférieures aux contraintes admissibles en traction et en compression et toutes les vérifications seront faites dans la section médiane, qui est la section la plus sollicitée.

*Hypothèses de calcul :

- les contraintes dans les matériaux restent proportionnelles aux déformations.
- Les sections droites restent planes.
- Les armatures passives et actives ne subissent aucun glissement relatif par rapport au béton.
- En section fissurée, le béton tendu résiste à la traction.

*Calcul de contraintes normales :

Le calcul se fait en flexion composée :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} \pm (Pe + M) \frac{y}{I}$$

Contraintes maximales du béton (de compression) dans les fibres extrêmes :

Fibre inférieure : σ_{ci}

Fibre supérieure : σ_{cs}

Contraintes maximales sur les armatures (de traction) dans les fibres extrêmes :

Fibre inférieure : σ_{ti}

Fibre supérieure : σ_{ts}

Vue la variation des charges d'exploitations et des charges permanentes, on est conduit à considérer dans chaque situation pour la précontrainte, une valeur caractéristique max(P1) et min(P2).

Les justifications à l' ELS font intervenir les deux valeurs probables de la contrainte P1 et P2.

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p) A_p$$

$$P_2 = (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_p) A_p$$

Avec σ_{p0} : contrainte à l'origine.

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{msl} + \Delta\sigma_{diff}$$

Toutes les vérifications se feront pour le câble moyen pour les cinq phases.

*Les vérifications à faire sont :

-En construction :

$$\sigma_c(V) = \frac{P}{B} - (P \times e_p + M_m) \frac{V}{I} \leq \sigma_{ci}$$

$$\sigma_t(V) = \frac{P}{B} + (P \times e_p + M_m) \frac{V}{I} \geq \sigma_{ts}$$

-En service :

$$\sigma_t(V) = \frac{P}{B} - (P \times e_p + M_m) \frac{V}{I} \geq \sigma_{ti}$$

$$\sigma_c(V) = \frac{P}{B} + (P \times e_p + M_m) \frac{V}{I} \leq \sigma_{cs}$$

1. Phase I :

à 7 jours on tire les trois câbles à l'about à 50% .

la section résistante est la section de la poutre seule.

$$\Delta\sigma_{inst} = 280.36 \text{ MPa}$$

$$A_p = 3 \times 973.10^{-6} = 0.29 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p) A_p = 3.99 \text{ MN}$$

$$\text{donc } P = 0.5P_1 = 1.99 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ci} = 0.6f_{c7} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5f_{t7} = -1.5 \times 1.5 = -2.25 \text{ MPa}$$

$$M_m = 1.702 \text{ MN.m}$$

$$e_p = -0.68 \text{ m}$$

$$B = B_{net} = 0.4926 \text{ m}^2$$

$$V' = 0.8391 \text{ m}$$

$$I = I_{net} = 0.1268 \text{ m}^4$$

$$V = 0.6609 \text{ m}$$

En construction :

$$\sigma_c(V) = 1.69 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

$$\sigma_t(V) = 5.83 \text{ MPa} \geq -2.25 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

2. Phase II:

à 21 jours , on tire les trois câbles à 100%

(poutre seule)

$$\Delta\sigma_{inst} = 280.36 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{diff} = \frac{2}{5} \times 191.8 = 76.72 \text{ MPa}$$

$$P_1 = [1.02 \times 1572 - 0.8(280.36 + 76.72)] \times 3 \times 973.10^{-6}$$

$$P = P_1 = 3.84 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ci} = 0.6f_{c21} = 0.6 \times 32.18 = 19.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5f_{t21} = -1.5 \times 2.52 = -3.78 \text{ MPa}$$

en construction :

$$\sigma_c(V) = 13.79 \text{ MPa} \leq 19.3 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

$$\sigma_t(V) = 3.06 \text{ MPa} \geq -3.78 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

3.Phase III :

On tire les deux câbles relevés en extradados à 50% (câbles n°4 et 5).

-La section résistante sera poutre + dalle au 25^{ème} jour.

$$\Delta\sigma_{inst}=217.64MPa \quad \Delta\sigma_{diff}=\frac{4}{5}\times 191.8=153.44MPa$$

$$P_1=[1.02\times 1572-0.8(217.64+153.44)]\times 3\times 973.10^{-6}=3.81MN$$

$$P'_1=[1.02\times 1572-0.8(217.64)]\times 2\times 973.10^{-6}=2.78MN \quad (\text{pour câbles extradados})$$

$$P = P_1 + 0.5 P'_1 = 5.2 MN$$

$$M_m = 1.702 + 1.047 = 2.749 MN.m$$

$$B_h = 1.203 \text{ m}^2$$

$$V'_h = 1.106 \text{ m}$$

$$I_h = 0.4132 \text{ m}^4$$

$$V_h = 0.594 \text{ m}$$

$$e_p = -0.953 \text{ m}$$

$$\sigma_{ci}=0.6f_{c25}=0.6\times 34=20.4MPa$$

$$\sigma_{ts}=-1.5f_{t25}=-1.5\times 2.64=-3.96MPa$$

En construction :

$$\sigma_c(V)=10.21MPa \leq 20.4MPa \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_t(V)=1.15 \geq -3.96MPa \quad \text{vérifié}$$

4.Phase IV :

Les câbles relevés sont tirés à 100% (28 jours)

Pour les câbles à l'about (n° 1,2,3)

$$\Delta\sigma_{inst}=280.36MPa \quad \Delta\sigma_{diff}=191.8MPa$$

Pour les câbles relevés (n°4 et 5)

$$\Delta\sigma_{inst}=280.36MPa \quad \Delta\sigma_{diff}=\frac{2}{5}\times 191.8=76.72MPa$$

$$P_1=[1.02\times 1572-0.8(280.36+191.8)]\times 3\times 973.10^{-6}=3.57MN$$

$$P'_1=[1.02\times 1572-0.8(280.36+76.72)]\times 2\times 973.10^{-6}=2.56MN$$

$$P = P_1 + P'_1 = 6.13 MN$$

$$\sigma_{ci}=0.6f_{c28}=21MPa$$

$$\sigma_{ts}=-f_{t28}=-2.7MPa$$

$$M_m = 3.118 MN.m \quad (\text{superstructure})$$

$$\sigma_c(V)=12.38MPa \leq 21MPa \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_t(V)=1.18MPa \geq -2.7MPa \quad \text{vérifié}$$

5.Phase V : État de service

$$\Delta\sigma_{inst}=280.36MPa \quad \Delta\sigma_{diff}=191.8MPa$$

$$M_M = M_m + M_s(Bc)=3.118+3=6.118 MN.m$$

$$P_2=(0.98\sigma_{po}-1.2\Delta\sigma_p)A_p$$

$$P_2=[0.98\times 1572-1.2\times (280.36+191.8)]\times 5\times 973.10^{-6}=4.738MN$$

$$\sigma_{ti}=-2.7MPa$$

$$\sigma_{cs}=21MPa$$

$$\sigma_c(V)=-2.39 \geq -2.7MPa \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_t(V)=7.33 \leq 21MPa \quad \text{vérifié}$$

VII.7.B VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et ceux de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissures d'âmes inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre .

On doit vérifier que quelle que soit la section considérée, on est en tout point à l'intérieur du domaine de sécurité.

$$\{ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_t + \sigma_x) \quad \text{si } \sigma_x > 0$$

$$\{ \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

*Résistance du béton à la combinaison ' compression - traction '

En général, c'est dans l'âme de la poutre et dans les zones d'appuis que l'effort tranchant est le plus défavorable.

De ce fait, ce sera au voisinage des appuis et au niveau du centre de gravité des sections que la vérification doit être effectuée.

Dans notre cas, on n'a pas de contraintes normales transversales $\sigma_t = 0$ (poutres sans étriers actifs).

Donc les inégalités deviennent :

$$\{ \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \quad (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) \quad (2)$$

* les vérifications des contraintes tangentiellees doivent se justifier en toutes phases de construction citées précédemment.

*Détermination de l'état de contrainte :

-Calcul de τ : contrainte tangentielle :

$$\tau = (V_{red} \cdot S(y)) / (l \cdot b_n)$$

V_{red} : effort tranchant réduit.
 $S(y)$: moment statique au C.D.G
 B_n : Largeur nette de la section.

Où $b_n = b_0 - 0.5 \Phi$

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

Section à prendre en compte (au niveau de l'appui).

On évalue la contrainte en différentes phases citées auparavant mais au niveau de l'appui où l'effort tranchant est le plus défavorable.

Tab VII.21

Phases	Poutre	P	V	Psin α	Vred	S(y)	I	bn	τ (Mpa)
I	Seule	0.66	0.214	0.162	0.052	0.6711	0.1515	0.3425	0.672
II	seule	1.28	0.214	0.313	-0.099	0.6711	0.1515	//	-1.28
III	+dale	1.04	0.343	0.254	0.089	1.1821	0.2969	//	1.034
IV	+dale	1.226	0.388	0.3	0.088	1.1821	0.2969	//	1.023
V	expl	1.223	0.85	0.299	0.55	1.1821	0.2969	//	1.28

Calcul de αx : contrainte normale :

$$\alpha x = (P \cos(\alpha_i)) / B_n$$

B_n: Section nette au niveau de l'appui

Phases	Pcos α	B _n (m ²)	σ_x (Mpa)
I	0.639	0.7879	0.811
II	1.24	//	1.575
III	0.639	1.0913	0.586
IV	1.188	//	1.088
V	1.185	//	1.086

Les vérifications à effectuer :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \quad (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) \quad (2)$$

Phases	τ^2	σ_x	f _{tj}	f _{cj}	(1)	(2)	Observ
I	0.541	0.811	1.5	25	1.386	3.934	Vérifié
II	1.638	1.575	2.52	32.18	4.127	11.37	//
III	1.069	0.586	2.64	34	3.406	9.907	//
IV	1.046	1.088	2.7	35	4.091	11.636	Vérifié
V	1.638	1.086	2.7	35	4.088	11.63	//

Les contraintes tangentielles sont largement respectées.

CHAPITRE VII:

**ETUDE DES
APPAREILS
D'APPUI**

VIII.1 DIMENSION DES APPAREILS D'APPUI

1.A-Introduction :

L'appareil d'appui a pour but d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les appuis de celui-ci, tout en permettant d'absorber les déformations et les translations de l'ouvrage.

Nous utiliserons des appareils d'appui en élastomère frété de marque STUP et de dureté SHORE dont le module de glissement $G=8 \text{ kg/cm}^2$. Le principal intérêt de ces appareils d'appui réside dans leur déformabilité vis à vis des efforts qui le sollicitent.

Ils reprennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations.

Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont en néoprène.

Les appareils d'appui sont les mêmes pour la culée et pour la pile. Leur nombre est de 4 pour la culée et 6 pour la pile.

1.B- Sollicitations :

$$S = G + P + T + V$$

- G : sollicitation due aux charges permanentes
- P : sollicitation due aux surcharges.
- T : sollicitation due aux effets de la température, de fluage et de retrait.
- V : sollicitation due au vent et éventuellement la neige.

1.B.1- Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage :

1.B.1-1 Charges verticales :

les valeurs des réactions des charges permanentes et les surcharges sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif des réaction des charges et surcharges sur culée et pile

Tab VIII.1

	G(KN)	A(L)(KN)	Trot(KN)	Bc(KN)	Bt(KN)	Mc120(KN)	D(KN)	Séisme (KN) $\pm 0,07G$
Culée	4923,62	1825,31	68	1513,72	630	1012,65	1747,65	$\pm 344,65$
Pile	9928	2985,34	136	1632	636,53	1063,8	2091,6	$\pm 694,96$

Les valeurs ci-dessus sont majorées selon les prescriptions du C.P.S

Pour le séisme $H_w = \epsilon_v G$ avec $\epsilon_v = \pm 0.07$

1.B.1-2 Charges horizontales :

a-Vent : le vent souffle normalement à l'axe longitudinal du pont.

Il développe sur la surface frappée une pression P prise égale à 2.5 KN/m^2

Effort horizontal dû au vent est alors : $H_v = P \cdot L_p \cdot h$

L_p : portée du pont

h : hauteur du tablier

$L_p = 99.4 \text{ m}$ $h = 1.78 \text{ m}$ $H_v = 442.33 \text{ KN}$ $P = 2.5 \text{ KN/m}^2$

b-Freinage:

Les charges des chaussées des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage.

Effort de freinage développé par A : $F_A = 242.625 \text{ KN}$ (ch.surcharges).

Effort de freinage développé par Bc : $F_{Bc} = 300 \text{ K}$ (ch.surcharges).

c- Séisme

$$H_s = \varepsilon_H \times G' \quad G' : \text{ poids propre du tablier du pont.}$$

$$\text{Avec, } G' = G \times L_p$$

$$\text{D'où } H_s = 0.1 \times 298.854 \times 99.4$$

$$H_s = 2970.6 \text{ KN}$$

d-Variation linéaire du tablier :

- température :

$$\Delta L_t = \pm \varepsilon \times \Delta t \times L_p \text{ avec } \varepsilon \Delta t = 0.2 \text{ } ^\circ/\text{ } ^\circ$$

$$\Delta L_t = \pm 0.2 \times 10^{-3} \times 99.4$$

$$\Delta L_t = \pm 19.88 \text{ mm}$$

- Retrait :

On admet que 60% du retrait s'est produit avant la mise en place des poutres.

$$\Delta L_r = -\frac{100-60}{100} \varepsilon_r \times L_p$$

$$\Delta L_r = -0.4 \varepsilon_r \times L_p \text{ avec } \varepsilon_r = 2.10^{-4}$$

$$\Delta L_r = -8 \text{ mm}$$

Bilan :

$$\text{Allongement} \quad : \quad \Delta^+ = 19.88 \text{ mm}$$

$$\text{Raccourcissement} \quad : \quad \Delta^- = -19.88 - 8 = -27.88 \text{ mm}$$

1.C- Dimensionnement :

$$\text{Culée : } R_{cp} = 4923.62 \text{ KN}$$

$$R_{sur\max} = 1.2(A(L) + T_{rot}) = 2271.97 \text{ KN}$$

$$R_{\max} = \frac{4923.62 + 2271.97}{4} = 1798.89 \text{ KN}$$

$$R_{\min} = \frac{4923.62}{4} = 1230.9 \text{ KN}$$

$$\text{Pile : } R_{cp} = 9928 \text{ KN}$$

$$R_{sur\max} = 1.2(A(L) + T_{rot}) = 3745.60 \text{ KN}$$

$$R_{\max} = \frac{9928 + 3745.6}{6} = 2278.93 \text{ KN}$$

$$R_{\min} = \frac{9928}{6} = 1654.67 \text{ KN}$$

1.C.1-Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_m^- \quad \text{avec}$$

$$\sigma_m^- = 150 \text{ kg/cm}^2 = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{contrainte limite de compression de l'appareil.}$$

$$R_{\max} = 2398.53 \text{ KN} \quad \text{on prend } a = 40 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm.}$$

t = épaisseur d'une couche élémentaire d'élastomère

$$t = 1.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2398.53}{40 \times 50} = 1.19 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2$$

1.C.2- Hauteur nette de l'élastomère :

T = n t : épaisseur totale de l'élastomère.

On choisit n=5 feuillets alors : T = 5 × 1.2 = 6 cm

1.C.3 -Epaisseur des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{S} \times \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} \quad \text{avec } S = \frac{ab}{2t(a+b)} \quad \text{coefficient de forme}$$

$$S' = 9.26 \quad \sigma_c = 24 \text{KN/cm}^2$$

$$t_s \geq \frac{40}{9.26} \times \frac{1.19}{24} = 0.21 \text{cm} \quad \text{on choisira } t_s = 3 \text{ mm}$$

Il faut vérifier la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad 4 \text{cm} \leq T = 6 \text{cm} \leq 8 \text{cm} \quad \text{vérifié}$$

VIII.2. REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

2.A. Cas d'efforts dynamiques

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidité. Le tablier est supposé infiniment rigide.

2.A.1. Calcul des rigidités

La rigidité est déterminée à partir des constantes de ressort, qui par définition sont des déformations sous l'action d'une force unitaire.

$$K = \frac{1}{\sum \sigma_i}$$

k : rigidité d'un appui

σ_1 : déformation de l'élastomère

σ_2 : déformation du voile de la culée ou des fûts de la pile

σ_3 : déformation de la fondation

2.A.1.1. Déformation de l'élastomère

$$\sigma_1 = \frac{T}{nGA}$$

T = 6 cm = hauteur de l'élastomère

G = 8 kg/cm² = module de glissement de l'élastomère

A = a × b = 40 × 50 = 2000 cm² = aire de l'élastomère

n = nombre d'appareils d'appuis

. Culée : n = 4 donc $\delta_{11} = \sigma_{12} = 9.37 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.01 \text{ cm}$

. Pile : n = 6 donc $\sigma_{11} = 6.25 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.006 \text{ cm}$

2.A.1.2. Déformation des appuis**a. Déformation du voile de la culée**

On admet que le voile de la culée est infiniment rigide et que par conséquent la déformation est nulle.

$$\delta_{21} = \delta_{22} = 0$$

b. Déformation d'un fût de la pile

$$\delta_{21} = \frac{1 \times h^3}{3EI_n} \quad \delta_{21} = \frac{h^3}{3EI_n}$$

I = moment d'inertie d'un fût

E = module de déformation instantanée du béton

H = hauteur de la pile

N = nombre de fûts

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (1.4)^4}{64} = 0.1884 m^4$$

$$E = 3.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$H = 13.75 \text{ m}$$

N = 3 fûts

$$\text{D'où } \delta_{21} = \delta_{22} = 4.2510^{-4} m = 0.0425 \text{ cm}$$

2.A.1.3 Déformation de la fondation

Elle se traduit par un déplacement w en tête de pieu et un déplacement Φ dû à la rotation de la fondation.

$$EIW = X_{wM} \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{wp} \frac{P^*}{\lambda^3}$$

$$EI\Phi = X_{\phi M} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\phi p} \frac{P^*}{\lambda^2}$$

P^* : effort tranchant en tête de pieu engendré par une charge unitaire pour chaque pieu de fondation on aura :

$$P^* = \frac{1}{n} t$$

n : nombre de pieux de fondation

M^* = moment fléchissant en tête de pieu engendré par une charge unitaire. pour chaque pieu de fondation on aura :

$$M^* = \frac{1 \times h}{n} = \frac{h}{n} (t.m)$$

$$\lambda^2 = \sqrt{\frac{D_p \cdot C_u}{4 \cdot EI}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha}$$

α : longueur élastique du pieu

E = module de déformation instantanée du béton

I = moment d'inertie du pieu

D_p = diamètre du pieu

C_u = module de réaction du sol

$$E = 3.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{\pi D_p^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1018 m^4$$

$$C_u = 6000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } \lambda = 0.265 m^{-1} \quad \lambda^2 = 0.07 m^{-2}$$

Les coefficients X_{wM}^* , X_{wp}^* et $X_{\phi p}^*$ sont donnés par les tables de WERNER en fonction de λ et de la longueur du pieu ($L_p = 24m$).

$$X_{wM}^* = -1.40 \quad X_{wp}^* = -2.03$$

$$X_{\phi M}^* = 1.60 \quad X_{\phi p}^* = 1.39$$

a. Pile :

$$n = 0.6 p^* = 0.166 t \quad M^* = 2.29 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } w = 17.44 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0.017 \text{ cm}$$

$$\Phi = 4.67 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0.004 \text{ cm}$$

Le déplacement total de la fondation sous la pile est donc :

$$\sigma_{31} = \sigma_{32} = w + \phi h = 81.65 \times 10^{-5} m = 0.081 cm$$

b. Culée :

$$n=8, p=0.125t$$

La réaction en tête de pieu est empêchée, donc $\Phi=0$,

$$d'où : M^* = -\frac{X\Phi p^*}{X\Phi M^* \lambda} = -0.41 t.m$$

Le déplacement total de la fondation sous la culée est donc :

$$\sigma_{31} = \sigma_{32} = w = 5.9 \times 10^{-5} m = 0.006 cm$$

Finalement on détermine la rigidité $K = \frac{1}{\sum b_i}$

2.A.2 Répartition des efforts horizontaux

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidités.

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot H$$

2.A.3 Tableau récapitulatif des rigidités et des efforts horizontaux :

Tab VIII.2

	$\delta 1(cm)$	$\delta 2(cm)$	$\delta 3(cm)$	K	$H_{fr}(KN)$	Hseis(KN)
Culée(1)	0.01	0	0.006	62.50	133.45	1321.44
Pile(1)	0.006	0.042	0.081	7.75	16.54	163.85
Pile(2)	0.006	0.042	0.081	7.75	16.54	163.85
Culée(2)	0.01	0	0.006	62.50	133.45	1321.44
			Σ	140.5	300	2970.6

2.B. Cas d'efforts résultant des variations linéaires

2.B.1 Recherche du point fixe :

Le point fixe est un point quelconque du tablier qui ne subit aucune déformation, soit X_0

l'abscisse de ce point par rapport à la culée c(1) (gauche) $X_0 = \frac{\sum k_i X_i}{\sum K_i}$

$$\sum K_i = 140.5 \quad \sum K_i X_i = 62.5 \times 0 + 7.75 \times 32.95 + 7.75 \times 66.45 + 62.5 \times 99.4 = 6982.85$$

$$d'où : X_0 = \frac{6982.85}{140.5} = 49.7 m$$

2.B.2 Variation linéaire revenant à chaque appui :

$$\Delta l_{max} = 27.88 mm \quad \mu l = \Delta l_{max} \times \frac{X_0 - X_i}{L}$$

$$\text{Culée(1) : } X_i = 0 \quad \mu l = 27.88 \times \frac{49.7}{99.4} = 13.94 mm$$

$$\text{Pile (1) : } X_i = 32.95 m \quad \mu l = 27.88 \times \frac{49.7 - 32.95}{99.4} = 4.7 mm$$

2.B.3 Répartition des efforts

$$H_{\mu} = \frac{n \cdot G \cdot \mu l \cdot a b}{T}$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$T = 6 \text{ cm}$$

- .Culée : $n=4$ $\mu_l = 13.94 \text{ mm}$
 $H\mu_l = 148.7 \text{ KN}$
- .Pile : $n=6$ $\mu_l = 4.7 \text{ mm}$
 $H\mu_l = 75.20 \text{ KN}$

VIII.3 .VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

3.A.Vérification au cisaillement

3.A.1. Sous variation linéaire

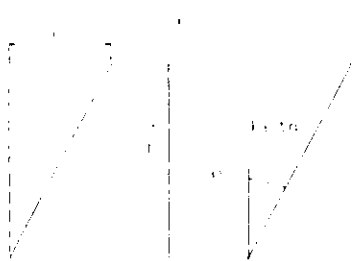
On doit vérifier que : $\tau_{H_1} = G \tan \beta \leq 0.5G$ avec $\tan \beta = \frac{H_1}{T}$

$$G = \frac{H_1}{T} \leq 0.5G \quad T = 6 \text{ cm} \quad G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

. Pile : $\mu_l = 4.7 \text{ mm}$ $\rightarrow G \tan \beta = 0.626 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2$

.Culée : $\mu_l = 13.94 \text{ mm}$ $\rightarrow G \tan \beta = 1.858 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2$

Fig VIII.1



3.A.2. Sous variation linéaire + freinage

On doit vérifier que : $G \tan \beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} \leq 0.7G$

n : nombre d'appareils d'appui

Pile : $G \tan \beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} = 0.6326 + \frac{16.54 \cdot 10^2}{2 \times 6 \times 40 \times 50} = 0.695 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

Culée : $G \tan \beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} = 1.858 + \frac{133.45 \cdot 10^2}{2 \times 4 \times 40 \times 50} = 2.692 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

vérification réalisée

3.A.3. Sous variation linéaire + séisme

On doit vérifier que : $G \tan \beta + \frac{H_s}{2.n.a.b} \leq 1.33G$

. Pile : $G \tan \beta + \frac{H_s}{2.n.a.b} = 0.626 + \frac{163.85 \times 10^2}{2 \times 6 \times 40 \times 50} = 1.308 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.33G = 10.64 \text{ kg/cm}^2$

.Culée : $G \tan \beta + \frac{H_s}{2.n.a.b} = 1.858 + \frac{1321.44 \times 10^2}{2 \times 4 \times 40 \times 50} = 10.117 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.33G = 10.64 \text{ kg/cm}^2$

vérification réalisée

3.A.4. Sous variation linéaire + freinage + séisme

On doit vérifier que : $Gtg\beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} + \frac{H_s}{2na.b} \leq 1.3G$

.Pile : $Gtg\beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} + \frac{H_s}{2na.b} = 0.626 + 0.069 + 0.682 = 1.377 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.3G = 10.4 \text{ kg/cm}^2$

.Culée : $Gtg\beta + \frac{H_f}{2.n.a.b} + \frac{H_s}{2na.b} = 1.858 + 0.83 + 8.259 = 10.9 \text{ kg/cm}^2 \geq 10.4G = 10.4 \text{ kg/cm}^2$
on pourra prévoir un dispositif parasismique.

3.A.5. Sous charge vertical + charge horizontale + rotation d'appui :

On doit vérifier que :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

Contrainte de cisaillement due à la charge horizontale : τ_H (variation linéaire+freinage+seisme)

Pile : $\tau_H = 1.377 \text{ kg/cm}^2$

Culée : $\tau_H = 10.9 \text{ kg/cm}^2$

* Contrainte de cisaillement due à la charge verticale : τ_N

$$\tau_N = \frac{1.5\sigma_{\max}}{S'} \quad \text{avec } S' = \frac{ab}{2l(a+b)} = 9.26$$

Pile : $\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 114 \text{ kg/cm}^2$ donc $\tau_N = 18.46 \text{ kg/cm}^2$

Culée : $\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 90 \text{ kg/cm}^2$ donc $\tau_N = 14.57 \text{ kg/cm}^2$

* Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'appareil d'appui : τ_α

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \frac{a^2}{l^2} \alpha_t \quad \text{avec } \alpha_t = \frac{\alpha_r}{n} \quad \text{et } \alpha_r = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation tenant compte des imperfections de l'appareil d'appui et des défauts de montage.

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

α : rotation d'appui $\alpha = 5 \times 10^{-3} \text{ rd}$

n : nombre de feuilletts d'élastomères $n=5$

d'où : $\alpha_t = 1.6 \times 10^{-3} \text{ rd}$

$$\tau_\alpha = \frac{8}{2} \frac{40^2}{1.2^2} \times 1.6 \times 10^{-3} \quad \tau_\alpha = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la pile : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 18.46 + 1.377 + 7.11 = 26.94 \text{ kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$

Pour la culée : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 14.57 + 10.9 + 7.11 = 32.58 \text{ kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$

3.B conditions de non cheminement et de non glissement :**Première condition :** $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg / cm}^2$

$$\text{Pile : } \sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} = 82,73 \text{ kg / cm}^2 \geq 20 \text{ Kg / cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\text{Culée : } \sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} = 61,54 \text{ kg / cm}^2 \geq 20 \text{ Kg / cm}^2 \text{ vérifié}$$

2^{ème} condition : $H \leq f \cdot N$

$$H = \frac{H_1 r + H_2}{n}$$

N= effort normal minimal provenant du tablier à vide.

$$f = 0,1 + \frac{G}{\sigma_{\min}} = \text{coefficient de frottement .}$$

$$\text{Pile : } N = R_{\min} = 165,46 \text{ t} , f = 0,196 , H = 3 \text{ t}$$

$$H = 3 \text{ t} \leq f \cdot N = 29,94 \text{ t} \text{ vérifié}$$

$$\text{Culée : } N = R_{\min} = 123,09 \text{ t} , f = 0,297 \text{ } H = 36,36 \text{ t}$$

$$H = 36,36 \text{ t} \leq f \cdot N = 36,557 \text{ t} \text{ vérifié}$$

3.C – condition de non soulèvement :

On doit vérifier que :

$$\alpha t \leq \frac{3}{s} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\max}}{G}$$

$$\text{Pile : } \frac{3}{s} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3}{9,26} \times \frac{(1,2)^2}{(40)^2} \times \frac{114}{8} = 4,15 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha t = 1,6 \times 10^{-3} \text{ rd} \leq 4,15 \times 10^{-3} \text{ rd} \text{ vérifié}$$

$$\text{Culée : } \frac{3}{s} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3}{9,26} \times \frac{(1,2)^2}{(40)^2} \times \frac{90}{8} = 2,27 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha t = 1,6 \times 10^{-3} \text{ rd} \leq 2,27 \times 10^{-3} \text{ rd} \text{ vérifié}$$

CHAPITRE IX:

ETUDE DE LA PILE

PILE

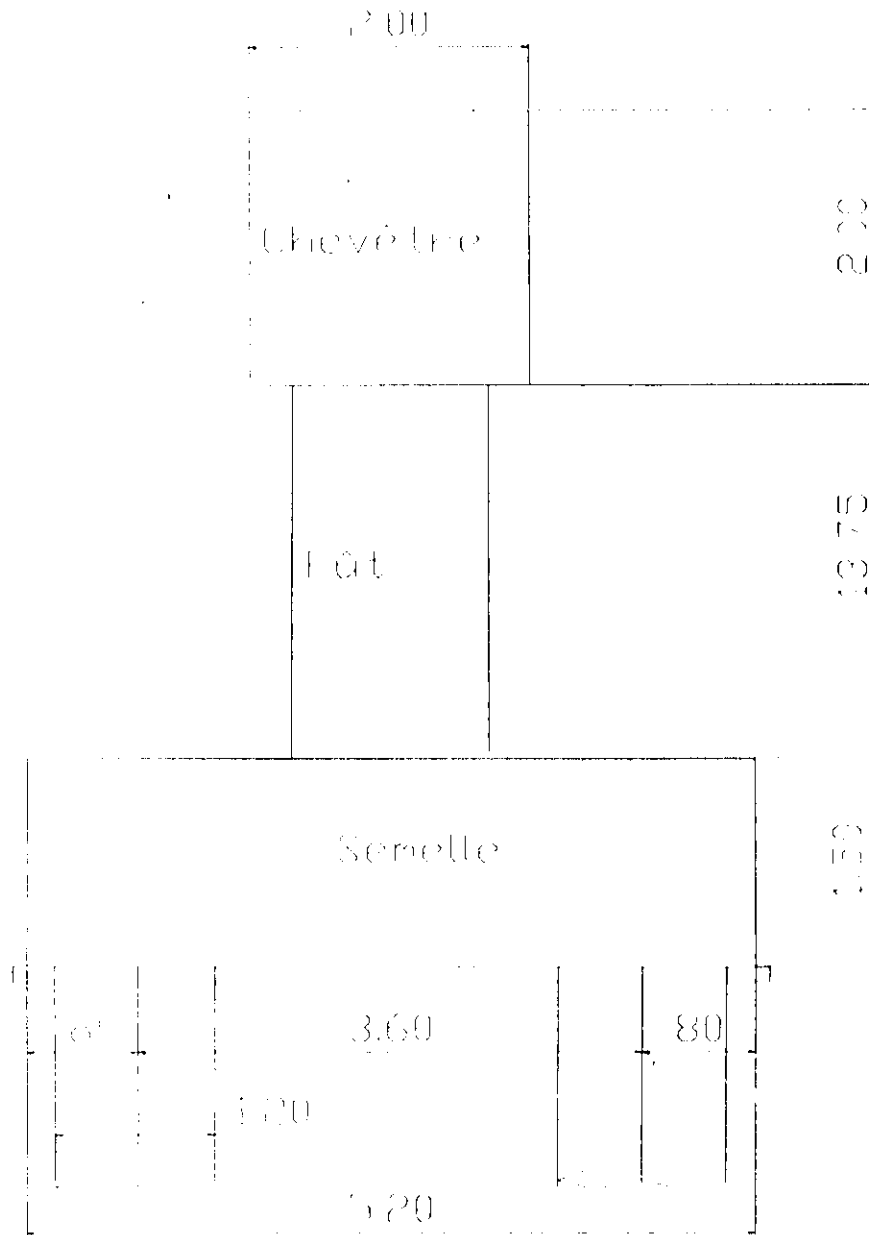


Fig IX.1

IX- ETUDE DE LA PILE

***Définition :** on désigne par pile un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées. Une pile courante est composée d'un chevêtre, un corps au fût et d'une fondation.

Le chevêtre est réalisé sur la partie supérieure du fût, c'est sur celui-ci que le tablier repose par l'intermédiaire d'appareil d'appui.

IX.1.Étude du chevêtre :

Le chevêtre transmet les efforts provenant du tablier aux fûts et à la fondation.

Il doit pouvoir reprendre son poids propre ainsi que les efforts provenant du tablier.

Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les fûts.

IX.1.1. Evaluation des efforts :

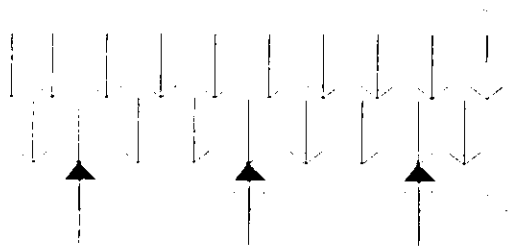


Fig IX .2

. charge uniformément répartie :

- poids propre du chevêtre : $2 \times 2 \times 25 = 100 \text{ KN/m}$
- E.L.S : $Q = 100 \text{ KN/m}$
- E.L.U : $Q = 1.25 \times 100 = 125 \text{ KN/m}$

. Charges concentrées :

- Efforts provenant du tablier : $\frac{9928}{10} = 992.8 \text{ KN/m}$
- Surcharge : $\frac{R(AI) + R_{trot}}{10} = \frac{3121.34}{10} = 312.134 \text{ KN}$
- E.L.S : $P = 992.8 + 1.2 \times 312.134 = 1367.36 \text{ KN}$
- E.L.U : $P = 1.35 \times 992.8 + 1.6 \times 312.134 = 1839.69 \text{ KN}$

. Effort tranchant maximum :

- ELS : $T_{\max} = 2920.6 \text{ KN}$
- ELU : $T_{\max} = 3932.4 \text{ KN}$

. Moment max sur appuis :

- ELS : $M_{\text{app}} = 4894.16 \text{ KN.m}$
- ELU : $M_{\text{app}} = 6586.58 \text{ KN.m}$

IX.1.2 Ferrailage du chevron :**Armatures longitudinales supérieures :**

$$M_{ser} = 4894.16 \text{ KN.m} \quad M_u = 6586.58 \text{ KN.m}$$

Ferrailage à l'ELU:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6586.58 \times 10^3}{200 \times 192^2 \times 14.167} = 0.063$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 1.85m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = \frac{6.586}{1.85 \times 348} = 102.3 \text{ cm}^2$$

Choix : 46HA20 = 144.44 cm² disposé en deux nappes

Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 4894.16 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bmax} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = 0.37$$

$$\text{Tables de Charon:} \quad \mu_1 = 0.1277 \quad \beta_1 = 0.906$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_1 b d^2} = 5.198 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \beta_1 d} = 194.78 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Armature transversale :

Contrainte de cisaillement du béton :

$$\tau_{u\max} = \frac{T_u}{bd} = \frac{3932.4 \times 10^3}{2 \times 192} = 1.024 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\max} < \tau_{lt} = \text{min}(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Calcul du ferrailage (armatures droites):

$$\frac{A_t}{BS_t} \geq \frac{\tau_{lt}}{0.9 f_{su}} \dots \rightarrow S_t \leq \frac{0.9 f_{su} A_t d}{V_u}$$

Choix : At = 6 cadres HA10 = 9.42 cm²

$$\phi_t < \text{min}(h/35, \phi_1, b/10) = 20 \text{ mm}$$

donc $S_t \leq 14.4 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 10 \text{ cm}^*$

- $S_t \geq 8 \text{ cm}$ pour faciliter le bétonnage

IX.2. Etude du fût :

Les fûts sont sollicités par des charges verticales et des charges horizontales. Ces dernières engendrent des moments fléchissants à la base des fûts.

IX.2.1. Evaluation des efforts à la base des fûts :**a. Condition normale :****Tab IX.1**

Condition normale	Effort horiz H(KN)	Effort vert N(KN)	d(m)	Mf/base 0 (KN.m)
Chevêtre : 25(2×2×15.4)	0	1540	0	0
Fûts : $25 \times \left(\frac{\pi \times (1.4)^2 \times 13.75}{4} \right) \times 3$	0	1586.68	0	0
Tablier	0	9928	0	0
Surcharge	0	3121.34	0	0
Variation linéaire du tablier	75.20	0	15.75	1318.25
Freinage	16.54	0	15.75	260.5

$$N = (1540 + 1586.68 + 9928) + 1.2 \times 3121.34 = 16800.28 \text{ KN}$$

$$H = 75.20 + 1.2 \times 16.54 = 95 \text{ KN}$$

$$M = 1184.4 + 1.2 \times 260.5 = 1497 \text{ KN.m}$$

Effort à la base de chaque fût :

$$N = \frac{16800.28}{3} = 5600 \text{ KN}$$

$$H = \frac{95}{3} = 31.66 \text{ KN}$$

$$M = \frac{1497}{3} = 499 \text{ KN.m}$$

b. Condition sismique :**Tab IX.2**

Condition sismique	H(KN)	N(KN)	d(m)	Mf(KN.m)
Chevêtre 1540×1.07 0.93	0	1647.8 1432.2	0	0
Fût 1586.68×1.07 0.93	0	1697.74 1475.61	0	0
Tablier 9928×1.07 0.93	0	10622.96 9233.04	0	0
Surcharge	0	3121.34	0	0
Variation linéaire du tablier	75.20	0	15.75	1184.4
Freinage	16.54	0	15.75	260.5
Séisme	163.85	0	15.75	2580.63

$$N = 23851.61 \text{ KN}$$

$$H = 255.6 \text{ KN}$$

$$M = 4025.53 \text{ KN.m}$$

Effort à la base de chaque fût :

$$N = 7950.53 \text{ KN}$$

$$H = 85.2 \text{ KN}$$

$$M = 1341.84 \text{ KN.m}$$

IX.2.2. Ferrailage du fût :

Le fût est sollicité en flexion composée. Le ferrailage sera en condition sismique et on effectuera la vérification en condition normale.

- Susceptibilité du fût au flambement :

$l_f = \beta l$ avec : l_f : longueur de flambement.

$\beta = 1.3$ (poteau flexible encastré élastiquement aux extrémités)

$l = 13.75$ m longueur réelle

$l_f = 17.87$ m

$I = 0.1884$ m⁴ moment d'inertie du fût

$B = 1.538$ m²

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

$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.35 =$ rayon de giration de la section droite

d'où $\lambda = 51 > 35$

Dans notre cas le fût sera calculé en flexion composée en tenant compte du flambement.

Ferrailage du fût suivant la condition sismique :

$N = 7950.53$ KN $H = 85.2$ KN $M = 1341.84$ KN.m

On a $\lambda = 51 < 70$ et $e_G = (M/N) = 0.168$

N est important devant M . (6 fois supérieur)

Les conditions d'une compression centrée sont vérifiées.

Donc la section du fût est entièrement comprimée.

Armatures longitudinales :

Dans les sections circulaires, les armatures sont uniformément réparties sur tout le contour, avec un minimum de six armatures.

Choix : 20HA40 = 251.2 cm² $e = 16$ cm.

Dans le sens transversal, on prend des cercles $\phi 12$, $t = 40$ cm.

Vérification des contraintes dans les conditions normales :

$N = 5600$ KN $M = 499$ KN.m $H = 31.66$ KN

$E = (M/N) = 0.08$

N est prédominant devant M .

On est dans le cas d'une section entièrement comprimée.

$$\sigma_{b1,2} = \frac{N}{Bh} \pm \frac{MV}{I}$$

$$B' = B + nA = 1.538 + 15 \times 0.0251 = 1.914 \text{ m}^2$$

$$V = (D/2) = 0.7 \text{ m} \quad h = D = 1.4 \text{ m}$$

$$I = 0.1884 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{b1} = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1,2} < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifié.}$$

IX.3 .Etude de la semelle :

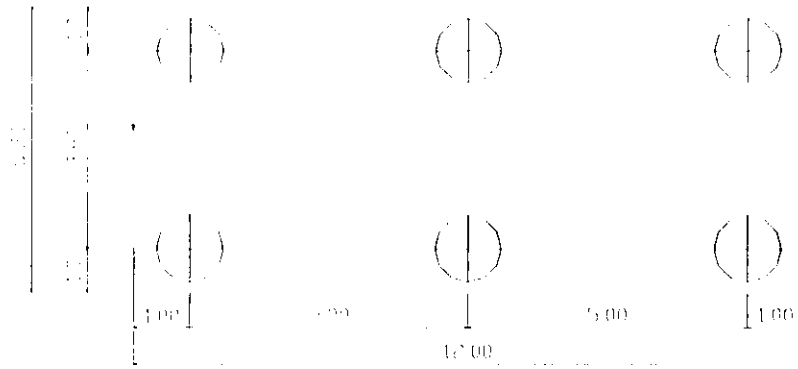


Fig IX.3

Poids propre de la semelle.

$$12 \times 5.2 \times 1.5 \times 25 = 2340 \text{ KN}$$

Terre sur semelle .

$$(12 \times 5.2 - 7 \times 1.5) \times 1 \times 18 = 934.2 \text{ KN.}$$

Effort horizontal par pieu :

Condition normale :

$$H = (95/6) = 15.83 \text{ KN / pieu}$$

Condition sismique :

$$H = (255.6 / 6) = 42.6 \text{ KN/pieu.}$$

Effort vertical par pieu :

Condition normale :

$$F_{vmax} = (16800.28 + 2340 + 934.2) / 6 + (1497/3.6 \times 3)$$

$$F_{vmax} = 3345.74 + 138.61 = 3484.35 \text{ KN/pieu}$$

$$F_{vmin} = 3345.74 - 138.61 = 3207.13 \text{ KN/pieu.}$$

Condition sismique :

$$F_{vmax} = (23851.61 + 3274.2) / 6 + (4025.53/3.6 \times 3)$$

$$F_{vmax} = 4521 + 372.73 = 4893.73 \text{ KN/pieu}$$

$$F_{vmin} = 4148.27 \text{ KN/pieu}$$

Réaction en tête de pieu :

Tab IX.3

CONDITION	CN	CS
Rmin(KN)	3207.13	4148.27
Rmax(KN)	3484.35	4893.73

Ferraillage :

$$N = R_{\max} \frac{(l-b)}{h} = 4893.73 \times \frac{(5.2-1.4)}{1.5}$$

$$N = 7340.6 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N}{\frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{7340.6 \times 10^{-3}}{348} = 0.02109 \text{ m}^2 \quad A = 210.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix : 18HA40} = 226 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A = 56.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 8HA32} = 64.3 \text{ cm}^2$$

PLAN : FERRAILLAGE DE LA PILE

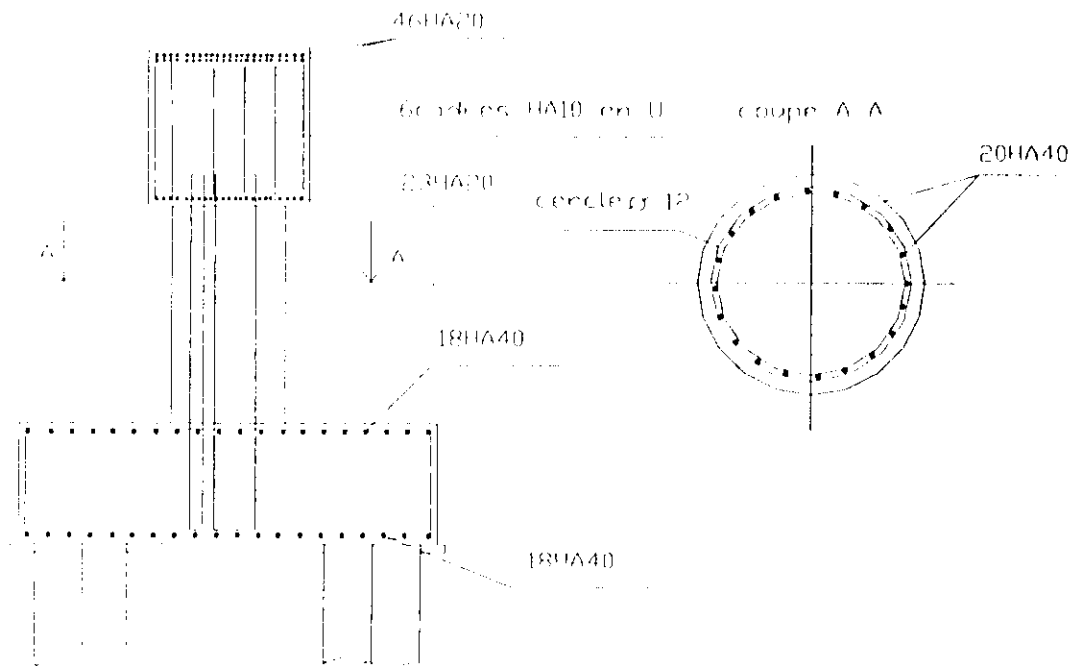


FIG IX .4

CHAPITRE X:

ETUDE DE LA CULEE

ETUDE DE LA CULEE

LA CULEE :

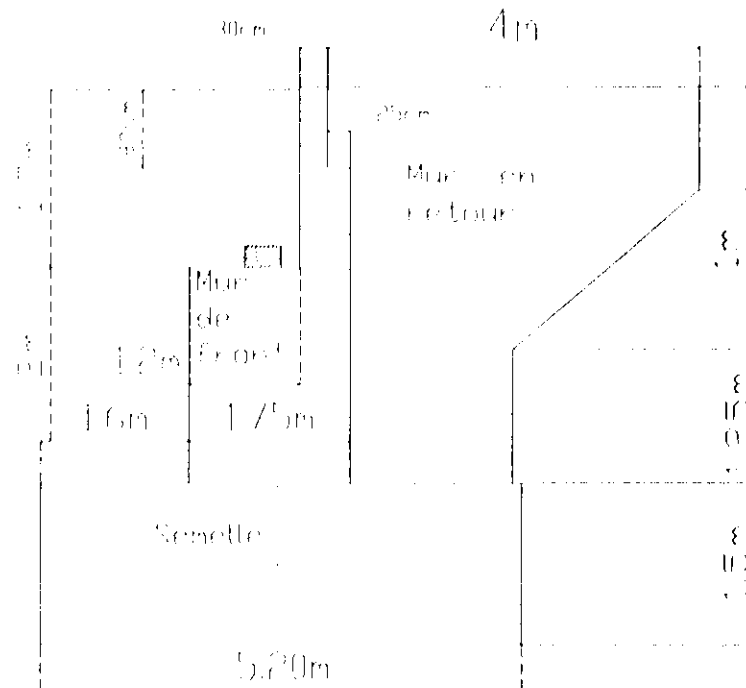


Fig X.1

➤ Définition :

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage.
Elle assure le raccordement et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

X.1-Détermination et vérification des efforts à la base de la culée :

On désigne par :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment renversant

d : bras de levier par rapport au point A

Poussée des terres :

Φ : angle de frottement (30°)

β : inclinaison de la culée (0°)

α : angle de frottement sol-béton (0°)

δ : inclinaison de la résultante / à l'horizontale (0°)

$$v = \text{Arctg} \frac{\mathcal{E}_H}{1 - \mathcal{E}_V}$$

$\mathcal{E}_H = 0,1$: coefficient sismique horizontal

$\mathcal{E}_V = \pm 0,07$: coefficient sismique vertical

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$: densité de la terre du remblai .

$L = 15,4 \text{ m}$: longueur de la culée .

$H = 5,2 \text{ m}$: hauteur de la culée .

Surcharge sur remblai : $q_r = 10 \text{ KN/m}^2$

K_a : coefficient de poussée horizontal .

Surcharge sur remblai : $0,33 \times 100 \times 15,4 \times 5,2 = 2642,64 \text{ KN}$

***CONDITION NORMALE :**

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L$$

$$\text{Avec : } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$$

$$\text{D'où : } H_n = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times (5,2)^2 \times 15,4$$

$$H_n = 1236,75 \text{ KN}$$

***CONDITION SISMIQUE :**

$$H_s = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L$$

Avec le coefficient de poussée des terres K_a qui est donnée par la formule suivante :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]}$$

$$K_a = 0,42$$

D'où :

$$H_s = \frac{1}{2} \times 0,42 \times 18 \times (5,2)^2 \times 15,4$$

$$H_s = 1574,05 \text{ KN.}$$

X.1.1-Calcul des efforts à la base de la culée (à vide) :

Tab X.1

Condition normale	Effort Horiz H (KN)	Effort Vert V (KN)	d(m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
a. Mur de front : 1.75×2× 15.4×25		1347.5	2.47	3328.32	
b. Mur garde grève (1.7×0.3+0.9×0.25) ×15.4×25		282.97	3.07	868.72	
c. Mur en retour 1) 1.25×1.75×0.6×25 2) (0.75×1.75×0.6+0.5×0.75×1.03× 0.6) ×25 3)- (0.8×0.25+1×3.75+2.79×0.7+0.5×0.7× 0.96) ×0.6×25		32.81 25.46 93.58	4.22 4.5 5.07	138.45 114.57 474.45	
d. Semelle 16.59×1.5×5.2×25		3235.05	2.6	8411.13	
e. Terre sur semelle : 1.75×3.7×15.4×18		1794.87	4.22	7574.35	
f. Poussée des terres	1236.75		1.73		2139.57
g. Poids propre du Tablier		4923.62	2.2	10831.96	
h. Variation linéaire du tablier	148.7		3.5		520.45
i. Surcharge sur remblai	2642.64	246.4	5.2 4.43	1091.55	13741.72
A vide Σ	4028.09	11982.26		32833.5	

Calcul des efforts à la base de la culée (à vide) en condition sismique :

Tab X.2

Condition sismique	H(KN)	V(KN)	d(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
a) 1347.5×1.07 0.93		1441.82 1253.17	2.47	3561.3 3095.34	
b) 282.97×1.07 0.93		302.77 263.16	3.07	929.5 807.9	
c) 1) 32.81 ×1.07 0.93 2) 25.46×1.07 0.93 3) 95.58×1.07 0.93		35.10 30.51 27.24 23.67 100.13 87.03	4.22 4.5 5.07	148.12 128.75 122.58 106.51 507.66 441.24	
d) 3235.05×1.07 0.93		3461.5 3008.6	2.6	8999.9 7822.36	
e) 1794.87×1.07 0.93		1920.51 1669.23	4.22	8104.55 7044.14	
f) Poussée des terres	1574.05		1.73		2723.10
g) 4923.62×1.07 0.93		5268.27 4578.96	2.2	11590.19 10073.71	
h) Variation linéaire	148.7		3.5		520.45
i) 2642.64×1.07 0.93 264.4×1.07 0.93	2827.62 2457.65	282.9 245.89	5.2 4.43	1284.25 1089.3	14703.62 12779.78
Séisme	1236.75		3.5		4328.62
A vide	Σ	5787.12 5417.15		35248.05 3060.25	22275.79 20351.95

X.1.2-Vérification de la culée à vide :

a-Stabilité au renversement :

fs : coefficient de sécurité

$$\frac{M_s}{M_R} \geq f_s = 1.5 \quad (\text{condition normale CN})$$

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5 \quad (\text{condition sismique CS})$$

$$\text{b-Stabilité au glissement : } \frac{V}{H} \times g \Phi \geq 1.5 \quad (\text{CN})$$

$$\frac{V}{H} \times g \Phi \geq 1.5 \quad (\text{CS})$$

Tab X.3

conditions	H(KN)	V(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	$\frac{V}{H} \times \text{tg} \Phi$
CN	4028.09	11982.26	32833.5	16401.74	2	1.71
CS	5787.12	12840.24	35248.05	22275.79	1.58	1.28

$$\text{CN : } \frac{M_s}{M_r} = 2 \geq 1.5$$

$$\text{CS : } \frac{M_s}{M_r} = 1.59 \geq 1.5$$

* Stabilité au renversement vérifiée

$$\text{CN : } \frac{V}{H} \times \text{tg} \Phi = 1.71 \geq 1.5$$

$$\text{CS : } \frac{V}{H} \times \text{tg} \Phi = 1.28 \geq 1$$

* Stabilité au glissement vérifiée

c-Vérification de la stabilité avec pieux (à vide) :

$$\text{CN : } F_{\max} \leq Q_p \quad Q_p : \text{portance du pieu} = 550 \text{ t.}$$

$$F_{\min} \geq 0$$

$$\text{CS : } F_{\max} \leq 1.5 Q_p$$

$$F_{\min} \geq 0$$

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G \cdot x_i}{n} \quad n = 8 \text{ pieux} \quad x_i = 1.8 \text{ m} \quad M_G = V(X_G - l) - H \cdot B/2$$

$$\text{avec : } x_G = 2.6 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m : épaisseur de la semelle}$$

$$H : \text{effort horizontal}$$

$$V : \text{effort vertical}$$

$$e = \frac{M_s - M_r}{V} : \text{excentricité}$$

Tab X.4

Condition	CN	CS
e(m)	1.37	1.01
M_G (KN.m)	11717.11	16075.64
F_{\max} (KN)	2311.47	2721.4
F_{\min} (KN)	684.1	488.66

$$\text{CN : } F_{\max} = 2311.47 \text{ KN} < Q_p \quad Q_p : 5500 \text{ t.}$$

$$F_{\min} = 684.1 \text{ KN} \geq 0$$

vérifié

$$\text{CS : } F_{\max} = 2721.4 \text{ KN} \leq 1.5 Q_p = 8250 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = 488.66 \text{ KN} \geq 0$$

vérifié

Donc la stabilité à vide est vérifiée.

X.1.3 - Calcul et vérification des efforts à la base de la culée en service :

Efforts à la base de la culée (en service) en condition normale :

a-Condition normale :

Tab X.5

Efforts	H (KN)	V (KN)	d(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
Surcharge 1.2(A(L)+Trot)		2271.97	3.5	7951.89	
Freinage	133.45		3.5		467.07
Culée à vide	4028.09	11982.26		32833.5	16401.74
Total	4161.54	14254.23		40785.39	16868.81

$$\frac{M_s}{M_R} = 2.41 \geq 1.5 \quad \text{stabilité au renversement vérifiée}$$

$$\frac{V}{H} \times tg\phi = 1.97 \geq 1.5 \quad \text{stabilité au glissement vérifiée}$$

$$e = \frac{M_s - M_R}{V} = 1.67m$$

$$M_G = 10135.28 \text{ KN.m}$$

$$F_{\max} = 2485.61 \text{ KN} \leq Q_p = 5500 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = 1077.94 \text{ KN} \geq 0$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée

Efforts à la base de la culée (en service) en condition sismique :

b-Condition sismique :

Tab X.6

Efforts	H(KN)	V(KN)	d(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
Surcharge 1.2(A(L)+Trot)		2271.97	3.5	7951.89	
Freinage	133.45		3.5		467.07
Culée à vide	5417.15	11160.22		30609.25	20351.95
Total	5550.6	13432.19		38561.14	20819.02

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.85 \geq 1.5 \quad \text{stabilité au renversement vérifiée}$$

$$\frac{V}{H} \times tg\phi = 1.39 \geq 1 \quad \text{stabilité au glissement vérifiée}$$

$$e = 1.32m$$

$$M_G = 13030.25 \text{ KN.m}$$

$$F_{\max} = 2583.9 \text{ KN} \leq 1.5 Q_p = 8250 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = 774.14 \text{ KN} \geq 0$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée

X.2. Ferrailage de la culée :

X.2.1- Ferrailage du mur en retour :

*Hypothèse de calcul :

On considère le mur en retour comme étant encasturé sur la semelle d'une part, et sur le mur de front d'autre part.

Le mur de retour est divisé en 3 parties, chacune sera calculée comme étant encasturée sur 2 côtés.

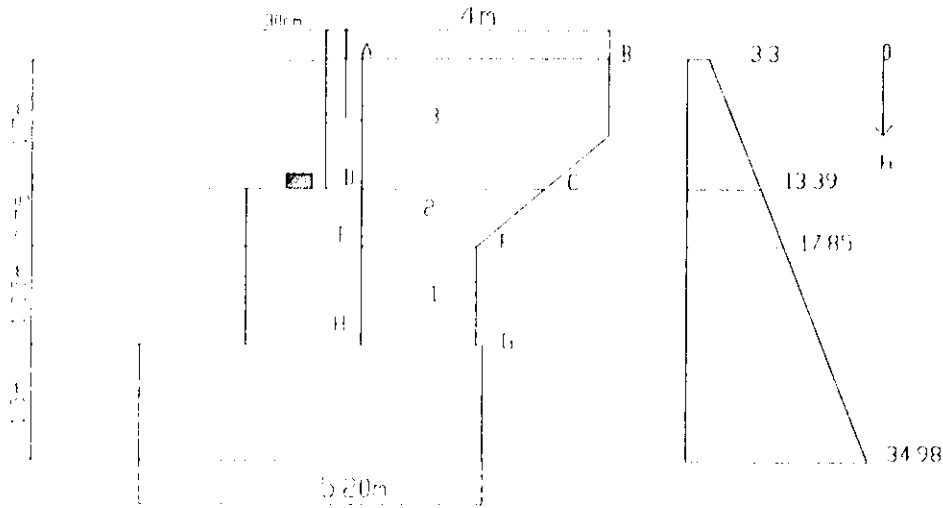


Fig X.2

*Calcul des pressions :

$$P = K_a(q_r + \gamma h) \quad \text{avec} \quad k_a = 0.33$$

$$q_r = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$h = 0 \text{ m} \quad P_0 = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 1.7 \text{ m} \quad P_1 = 13.39 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.45 \text{ m} \quad P_2 = 17.85 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5.2 \text{ m} \quad P_3 = 34.188 \text{ KN/m}^2$$

A.1. Ferrailage de la partie 3

a. Calcul des moments fléchissants :

- Encastrement le long de AD

$$\text{Pression moyenne} = \frac{3.3 + 13.39}{2} = 8.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = \frac{3.75 + 2.5}{2} = 3.12 \text{ m}$$

$$M = 8.34 \times \frac{3.12^2}{2} = 40.6 \text{ KN.m/ml}$$

- Encastrement le long de CD :

$$M = 3.3 \times \frac{1.7^2}{2} + (13.39 - 3.3) \times \frac{1.7^2}{6} = 9.62 \text{ KN.m/ml}$$

b. Calcul des armatures :

- e : enrobage = 3.5 Φ : diamètre des armatures on choisit $\Phi 10$

- $b=100$ cm $h_t = 60$ cm $d=h_t-e-\frac{\Phi}{2}=60-3.5-\frac{1}{2}=56$ cm

Acier FeE400 : $\sigma_s = 348$ Mpa $\mu_l = 0.391$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.167 \text{ MPa}$$

Horizontalement :

$$M_u = 1.35 \times 40.6 = 54.8 \text{ KN.m/ml}$$

- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{54.8 \times 10^3}{100(56)^2 \times 14.167} = 0.012 < 0.39$ Asc = 0 (pas d'armature comprimée)

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$

- $A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = \frac{1}{348} [0.8 \times 100 \times 0.015 \times 56 \times 14.167]$

- $A_s = 2.735 \text{ cm}^2/\text{m}$ soit 4T10 $t = 25$ cm

Vérification des contraintes à l' ELS :

$$M_s = 40.6 \text{ Kn.m/ml}$$

$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y$ avec $b \times \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0$ $n = 15$ $y = 6.34$ cm

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2 = 1.1 \times 10^{-2} \quad I = 0.11 \times 10^{-2} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{40.6 \times 10^{-3}}{0.11} \times 6.34 \times 10^{-2} = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

donc $\sigma_b < \sigma_b$ vérifié

Verticalement :

$$M_u = 1.35 \times 9.62 = 12.98 \text{ KN.m/ml}$$

$\mu = 0.003$ $\alpha = 0.004$ $\mu < \mu_l$ Asc = 0 (pas d'armature comprimée)

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = \frac{1}{348} [0.8 \times 100 \times 0.004 \times 57 \times 14.167]$$

$$A_s = 0.742 \text{ cm}^2/\text{m}$$
 soit 3T8

Vérification à l' ELS :

$$M_s = 9.62 \text{ Kn.m/ml}$$

$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = 0.10$ Mpa $\sigma_b = 15$ Mpa vérifiée

B.2. Ferrailage de la partie 2 :**a) Calcul des moments fléchissants :**

Encastrement le long de CD :

$$\text{Pression moyenne} = \frac{13.39 + 17.85}{2} = 15.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = \frac{2.5+1.75}{2} = 2.12m$$

$$M = 15.62 \times \frac{(2.12)^2}{2} = 35.1 \text{ KN.m/ml}$$

Encastrement le long de EF :

$$M = 13.39 \times \frac{(0.75)^2}{2} + (17.85 - 13.39) \times \frac{(0.75)^2}{6} = 5.02 \text{ KN.m/ml}$$

b) Calcul des armatures

Horizontalement :

$$M_u = 1.35 \times 35.1 = 47.38 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = 0.01 \quad \mu < \mu_l = 0.39 \quad \text{Asc} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 0.013$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = \frac{1}{348} [0.8 \times 100 \times 0.004 \times 57 \times 14.167]$$

$$A_s = 0.742 \text{ cm}^2/m \text{ soit 3T8}$$

Vérification à l' ELS :

$$M_s = 35.1 \text{ Kn.m/ml}$$

$$y = 6.67 \text{ cm}$$

$$I = 1.01 \text{ m}^3$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} = 2.3 \text{ Mpa} \quad \langle \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa vérifiée}$$

Verticalement :

$$M_u = 1.35 \times 5.02 = 6.77 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = 0.01 \quad \mu < \mu_l \quad \text{Asc} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 0.002$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = 0.37$$

$$- A_s = 0.37 \text{ cm}^2/m \text{ soit 2T8}$$

Vérification à l' ELS :

$$M_s = 5.02 \text{ Kn.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{5.02 \times 10^{-3}}{1.8 \times 10^{-4}} \times 10^{-2} = 0.27 \text{ Mpa} \quad \langle \bar{\sigma}_b \text{ vérifiée}$$

C.3. Ferrailage de la partie 1 :

a) Calcul des moments fléchissants :

Encastrement le long de EH :

$$\text{Pression moyenne} = \frac{17.85+34.18}{2} = 26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne} = 1.75m$$

$$M = 26 \times \frac{(1.75)^2}{2} = 39.81 \text{ KN.m/ml}$$

Encastrement le long de HG :

$$M = 17.85 \times \frac{(1.25)^2}{2} + (34.18 - 17.85) \times \frac{(1.25)^2}{6} = 18.2 \text{ KN.m/ml}$$

b) Calcul des armatures

Horizontalement :

$$M_u = 1.35 \times 39.81 = 53.74 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = 0.012 \quad \mu < \mu_l \quad \text{Asc} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 0.015$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = 2.734 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4\text{T}10 \text{ t} = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 39.81 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{39.81 \times 10^{-3}}{11 \times 10^{-4}} \times 0.063 = 2.28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b \text{ Mpa vérifiée}$$

Verticalement :

$$M_u = 1.35 \times 18.2 = 24.57 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = 0.05 \quad \mu < \mu_l \quad \text{Asc} = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 0.06$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8 b \alpha d f_{bu}] = \frac{1}{348} [0.8 \times 100 \times 0.06 \times 56 \times 14.167]$$

$$A_s = 10.9 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 6\text{T}16 \text{ t} = 16 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 18.2 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{18.2 \times 10^{-3}}{0.034} \times 0.47 = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b \text{ Mpa vérifiée}$$

X.2.2. Ferrailage du mur de front :

Calcul des efforts par rapport à la base du mur sur son axe :

Tab X.7

	H(KN)	N(KN)	d(m)	Ms/A' (KN.m)	MR/A' (KN.m)
Mur de front		1347.5	0	0	0
Mur garde-grève		282.97	0.6	169.78	
Mur en retour 1		32.81	1.74	57	
2		25.46	2.02	51.43	
3		93.58	2.6	243.3	
Poussée des terres $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 2^2 \times 15.4$	183		0.66		120.78
Surcharge de remblai $0.33 \times 10 \times 2 \times 15.4 \times 0.875$	88.93		3.5		311.25
Poids propre tablier		4923.62	0.27		1329.37
Variation linéaire	148.7		2		297.4
Total	420.63	6706		521.51	2058.8
Freinage	133.45		2		266.9
Surcharge		1893.3	0.27		511.2

Hypothèse de calcul :

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

On considère le mur comme encasté à la base de la semelle.

Ferraillage :

ELU :

$$\Delta M = M_R - M_S$$

$$\Delta M = [1.35 \times 2058.8 + 1.6(266.9 + 511.2)] - [1.35 \times 521.51]$$

$$\Delta M = 3320.34 \text{ KN.m} \quad \Delta M = \frac{332.34}{15.4} = 215.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N = 12082.38 \text{ KN} \quad N = \frac{12082.38}{15.4} = 784.57 \text{ KN/ml}$$

$$H = 1.35 \times 420.63 + 1.6 \times 133.45$$

$$H = 781.37 \text{ KN}, \quad H = \frac{781.37}{15.4} = 50.73 \text{ KN/ml}$$

Caractéristique de la section

$$h_t = 1.75 \text{ m}$$

$$d = h_t - 5 = 170 \text{ cm}$$

Le moment de flexion par rapport à la section des armatures tendues :

$$M_{IAT} = M_{IG} + N(d - \frac{h_t}{2}) = 215.6 + 784.57(1.7 - 0.875)$$

$$M_{IAT} = 862.87 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{862.87 \times 10^3}{100 \times (170)^2 \times 14.167} = 0.021 (\mu_t = 0.39 (FeE400))$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} [0.8b\alpha d f_{bu}] = 14.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit : } 5T20 / \text{m} \quad (15.7 \text{ cm}^2) \quad t = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = [2058.8 + 1.2(266.9 + 511.2)] - 521.51 = 671.01 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{671.01}{15.4} = 43.57 \text{ KN.m/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{43.57 \times 10^{-3}}{0.05} \times 0.2 = 0.174 \text{ MPa} (\sigma_b = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié})$$

Armature de répartition :

$$A_r = 25\% (15.7) = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5T10 \quad t = 20 \text{ cm}$$

X.3 Etude de la semelle de liaison :

a- Evaluation de l'effort vertical :

Tab X.8

Sollicitation		Effort vertical V(KN)	d(m)	d×V
Mur de front	CN	1347.5	2.47	3328.32
	CS	1441.82	2.47	35561.3
Mur garde grève	CN	282.97	3.07	868.72
	CS	302.77	3.07	929.5
MUR EN RETOUR 1	CN	32.81	4.22	138.45
	CS	35.10	4.22	148.12
2	CN	25.46	4.5	114.57
	CS	27.24	4.5	122.58
3	CN	93.58	5.07	474.45
	CS	100.13	5.07	507.66

b-Ferraillage à la flexion :

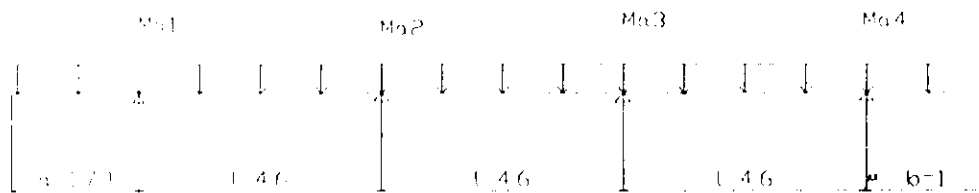


Fig X.3

$N_{max} = 13432.19 \text{ KN}$ (effort V en condition sismique)

$$q = \frac{1}{5.2} (1.5 \times 5.2 \times 16.59) \times 25 + \frac{1}{5.2} (1441.82 + 302.77 + 35.10 + 27.24 + 100.13)$$

$$q = 988.86 \text{ Kn/m}$$

$M < 0$

$$M_{a1} = -q \frac{(1.79)^2}{2} = -1584.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = -q \frac{(1)^2}{2} = -494.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = -q \frac{(1.79 + 4.6)^2}{2} + q \frac{16.59}{4} \times 4.6$$

$$M_{a2} = -1322.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -3360.67 \text{ KN.m}$$

$$M > 0$$

$$M_r = q \frac{l^2}{12} = 1743.6 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales inférieures :

$$M_r = 1743.6 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35 M_r = 2353.86 \text{ KN.m}$$

$$h_r = 150 \text{ cm}$$

$$d = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.08 \quad (\mu_r = 0.39 \text{ (FeE400)}) \quad \text{donc Asc} = 0$$

$$\alpha = 0.104$$

$$A_s = 49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité du béton :

$$A \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = A_{\min} \quad \text{avec : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad \text{Acier FeE400}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 145 \text{ cm}$$

$$\text{donc } A_{\min} = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 49 \text{ cm} > A_{\min} \quad \text{vérifié}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{1.743}{0.103} \times (0.36) = 6.1 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Choix : } 8\text{T}20 = 50.24 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ nappes} \quad t = 12 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$M_u = 1.35 \times 3360.67 = 4537 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.152 \quad (\mu_r = 0.39 \quad (\text{Asc} = 0))$$

$$\alpha = 0.2$$

$$A_s = 95.10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité du béton :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 146 = 17.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 95.10 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{3.36}{0.164} \times (0.53) = 10.85 \text{ MPa} < \sigma_b \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Choix : } 16\text{T}20 \quad 2 \text{ nappes} \quad t = 7 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times (50.24) = 12.56 \text{ cm}^2$$

Soit 7T16 $t = 14 \text{ cm}$

X.4-Calcul de la dalle de transition :

La dalle de transition est appuyée sur l'arrière de la culée et sur le remblai.

Elle a pour but d'éviter la dénivellation en cas de tassement du remblai.

Dimensions : $L = 14.6 \text{ m}$ $l = 5 \text{ cm}$ $ep = 30 \text{ cm}$

a-Sollicitations :

Poids propre : $14.6 \times 5 \times 0.3 \times 25 = 547.5 \text{ KN}$

Poids des terres : $18 \times 5 \times 14.6 \times 0.5 = 657 \text{ KN}$

Surcharge sur remblai : $10 \times 14.6 \times 5 = 730 \text{ KN}$

$$\Sigma = 1934.5 \text{ KN}$$

$$\text{Soit } q = \frac{1934.5}{14.6} = 132.5 \text{ KN/m}$$



Fig X.4

b-Ferraillage :

$$M = 1.35q \frac{l^2}{8} = 1.35 \times 26.5 \times \frac{5^2}{8} = 111.8 \text{ KN.m/ml}$$

$$T = 1.35q \frac{l}{2} = 89.43 \text{ KN/ml}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.126 (\mu_t = 0.39 \text{ (FeE400)}) \quad \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 0.168$$

$$A_s = 13.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 7\text{T}16 = 14.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Fig X.5

Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{82.81 \times 10^{-3}}{10^{-3}} \times (0.08) = 6.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifié.}$$

Contrainte de cisaillement :

$$Z_b = \frac{T}{bd} = \frac{89,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 0,35 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times 14,06 = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{T}10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

Longitudinalement : 7T16/ml Inférieur

7T16/ml Supérieur

Transversalement : 5T10/ml Inférieur

5T10/ml Supérieur

CONCLUSION :

La méthode des coefficients de répartition transversale selon GUYON MASSONNET s'est avérée efficace pour le calcul des efforts dans les poutres et la dalle .

Car les valeurs des efforts des moments fléchissants et efforts tranchants obtenues par cette méthode vérifient avec une tolérance relative à la stabilité et la sécurité des différents éléments du pont.

Ce travail reste à parfaire dans d'autres domaines telle l'étude du sol et celle des fondations.

Bibliographie :

- [1] Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode de
GUYON-MASSONNET
-Richard BARES-
- [2] Cours pratique de béton précontraint
Règles B.P.E.L
-Georges DREUX-
- [3] Projet de béton précontraint
-R.LACROIX-
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83
-Pierre CHARON-
- [5] Calcul pratique du béton armé suivant les règles B.A.E.L 83
-Georges DREUX-
- [6] Cahier des prescriptions communes
Fascicule N° 61
-Ministère des travaux publics-
- [7] Appuis des tabliers
-SETRAT-
- [8] Projet et construction des ponts
-J.A.CALGARO-
- [9] Cours de pont
-M^{me} CHERID- ENP

LOGICIEL UTILISE :

AUTOCAD 2000