

11/91

Ley

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT A POUTRES
MULTIPLÉS EN BETON
PRECONTRAINTE.

Proposé par : E.N.G.O.A Etudié par : F.NEHITI Dirigé par : Zoukh

N.STAMBOULI

PROMOTION : 1991.

Dedicaces

Centre National de Recherche Scientifique

*Je dédie ce modeste travail à mes parents , à ma grande mère
en signe de reconnaissance , pour tous leurs sacrifices
consentis à mon égard.*

A mes frères et soeurs.

Fatiha

A mes parents

A ma grande mère

A mes tantes et leurs maries

Et à tous ceux qui me sont chers.

Wassila

Remerciements

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Nous remercions plus particulièrement :

- * Mr Djerir Bouaziz , Ingenieur à la S.A.P.T.A qui n'a ménagé aucun effort pour nous venir en aide , pour nous avoir aussi éclairé par ses conseils précieux.*
- * Notre promoteur Mr Zoukh pour sa disponibilité continuelle.*
- * Mr Chetaibi, Directeur à l'E.N.G.O.A.*
- * Djamila, responsable de centre de calcul de l'E.N.P.*
- * Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

بسم الله الرحمن الرحيم

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

الملخص : دراسة جسر بالبيتون المعهد مسبقا .

RESUME :

L'OUVRAGE D'ART DE NOTRE PROJET DE FIN D'ETUDE EST UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT EN POST-TENSION. IL EST REALISE AUX ENVIRON DE LA COMMUNE DE ZERALDA.

LE TABLIER COMPORTE :

- 3 VOIES DE 3.41 m DE LARGEUR
- 2 TROTTOIRS DE 1.75 m DE LARGEUR

SUMMARY

THE CONSTRUCTION WORKS OF OUR PROJET OF STUDIES IS A BRIDGE OF MULTIPLE BEAMS OF POST-CONCRETE . IT'S REALIZED ABOUT ZERALDA'S COMMON.

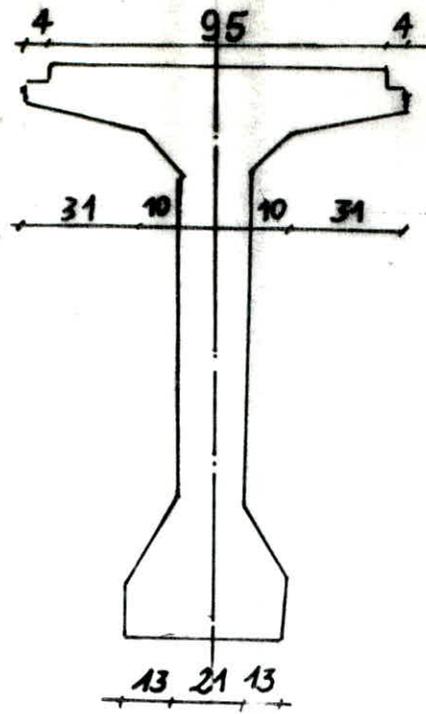
THE PAVEMENT ADMIT :

- 3 VOIE OF 3.41 m OF WIDE
- 2 ROADS OF 1.75 m OF WIDE

SOMMAIRE

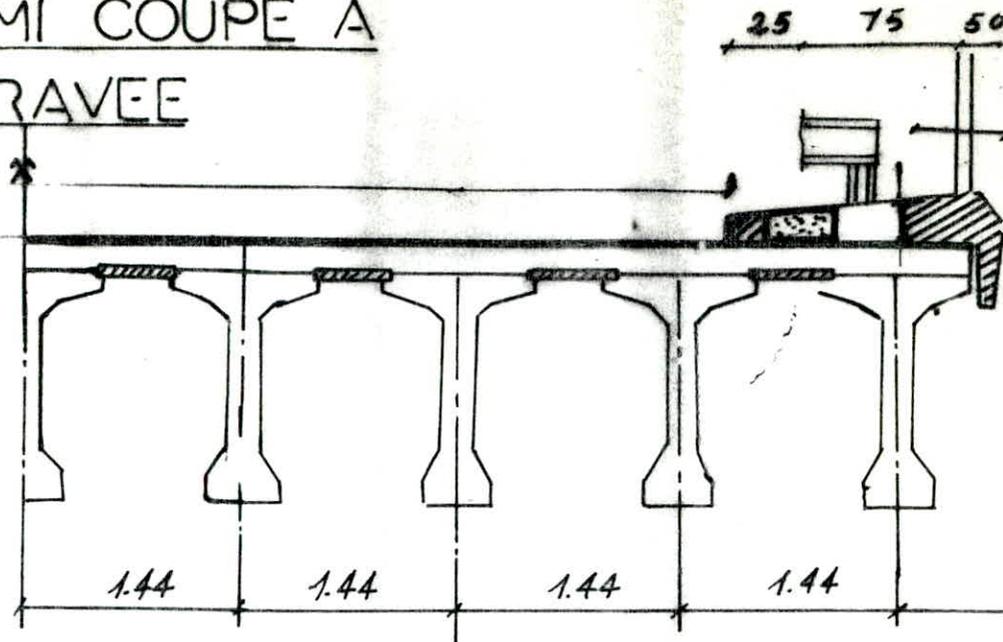


- I/ Introduction
- II/ Caractéristiques des matériaux
- III/ Caractéristiques géométriques de la poutre
- IV/ Charges et surcharges
- V/ Calcul des efforts sous charge et surcharges
- VI/ calcul des efforts dans la poutre
- VII/ Etude du platelage
- VIII/ Etude de la précontrainte des poutres
- IX/ Pertes et chutes de tension
- X/ Vérification des contraintes (normales et tangentes)
 - * Calcul aux états limites de service
 - * Fermeture passive longitudinale
 - * Calcul aux états limites ultimes
- XI/ Justification réglementaires en sections particulières
 - * Etude de la zone d'appui
 - * zone d'introduction des forces de précontrainte
- XII/ Calcul des déformations
- XIII/ Joint de chaussée
- XIV/ Appareils d'appui
- XV/ Vérification des appareils d'appuis
- XVI/ Etude de la pile
- XVII/ Etude de culée

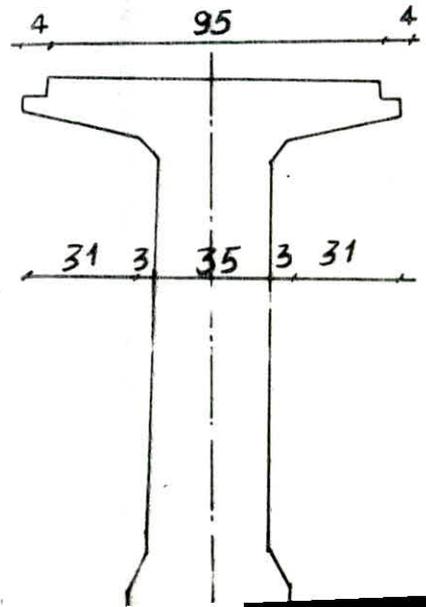
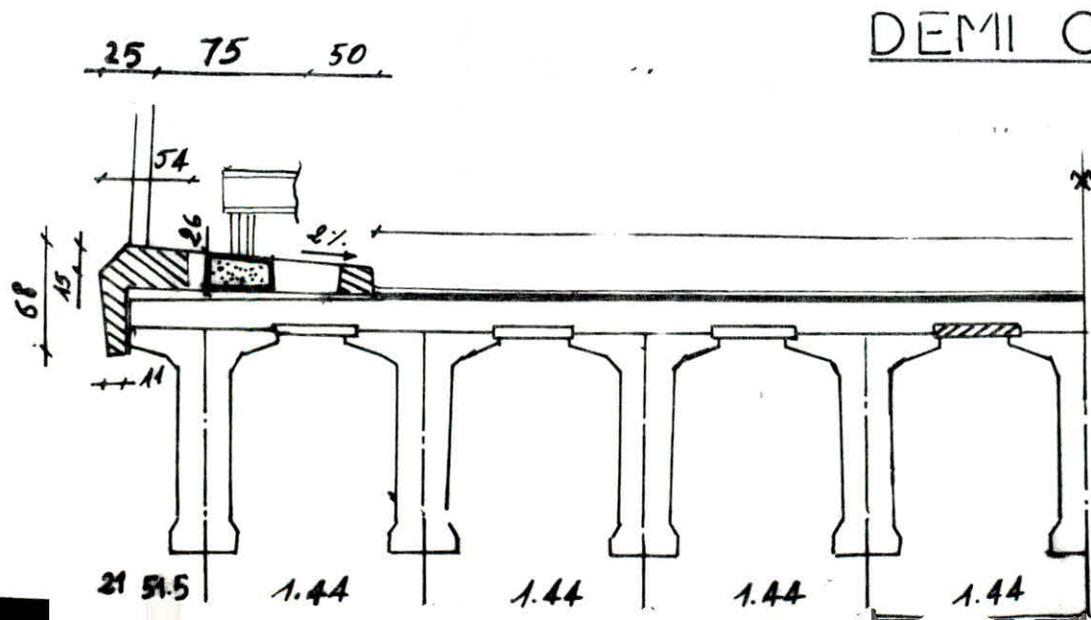


DETAIL DE LA POUTRE

DEMI COUPE A
 MI TRAVEE



DEMI COUPE SUR
 APPUI



DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION

L'ouvrage en question est un viaduc situé sur Oued Mazafron sur le tracé de l'autoroute Ben Aknoun-Zeralda.

a- Matériau utilisé : béton précontrainte

b- Structure "Pont à poutres multiples"

c- Le tablier est constitué par :

-Un hourdi de 20 cm d'épaisseur en béton armé, coulé sur place.

Le revêtement est une couche d'asphalte enrobé de 8 cm

d'épaisseur

-Des joints de chaussée, type W80 (CIPEC) sont prévus

-Neufs poutres en béton précontraint, ces poutres ont une portée de 39 m, une longueur totale de 39,9 m, une hauteur de 1.50 m et 1.70 m pour les poutres définitives

* les appareils d'appuis sont en élastomère frétés. Ils sont fixés sur des appuis (bossages cubiques) en béton armé.

L'ouvrage est composé de culées massives constituées d'un mur frontal et de deux murs en retour.

Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour la solution des fondations profondes. Les fondations seront donc constituées par des pieux en béton armé de 1.20 m de diamètre forés dans le sol.

PROCEDE DE LA PRECONTRAINTE UTILISE

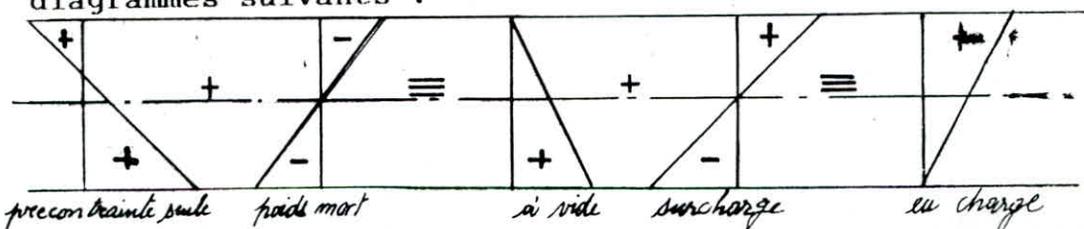
1/ GENERALITES

Les deux principaux matériaux de constructions actuelles sont le béton et l'acier, le béton relativement peu coûteux à pour qualité essentielle une bonne résistance à la rupture en compression mais peu et de façon aléatoire en traction. L'acier est plus coûteux mais possède d'excellente résistance à la traction et la compression.

Pour éviter le phénomène d'instabilité de l'acier comprimé, il est plus profitable de l'employer pour équilibrer des tractions (barres, fils, câbles). L'acier en barres "coud" les zones du béton tendues. Il reprend l'effort de traction que ne peut plus équilibrer le béton fissuré et le reporte en des zones de béton intacte. C'est un mode de construction passif, c'est à dire, on laisse le béton se fissurer sous le chargement et ce n'est qu'après qu'intervient l'acier. En béton précontraint, on évite de soumettre le béton à la traction. Là où le béton sera tendu sous les sollicitations extérieures on le précomprime de façon artificielle et permanente: C'est la précontrainte. Dès lors tout le béton est résistant donc économie de poids et de matériaux.

Par définition donc, les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'effort permanent ou artificiellement, dits efforts ou forces de précontraintes telles que lorsque ces constructions sont soumises à l'effet simultané de ce système de force, de charges, des surcharges et des actions diverses qu'elles peuvent être appelées à supporter, leurs béton constitutif doit rester en tous ses points comprimé et ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugé alors admissibles.

En terme de contraintes cette définition peut se traduire par les diagrammes suivants :



Le principe de la précontrainte par post-tension, par opposition à la pré-tension, de tendre les armatures en prenant appui sur la pièce à précontraindre. Pendant sa mise en tension, l'armature

s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement.

2/ LES PRINCIPAUX PROCÉDES DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

Parmi les procédés les plus utilisés actuellement, on peut citer les suivantes :

- FREYSSINET
- P.A.C
- CIBARRE
- B.B.R BOSSIRON (CIPEC)
- COIGNET
- DYWIDAG

Les réalisateurs du projet ont adoptés le procédé de précontrainte DYWIDAG par câbles 7T15IIIITBR

3/ DESCRIPTION DU PROCÉDE

Mise en tension des câbles

Le vérin utilisé par DYWIDAG a une capacité pouvant aller jusqu'à 4000 KN. Il est équipé d'un système de clavetage hydraulique .

Un dispositif se trouvant à l'intérieur du vérin permet d'effectuer les reprises automatiques et de réaliser aussi des temps de mise en tension très court.

Une prise de manomètre est placée sur le vérin permettant ainsi une lecture directe de l'intensité de la force de précontrainte.

Les pompes hydrauliques peuvent être commandées à distances assurant une sécurité absolue par les opérateurs. Pour déplacer le vérin, on peut disposer de chariot, de plan et de portiques.

LES CABLES

Les câbles utilisés dans le présent projet comportent 7 torons d'où la désignation 7 T 15 III TBR, autrement dit 7 torons de diamètre 15 (15,2 mm) classe III, sous-classe très basse relaxation. Les

torons sont ancrés dans des orifices conique d'un disque d'un câble
est donc $7 \times 134 = 973 \text{ cm}^2$.

Injection

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure non seulement l'adhérence des armatures tendues au béton qui les entoure, mais surtout leur protection contre la corrosion ennemie principale de l'acier tendu.

L'injection des gaines est réalisée à partir des coiffes d'injection vissées sur l'ouvrage. Selon l'unité de précontrainte choisie (7T15 dans notre cas), et la masse de coulis à injecter, deux appareils de malaxage et d'injection aux performances modulables assurant une infection rationnelles et précise. En effet il est nécessaire d'avoir des coulis sans exsudation, d'une faible viscosité et ne présentant aucun caractère agressif vis-à-vis de l'acier de précontrainte.

LES MATERIAUX

Caractéristiques des matériaux

1/ Le béton

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles du B.P.E.L .

* Contraintes admissibles de compression

Le B.P.E.L. propose la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,685 (\log (j+1)).f_{c28} \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

avec f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

RESISTANCE A LA TRACTION

$$F_{tj} = 0,06 f_{tj} + 0,6$$

comportement à court terme

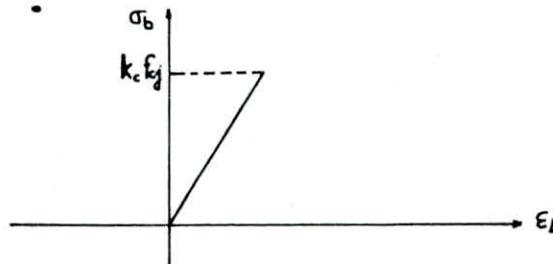
a/ Domaine les états limites de service

MODULE DE DEFORMATION INSTANTANE

$$E_{tj} = 11000 \sqrt{f_g} \text{ MPa}$$

utilisé pour le calcul de flèche de poids propre et contre flèche de précontrainte.

- Diagramme contrainte - déformation



LES CONTRAINTES ADMISSIBLES

On définit les classes de vérifications suivantes :

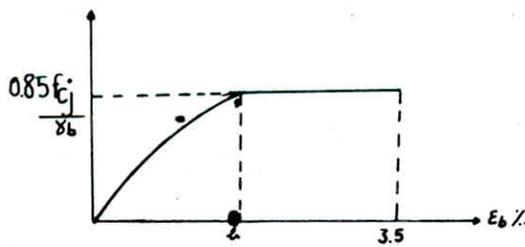
Combinaison	Tractions			Compress
	Classe I	Classe II	Classe III	
Rares	pas de décomposition du béton	faible traction du béton atteindre l'ouverture de fissures		limitée
Fréquente		pas de traction du béton entourant les câbles	traction admise mais les aciers ont une contrainte faible (cas de fissures rares prej B.A.E.L)	
Quasi-perm				Faible/aux combinaisons rares

Le tableau ci-après définit les limites minimales et maximales que doivent respecter les contraintes dans le béton résultant des différentes combinaisons d'action.

Tableau

			classe	classe
			I	II
compression du béton	combinaisons	quasi permanentes	$0.5.f_{c20}$	
	combinaisons	fréquentes	$0.6.f_{c20}$	
	combinaisons	rares	$0.6.f_{c20}$	
	en situation	de construction	$0.6.f_{c,j}$	
traction du béton	combinaisons	section	0	0
	quasi	d'enrobage		
	permanentes	ailleurs	0	$-1.5f_{t,j}$
	combinaisons	section	0	$-f_{t,j}$
	rares	d'enrobage		
		ailleurs	0	$-1.5f_{t,j}$
	en construction	section	0	$-f_{t,j}$
		d'enrobage		
		ailleurs	0	$-1.5f_{t,j}$

b/ Domaine des états limites ultimes



$\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles

L'ACIER .

Comportement à court terme de l'acier

a - Domaine des états limites de service :

- Module de déformation longitudinal .

* Pour les armatures de précontrainte :

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPer} \quad \text{pour les fils et les barres}$$

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPer} \quad \text{pour les torons}$$

* Pour les armatures passives :

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ MPer} .$$

- Diagramme contrainte déformation :

- A L'E.L.S. le diagramme contrainte - déformation de l'acier de précontrainte ainsi que celui des armatures passives est linéaire .pour les armatures de précontrainte, la tension à l'origine est fixée par l'arrêté d'grément du procédé

$$\sigma_{po} \leq \text{Min} (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg})$$

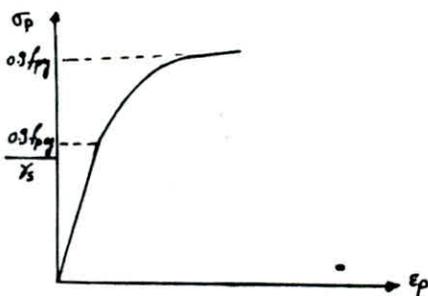
avec :

f_{prg} : contrainte de rupture garantie

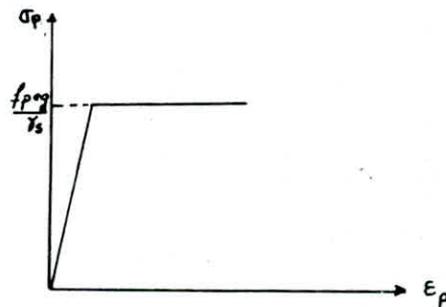
f_{peg} : contrainte limite élastique garantie

b- Domaine des états limites ultimes .

* pour les armatures de précontrainte.



cas de fils tréfilés ou torons

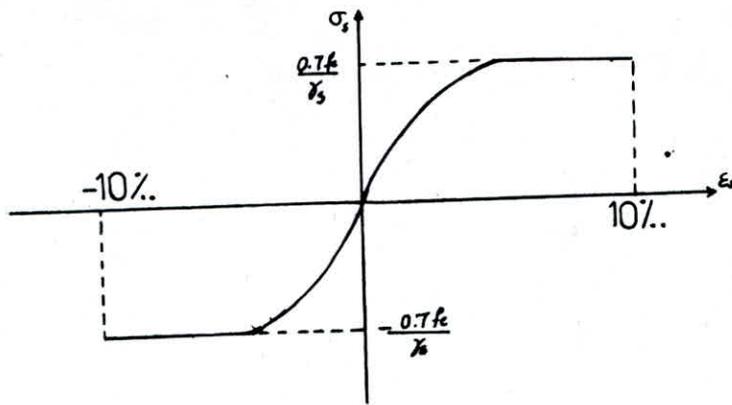


cas de fils trempés ou de barres

$\gamma_a = 1.15$ sauf dans le cas des combinaisons

accidentelles où $\gamma_a = 1$

* pour les armatures passives



Cas des aciers naturels ou fortement ecrouis (type 1 et 3)

avec $\sigma_s = 1,15$ sauf dans le cas des combinaison accidentelles

si $\gamma_s = 1$

Predimensionnement

Prédimensionnement de la section de la poutre

On détermine à partir des caractéristiques générales de l'ouvrage (portée, forme de la section, intensité des charges d'exploitations etc...).

Caractéristiques géométriques de la poutre.

Choix des dimensions

En béton précontraint, les poutres en T avec talon sont les plus utilisées.

Les dimensions de la section sont:

- La hauteur totale de la section

Pour une poutre ayant une portée : $L \geq 20$ m; la hauteur totale de la section est donnée par l'élanement :

$$L/24 - 0.2 \leq h_t/L \leq L/20 + 0.5 \quad , \quad L = 40 \text{ m}$$

$$1.46 \leq h_t \leq 2.5 \quad ; \quad \text{soit } h_t = 1.50 \text{ m}$$

- Epaisseur de la membrure supérieure ≥ 0.12 m

$$\text{soit } 0.27 \text{ m}$$

- Epaisseur de l'hourdi ≥ 0.16 m ; soit 0.20 m

- Largeur de la membrure supérieure LM

$$0.5h_t \leq LM \leq 0.47 h_t$$

$$0.75 \leq LM \leq 1.13 \quad ; \quad \text{soit } LM = 1.03 \text{ m}$$

- Les goussets supérieurs

* Epaisseur du premier gousset supérieur : EPS1

$$0.04 \leq EPS1 \leq 0.06 \quad ; \quad \text{soit } EPS1 = 0.06 \text{ m}$$

* Epaisseur du deuxième gousset supérieur EPS2

$$0.10 \leq EPS2 \leq 0.25 \quad ; \quad \text{soit } EPS2 = 0.1 \text{ m}$$

* Angle (ϕ_a) du deuxième gousset supérieure

$$45 \leq \phi_a \leq 60$$

* Largeur du dixième gousset supérieur

$$l_{a2} = EPS2 / \text{tg}(\alpha)$$

* largeur du premier gousset supérieur LS1

$$LS1 = \frac{LM - \text{épaisseur de l'âme}}{LS2}$$

Le talon : Le rôle du talon est :

- Contenir les câbles en partie inférieure de la poutre en respectant les conditions d'enrobage.
- De résister à la compression due au moment minimum. Cette dernière condition s'écrit en section médiane la plus sollicitée

$$I/VI \geq \Delta M / \Delta \sigma$$

dite condition stricte du B.P.E.L qu'il faudrait vérifier après le choix du coffrage et le calcul du moment extérieur le plus défavorable dû aux charges d'exploitation en section médiane de la poutre : ΔM

$\Delta \sigma$: variation des contraintes limitées en service

- Largeur du talon LT

$$0.4 \leq LT \leq 1.0 ; \text{ soit } LT = 47 \text{ m}$$

- Hauteur du talon ht

$$0.15 \leq HT \leq 0.3 ; H_T = 0.15 \text{ m}$$

- Gousset inférieur

$$\text{angle du gousset inférieur } \phi_i : 45 \leq \phi_i \leq 60$$

- Largeur du gousset inférieur

$$LI = \frac{HT - \text{entre axe des poutres}}{2}$$

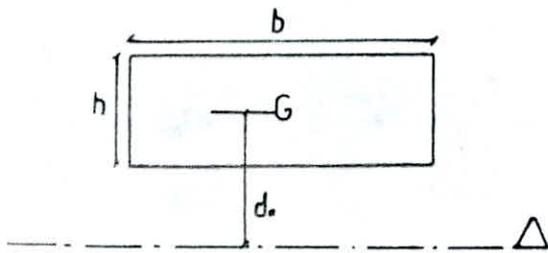
Épaisseur de l'âme : l'épaisseur de l'âme dépend en général des conditions d'enrobage des câbles et de la résistance à l'effort tranchant. Elle doit être prise en respectant

$$e \geq h_t / 40 + 9 \longrightarrow e \geq 12.75 \text{ m} ; \text{ soit } e = 21 \text{ cm}$$

Caractéristiques géométriques des sections

Rappel

* section rectangulaire



Δ : axe quelconque à d_0 de G

- Surface : $B = b \times h$

- Moment statique / Δ : $S = B \times d_0$

- Moment d'inertie / Δ : $I_{\Delta} = \frac{b h^3}{12}$

- Moment d'inertie / $\Delta = I_{\Delta} + S \times d_0$

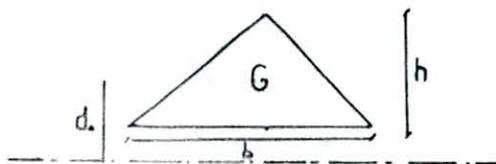
- Surface : $B = (b \times h) / 2$

- Moment statique / Δ : $S = B \times d_0$

- Moment d'inertie / Δ : $I_{\Delta} = \frac{b h^3}{36}$

- Moment d'inertie / $\Delta = I_{\Delta} + S \times d_0$

* Section triangulaire



Position de l'axe neutre

$$V_{inf} = \frac{S}{B} ; V_{sup} = h - V_{inf}$$

Rendement de la section

$$\rho = \frac{I_{\Delta}}{B V_{inf} V_{sup}}$$

$$I_{net} = I_{brut} - A_{\Delta} d_{\Delta}^2$$

$$A_{nette} = A_{brute} - A_{\Delta}$$

Comme on ne connaît pas encore le nombre de câbles, nous allons estimer les valeurs des caractéristiques géométriques des sections nettes à :

$$B^{nette} = 0.95 \text{ brute}$$

$$I_{\Delta}^{net} = 0.90 I_{\Delta} \text{ brut}$$

$$S_{\Delta}^{net} = 0.92 S_{\Delta} \text{ brut}$$

D'où les tableaux suivants :

POUTRE TOUTE SEULE : SECTION MEDIANE

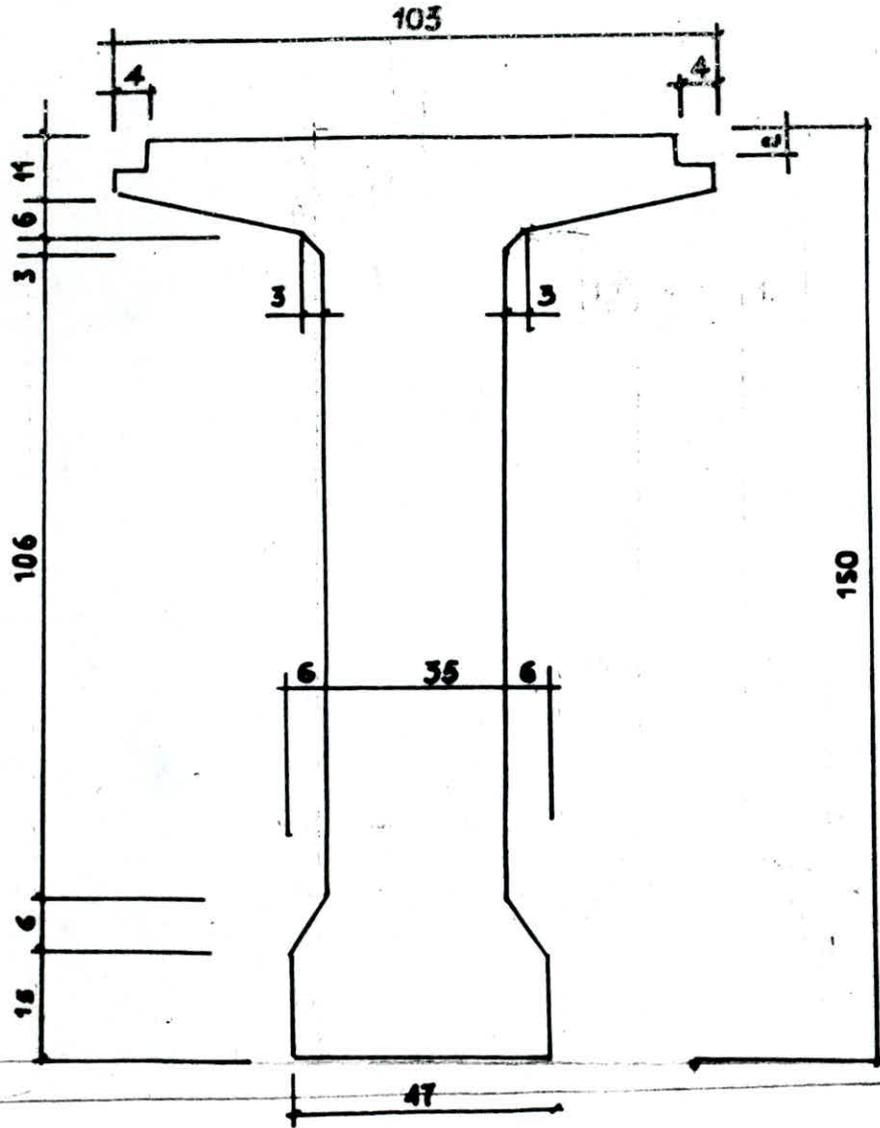
désignation des parties	dimension cm x cm	B (cm ²)	Z (cm)	S=B x Z (cm ³)	Z ² (cm)	I=B x Z ³ (cm)
Ame	21x150	3150	75	236250	100	23625000
table superieure	11x82x2	902	5.5	4961	7.33	36364.13
gousset sous table	31x6+(10x6)2 +10x10	406	14.6	5931.66	14.61	86661.55
Io gousset (cm) ⁴	3347.58					3347.58
talon rectangle	2x13x15	390	142.5	55575	142.5	7919437.5
Io talon (cm)	$\frac{3x15^3}{6}$					7312.5
gousset sur talon	20x13	260	128.3	51332	128.3	6587435.5
Io gousset	$\frac{13x20^3}{12}$					5777.77
B,S,I (bruts)		5108		354049.6		38271336.6
B,S,I (nets)		485		318644.7		34444202.

POUTRE TOUTE SEULE :SECTION D`ABOUT

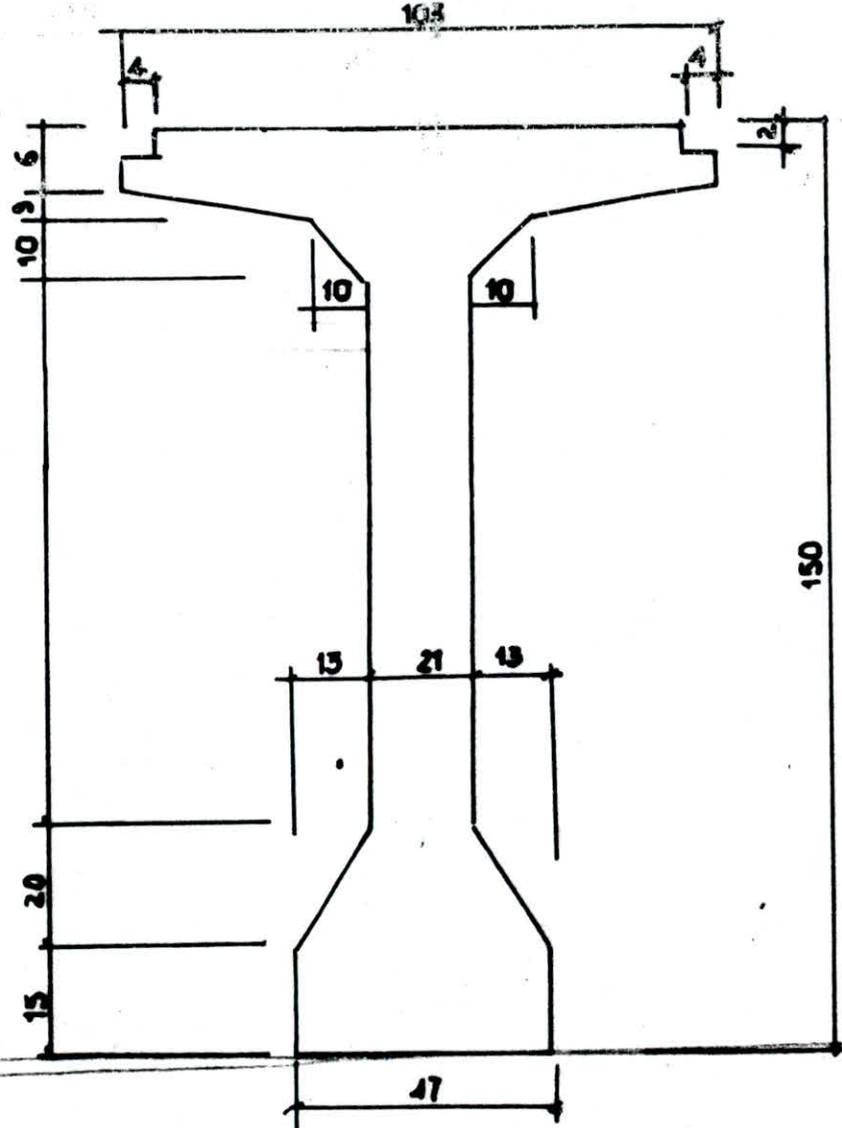
designation	dimensions	B	Z	S=B*Z	Z`	I=S*Z`
des parties	cmxcm	(cm ²)	(cm)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)
Ame	35x150	5250	75	393750	100	39375000
table superieure	34x11x2	748	5.5	4114	7.33	30155.62
gousset sous table	34x6+(3x6)2	249	13.35	3324.15	13.35	44377.4
Io gousset talon(cm ⁴)	786.8				786.8	
rectangle	2x6x15	180	142.5	25650	142.5	3655125
Io (talon)	6x15 ³ /6					
gousset sur talon	9x6	54	129	6966	129	6966
Io gousset	(6x9 ³)/12					243
B,S,I(bruts)		6481		433804.1		43109062.
B,S,I(nets)		6156.95		399099.8		38798156.

Caractéristiques géométriques de la poutre sans bande

SECTION D'ABOUT



SECTION A 10 TRAVÉE



POUTRE + DALLE : SECTION MEDIANE

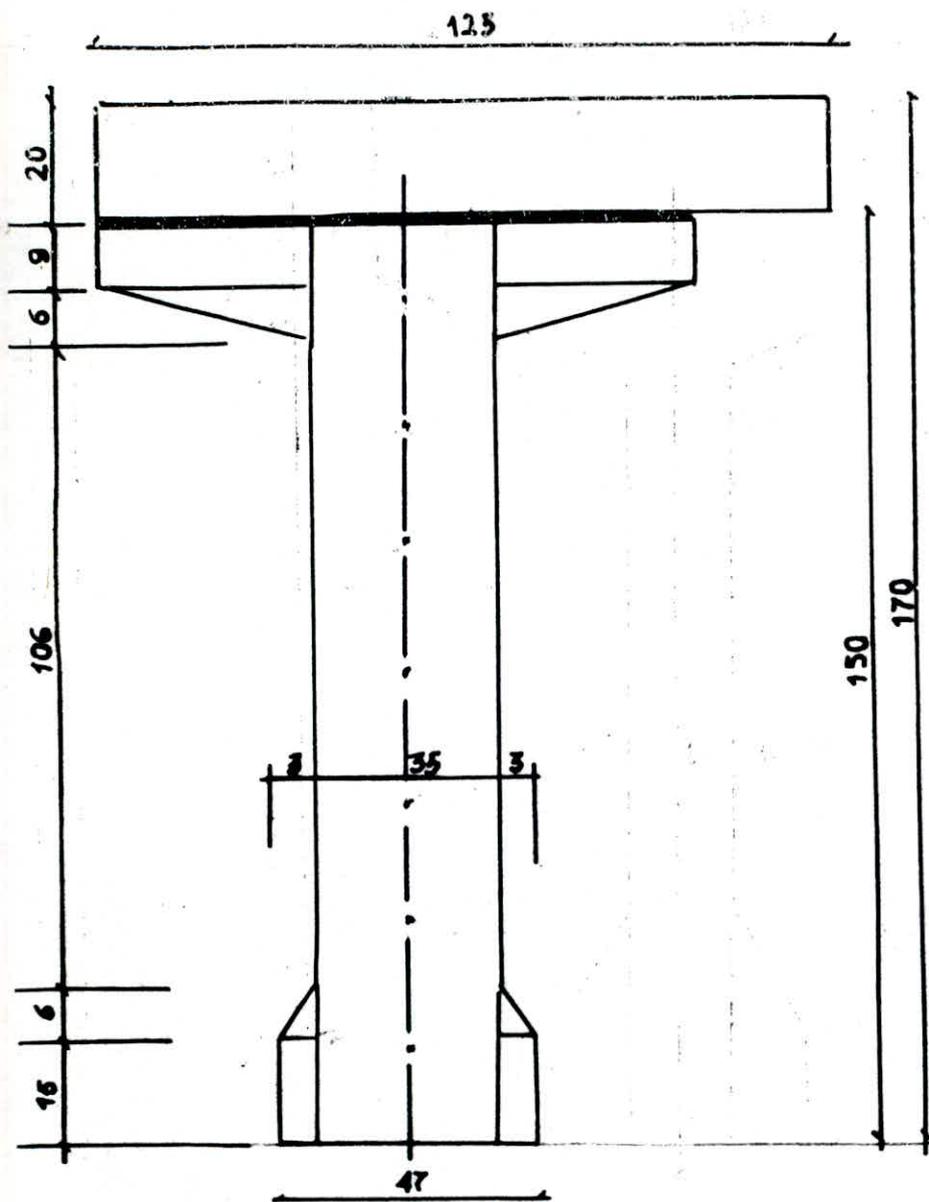
designation	dimensions	B	Z	S=B*Z	Z [^]	I=S*Z [^]
des parties	cm×cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ame	170x21	3570	85	303450	2x170	40458988
dalle	61.5x20x2	2460	10	24600	2/3x20	327918
table superieure	41x11x2	902	25.5	23001	25.5	586525.5
gousset sous table	31x6+(10x6)2 +10x1	406	34.6	14051.6	34.61	486327.95
Io gousset	3347.57					3347.57
talon rectangle	2x13x15	390	162.5	63375	162.5	10298437.
Io talon	(13x15 ²)/12	7312.5				7312.5
gousset sur talon	13x20	260	148.3	38565.8	148.33	5720465.1
Io gousset	13x20					5777.77
B,S,I(bruts)		7988		467043.4		7895100.4
B,S,I(nets)		7588.6		429679.9		2105590.3

POUTRE + DALLE : SECTION D'ABOUT

Designation des parties	Dimensions	B(cm ²)	Z(cm)	SΔcm ³	Z'(cm)	IΔ(cm ⁴)
Ame	170x35	5950	85	505750	2x170	57316647.
dalle	54.5x20	2180	10	21800	2/3x20	
table superieure	34x11x2	748	25.5	19074	25.5	486387
gousset sous table	(31x6+6x3 +3x3)2	231	33.3	7703.8	33.3	256769.3
Io gousset	454					454
B,S,I(bruts)		9109		554327.8		58350851.
B,S.I(nets)		8653.5		509981.6		52515766.

Caractéristiques géométriques de la poutre à axe haussé

SECTION D'ABOUT



SECTION A MI-TRAVÉE

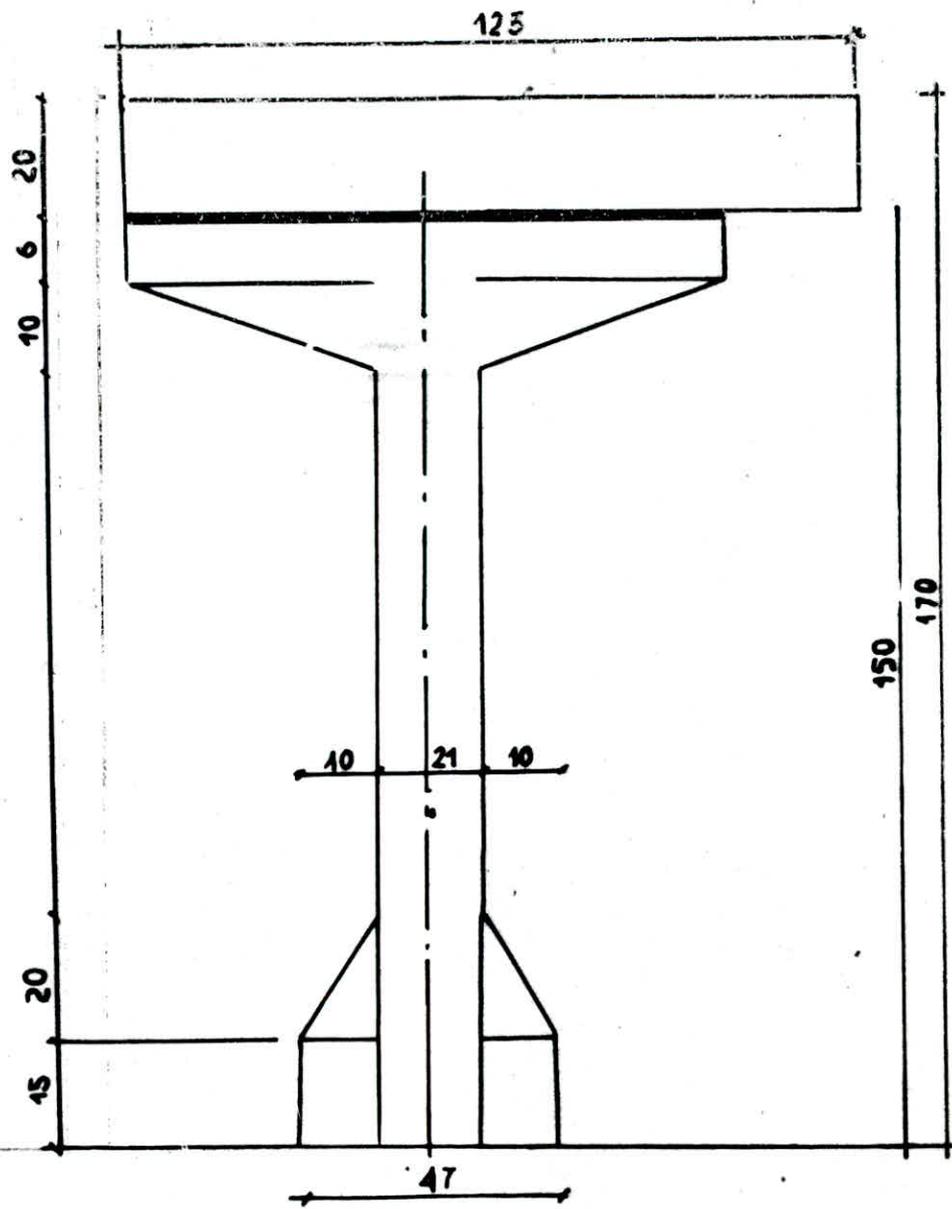


TABLEAU RECAOITULATIF DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

DES SECTIONS

SECTIONS				
section	poutre +dalle		poutre (seule)	
	mediane	About	mediane	about
B brut (cm ²)	7988	9109	5108	6481
B net (cm ²)	7588.6	8653.35	4852.6	6156.95
SA ^{brut} (cm ³)	467043.46	554327.85	354049.66	433804.15
SA ^{net} (cm ³)	429679.98	509981.62	318644.69	399099.83
IA ^{brut} (cm ⁴)	57895100.41	58350851.82	38269276.56	43109062.81
IG ^{net} (cm ⁴)	27777109.72	22462549.77	14050942.77	12928505.55
V _a (cm)	56.62	58.93	64	64.82
V _i (cm)	113.37	111.06	86	85.178
ρ	0.57	0.39	0.52	0.38

CHARGES ET SURCHARGES

I/ Charges permanentes

poids propre des neuf poutres	16.812t/ml
poids propre de la dalle	$\frac{6.8 \text{ t/ml}}{\Sigma = 23.612\text{t/ml}}$

II/ Surcharges

Caractéristiques du pont

- La largeur roulable $l_r = 10.25\text{m}$

- pont à trottoirs — $l_e = l_r = 10.25\text{m} > 7\text{m}$ pont de classe 1

- nombre de voies $N = E(L_e/3) = 3$ soit 3 voies

- Largeur de la voie $l_v = l_e/N = 3.45\text{m}$

SURCHARGES DE CHAUSSEE

a/ surcharge A

$$A(1) = 230 + 36000/L + 12 = 0.9223$$

$$A = K A(1) L_0/l_v \quad , \quad l_0 = 3.5\text{m} \quad , \quad K = 0.9 \quad \text{---} \quad A = 0.8519 \text{ t/m}^2$$

Le nombre dz voies étant 3 la largeur d'une voie est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

La largeur d'une voie : 3.41m

D'après le fascicule 6-1 article 4-2-1 , $a_1 = 0.9$, $v_0 = 3.5\text{m}$ et

$$a_2 = v_0/v = 1.026$$

Nbre de voies chargées	a_1	a_2	$A(1) = A(40) \cdot a_1 \cdot a_2$ (Kg/cm ²)	largeur de voie	A(1) t/ml
1	1	1.026	946.3	3.41	3.226
2	1	1.026	946.3	6.28	6.454
3	0.9	1.026	851.65	10.23	8.712

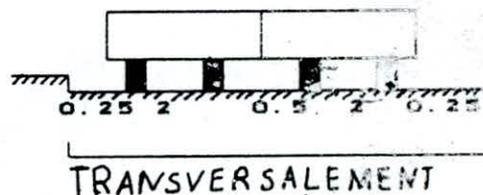
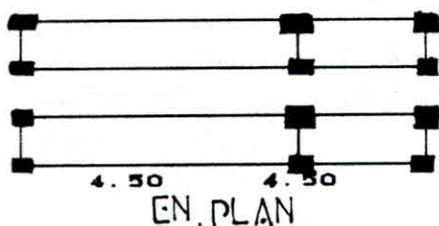
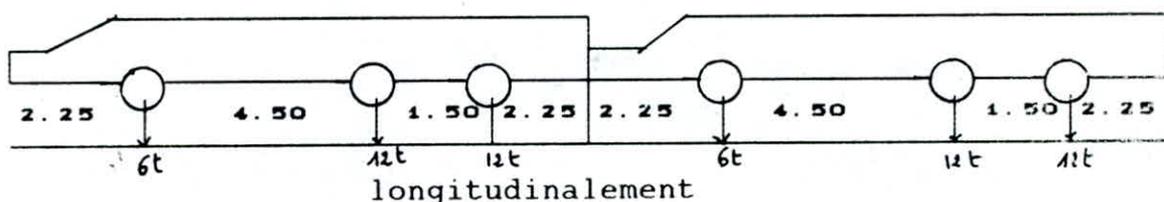
Rq : Les valeurs de A(l) calculées tiennent compte des majorations pour effet dynamique(Art-44)

b/ Système de surcharges Bc

C'est un système de charges roulantes et concentrées. Il

comprend 3 systèmes distincts.

* Le système Bc : qui se décompose de camions type. Il sera disposé sur la chaussée dans le sens transversale autant de camions qu'il y a de voies de circulation. Dans le sens longitudinale, le nombre de camions à disposer est limité à deux.



Les surcharges Bc sont pondérables par un coefficient b_c qui est donné en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées. Pour les pont de première classe, les valeurs sont:

nobre de file	1	2	3	4	≥ 5
b_c	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7

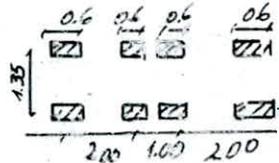
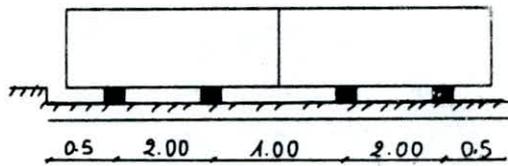
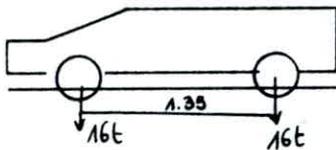
* Le système Br : Il se compose d'une roue isolée de masse 10t, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle

uniformément chargé de côté transversal mesurant 0.6m et de côté longitudinal égal à 0.3m. Elle pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.



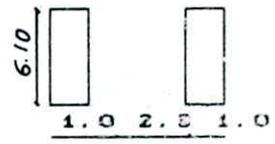
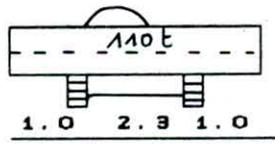
* Lesystème Bt

Il se compose de deux essieux. Chaque tandem est supposé circuler dans une bande de 3m de large. Le tandem est limité à deux dans le sens transversal et à un dans le sens longitudinal.



* Surcharge militaire: Mc120

Un véhicule type Mc120 comporte deux chenilles, dont la masse totale est de 110t. La longueur de chenille 6.10m. L'entre des chenilles est de 3.00m.



* Surcharges exceptionnelles (convoi D)

Le convoi D comporte une remorque de éléments de quatre lignes à deux essieux 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 longueur.

Rq: Cette surcharge n'est pas frappée de majoration pour effet dynamique , elle est supposée ne développer aucune réaction de freinage.

* Calcul des coefficients de majoration

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

L_r = largeur roulable = 10.25m

l = distance entre axes des poutres de rive = 11.52m

l' = portée des poutres principales = 40m

Soit l_* = Min (l_r , l) = 11.52m

L = Min (l_* , l') = 11.52m

P = poids total du tablier à l'exception des poutres principales correspondant à L (après comparaison) x la largeur totale du pont (12.96m).

S : surcharge max que l'on peut disposer sur L après comparaison.

a/ Dalle

systeme	Bc	Br	Bt	Mc 120
δ	1.067	1.045	1.052	1.059

b/ poutre

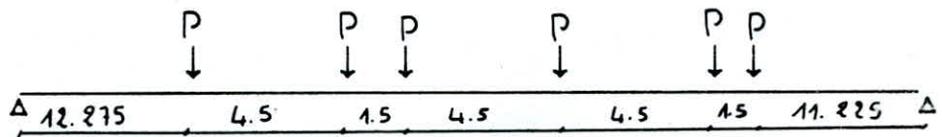
systeme	Bc	Br	Bt	Mc 120
δ	1.243	1.158	1.178	1.21

CALCUL DES EFFETS SOUS CHARGES ET SURCHARGES

Determination de la position " S "

Pour cela , considérons une file de roues du convoi Be sur notre travée et appliquons le théorème de BARRE..

Enoncé du théorème: Le moment fléchissant dû aux charges mobile sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges appliquées seront symétriques par rapport à l'axe de la poutre



$$R = \sum P_i = 30t$$

La charge P_k qui provoque le moment maximum répond à la condition suivante

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^k P_k$$

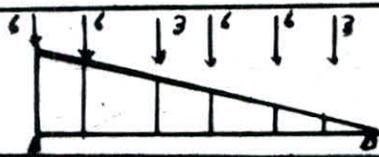
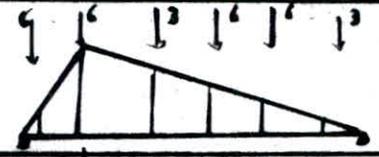
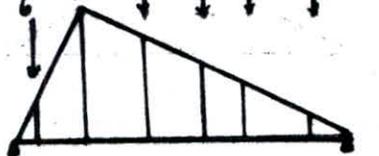
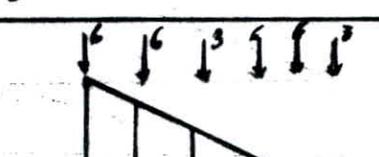
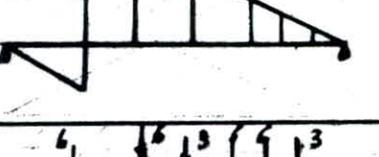
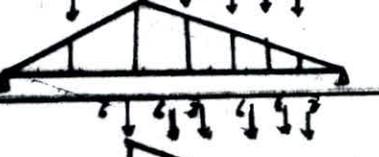
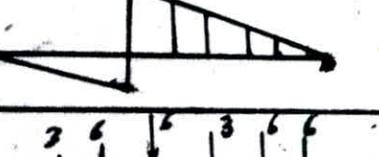
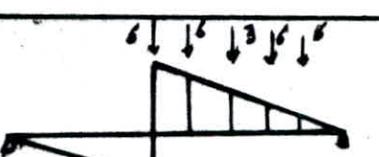
P_1 :	$0 \leq 15 \leq 3$	non	
P_2 :	$3 \leq 15 \leq 9$	non	
P_3 :	$9 \leq 15 \leq 15$	oui	donc $P_3 = 6t$ et $P_4 = 3t$ vérifient
P_4 :	$15 \leq 15 \leq 18$	oui	
P_5 :	$18 \leq 15 \leq 24$	non	
P_6 :	$24 \leq 15 \leq 30$	non	

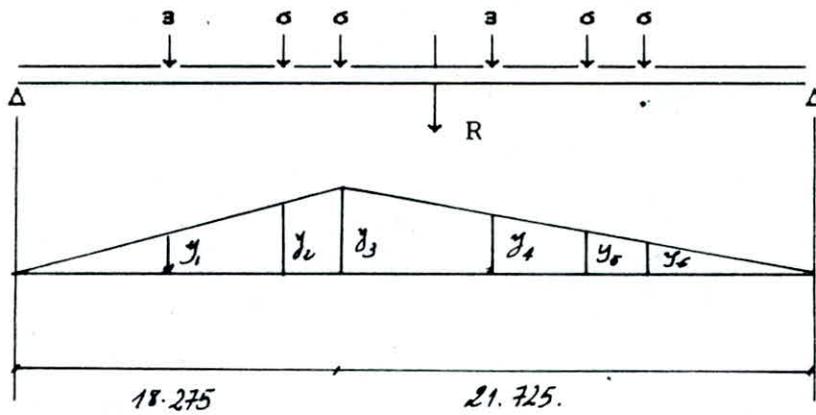
Pour $P_3 = 6t$ cherchons le point d'application de la résultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1

Position de la résultante R / à P_3

$$\Sigma M / P$$

$$R_x = 3 \times 4.5 + 6 \times 9 + 6 \times 10.5 - 3 \times 6 - 6 \times 1.5$$

section	position - Defavorable. ou. changement	efforts			
0	M (t.m)	pour n'importe - quelle position			
	T(t)		$y_4 = 3.06$ $y_5 = 4.375$ $y_3 = 3.812$	$y_4 = 3.25$ $y_5 = 3.06$ $y_6 = 2.87$	0 114.56
L/8	M (t.m)		$y_1 = 3.06$ $y_2 = 4.37$ $y_3 = 3.81$	$y_4 = 3.25$ $y_5 = 3.06$ $y_6 = 2.87$	102.56
	T(t)		$y_1 = 0.87$ $y_2 = 0.93$ $y_3 = 0.72$	$y_4 = 0.61$ $y_5 = 0.57$ $y_6 = 0.46$	25.34
L/4	M (t.m)		$y_1 = 6.37$ $y_2 = 7.5$ $y_3 = 6.37$	$y_4 = 0.61$ $y_5 = 0.57$ $y_6 = 0.46$	174.37
	T(t)		$y_1 = 0.75$ $y_2 = 0.71$ $y_3 = 0.6$	$y_4 = 0.48$ $y_5 = 0.45$ $y_6 = 0.33$	17.20
3L/8	M (t.m)		$y_1 = 8.43$ $y_2 = 9.37$ $y_3 = 7.68$	$y_4 = 6$ $y_5 = 5.47$ $y_6 = 3.75$	209.20
	T(t)		$y_1 =$ $y_2 = 0.58$ $y_3 = 0.47$	$y_4 = 0.36$ $y_5 = 0.32$ $y_6 = 0.21$	13.45
5	M (t.m)		$y_1 = 6.13$ $y_2 = 8.38$ $y_3 = 10$	$y_4 = 8.61$ $y_5 = 6.36$ $y_6 = 5.61$	223.37
	T(t)		$y_1 = 0.54$ $y_2 = 0.50$ $y_3 = 0.39$	$y_4 = 0.28$ $y_5 = 0.24$ $y_6 = 0.13$	10.99
L/2	M (t.m)		$y_1 = 7$ $y_2 = 9.25$ $y_3 = 10$	$y_4 = 5.5$ $y_5 = 5.5$ $y_6 = 4.75$	226.42
	T(t)		$y_1 = 0.5$ $y_2 = 0.46$ $y_3 = 0.35$	$y_4 = 0.24$ $y_5 = 0.44$ $y_6 = 0$	6.47



Calcul des Y_i

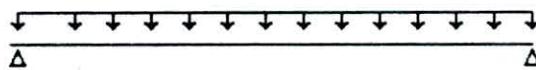
$$Y_1 = 6.66m \quad Y_2 = 9.11m \quad Y_3 = 9.925m \quad Y_4 = 7.87m \quad Y_5 = 5.813m \quad Y_6 = 5.1m$$

$$M_{max} = \sum P_i \times Y_i = 223.37 \text{ t.m}$$

1. Efforts dûs aux charges permanentes

$$q_g = 27.15 \text{ t/ml}$$

$$27.75 \text{ t/ml}$$



Poids propre revenant à une poutre $q_g/9 = 3.08 \text{ t/ml}$

Pour une section quelconque située à une distance x

- Moment fléchissant : $M(x) = g \cdot x/2(L-x)$

- Effort tranchant : $T(x) = g \cdot (1/2 - x)$ avec $x = m.l$

$$m = 0.125, 0.25, 0.375, 0.446, 0.$$

section	0	0.125L	0.25L	0.375L	0.457L	0.5L
M(t.m)	0	269.5	462	577.5	611.41	616
T (t)	61.6	46.5	30.8	15.4	6.65	0

3/ SURCHARGE A

Nous désignons par q_A l'intensité en t/ml due à l'application de A

alors $q_A = N \cdot l_v \cdot A$ avec N : nombre de voies chargées
 l_v : Largeur d'une voie

Nous déterminons les efforts M , T pour les différents cas de chargement de la chaussée.

Moments fléchissants

Nbre de voies chargées	$A(t/m^2)$	$q_A(t)$	0	.125L	.25L	.375L	.457L	.5L
	0.94	3.23	0	282.6	487.5	605.6	641.2	646
	0.94	6.45	0	564.9	968.4	1210	1281	1291
	085	8.71	0	762.5	1307.7	1634	1730	1743

Tableau des efforts tranchants sous A

		1	2	3
$x = 0$	$A(t/m^2)$.946	.946	.851
	$q_A(t/ml)$	3.23	6.45	8.75
	$T(t/ml)$	64.6	129.1	174
$x = .125L$	A	1.02	1.02	0.97
	q_A	3.48	6.97	9.93
	T	53.28	106.7	132
$x = .25L$	A	1.08	1.08	1.03
	q_A	3.70	7.74	10.6
	T	41.7	83.4	119
$x = .375L$	A	1.23	1.231	1.17
	q_A	4.21	8.42	11.9
	T	32.8	65.7	93.7

x = .457L	A	1.33	1.33	1.26
	q _A	4.56	9.12	12.4
	T	26.9	53.8	76.3
x = .5L	A	1.39	1.39	1.32
	q _A	4.74	9.48	13.51
	T	23.7	47.4	67.5

$$y_1 = \frac{b(a-x)}{l}, \quad y_2 = \frac{a \cdot b}{l}, \quad y_3 = \frac{(b-e+x) \cdot a}{l}$$

$$\Omega = \frac{(y_1+y_2)x}{2} + \frac{(y_2+y_3)(e-x)}{2}$$

$$\Omega = -\frac{1}{2} x^2 + \frac{a \cdot e}{L} x + \frac{ae}{L} \left(b - \frac{e}{2}\right)$$

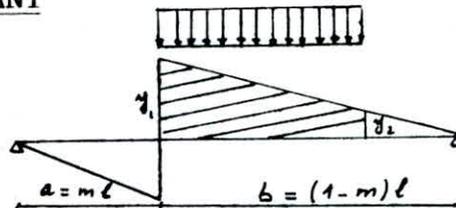
$$\Omega = \Omega_{\max} \longrightarrow \frac{d\Omega}{dx} = 0 \longrightarrow x = \frac{a \cdot e}{l} = m \cdot e$$

$$\Omega = -\frac{(m \cdot e)^2}{2} + \frac{a \cdot e}{L} (m \cdot e) + \left(b - \frac{e}{2}\right) m \cdot e$$

Pour une section quelconque : $\Omega = m(1-m) (L - e/2) e$

$$M = \frac{P}{e} \Omega$$

EFFORT TRANCHANT



$$y = b/L, \quad y_1 = (1-m)/L, \quad y_2 = 1 - m - (e/L)$$

$$T = P \Omega \longrightarrow T = (1-m - (e/2L)) \times P$$

$$\text{si } e \leq b \text{ alors } T = (1-m^2) (L/2E) \times P$$

$$\text{si } e > b \text{ alors } T = (1-m^2) - (1/2)$$

Pour le système Mc120 la longueur de chenille 6.10 m pour le convoi

D, e = 18.6 m

Les valeurs pour les différentes sections sont majorées par δ .

section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
de.M(t.m)	0	470.78	807.05	1008.82	1068.12	1076.076
de.T(t)	107.607	93.046	78.18	63.92	53.372	49.36

SURCHARGE EXCEPTIONNELLE

Convoi D

$e = 18.6\text{m}$, $p = 240\text{ t}$ les efforts calculés sont donnés par le tableau suivant :

section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L
M(t.m)	0	805.875	1381.5	1726.87	1828.376	1842
T(t)	184.2	154.2	124.2	94.2	74.52	64.2

SURCHARGE DE TROTTOIRS

Pour une section quelconque $M = q \times (l/2-x)$

$$m=x.l \quad , \quad M=m(1-m)qL^2/2 \quad , \quad T(0.5-m)qL$$

avec $L = 40\text{ m}$ d'où les efforts sont données par le tableau suivant:

	q(t/ml)	eff sect	0	L/8	L/4	3L/8	S	L
1 trottoir charge	0.225	M	0	19.7	33.75	42.2	44.7	45
		T	4.5	3.44	2.53	1.75	1.33	1.12
2 trottoirs charges	0.45	M	0	39.4	67.5	84.4	89.34	90
		T	9	6.9	5.06	3.51	2.65	2.25

Pour le calcul de q

La surcharge à prendre en compte vaut $S_t = 150\text{Kg/cm}^2$. Dans le sens longitudinale la longueur L du chargement est arrêtée par la ligne d'influence de façon à produire l'effet max envisagé:

1/ trottoir chargé: $S_t = 0.15 \times 1.5 = 0.225\text{t/ml}$

2/ trottoirs chargés $S_t = 0.15 \times 1.5 \times 2 = 0.45\text{ tm/l}$

CALCUL DES EFFORTS DANS LA POUTRE

METHODE DE Mr GUYON - MASSONNET

1) PRINCIPES FONDAMENTAUX DE LA METHODE

La méthode de calcul consiste essentiellement :

- A remplacer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres par une structure qui a même rigidités moyennes à la flexion et à la torsion mais qui est analysable rigoureusement par le calcul différentiel. Concernant le chargement, la répartition transversale réelle est remplacée par celle qui nait sous l'effet d'une charge répartie le long de l'axe du pont suivant la sinusoïde .

$$p(x) = p_1 \sin(\pi x/l) \text{ où } p_1: \text{ valeur constante du chargement.}$$

Cette répartition est justifié par "MASSONNET" par le fait qu'on obtient dans une poutre, les efforts maxima en chargement la construction entière sur toute sa largeur en situant la charge maximale aux environs immédiat du milieu de la portée. En ajoutant à cette charge utile, le poids mort uniformément réparti, on constate que la charge totale est répartie presque sinusoidalement, si la charge ne correspond pas à cette hypothèse, elle sera développée en série de FOURRIER dans le sens longitudinal.

LES DEUX PARAMETRES FONDAMENTAUX (fig a)

Un grillage simple est constitué de n poutres (sens y) espacées les unes des autres de b_0 et m entretoises espacées de l_0 (sens x) désignons par $B_p = EI_p$ la rigidité fléchionnelle des poutres et par $B_e = EI_e$ la rigidité fléchionnelle des entretoises.

Les rigidités torsionnelles des poutres et des entretoises seront

désignées respectivement par C_p et C_e .

Les rigidités flêxionnelles par unité de longueur:

$$\rho_p = B_p/b_0, \quad \rho_e = B_e/l_0$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur:

$$\gamma_p = C_p/b_0, \quad \gamma_e = C_e/l_0$$

L'équation différentielle donnant la fonction liant la déformée à la charge $P(x,y)$ est :

D'après la théorie de la flêxion, si le pont se déforme suivant une certaine surface $W = W(x,y)$ dont les courbures valent

respectivement : $\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$ et $\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}$ il est le siège des moments de

flexion unitaires $M_x = -\rho \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$, $M_y = -\rho \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}$.

Et comme la torsion géométrique de la surface $w(x,y)$ vaut $\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$, il

nait des moments de torsion unitaires $M_{xy} = \gamma_p \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$ et

$M_{yx} = -\gamma_e \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$.

D'où l'équation différentielle suivante :

$$\rho_p \frac{\partial^2 W}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_e) \frac{\partial^2 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_e \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = P(x,y)$$

$P(x,y)$: L'intensité par unité d'aire de la charge transversale répartie.

* Détermination des paramètres sans dimensions α et θ

$$\text{Posons } \gamma_p + \gamma_e = 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_e}$$

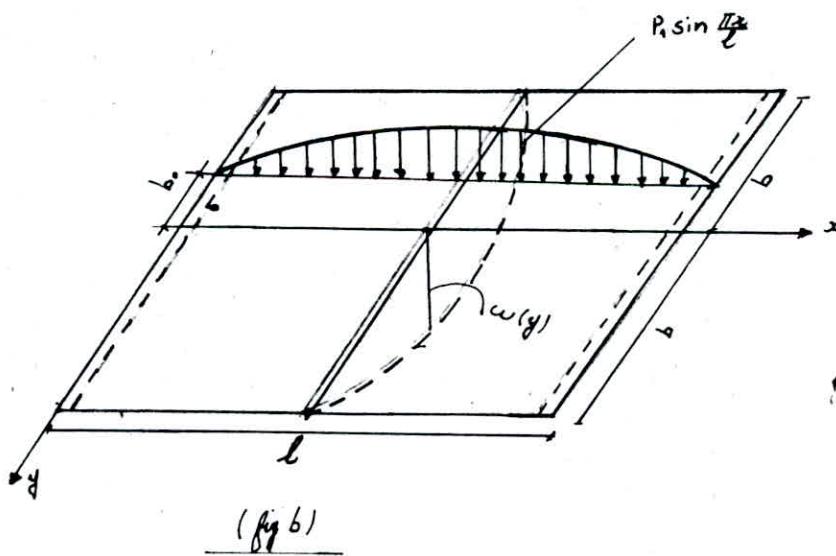
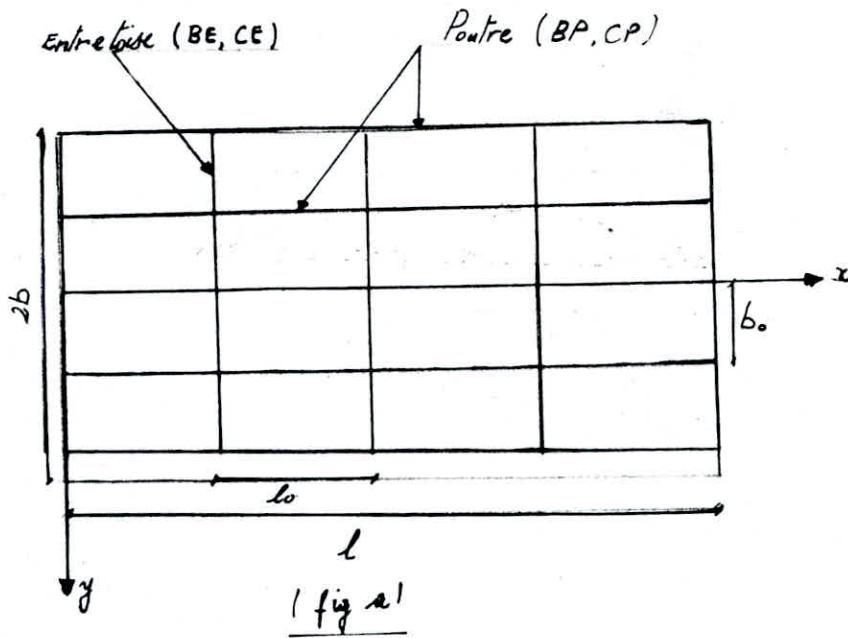
L'équation obtenue précédemment devient:

$$\rho_p \frac{\partial^2 W}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_e} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_e \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = P(x,y)$$

Partant de cette équation nous définissons les paramètres :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \sqrt{\rho_p \rho_e}}$$

paramètre de torsion



$$e = \frac{b}{I} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

paramètre d'entretoisement

Le paramètre est directement proportionnel à la souplesse du grillage.

Calcul de la construction par la méthode des coefficients de répartition

- Coefficient de repartion transversale $K\alpha$ ($f_y b$)

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'exentricité, suivant la loi sinusoidale $P(x) = P_1 \sin(\pi x/l)$, il a été montré que le pont prend la déformée $w(x,y) = w(y) \sin(\pi x/l)$.

Si la charge p_1 au lieu d'être répartie sur une ligne était uniformément étalée sur toute la largeur $2b$ du pont toute en réstant sinisoidale, le pont prendrait une déformée cylindrique d'équation $W(x,y) = W_m \sin(\pi x/l)$. On appelle par défintion de répartitionion transvesal, le rapport sans dimensions $K(y) = \frac{W(y)}{W_m}$. Le coefficient depend de e, α de l'exentricite e/b de la charge linéaire $P(x)$ et de l'ordonnée y/b du point du pont considéré. $K(y)$ n'est autre que le rapport du déplacement vertical d'un point du pont sous l'effet de la charge linéaire $P(x)$ au déplacement que prendrait ce point si la charge P_1 était uniformément répartie sur toute la largeur du pont.

L'étude numérique de nombreux cas, a permis d'établir une loi d'interpolation d'une très bonne approximation pour le coefficient

$$K \text{ quand } \alpha \text{ varie ; } K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

où K_1 et K_0 sont les valeurs de K pour $\alpha = 1$ et $\alpha = 0$. Les valeurs

de K_1 et K_0 sont consignées dans les tableaux de Massonnet pour des valeurs de θ variant de 0.05 et 5 et K_0 et K_1 sont donnés pour les valeurs suivantes des paramètres e/b et y/b .

$$\begin{cases} e/b = -1, -\frac{3}{4}, -\frac{1}{2}, -\frac{1}{4}, 0, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}, 1 \\ y/b = 0, 1, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}, 1 \end{cases}$$

Calcul des efforts dans les poutres

Pour obtenir la valeur maximale des efforts, il faut disposer la charge transversalement sur le pont dans une certaine position que nous trouverons par tâtonnement à l'aide des lignes d'influence des coefficients de répartition transversale :

$$M_x = \frac{M_{0x}}{n} K_{\max}(y) \quad , \quad T_x = \frac{T_{0x}}{n} K_{\max}(y)$$

M_{0x} : moment fléchissant total pour la travée.

T_{0x} : effort Tranchant total pour la travée.

n : nombre de poutres.

CALCUL DES PARAMETRES

1- Calcul de la raideur de flexibilité d'une entretoise

Elle est désignée par Mr GUYON avec la formule suivante :

$$r = \frac{n}{2} \frac{a}{L} \sqrt{\frac{I_p}{I_e}}$$

avec n : nombre total des poutres principales.

a : distance entre deux poutres principales

l : portée des poutres principales

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

I_e : moment d'inertie propre

. Si $r < 0.3$, l'entretoise est considérée comme infiniment rigide et on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion. Dans ce cas, on utilise en général la méthode de COURBON.

. Si $r \geq 0.3$, il sera alors tenu compte de la rigidité réelle de l'entretoise et la méthode "GUYON-MASSONNET" est la plus utilisée pour le calcul des ponts en tenant compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion.

Dans notre cas : $a = 1.44$ m , $n = 9$, $l = 40$ m

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

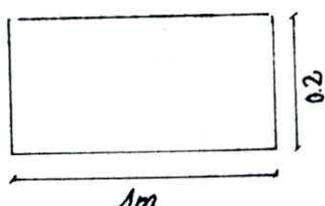
I_0 : moment d'inertie de la section d'about = 12928505.55

I : moment d'inertie de la section médiane = 14050942.77

$$\longrightarrow I_p = 26975976.48 \text{ cm}^4.$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoise, c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoise.

Calcul de I_e



Pour le calcul de I_e , on considère une dalle de 1m de largeur et 20 cm de hauteur. $I_0 = 66666.67 \text{ cm}^4$, $r = 0.726$.

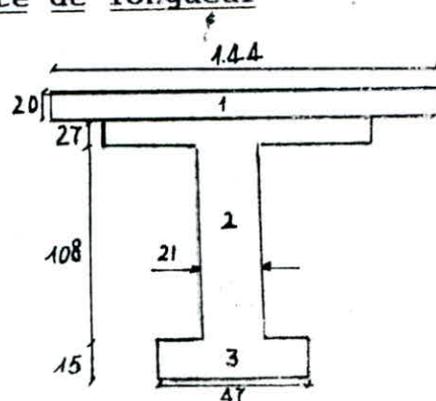
$r > 0.3$ dans ce cas, on utilise la méthode de "GUYON MASSONNET"

$$\rho_p = B_p / b_0 = 187326.38E \quad , \quad \rho_E = E I_e / e_0 = 666.66E.$$

Comme il n'y a pas d'entretoise intermédiaires la dalle va jouer ce rôle solidaire l'espacement fictif de ces entretoises est $l_0 = 1.00$ m , $\theta = 0.7$ paramètre d'entretoisement.

Calcul des rigidités torsionnelle par unité de longueur

Pour simplifier les calculs, on modifie la géométrie de section elle devient la suivante :



$$C_p = \frac{G}{3} \sum_{i=1}^n b_i h_i + \frac{G}{3} \times \frac{1}{2} b^3 h \longrightarrow C_p = 545240.869E$$

Pour l'entretoise

$$C_E = \frac{G}{3} \left(\frac{1}{2} b h^3 \right) \longrightarrow C_E = 57971.01E \text{ Kg cm}^2$$

$$\gamma_E = 579.71E$$

Paramètre de torsion α

$$\alpha = 0.276$$

Donc l'équation de $K\alpha$ coefficient de répartition est donnée par:

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) 0.276 \left(1 - e^{-\frac{0.065 - 0.7}{0.663}} \right)$$

CALCUL DES EFFORTS DANS LA POUTRE

Ligne d'influence du coefficient de répartition K voir tableau.

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	10.66	-14.77	-63.552	-66.49	481.254	-66.49	-63.55	14.77	10.66
b/4	2.328	0.7222	-14.675	-62.26	-66.08	480.6	-68.93	-65.56	5.21
b/2	-0.94	1.135	0.649	-14.74	-62.3	-64.64	483.7	-78.91	-136.7
3b/4	-0.44	0.1157	0.865	-0.605	-15.206	-52.96	-77.3	462.34	-431.7
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Pour déterminer les lignes d'influences du coefficient de répartition positions actives, nous procéderons par interpolation linéaire.

p_1 ($y = 2b/9$) les valeurs de K seront calculées entre $y=0$ et $y=b/4$
 p_2 ($y = 4b/9$) / / / / / $y=b/4$ et $y=b/2$
 p_3 ($y = 6b/9$) / / / / / $y=b/2$ et $y=3b/4$
 p_4 ($y = 8b/9$) / / / / / $y=3b/4$ et $y=b$

y ^e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.434	0.72	1.0161	1.275	1.4055	1.275	1.0161	0.72	0.438
b/4	0.136	1.0549	0.711	1.176	1.289	1.426	1.339	1.144	0.392
b/2	-0.05	0.183	0.444	0.734	1.0743	1.394	1.608	1.811	1.644
3b/4	-0.18	-0.015	0.212	0.476	0.822	1.259	1.75	2.202	2.591
b	-2735	-0.162	0.15	0.223	0.566	1.087	1.812	2.722	3.733

Pour des raisons de symétrie nous ne tracerons que les lignes d'influences des poutres citées ci dessus.

DISPOSITION DES CHARGES DONNANT $K\alpha_{max}$ POUR CHAQUE POUTRE

Après avoir tracé les lignes d'influence de $K\alpha$ sous chaque surcharges, on détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence, le coefficient $K\alpha^{max}$ sera calculé par la formule :

$$K\alpha^{max} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i y_i}$$

transversalement les p_i ont la même valeur d'où $K\alpha^{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$

n : désignant le nombre de files de roues ou chenilles dans le cas des charges uniformément réparties dans le sens transversal.

$$K\alpha^{max} = W/L$$

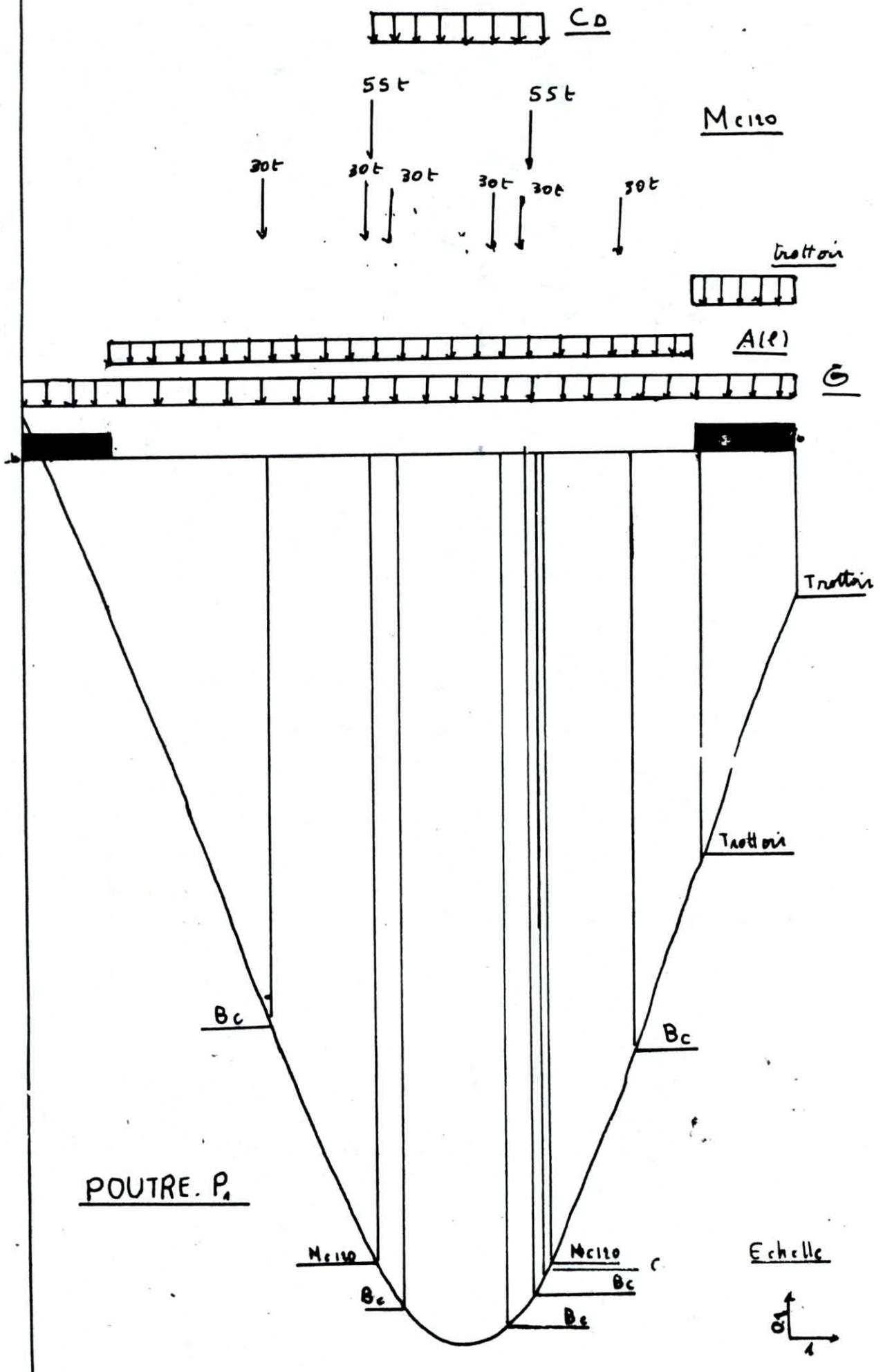
W : étant l'aire d'influence et l la largeur surchargée.

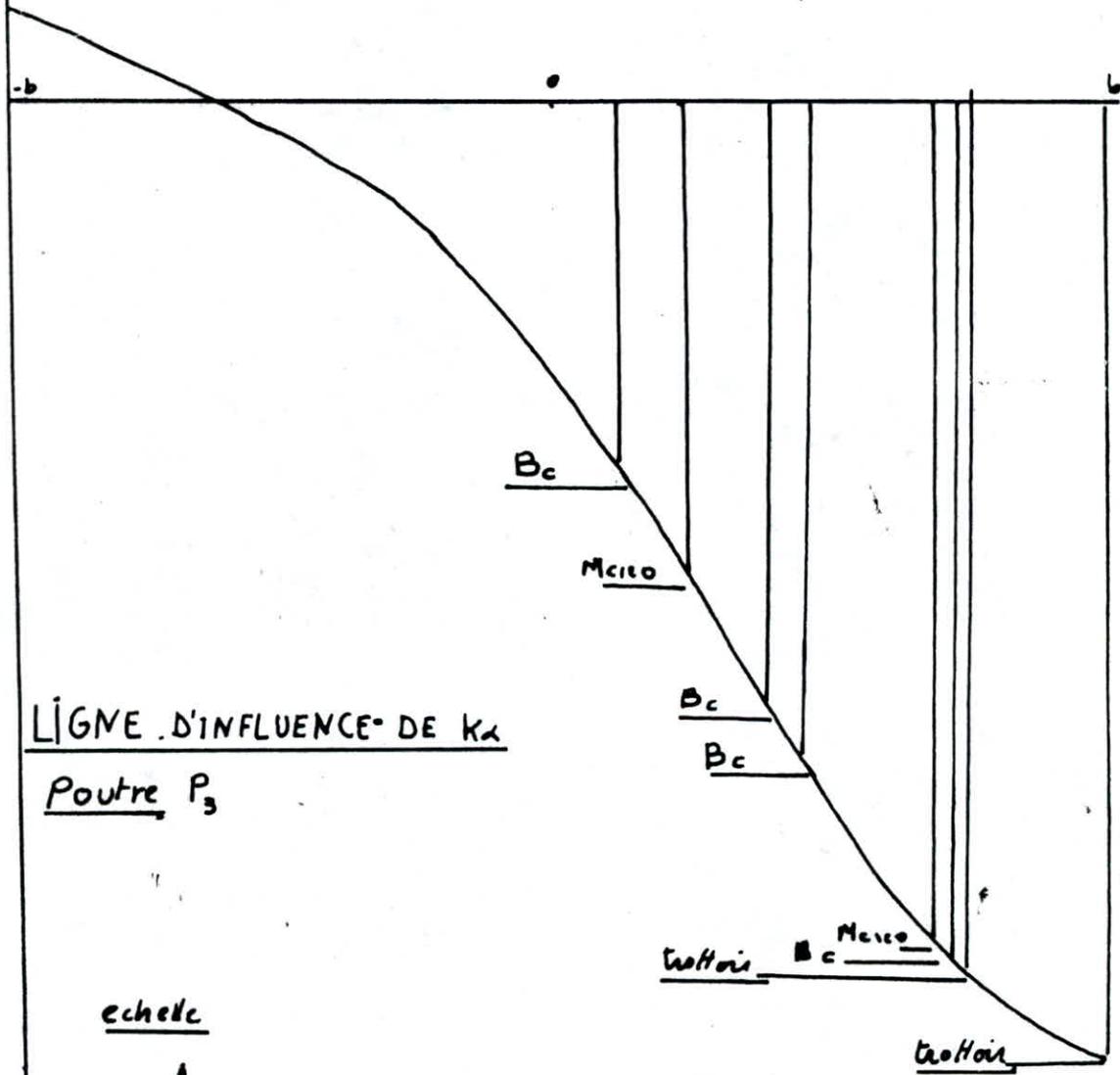
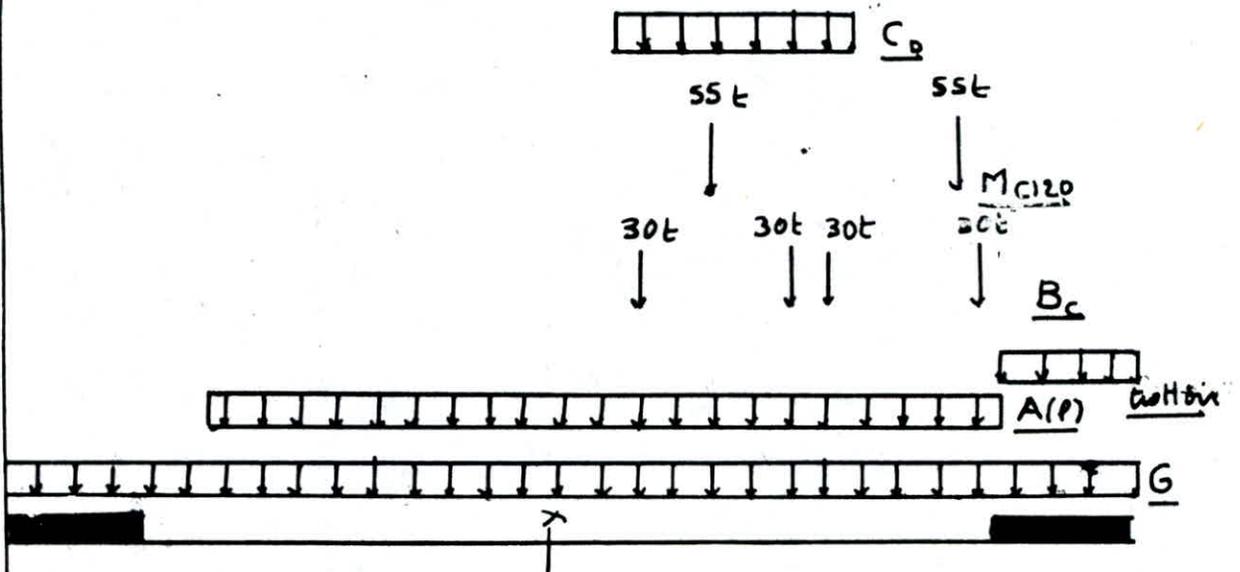
W est calculé par la méthode des trapèzes .

$$W = \frac{b}{2} (y_0 + 2 (y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n)$$

Coefficient de repartition transversal $K\alpha^{max}$

charges et surch	mode de chargement	p0	p1	p2	p3	p4
G	toute la largeur	0.85	1.09	1.013	0.977	1.593
trottoirs	1 trott charge	0.636	0.841	0.1638	2.55	3.6
	2 trott charge	0.636	0.63	0.1638	1.278	2.14
A	1 Voie chargée	0.442	0.868	0.43	0.482	0.925
	2 voies charées	0.858	1.048	0.73	0.67	1.047
	3 voies chargées	0.81	0.88	0.936	0.988	1.113
Bc	1 convoi	1.123	1.368	1.519	1.55	1.568
	2 convois	1.134	1.324	1.463	1.49	1.51
	3 convois	1.183	1.261	1.238	1.18	2.15
Mc120		1.2455	-1.318	1.263	1.18	1.069
Convoi D		-1.336	-1.368	-0.72	-1.07	-0.873



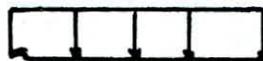


LIGNE D'INFLUENCE DE K_x

Poutre P_3

echelle





55t

55t

C_a

M_{c120}

30t

30t

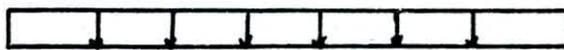
30t

30t

B_c



travail

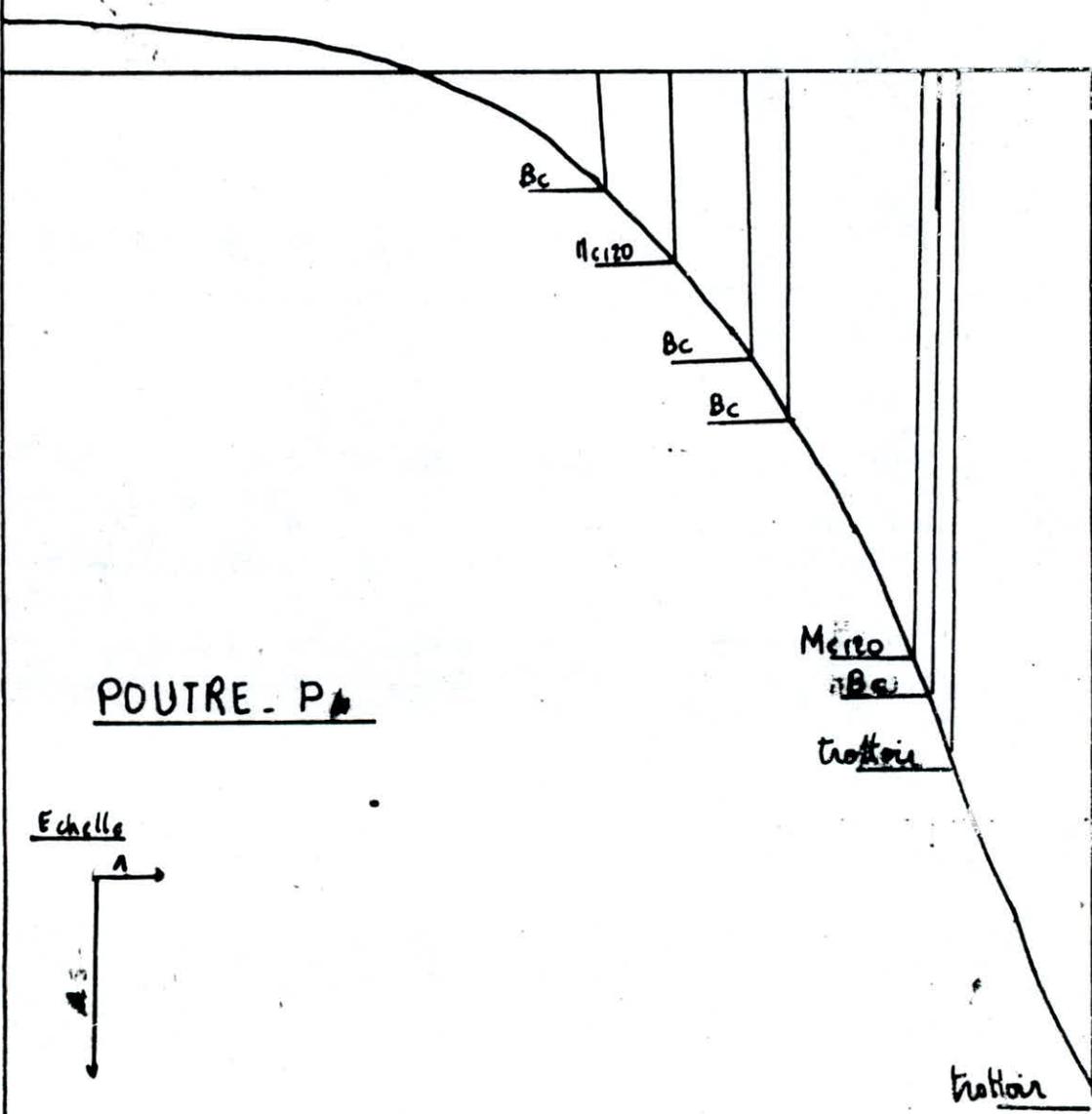


A(2)



G

-b



POUTRE - P

Echelle



travail

Poutre Po

		K	eff	0	0.125L	0.25L	0.375L	S	0.5L
G	tte la	0.85	M	0	25.45	43.63	54.54	57.74	58.17
	larg		T	5.8	4.39	2.91	1.45	0.63	0
	1	0.44	M	0	13.9	23.94	29.7	31.49	31.72
			T	3.2	2.62	2.05	1.61	1.32	1.16
	2	0.86	M	0	53.85	92.32	115.4	122.2	123.09
			T	12.3	10.17	7.95	6.27	5.13	4.52
	3	0.89	M	0	75.49	129.4	161.8	171.28	172.55
			T	17.25	15.06	11.76	9.28	7.556	6.69
Bc	1	1.12	M	0	32.76	55.7	67.02	71.35	72.3
			T	36.6	7.13	5.5	4.3	3.51	3.05
	2	1.13	M	0	60.67	103.2	124.11	132.13	133.94
			T	67.8	13.21	10.2	7.962	6.5	3.025
	3	1.18	M	0	75.06	127.2	153.55	163.4	165.7
			T	83.8	16.35	12.6	9.85	8.09	6.91
Mc 120		1.24	M	0	65.15	111.7	139.61	147.8	148.
			T	14.9	12.87	10.82	8.846	7.38	6.83
C D		-1.33	M	/	/	/	/	/	/
			T	/	/	/	/	/	/
	1	0.63	M	0	1.4	2.4	2.98	3.15	3.18
			T	0.32	0.24	0.18	0.12	0.93	0.08
	2	0.63	M	0	2.78	4.77	5.96	6.31	6.36
			T	0.64	0.49	0.36	0.25	0.18	0.16

poutre P1

		K	eff	0	0.125L	0.25L	0.375L	S	0.5L
G	tte la larg	1.09	M	0	32.64	55.95	69.94	74.05	74.6
			T	7.46	5.63	3.73	1.86	0.8	0
A	1	0.87	M	0	27.22	47.02	58.41	61.84	62.3
			T	6.23	5.13	4.02	3.2	2.6	2.3
	2	1.05	M	0	65.78	112.7	140.96	149.24	150.35
			T	15	12.43	9.71	7.65	6.26	7.81
	3	0.88	M	0	74.56	127.8	159.77	169.16	170.42
			T	17	14.87	11.62	9.16	7.46	17.04
Bc	1	1.37	M	0	39.92	67.87	81.66	86.86	83.05
			T	44.6	8.7	6.7	5.24	4.28	3.67
	2	1.32	M	0	70.84	120.4	144.9	154.3	156.38
			T	79.12	15.43	11.88	9.3	7.6	6.52
	3	1.26	M	0	87.4	148.6	178.8	190.36	192.9
			T	97.63	19.04	14.66	11.47	9.37	8.05
Mc120		1.32	M	0	68.94	118.2	147.74	156.42	157.
			T	15.76	13.63	11.47	9.37	7.82	7.22
C D		-1.36	M	/	/	/	/	/	/
			T	/	/	/	/	/	/
Trott	1	0.84	M	0	1.84	3.15	3.94	4.17	4.2
			T	0.42	0.32	0.23	0.16	0.12	0.1
	2	0.63	M	0	2.75	4.73	5.91	6.25	6.3
			T	0.63	0.48	0.35	0.24	0.18	0.1

Poutre P2

		K	eff	0	0.125L	0.25L	0.375L	S	0.5L
G	tte la largeur	1.07	M	7.344	32.1	55.08	68.85	72.89	73.44
			T	0	5.54	3.67	1.183	0.793	0
A	1	0.43	M	0	13.5	23.29	28.93	30.86	30.8
			T	3.086	4.32	1.99	1.571	1.285	1.13
	2	0.73	M	0	45.8	78.55	98.18	103.96	104.7
			T	10.47	8.65	6.76	5.335	4.364	3.84
	3	0.93	M	0	79.3	135.95	169.9	179.93	181.2
			T	18.13	15.8	12.36	9.749	7.94	7.03
Bc	1	1.52	M	0	44.3	75.36	90.68	/	95.6
			T	49.51	9.65	7.43	5.82	/	2.78
	2	1.46	M	0	78.3	133.09	160.1	/	168.8
			T	87.44	17.04	13.13	10.27	/	4.92
	3	1.24	M	0	88.81	145.9	175.54	/	185.1
			T	95.85	18.7	14.4	11.26	/	5.4
Mc 120		1.26	M	0	66.06	113.25	141.57	149.9	151
			T	15.1	13.06	10.97	8.97	7.49	6.93
CD		0.72	M	/	/	/	/	/	/
			T	/	/	/	/	/	/
Tro	1	0.16	M	0	0.36	0.614	0.77	0.813	0.82
			T		0.06	.046	0.032	0.024	0.02
	2	0.16	M	0	0.71	.614	1.53	1.626	1.64
			T	0.082	0.12	.092	0.064	0.048	0.41

POUTRE P3

		K	eff	0	0.125L	0.25L	0.375L	S	0.5L
G	tte la larg		M	0	29.3	50.15	62.69	66.37	66.87
			T	6.68	5.04	3.34	1.67	0.73	0.00
A	1	0.48	M	0	15.7	26	32.3	34.2	34.5
			T	3.44	2.84	2.224	1.75	1.43	1.264
	2	0.67	M	0	42.05	72.09	90.11	95.41	96.12
			T	9.61	7.94	6.21	4.89	4	3.53
	3	0.98	M	0	83.71	143.5	179.4	189.92	191.34
			T	19.1	16.7	13.05	10.29	8.38	7.42
Bc	1	1.55	M	0	45.23	76.9	92.52	98.53	99.87
			T	77.4	9.85	7.6	5.93	4.85	4.17
		1.49	M	0	79.98	135.9	163.6	174.2	176.55
			T	89.3	17.42	13.42	10.5	8.57	7.38
	3	1.18	M	0	81.78	139.0	167.3	178.7	181.13
			T	96.5	17.81	13.72	10.73	8.79	7.56
Mc120		1.18	M	0	61.93	106.2	132.7	140.51	141.56
			T	14.1	12.24	8.41	8.41	7.02	6.49
C D		-1.07	M	/	/	/	/	/	/
			T	/	/	/	/	/	/
	1	2.55	M	0	5.57	9.56	11.95	12.65	12.75
			T	1.27	0.97	0.71	0.5	0.375	0.32
TROTT	2	1.28	M	0	5.59	9.59	11.3	12.68	12.78
			T	1.27	0.97	0.71	0.49	0.37	0.32

POUTRE P4

		K	eff	0	0.125L	0.25L	0.375L	S	0.5L
G	TTE LA	1.59	M	0	/	/	/	/	109
	LARG		T	10.9	8.23	5.45	2.72	0.73	0
A	1	0.925	M	0	29.05	50.10	62.24	65.9	66.4
			T	6.64	5.48	4.3	3.4	2.8	2.44
	2	1.047	M	0	65.72	112.6	140.8	149.1	150.2
			T	15.0	12.42	9.7	7.65	6.26	5.517
	3	1.11	M	0	94.3	161.6	202.8	213.9	215.5
			T	8.36	9.44	11.6	14.7	18.8	21.55
Bc	1	1.56	M	0	45.75	77.8	93.6	99.65	101
			T	51.1	9.966	7.673	6	4.9	2.87
	2	1.51	M	0	80.78	137.3	165.2	175.9	178.3
			T	90.2	17.59	13.54	10.60	8.66	5.07
	3	2.15	M	0	149.2	253.6	305.1	324.8	329.3
			T	166.	32.49	25.02	19.6	15.99	9.37
Mc 120		1.06	M	0	55.6	95.32	119.1	126.1	14.12
			T	12.7	10.99	9.23	7.55	6.3	5.83
C D		-0.87	M	/	/	/	/	/	/
			T	/	/	/	/	/	/
TRO	1	3.6	M	0	7.876	13.5	16.87	17.86	18
			T	1.8	1.378	1.012	0.703	0.53	0.45
	2	2.14	M	0	9.364	16.05	20.06	21.24	21.4
			T	2.14	1.64	1.20	0.835	0.63	0.53

ETUDE DU PLATELAGE

Le platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en béton armé coulé sur place. Cette dernière assure deux rôles :

- a- Celui de l'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises dans notre ouvrage.
- b- Celui de recevoir les charges permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les surcharges appliquées sur cette dernière pour les transmettre aux poutres.

Il sera donc nécessaire d'étudier deux types de flexion :

- Flexion transversale
- Flexion locale

1/ FLEXION TRANSVERSALE

Elle sera calculée par la méthode de GUYON-MASSONNET d'abord. Il sera tracé la ligne d'influence du coefficient de répartition pour ensuite déterminer M_v pour chaque type de chargement considéré.

		+ μ_a	- μ_a	+ M_v	- M_v
Trottoirs		-	-2.18226	-	-0.2546
Mc80		0.70291	-0.19611	1.6741	-0.4676
Me80		1.3354	-0.33646	1.2965	-0.3267
A(1)	1	0.63713	-0.16163	0.23362	-0.5927
	2	0.71627	-0.18056	0.26264	-0.6621
	3	0.45657	-	0.15067	
Bt	1	0.17771	-0.051363	0.9571	-0.2766
	2	0.25198	-0.034026	1.357	-0.2332
Bc	1	0.17772	-0.057375	1.936	-0.625
	2	2.98402	-0.089248	2.9795	-0.8911
	3	2.6794	-0.27837	2.3105	-0.24
Br		0.14237	-0.0566	0.4799	-0.1968

Mc120		0.62806	-0.15143	2.2891	-0.5519
D		0.841065	-0.221945	6.3823	-1.6842
Me120		1.36646	-0.325416	1.7587	-0.4188

Les coefficients étant calculés, il ne reste plus qu'à déterminer les moments engendrés par les différentes surcharges, chose que nous allons faire en nous servant des formules suivantes :

- Charges uniformes (A et Trottoirs)

$$M_y = 4p \cdot b \cdot \sin m \cdot dx$$

- Charges linéairement réparties (Mc120, D)

$$M_y =$$

- Pour un système de charges concentrées (Bc, Bt, Br)

$$M_y =$$

FERRAILLAGE DE LA DALLE

Nous considérons les moments négatifs sur appuis et les moments positifs en travée.

A mi-portée

1/ Calcul à E.L.U

$$\text{Armatures supérieures} = 5.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Armatures inférieures} = 13.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2/ Calcul à E.L Contrainte béton sous $M(-) = 5.91 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$

$$M(+) = 10.99 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

Au 3/16 de la portée

1/ calcul a E.L.U

$$\text{Armatures supérieures} = 2.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Armatures inférieures} = 7.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2/ Calcul à E.L.S

$$\text{Contrainte béton sous } M(-) = 4.75 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$M(+) = 7.97 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

* Flexion locale

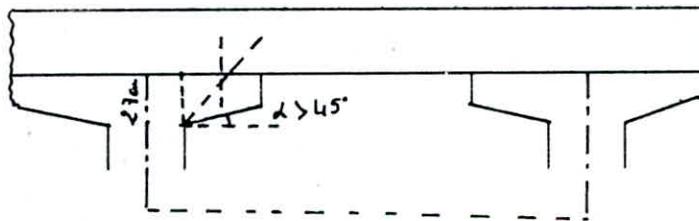
Elle est calculée pour un panneau de la dalle du tablier (considérés comme un assemblage de panneaux) les efforts de flexion locale sont calculés par la méthode des abaques de M. PIGEAUD ou bien les abaques de M. HEINRICH PUCHER.

1- EFFORT DANS UN PANNEAU DE DALLE

La dalle constituant le platelage est en armé. Elle sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions l_x et l_y avec $l_x < l_y$. Ces panneaux seront portés suivant la direction l_x par les entretoises d'about et suivant l_y par les poutres principales. Ils seront considérés comme partiellement encastrés entre eux dans le sens l_y .

* Dimensions du panneau

l_x et l_y seront déterminées conformément aux indications de l'IP1 (Ch.2. Art1-15)



* Détermination de l_x et l_y

$$\cos(45^\circ) = 16/x \quad \longrightarrow \quad x = 22.62$$

$$l_x = 0.65 \text{ m}$$

$l_y = 40 \text{ m}$, $\rho = l_x/l_y = 0.01625 < 0.4$: le panneau peut être considéré infiniment long et travaillant uniquement selon le petit côté (c.à.d l_x).

* CALCUL DES EFFORTS

- Sous charges permanentes

Nous considérons une bande de 1 m de large suivant l_y , l'étude est

2/ CONDITIONS SIMIQUES

$$H = 1304.91/8 = 163.11 \text{ t} , N_{\min} = 237.16 \text{ t/pieu}$$

$$M = -558.42 \text{ t.m}$$

CALCUL DES MOMENTS LE LONG DU PIEU

z	0.01	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81
M(z)	-558.42	-317.32	-119.36	34.07	94.17	125.01	104.26	61.17	41.75

FERRAILLAGE DES PIEUX

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et doit être armé sur toute la longueur.

a) Conditions normales

$$M = -348.79 \text{ t.m} , N_{\min} = 193.56 \text{ t.m}$$

$$e = M/N = 1.8 \text{ m}$$

$R/4 = 0.15 \text{ m}$, $e > R/4$ N est l'effort de compression alors la section est partiellement comprimée.

D'après les abaques de Pierre Charon , on trouve

$$A_s = 329.74 \text{ cm}^2 , e = 9.5 \text{ cm}$$

b) Condition sismique

$$M = -558.42 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 237.16 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 2.36 \text{ m} , \frac{R}{4} = 0.15 \longrightarrow e > R/4$$

. N : effort de compression alors

la section est

partiellement comprimée.

D'après les abaques de Pierre Charon , on trouve

$$A_s = 339.3 \text{ cm}^2 , e = 9. \text{ cm}$$

$$T_y = q_a l_x l_y / (2l_y + l_x) = 0.2177 \text{ t/ml}$$

Pour les surcharges concentrées nous appliquerons la méthode de "PIGEAUD"

En tenant compte de la diffusion dans le plan moyen de la dalle.

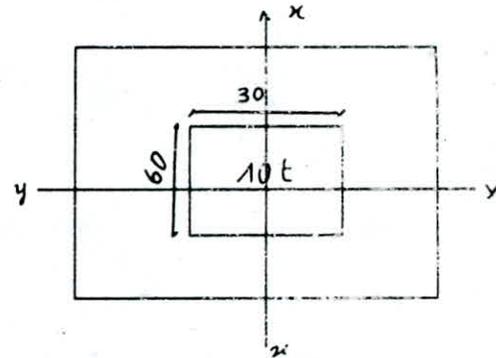
* SURCHARGES Br

Pour une roue isolée de Br : on a

$$u = 60 \text{ cm} , v = 30 \text{ cm}$$

$$u' = 0.92 > l_x , v' = 0.62 \text{ m}$$

Quand $u > l_x$ on prendra $u = l_x$



- Moments flechissants

Au milieu de l_x : $M_x = (M_1 + M_2) \cdot p$

Au milieu de l_y : $M_y = (M_1 + M_2) \cdot p$

$$q = p / u'v' , p = 10 \text{ t (poids de la roue).}$$

$$q = \text{constante de répartition} , 17.53 \text{ t.}$$

$$u' / l_x = 1 , M_1 = 0.08$$

$$v' = 0.9 , M_2 = 0.024 \text{ (d'après abaques de pigeaud).}$$

$$\text{d'où } M_x = (M_1 + M_2) \cdot p = 0.6269 \text{ tm.}$$

$$M_y = (M_1 + M_2) \cdot p = 0.2699 \text{ tm.}$$

- Efforts tranchants

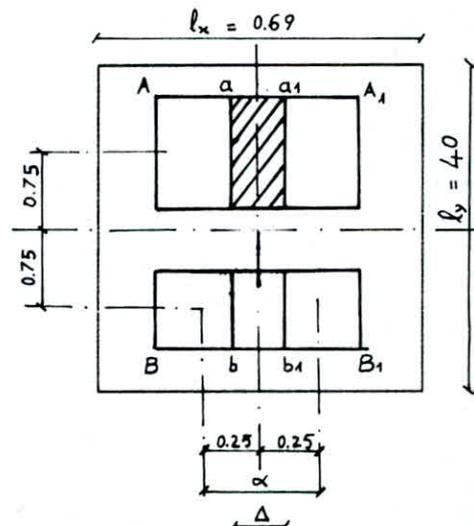
$$p_s = u' \cdot v' = 7.499 \text{ t.}$$

$$u' > v' \text{ au milieu de } u' ; T_{u'} = p / 2u' + v' = 3.75 \text{ t}$$

$$T_{v'} = p / 3u' = 3.622 \text{ t.}$$

Après pondération on trouve : $T_x = 4.687 \text{ t} , T_y = 4.528 \text{ t.}$

* SURCHARGES Bc

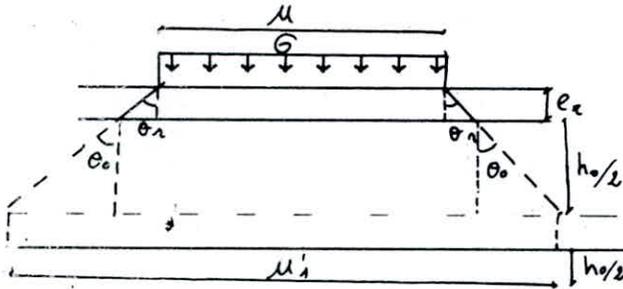


la surface d'impact.

e_r : épaisseur du revêtement = 8 cm

h_0 : épaisseur de la dalle = 25 cm

θ_r : angle de diffusion dans le



revêtement = $\text{Arctg } 3/4$ pour un revêtement peu rigide.

θ : angle de diffusion dans la dalle = 45°

μ : largeur (ou longueur d'impact.

μ' : largeur (longueur) après diffusion.

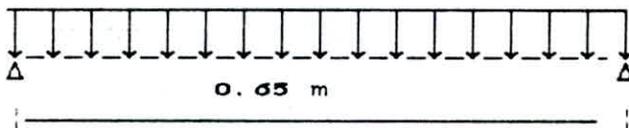
Les largeurs et les longueurs d'impact diffusées sont :

$$u' = u + h_0 + \varepsilon e_r$$

$$v' = v + h_0 + \varepsilon e_r$$

où $\varepsilon = 1.5$ pour un revêtement peu rigide.

* SURCHARGES A(1)



$$A = 0.8519 \text{ t/m}^2 \text{ (pour une voie ou deux voies chargées)}$$

$$A = 0.9467 \text{ t/m}^2 \text{ (pour trois chargées).}$$

$$M_{0x} = ql^2x/8 = 0.0563 \text{ tm}$$

$$M_{1y} = 0.25 M_{0x} = 0.01125 \text{ tm}$$

$$M_{1x} = 0.8 M_{0x} = 0.045 \text{ tm}$$

$$M_{2x} = 0.5 M_{0x} = 0.025 \text{ tm}$$

$$M_{2y} = 0.25 M_{0x} = 0.014 \text{ tm}$$

- Efforts tranchants

$$T_x = qa \cdot l_x \cdot l_y / 2l_y + l_x = 0.328 \text{ t/ml}$$

* SURFACE AA1A2A3

$$u'1 = 7 \text{ cm} , v'1 = 3.57 \text{ cm} , p1 = 4.61t$$

$$Tu'1 = 0.43 \text{ t} ; Tx1 = 0.538 \text{ t} ; Tv'1 = 0.639 \text{ t}$$

$$Ty1' = 0.799 \text{ t}$$

* SURFACE BB1B2B3

$$u' = 7 \text{ cm} ; v' = 243 \text{ cm} , p' = 3.1$$

$$Tu1 = 0.43 \text{ t} , Tx1 = 0.538 \text{ t} , Tv1 = 0.636 \text{ t}$$

$$Ty = 0.796 \text{ t}$$

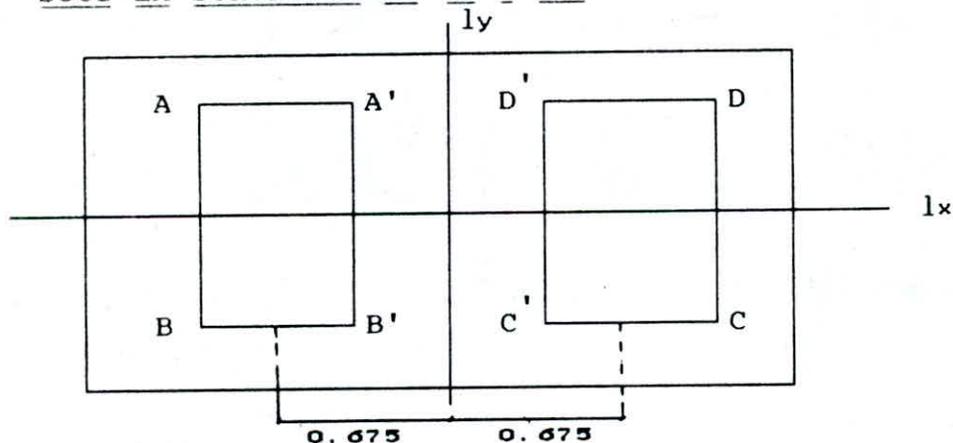
$$Txp = (Tx'1 - Tx)/2 = 0t , Typ = 0.015t$$

$$Tx' = Tx + Txp = 0t , Ty' = - 0.0225t$$

Détermination définitive des efforts tranchants max sous Bc.

$$Txmax = 5.18t , Tymax = 5.107t$$

* SOUS LA SURCHARGE Bt ($P = 8t$)



$u' = 92 \text{ cm} , v' = 57 \text{ cm} , l = 135 \text{ cm} , v' < l$ pas d'interférence dans ce sens (suivant ly).

. Surface ABCD

$$u' = 92 \text{ cm} > lx , u'1 = lx , v'1 = 192 \text{ cm} , p1 = 20.209 \text{ t}$$

$$u'1/lx = 1 , v'1/lx = 2.78 \quad M1 = 0.04436 , M2 = 0.001554$$

$$p1 = 20.209t , Mx1 = (M1 + M2)P1 = 0.901t.m , My1 = (M2 + M1)pi = 0.1658$$

. Surface A'B'C'D'.

$$u' = 92 \text{ cm} > lx , v' = 78 \text{ cm} , u'/lx = 1 , v'/lx = 1.13 , M1 = 0.0751$$

1^{er} cas

* SURFACE AABB1

$$= 107 \text{ cm} > Lx > Lx = Lx = 0.69 \text{ m}$$

$$= 57 \text{ cm}$$

$$G = P/(1.07 \times 0.57) = 18.46 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 0.69 \times 0.57 \times 18.46 = 7.26 \text{ t}$$

$$TV'_1 = P_1 / (3 \times) = 7.26 / (3 \times 0.69) = 3.5044 \text{ t}$$

$$Ty = 1.25 \times TV' = 4.384 \text{ t}$$

$$Tu'_1 = P / (2 \times U'1 + V'1) = 3.72 \text{ t}$$

$$Tx = 1.25 \times TV'1 = 4.654 \text{ t}$$

* SURFACE AA1BB1

$$u'2 = 7 \text{ cm} ; v'2 = 57 \text{ cm} ; p2 = u'2 \cdot v'2 = 0.7t$$

$$Tu'2 = p2/3v2 = 0.426 \text{ t} ; Tv'2 = p2/2v'2 + u'2 = 0.6t$$

$$Tx2 = 1.25 Tu'2 = 0.53t ; Ty2 = 1.25 Tv'2 = 0.75t$$

$$Tx2 = Tx1 + Tx2 = 5.18 + 0.53 = 5.18t$$

$$Ty2 = Ty1 + Ty2 = 5.134t$$

* SURFACE AA1A2A3

$$u''1 = 1.07 \text{ m} , u''1 = lx = 0.69$$

$$v''1 = 3.57 \text{ m} , u''1 < v''1$$

$$p''1 = u''1 \cdot v''1 = 45.472 \text{ t}$$

$$Tu''1 = 4.2458 \text{ t} , Tv''1 = 5.538 \text{ t}$$

$$Tx''1 = 5.3072 \text{ t} , Ty''1 = 6.923 \text{ t}$$

* SURFACE BB1B2B3

$$u''2 = 107 \text{ cm} > lx \quad u''2 = lx = 0.69$$

$$v''2 = 243 \text{ cm} , p2 = . \quad u''2 \cdot v''2 = 30.95 \text{ t}$$

$$Tx = Tx''1 - Tx''2 = 0.025 \text{ t}$$

$$Tu''2 = 4.2458 \text{ t} , Tv''2 = 5.5769 \text{ t}$$

$$Tx''2 = 5.307 \text{ t} , Tx = 0$$

$$Ty''2 = 6.971 \text{ t} , Ty = -0.024 \text{ t}$$

Le moment flechissant est maximal lorsque il y'a quatre
roues de

deux véhicules voisins au milieu de la plaque.

$$u = 0.25 \text{ m} ; u' = 0.57 \text{ m.}$$

$$v = 0.25 \text{ m} ; v' = 0.57 \text{ m.}$$

$D = u' - l$: zone d'interference.

:entre axe des roues. = 0.5m

- Suivant l_x . $u' = 57 \text{ cm}$, $l = 50 \text{ cm}$, $u' > l$

donc il y'a interference dans ce sens, zone d'interférence

$$d = 7 \text{ cm.}$$

- Suivant l_y . $v' = 0.57 \text{ m}$, $l = 1.5$, $v' > l$ pas d'interférence dans

ce cas on calcul la pression $p/u'.v' = 18.46 \text{ t/m}^2$

* CALCUL des efforts

a) Moments flechissants

1)- Surface AA1A2A3

$$u'_1 = 107 \text{ cm} > l_x \quad u'_1 = l_x.$$

$$v'_1 = 207 \text{ cm}, \quad p_a = u'_1.v'_1 = 26.367 \text{ t/m}^2$$

$$u'_1/l_x = 1, \quad v'_1/l_x = 3; \quad M_1 = 0.04; \quad M_z = 0.0009.$$

$$M_{x1} = 1.0579 \text{ tm}, \quad M_y = 0.1818 \text{ tm.}$$

2) Surface BB1B2B3

$$u'_2 = 107 \text{ cm} > l_x \quad u'_2 = l_x; \quad v'_2 = 93 \text{ cm}, \quad p_b = u'_1.$$

$$v'_1 = 11.845 \text{ t/m}^2.$$

$$u'_2/l_x = 1; \quad v'_2/l_x = 1.347, \quad M_{12} = 0.0691 \text{ tm}, \quad M_{22} = 0.0131 \text{ tm}$$

$$M_{x2} = (M_{12} + M_z).P_b = 0.84 \text{ tm}, \quad M_{y2} = (M_{22} + M_{M_{12}}) P_b = 0.278 \text{ tm}$$

pour la surface $x \ 2$

$$M_{xy} = M_{x1} - M_{x2} = 0.2179 \text{ tm.}$$

$$M_{yy} = M_{y1} - M_{y2} = -0.0961 \text{ tm} \quad l = v'(2u' -), \quad = v'.$$

2-1) Surface AA1A2A3

$$u' = 7 \text{ cm}; \quad v' = 207 \text{ cm}, \quad p_c = 2.67 \text{ t.}$$

$$M_z = 0.0174$$

$$P_z = 8.21T, \quad M_{xz} = (M_1 + M_z) P_z = 0.638 \text{ t.m}, \quad M_{yz} = (M_z + M_1)$$

$$P_z = 0.235 \text{ t.m}$$

Les moments flechissants dus à la charge Bt sont alors :

$$M_x = 0.263t, \quad M_y = -0.0692t.m$$

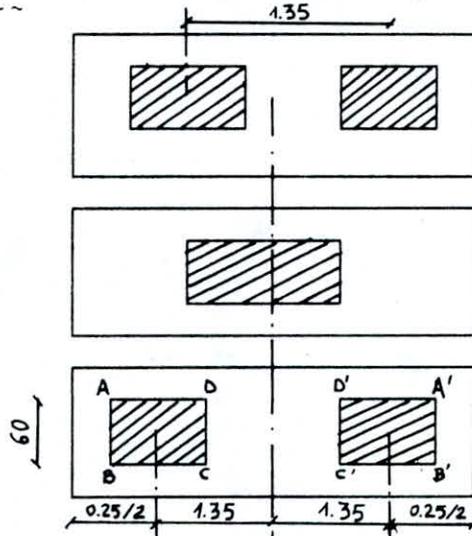
Efforts tranchants

L'effort tranchant se calcul se calcul de la même manière que Br

$$u'_1 = 92 \text{ cm} > l_x, \quad u'_1 = l_x = 0.69 \text{ m}, \quad v'_1 = 57 \text{ cm}$$

$$u'_1 > v'_1 \quad p = 6 \text{ t.}$$

~~~~~  
système 1  $Tv'_1 = 2.89 \text{ t/ml}, \quad Tu'_1 = 3.077 \text{ t/ml}$



~~~~~  
système 2 Nous utiliserons l'artifice de Resal.

• Surface AA'BB'. $u' = 92 \text{ cm} > l_x, \quad l_x = u' = 0.69, \quad v' = 327 \text{ cm}$
 $p' = 34.42, \quad u' < v', \quad Tu' = 3.508 \text{ t/ml}, \quad Tv' = 4.76 \text{ t/ml}.$

• Surface DD'CC'. $u'_2 = 92 \text{ cm} > l_x, \quad v'_2 = 213 \text{ cm}, \quad p'_2 = 22.42 \text{ t}, \quad u'_2 < v'_2$
 $Tu'_2 = 3.5 \text{ t}, \quad Tv'_2 = 4.53 \text{ t}.$

Donc pour le système 2 $Tu'_2 = 0 \text{ t}, \quad Tv'_2 = 0.231 \text{ t/ml}$

pour le système (1+2) $Tu' = 3.077 \text{ t/ml}, \quad Tv' = 3.13 \text{ t/ml}.$

Finalement les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt sont :

$$Tx = 1.25 Tu' = 3.84 \text{ t/ml}, \quad Ty = 1.25 Tv' = 3.91 \text{ t/ml}$$

$$u'^3/lx = 0.1014$$

$$v'^3/lx = 3 \quad , \quad M_{13} = 0.078 \quad , \quad M_{23} = 0.002$$

$$M_{x3} = (M_{13} + M_{23}) \cdot Pc = 0.209 \text{ tm}$$

$$M_{y3} = (M_{23} + M_{13}) \cdot pc = 0.0366 \text{ tm}$$

2-2) Surface BB1B2B3

$$u' = 7 \text{ cm} ; v' = 93 \text{ cm} , pd = 1.20t.$$

$$u'^4/lx = 0.1014$$

$$v'^4/lx = 1.34 \quad , \quad M_{14} = 0.1406$$

$$M_{24} = 0.0132$$

$$M_{x4} = (M_{14} + M_{24}) Pd = 0.171 \text{ tm}$$

$$M_{y4} = (M_{24} + M_{14}) Pd = 0.0411 \text{ tm}$$

Pour la surface 2 $M_{xp} = m_{x3} - m_{x4} = 0.035 \text{ tm}$

$$M_{yp} = m_{y3} - m_{y4} = -0.0045 \text{ tm}$$

D'où les moments flechissants finaux :

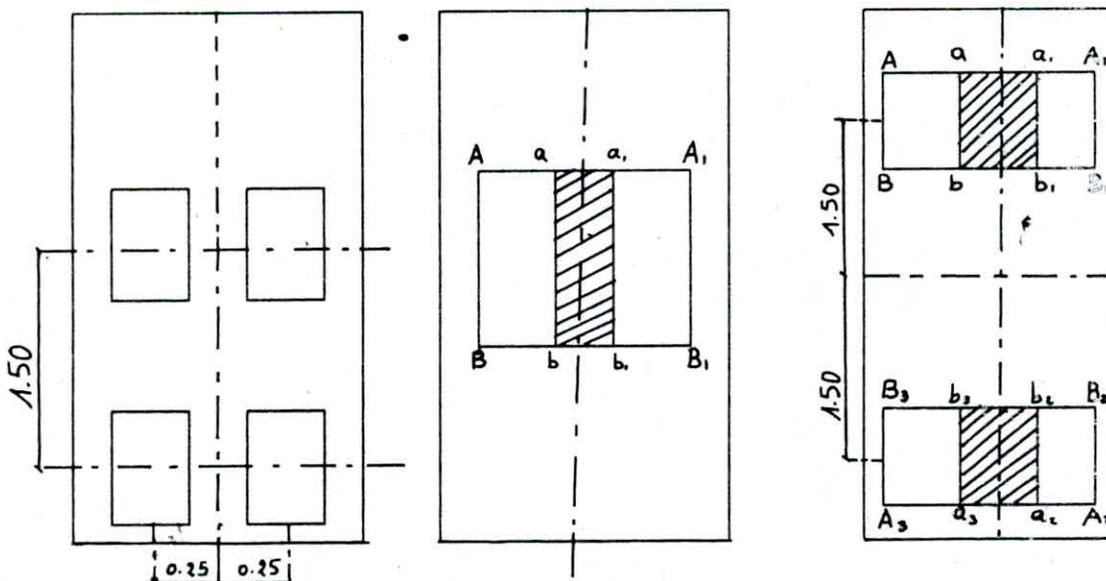
$$M_x = m_{xy} + m_{xp} = 0.342 + 0.038 = 0.2559 \text{ tm}$$

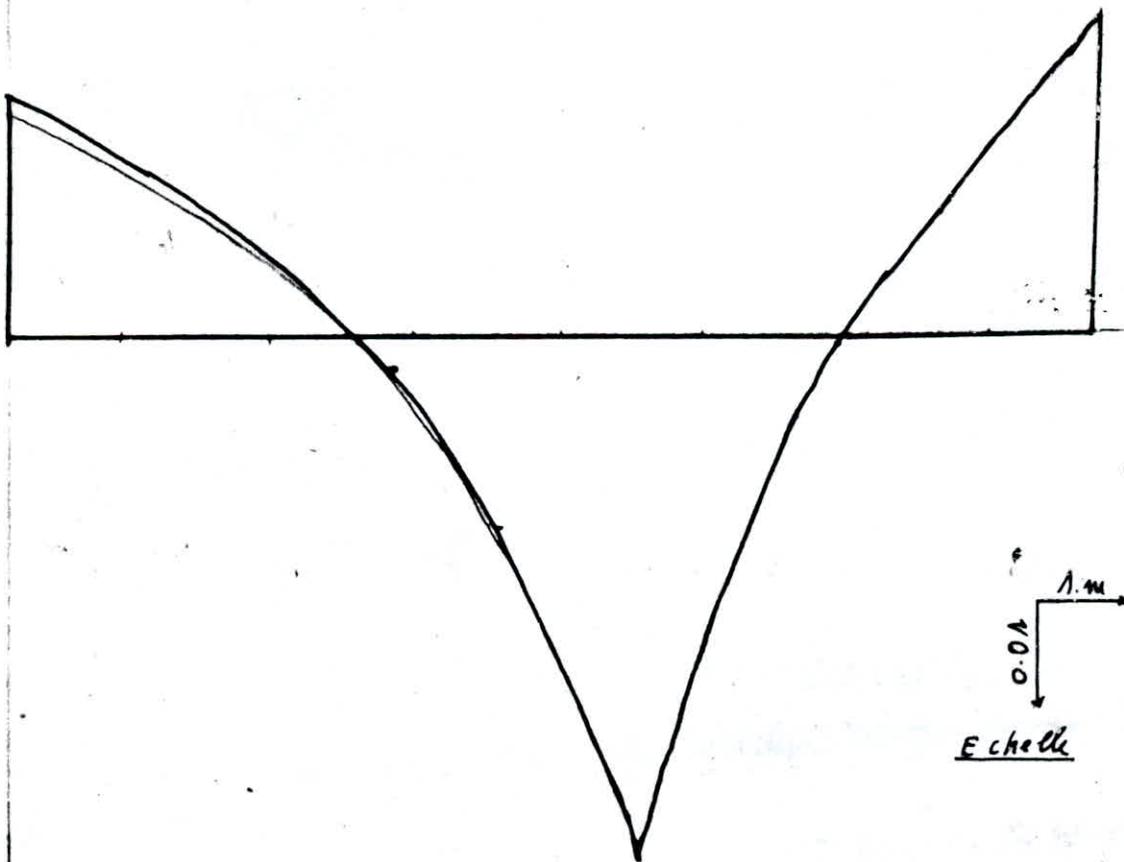
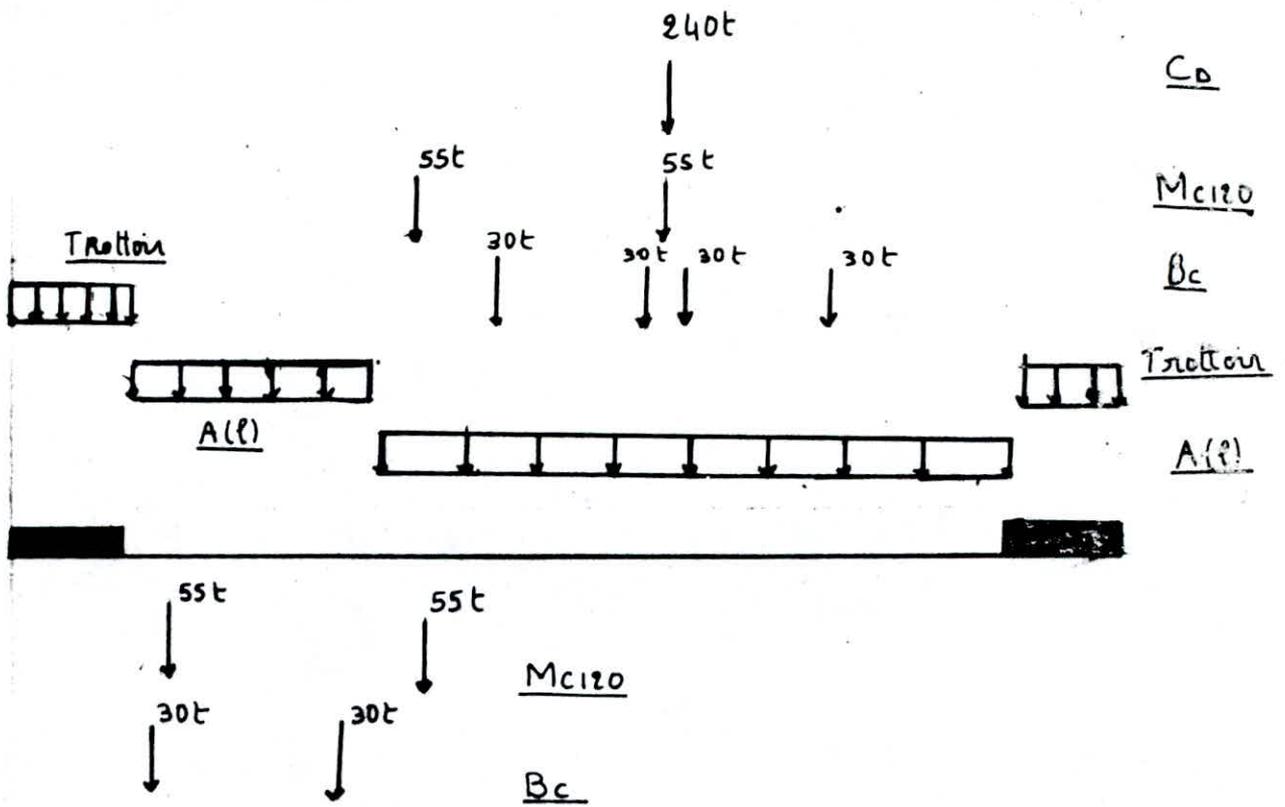
$$M_y = m_{yy} + m_{yp} = -0.1517 - 0.0045 = -0.1006 \text{ tm}$$

En appui $M_{ax} = 0.5 M_x = 0.1279 \text{ tm}$

En travée $M_{Tx} = 0.8 M_x = 0.205 \text{ tm}$

Effort tranchant : T est max quand deux roues de deux vehicules voisins se trouvent au milieu de la plaque.





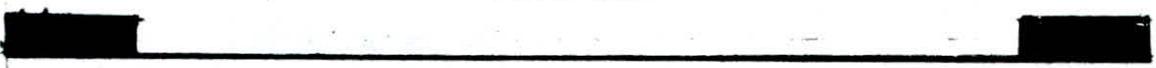
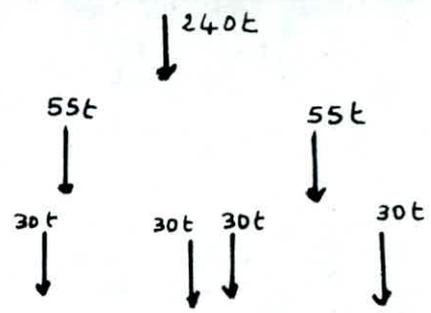
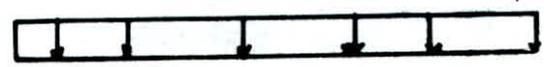
C_D

M_{C120}

B_c

Trottoir

A(l)

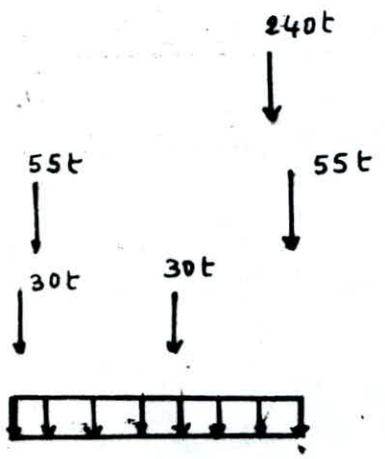


C_D

M_{C120}

B_c

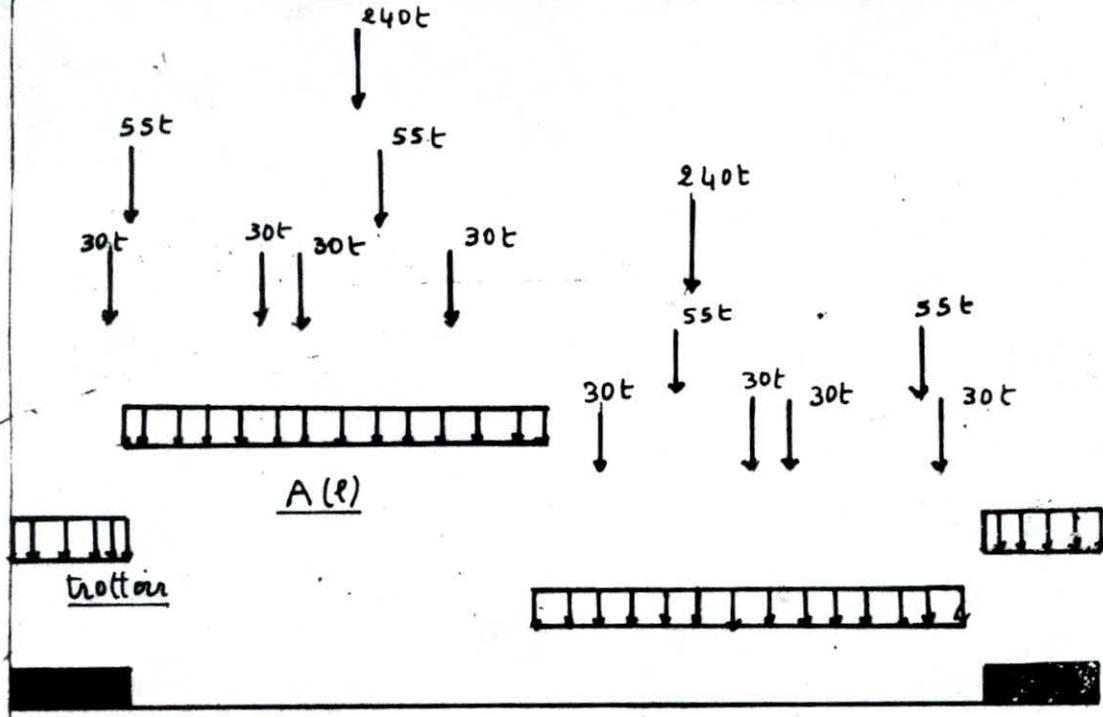
$A(l)$



LIGNE D'INFLUENCE DE

M_d POUTRE P_2

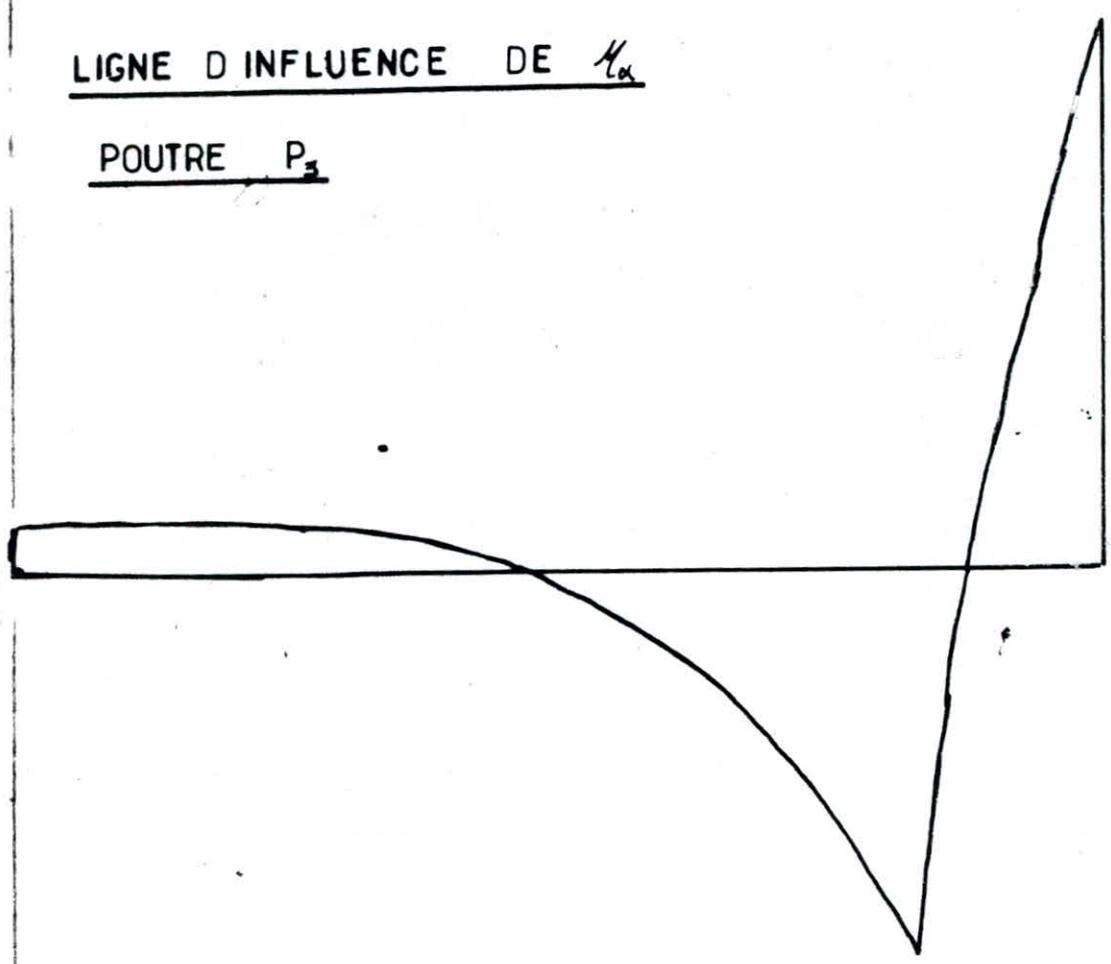


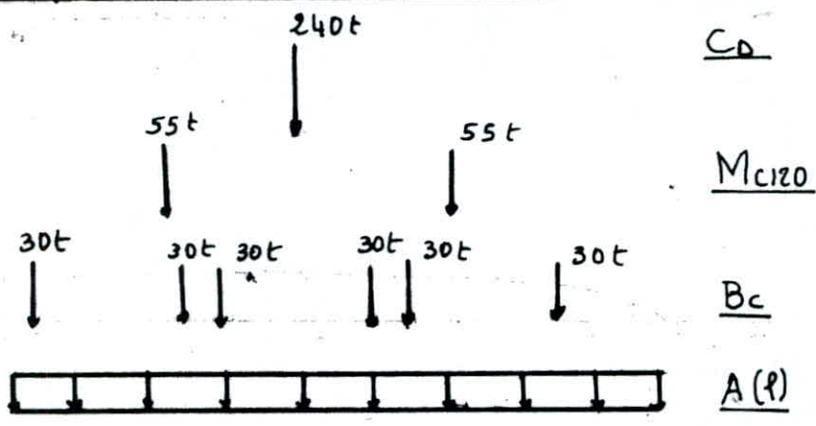
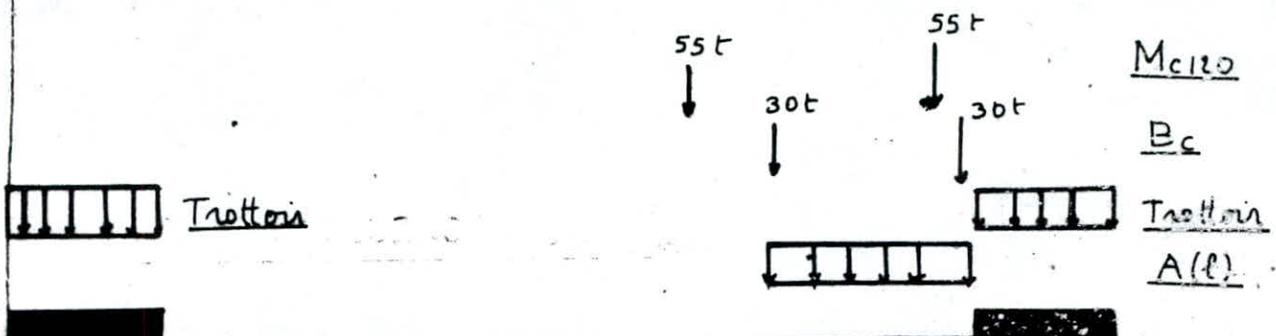


C_p
 M_{c120}
 B_c
 trou
 $A(l)$

LIGNE D INFLUENCE DE H_x

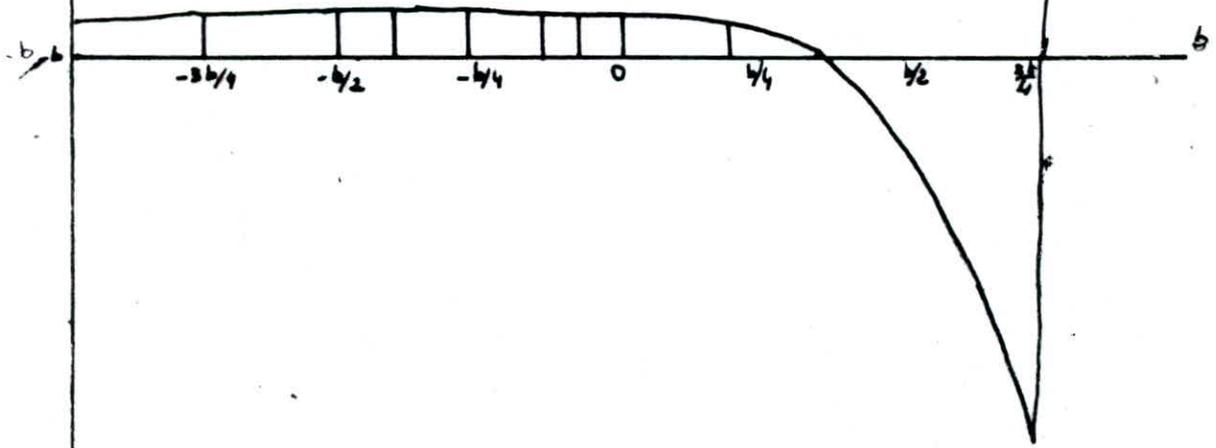
POUTRE P_3





LIGNE D INFLUENCE DE M_x

POUTRE P_4



SURCHARGE MILLITAIRE Mc120

Placer une seule chenille de 55t sur une surface d'impact $u=100\text{cm}$
 $v = 610 \text{ cm}$, $u'=132 \text{ cm} > l_x$, $u' = l_x$, $v' = 642 \text{ cm}$, $p_1 = 28.75 \text{ t}$
 $M_1 = 0.04$, $M_2 = 0.0009$.

$M_x = 1.154 \text{ t.m}$, $M_y = 0.198 \text{ t.m}$, $T_u' = 1.49 \text{ t/ml}$, $T_v' = 2.12 \text{ t/ml}$
 $T_x = 1.86 \text{ t}$

$T_y = 2.66 \text{ t}$ SURCHARGE MILLITAIRE Mc80. On ne peut disposer qu'une
seule chenille de 36t surface d'impact: 0.85×4.9 $u' = 117 \text{ cm} > l_x$

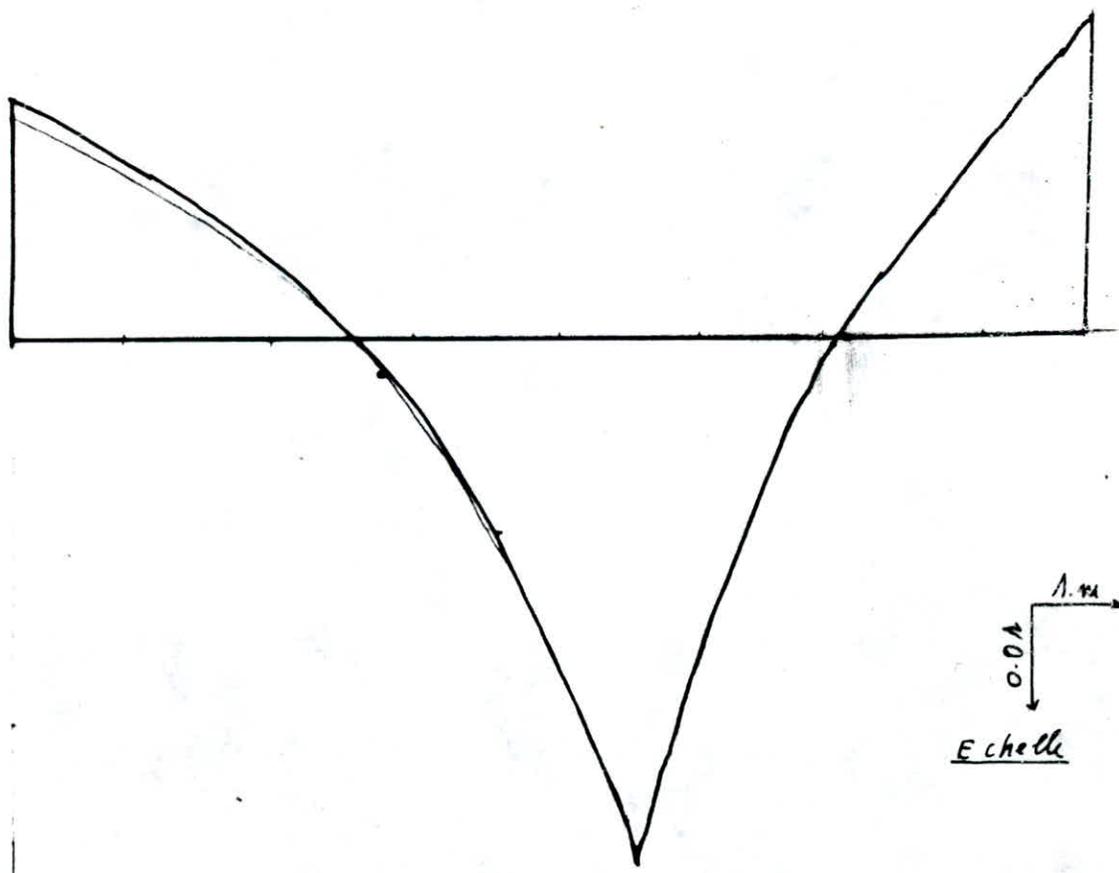
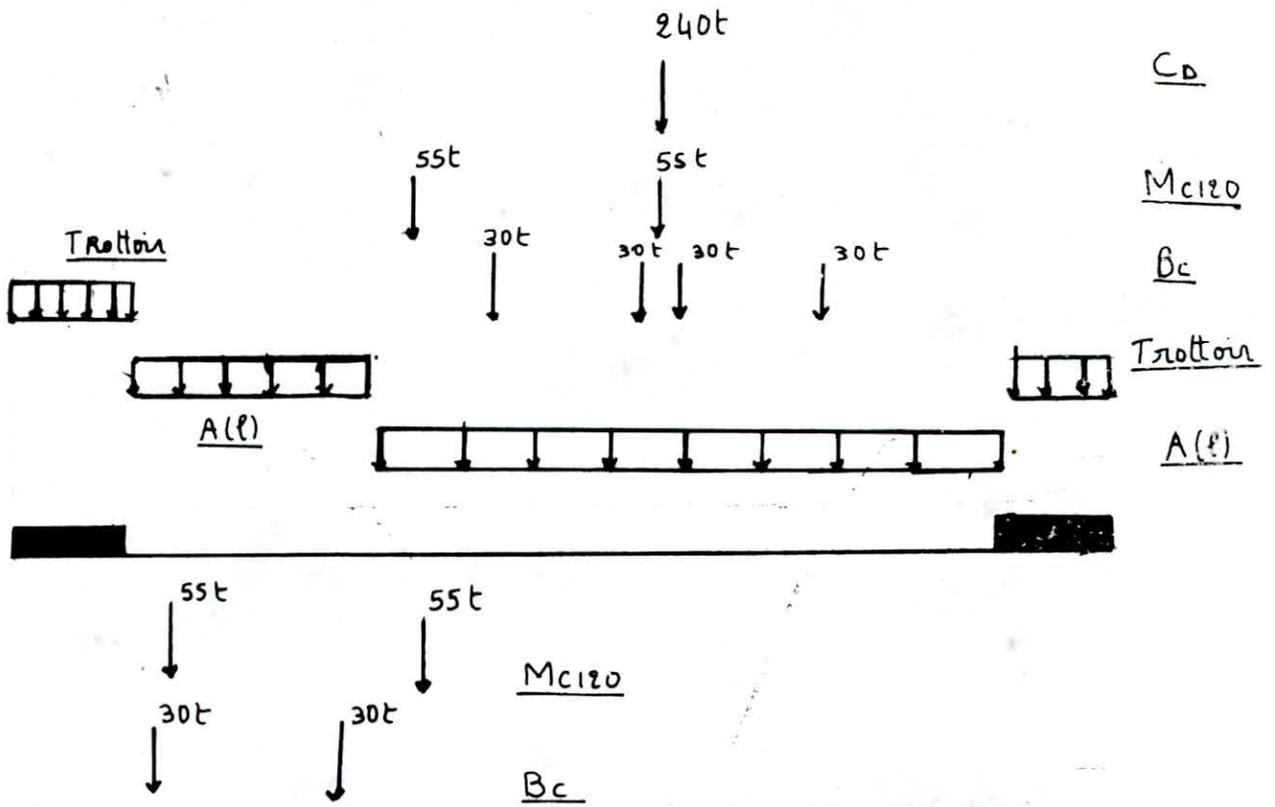
$u' = l_x$, $v' = 522 \text{ cm}$, $p_1 = 21.23 \text{ t}$, $T_u' = 1.355 \text{ t}$, $T_v' = 1.9 \text{ t/ml}$
 $T_x = 1.7 \text{ t}$, $T_y = 2.38 \text{ t}$

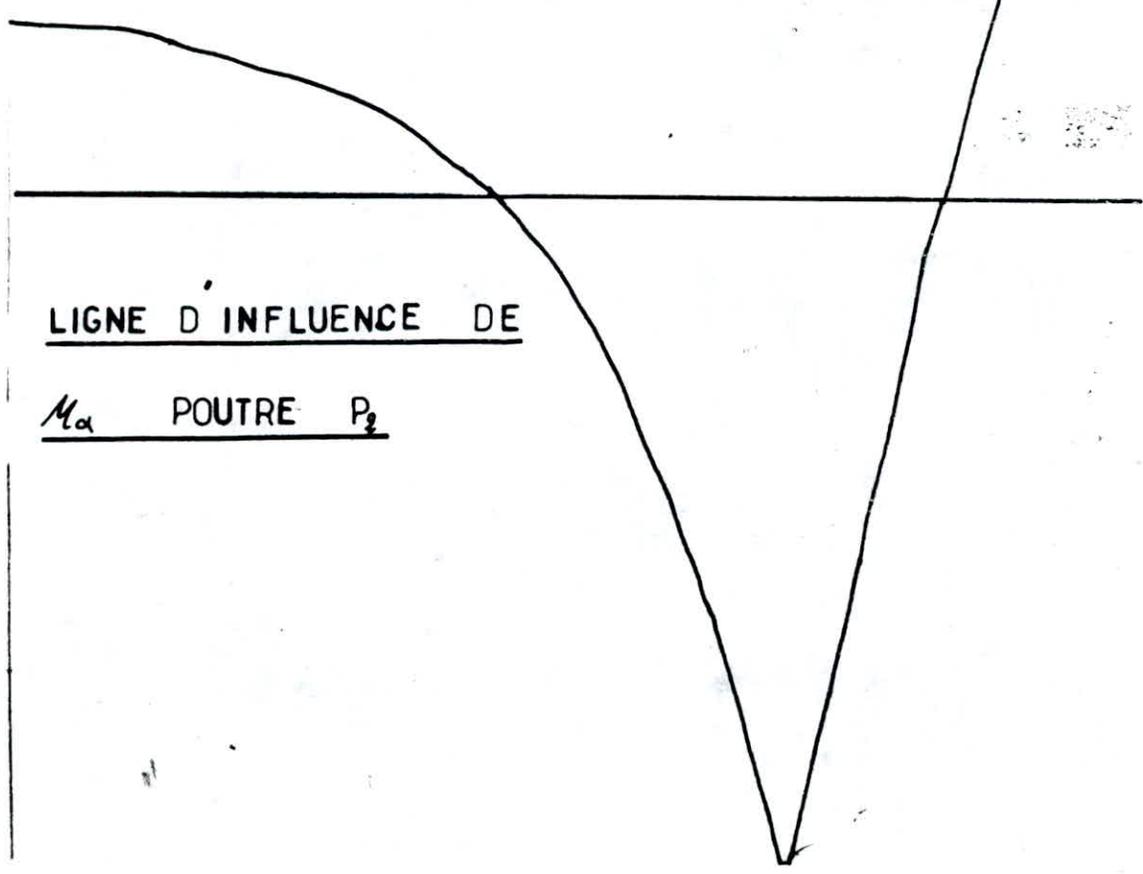
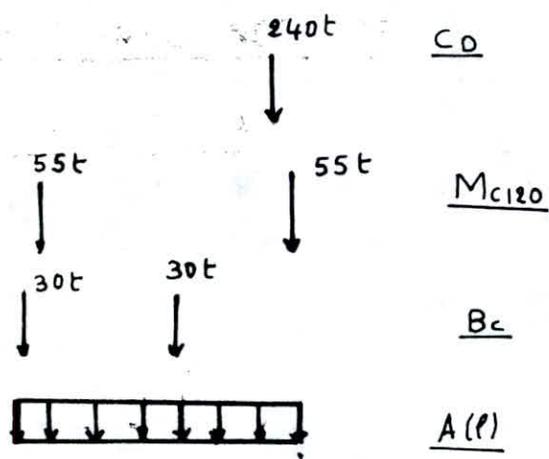
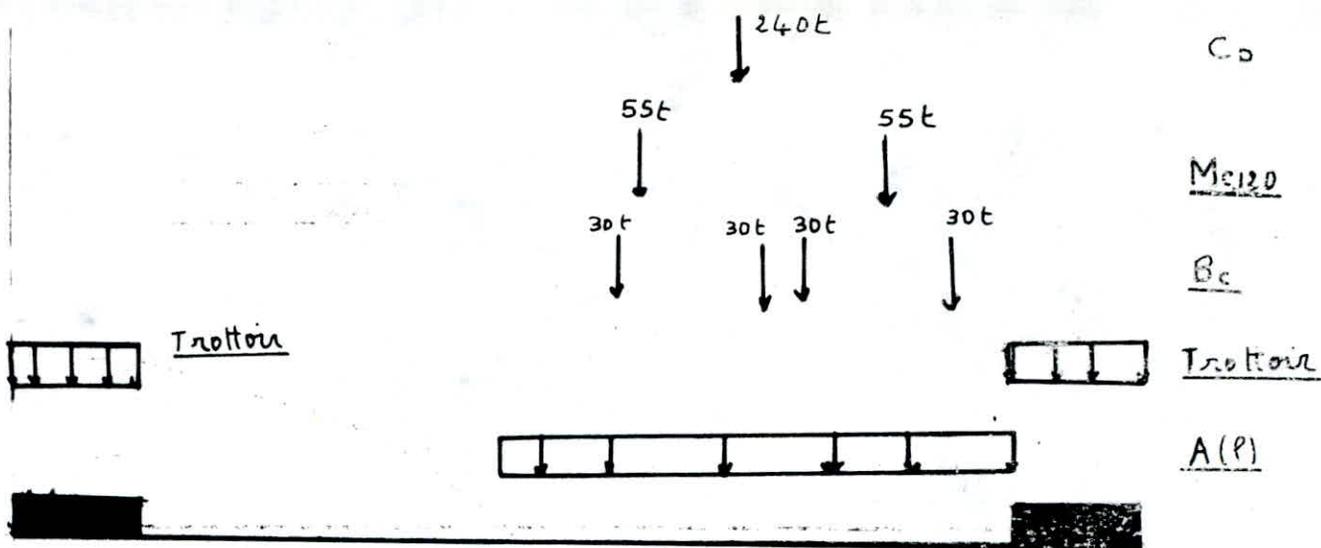
Calcul des moments flechissants

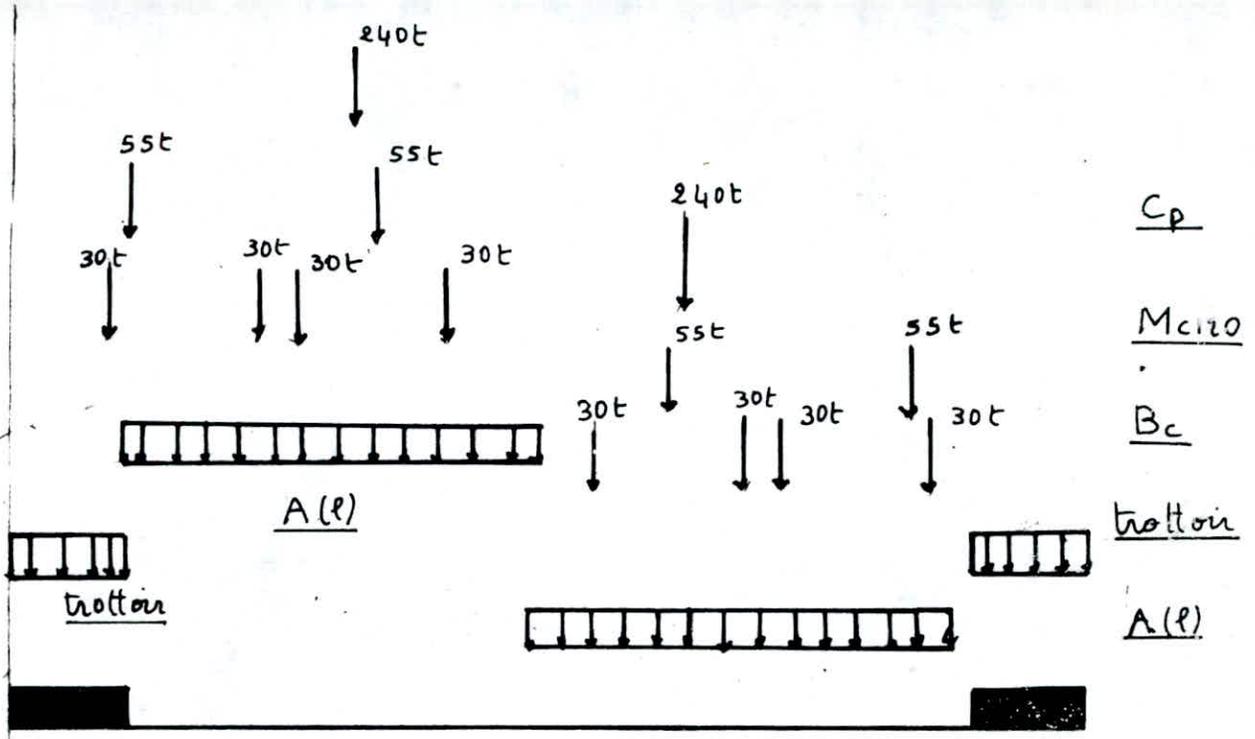
D'après les abaques de PIGEAUD $M_1 = 0.04$, $M_2 = 0.009$, $M_x = 0.85 \text{ t.m}$
 $M_y = 0.146 \text{ t.m}$

SURCHARGES EXCEPTIONNELLES (CONVOI D)

La surface d'impact est $u \times v = 18.6 \text{ cm}$, $p = 240 \text{ t}$, $u' = 352 \text{ cm}$,
 $v' = 1892 \text{ cm}$, $T_v' = 4.22$, $T_x = 5.28 \text{ t}$, $T_u' = 5.49$, $T_y = 7.31 \text{ t}$

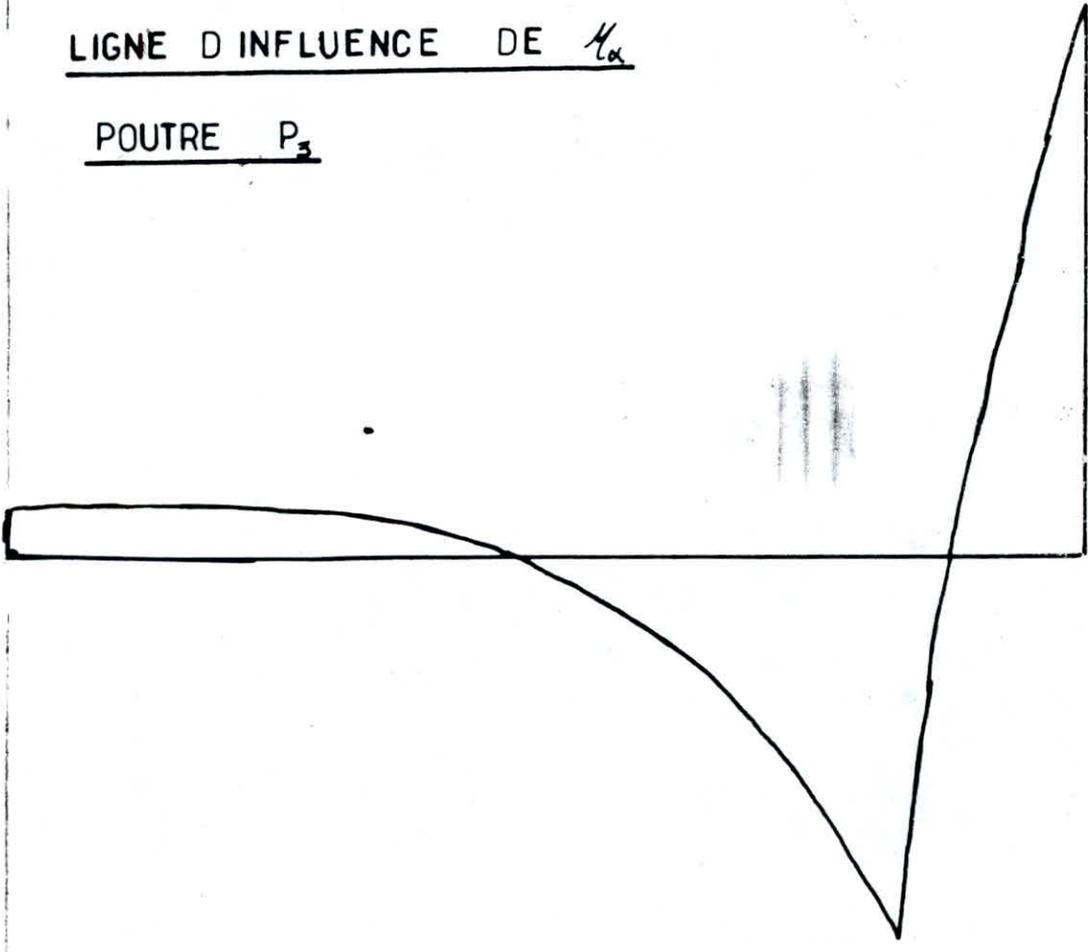


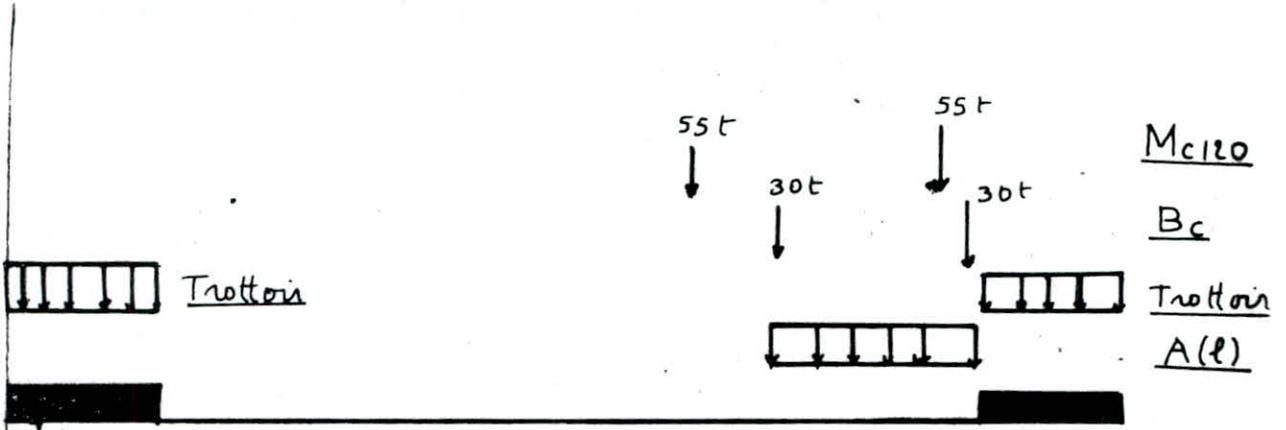




LIGNE D INFLUENCE DE M_a

POUTRE P_3



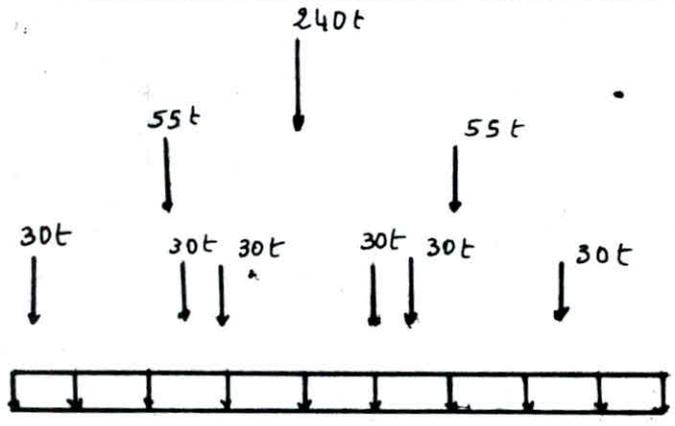


M_{C120}

B_c

Trottoir

$A(\ell)$



C_D

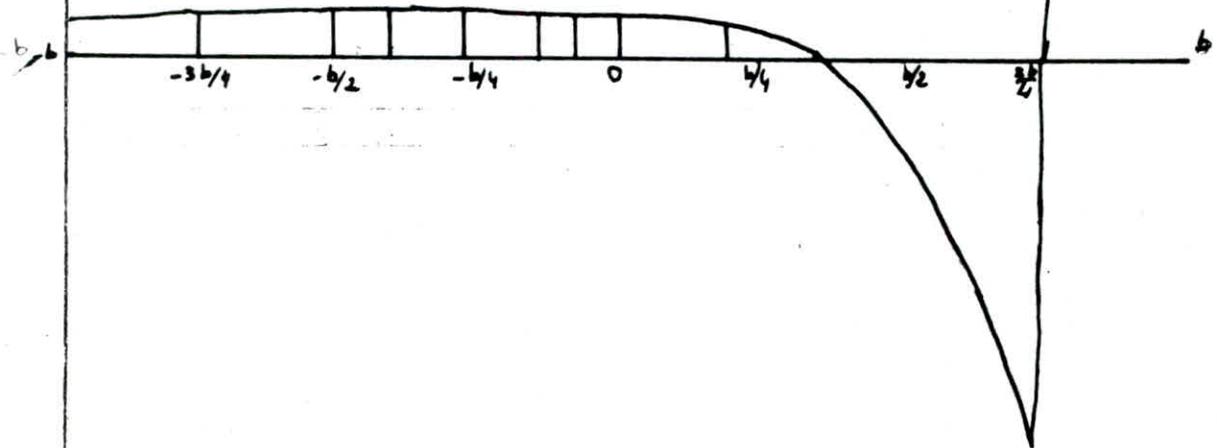
M_{C120}

B_c

$A(\ell)$

LIGNE D INFLUENCE DE M_x

POUTRE P_4



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1) Principales notations

B : aire de la section droite

I : inertie de cette section droite

i : rayon de giration

V_s, V_i : distance du centre de gravité respectivement à la fibre supérieure (F.I) et à la fibre inférieure (F.I).

$\rho = \frac{I}{B \cdot V_s \cdot V_i}$: rendement géométrique de la section.

h_t : hauteur totale de la section

d' : distance du point du passage de la résultante des forces de précontrainte à la face la plus voisine de la pièce.

$h = h_t - d$: hauteur totale de la section.

e_o : éxentricité algébrique de la force de précontrainte.

M_m, M : Valeurs maximale et minimale du moment M développé dans la section par les charges extérieures.

$d_m = M - M_m$ (quantité essentiellement positive)

$\overline{\sigma_s}, \overline{\sigma_i}$: contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure.

$\overline{\sigma_s}, \overline{\sigma_i}$: contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure.

2) Hypothèses de calcul

Tous les points d'une poutre qui se trouvent avant déformation dans une section plane, perpendiculaire à l'axe, se trouvent après déformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe déformé (Hypothèse de NAVIER et BERNOULI).

La répartition des contraintes se fait donc, dans une section quelconque suivant le diagramme linéaire classique. En conséquence, les règles habituelles de la résistance des matériaux (en particulier celles relatives à la flexion composée) sont applicables.

Contrairement au béton armé, le béton précontraint est considéré comme un matériau homogène non fissuré. C'est la section totale qui sera alors prise en compte pour la détermination de la position du centre de gravité, pour le calcul de l'aire B et pour l'évaluation du moment d'inertie I.

CAS GENERAL

Généralement, une même section est sollicitée par un moment fléchissant variable en fonction des actions subies par la poutre.

On devra vérifier que sous l'action conjuguée de la précontrainte et du moment minimal (M_m) ou bien de la précontrainte et du moment maximal (M) les contraintes limites sur les fibres extrêmes ne peuvent jamais être dépassées.

- EXCENTRICITE DU CENTRE DE PRESSION

Considérons une section soumise au seul effet de la précontrainte, l'effort normal N et le moment fléchissant M valent alors:

$$\begin{cases} N = P \\ M = P e_0 \end{cases}$$

d'où l'excentricité du centre de pression $e = \frac{M}{N} = e_0$

Si l'on considère en outre l'effet d'un moment extérieur M :

$$\begin{cases} N = P \\ M = P e_0 + M \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e = \frac{M}{N} = e_0 + \frac{M}{P} \end{cases}$$

Le moment a fait remonter le centre de pression d'une quantité $\frac{M}{P}$ sous l'effet de M et N, nous avons donc

$$\overline{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} + P e \frac{V_s}{I} \leq \overline{\sigma}_s'$$

$$\overline{\sigma}_i \leq \frac{P}{B} - P e \frac{V_i}{I} \leq \overline{\sigma}_i'$$

soit encore $\overline{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e}{\rho V_i} \right) \leq \overline{\sigma}_s'$

$$\overline{\sigma}_i \leq \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e}{\rho V_s} \right) \leq \overline{\sigma}_i'$$

$$D'où : -\rho V_i \left(1 - \frac{B \overline{\sigma_a}}{P} \right) \leq e \leq \rho V_i \left(\frac{B \overline{\sigma_a}}{P} - 1 \right)$$

$$-\rho V_a \left(\frac{B \overline{\sigma_i}}{P} - 1 \right) \leq e \leq \rho V_a \left(1 - \frac{B \overline{\sigma_i}}{P} \right)$$

$$\text{Prenant } C = \rho V_a \left(1 - \frac{B \overline{\sigma_a}}{P} \right)$$

$$C' = \rho V_i \left(1 - \frac{B \overline{\sigma_a}}{P} \right)$$

Pour que les contraintes limites dans la section soient respectées

il faut que : $-C' \leq e \leq C$

$$\text{et puisque } e_0 + \frac{M_m}{P} \leq e = e_0 + \frac{M}{P} \leq e_0 + \frac{M_{\max}}{P}$$

Nous avons

$$\boxed{-C' + \frac{M_m}{P} \leq e_0 \leq C - \frac{M_m}{P}}$$

3) DETERMINATION DE LA FORCE DE PRECONTRAINT

Section sous-critique

Supposons le coffrage donné, les moments d'inertie de la section étant suffisant

$$c' - \frac{M_m}{P} \leq c - \frac{M_{\max}}{P} \quad \text{soit } P \geq \frac{\Delta_m}{C+C'} = P_0$$

$$\text{et si l'on adopte } P=P_0, \text{ nous avons } e_0 = -c' - \frac{M_m}{P} = c - \frac{M_{\max}}{P}$$

une telle solution n'est envisageable que si:

$$-(V_i - d') \leq e_0 \leq V_s - d$$

section sur -critique

$$P \geq \frac{M_{\max}}{V_i + c - d'} = P_1 \quad \text{avec } e_0 = d' - V_i$$

calcul pratique de la force de precontrainte P

$$\text{soit } p = \max (P_0, P_1)$$

si $P = P_0$ la section est sous - critique

si $P = P_1$ la section est sur - critique

APPLICATION AU PROJET

a) Câbles utilisés

Tous les câbles seront des 7T15 DYWIDAG.

* CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE ET MECANIQUE

- section $A = 973 \text{ mm}^2$
- Contrainte maximale admissible sans l'ancrage après mise en tension et blocage de l'ouvrage
 $T_0 = 15725 \text{ Kg/cm}^2 \quad 157250 \text{ t/m}^2$
- Limite élastique $R_g = 184900 \text{ t/m}^2$ (contrainte de rupture générale)
 $\tau = 165500 \text{ t/m}^2$ (contrainte caractéristique de déformation garantie)
- Coefficient de frottement du câble dans les courbes $f = 0.18$
- Perte relative de tension par mètre $\rho = 0.002$
- Relaxation à 1000 heures 3%
- Relaxation à 3000 heures 3.6%
- Module d'élasticité $E = 20\,000 \text{ Kg/mm}^2$
- Recul d'ancrage $g = 9 \text{ mm}$
- Diamètre de la gaine $\Phi_{\text{int}} = 60 \text{ mm}$
 $\Phi_{\text{ext}} = 66 \text{ mm}$
- Allongement garanti sous charge maximale $A_g = 3\%$
- Coefficient de striction garanti $Z_g = 25\%$

b) Tracé des câbles

Principe, la force de précontrainte ayant une excentricité "e" est introduite pour créer un certain équilibre entre le moment $M_p = N.e$ qu'elle introduit et d'autre part les moments M_g et M_q représentant respectivement moment des charges permanentes et surcharges. Or dans une poutre sur appui simple, les moments M_g et M_q sont maximums positifs dans la zone centrale de la poutre

et s'annulent sur les appuis. Il convient donc que le moment de précontrainte soit maximal et négatif dans la partie centrale et diminue en valeur absolue en allant sur les appuis, ce qui revient à donner aux câbles une excentricité maximale dans la partie centrale et les relever progressivement en allant vers les appuis.

En résumé, nous adopterons les dispositions de cablage suivantes:

- Dans la partie centrale: LA totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale.
- Entre la partie centrale et l'appui: On a une zone de relevage des câbles et suppression des câbles qui émergent à la partie supérieure de la poutre.

A l'appui: Les câbles restant sortent et sont ancrés dans la plaque d'about suivant une disposition uniforme et telle que le c.d.g des câbles coïncide (ou approche) du centre de gravité de la section d'about de façon à avoir un moment de précontrainte faible à l'about.

c) Relevage des câbles

Ce relevage des câbles se base sur les données suivantes:

- 1/ La zone de relevage des câbles l_0 : $\frac{1}{4} \leq l_0 \leq \frac{1}{3}$
- 2/ L'ancrage de relevage des câbles : $0 \leq \alpha < 20^\circ$ à (l'about)
24.23 (câbles émergents)
- 3/ Rayon de courbure des câbles $R \geq 800$ avec : diamètre du fil constituant le câble.

* DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

La poutre la plus sollicitée étant la poutre intermédiaire P/4 avec un moment en travée égal à 597 t.m

$$- \frac{M V}{I} = 244 \text{ Kg/cm}^2$$

I et V: Caractéristique géométrique de la poutre sur appui avec hourdi.

Si l'on veut qu'il n'y ait pas de contrainte de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur cette fibre une compression. Cette contrainte se traduit par la formule de la flexion composée.

$$\sigma_{comp} = \frac{P}{B} \left(1 - e \frac{V_i}{i^2} \right) \geq \sigma_{traction}$$

avec $B = 7588.6 \text{ cm}^2$, $e = -V_i + d' = 104.37 \text{ cm}$

Autrement dit : $P \geq 440t$, prenons $P = 700t$

En estimant les pertes à 30 % de la précontrainte P, on aura

$$P_0 = \frac{P}{0.7} = 1000t$$

Comme il s'agit des câbles 7T15

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.85 R_g , 0.95 T_g , T_0) = 15716.5 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où $N = \frac{P_0}{W \sigma_{p0}} = 6.45$, soit 7cables ; on prendra 7 câbles de 7T15

* POSITIONNEMENT DES CABLES A L'ABOUT

Quatre câbles seront placés à l'about tout en respectant les conditions fixées par le document SETRA.

$A \geq 16.5 \text{ cm}$, $B \geq 28 \text{ cm}$ et de telle sorte à avoir une excentricité nulle.

Excentricité e

y_i : ordonnée du câble i / fibre supérieure

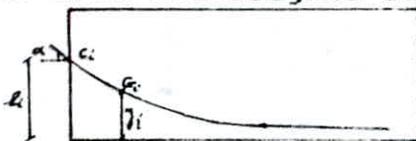
Si section correspondante au câble i

$$Y_{gc} = 75 \text{ cm} , Y_{gc} - Y_{gp} = 36.06 \text{ cm} , e = 36 \text{ cm}$$

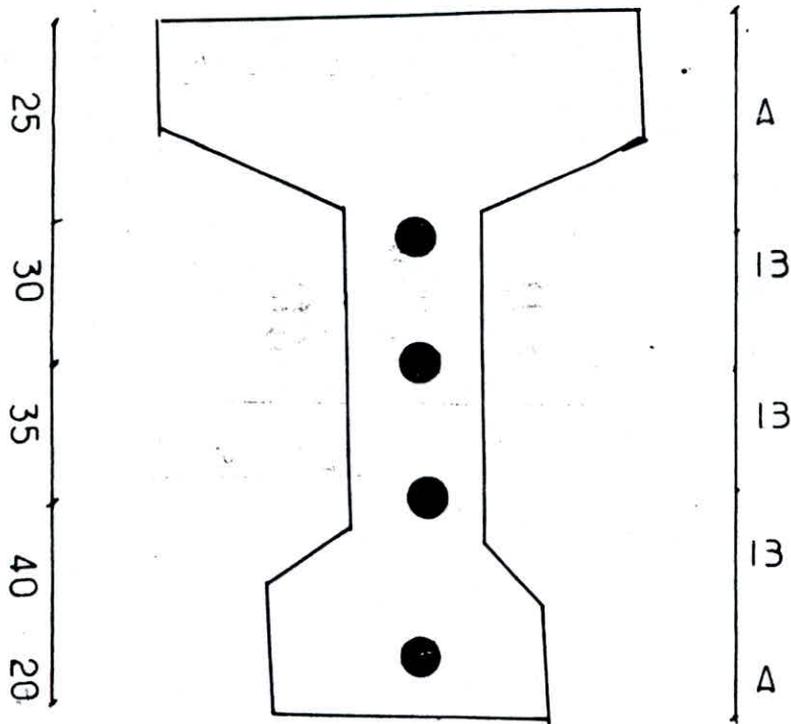
Y_{gp} : centre de gravité de la section de la poutre avec hourdis à l'about

* INCLINAISON DES CABLES

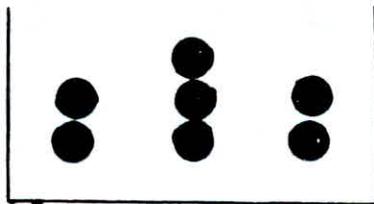
Les câbles sont rectilignes sur une distance projetée sur



DISPOSITION DES CABLES



A L'ABOUT



A MI TRAVEE

l'horizontale d'un mètre, ensuite ils prennent une allure parabolique pour devenir rectiligne jusqu'à la moitié de la poutre.

- Soit E_i : Le point représentant le début du relevage du câble i
- Le point C_i : Le point d'ancrage du câble i à l'about
- $E_i G_i$: Tronçon parabolique
- $G_i C_i$: Tronçon rectiligne permettant une transmission d'effort convenable entre l'appareil d'ancrage et le câble.

$y_i = a_i x_i^2$ équation du tronçon parabolique

$$\frac{dy_i}{dx_i} = 2 a_i x_i \text{ au point } G_i : \frac{dy_i}{dx_i} (G_i) = 2 a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

(La pente de la parabole au point G_i d'abscisse b_i doit être égale à la pente du tronçon rectiligne $G_i C_i$)

$$a_i = \frac{\text{tg}(\alpha_i)}{2b_i} ; y_i = e_i - d_i - 100 \text{tg}(\alpha_i)$$

$$y_i = a_i b_i^2$$

$$b_i^2 = \frac{y_i}{a_i} = \frac{y_i \times 2b_i}{\text{tg}(\alpha_i)} , b_i = \frac{2y_i}{\text{tg}(\alpha_i)}$$

$$\text{D'où } b_i = \frac{2(e_i - d_i - 100\text{tg}(\alpha_i))}{\text{tg}(\alpha_i)} \quad (I)$$

* Calcul des angles α_i des câbles sortant à l'about

Démonstration

Projection verticale

$$(l_1 + t) \sin(\alpha) = H \longrightarrow t = \frac{H - l_1 \sin(\alpha)}{\sin(\alpha)}$$

Projection horizontales

$$(l_1 + t) \cos(\alpha) + t + l_2 = \frac{l_P}{2}$$

$$\left((l_1 + H - \frac{l_1 \sin(\alpha)}{\sin(\alpha)}) \cos(\alpha) + \frac{H - l_1 \sin(\alpha)}{\sin(\alpha)} + l_2 \right)$$

$$l_1 \cos(\alpha) + \frac{H}{\sin(\alpha)} \cos(\alpha) - l_1 \cos(\alpha) + \frac{H}{\sin(\alpha)} - l_1 + l_2 = \frac{l_P}{2}$$

$$\frac{H}{\sin(\alpha_i)} \cos(\alpha) + \frac{H}{\sin(\alpha)} - l_1 - l_2 = \frac{l_p}{2}$$

$$\frac{H}{\sin(\alpha)} (\cos(\alpha) + 1) = \frac{l_p}{2} + l_1 + l_2$$

$$\text{On sait que } \cos(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{1+\text{tg}^2(\alpha)}} ; \sin(\alpha) = \frac{\text{tg}(\alpha)}{\sqrt{1-\text{tg}^2(\alpha)}}$$

$$\text{On pose } \text{tg}(\alpha) = x \text{ et } \left(\frac{l_p}{2} + l_1 + l_2 \right) / H = A$$

$$\text{On aura } 1 + \sqrt{x^2 H} = Ax \longrightarrow x^2 (1 - A^2) = -2Ax$$

$$x^2 (1 - A^2) + 2Ax = 0 \longrightarrow x \left[x(1 - A^2) + 2A \right] = 0$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } x = 0 \longrightarrow \text{tg}(\alpha) = 0 : \text{ cas à rejeter}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } x = \frac{2A}{1 - A^2} \text{ avec } (A^2 \neq 1)$$

$$\text{Donc } \text{tg}(\alpha) = \frac{2 \left(\frac{l_p}{2} + l_1 + l_2 \right)}{H \left[\left(\frac{l_p/2 + l_1 + l_2}{H} \right)^2 - 1 \right]}$$

Pour le calcul des α_i , on se fixe l_2 du premier câble au départ et à chaque fois, on lui ajoute une raison de 1.50 m .

Autrement dit les l_{2i} forment une progression arithmétique de raison 1.50 m donc : $l_{2,4} = 13 \text{ m}$, $l_{2,3} = 14.5 \text{ m}$, $l_{2,2} = 16 \text{ m}$, $l_{2,1} = 17.5 \text{ m}$.

APPLICATION NUMERIQUE

$$\text{tg}(\alpha_4) = 0.293 \quad \alpha_4 = 16.36^\circ$$

$$\text{tg}(\alpha_3) = 0.233 \quad \alpha_3 = 13.16^\circ$$

$$\text{tg}(\alpha_2) = 0.100 \quad \alpha_2 = 5.72^\circ$$

$$\alpha_1 = 0.00^\circ$$

Détermination des équations et des distances de chaque câble

de la formule (I)

$$b_{5,6,7} = 183.11 \text{ m} \quad a_{5,6,7} = 6.14 \times 10^{-4}$$

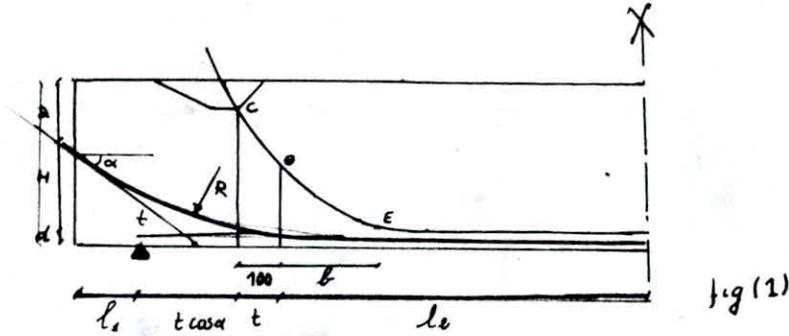
$$b_4 = 591.8 \text{ m} \longrightarrow a_4 = 2.48 \times 10^{-4}$$

$$b_a = 538.2 \text{ m} \longrightarrow a_a = 216 \cdot 10^{-4}$$

$$b_b = 820 \text{ m} \longrightarrow a_b = 0.6 \cdot 10^{-4}$$

$$a_1 = 0$$

Tracé des câbles émergents sur la fibre supérieure de la poutre



Les câbles relevés à l'éxrados ont pour angle d'inclinaison $24,23^\circ$ (standard). Ils présentent une partie parabolique EG et une partie rectiligne GC . Pour que l'effort de précontrainte crée à l'ancrage se transmette convenablement au câble.

Le premier sera placé à 3 m de l'appui, le second à 4 m du premier et le troisième à 3 m du second.

Calcul de la partie parabolique et la partie rectiligne de chaque câble

N° câble	y_i (cm)	$a_i \times 10^{-4}$	α_i (°)	d_c (m)	d_i (m)
1	20	0	0	0	20.32
2	60	0.6	5.72	8.2	12.12
3	95	2.16	13.16	5.38	14.94
4	125	2.48	16.36	5.91	14.41
5	136.4	6.14	24.23	3.66	13.665
6	136.4	6.14	24.23	3.66	9.66
7	136.4	6.14	24.23	3.66	6.665

Calcul des coordonnées des câbles et leurs éxentricité à l'about, à 1/4 et aux sections d'émergence des câbles n°5, n°6 et n°7.

Section à l'about

N° câble	y_i (cm)	$a_i \times 10^{-4}$	V_i (cm)	α_i (°)	$\cos(\alpha_i)$	e_i (cm)	$e_i \cos(\alpha_i)$
1	20	0	29	0	1	-82.06	-82.06
2	60	0.6	69	5.72	0.995	-42.06	-41.84
3	95	2.16	104	13.6	0.973	-7.07	-6.86
4	125	2.48	134	16.36	0.959	22.94	21.99

$$e = \frac{\sum e_i \cos(\alpha_i)}{\sum \cos(\alpha_i)} = -27.69 \text{ cm}$$

Section où le câble n°5 émerge

N° câble	x_i (cm)	y_i (cm)	$a_i \times 10^{-4}$	V_i' (cm)	α_i (°)	$\cos(\alpha_i)$	e_i (cm)	$e_i \cos(\alpha_i)$
1	/	0	0	9	0	1	-102.06	-102.06
2	5.2	16.22	0.6	25.22	5.72	0.998	-85.83	-85.66
3	2.38	12.23	2.16	21.23	13.6	0.994	-84.83	-89.29
4	2.91	21	2.48	30	16.36	0.989	-81.06	-80.16
5	3.66	82.24	6.4	91.24	24.20	0.912	-19.82	-18.07

$$e = \frac{\sum e_i \cos(\alpha_i)}{\sum \cos(\alpha_i)} = -76.68 \text{ cm}$$

Section où le câble n°6 émerge $x_i = 13.325 - d_i$

N° câble	x_i (cm)	y_i (cm)	$a_i \times 10^{-4}$	V_i' (cm)	α_i (°)	$\cos(\alpha_i)$	e_i (cm)	$e_i \cos(\alpha_i)$
1	/	0	0	9	0	1	-102.06	-102.06
2	1.2	0.864	0.6	9.864	0.825	0.999	-101.2	-101.09
3	/	0	2.16	9	0	1	-102.05	-102.06
4	/	0	2.48	9	0	1	-102.06	-102.06
5	/	0	6.4	9	0	1	-10.206	-102.06
6	3.66	82.24	6.14	91.24	24.2	0.912	-19.82	-18.07

$$e = \frac{\sum e_i \cos(\alpha_i)}{\sum \cos(\alpha_i)} = -91.46 \text{ cm}$$

Section où le câble n°7 émerge $x_i = 10.325 - d_i$

N° câble	x_i (cm)	y_i (cm)	$a_i \times 10^{-4}$	V_i' (cm)	α_i (°)	$\cos(\alpha_i)$	e_i (cm)	$e_i \cos(\alpha_i)$
1	/	0	0	9	0	1	-102.06	-102.06
2	/	0	0.6	9	0	1	-102.06	//
3	/	0	2.16	9	0	1	-102.06	//
4	/	0	2.48	9	0	1	-102.06	//
5	/	0	6.14	9	0	1	-102.06	//
6	0.66	2.67	6.14	11.67	0	1	-102.06	//
7	3.66	82.24	6.14	91.24	24.2	0.912	-19.82	-18.07

$$e = \frac{\sum e_i \cos(\alpha_i)}{\sum \cos(\alpha_i)} = -76.68 \text{ cm}$$

Caractéristiques géométriques nettes des sections.

C'est la section (poutre + dalle) qui sera prise en compte.

Sections	About	1/4	1/2
V (cm)	60.79	61.20	58.85
V' (cm)	109.2	108.79	111.14
B_{net} (cm ²)	9070.08	9040.89	7919
I_{net} (cm ⁴)	57883195.2	52414058.9	51337391.38
i^2 (cm ²)	6381.7	5797.4	6482
ρ	0.9	0.87	0.9
e	-34.2	-95.04	-99.98

Tracé du câble équivalent

Définition

Le fuseau limite est une zone delimitée par deux courbes paraboliques dans lesquelles doit se trouver le câble équivalent pour que la section le long de la poutre soit comprimée.

1/ Premier fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction, il est limité par les deux équations suivantes:

$$e_1 = c' - \frac{M_m}{N}$$
$$e_2 = c - \frac{M_m}{N}$$

2/ Deuxième fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que les contraintes de compression restent inférieures aux contraintes admissibles, il est limité par les deux équations :

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V} - \frac{M_m}{N}$$
$$S = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V'} - \frac{M_m}{N}$$

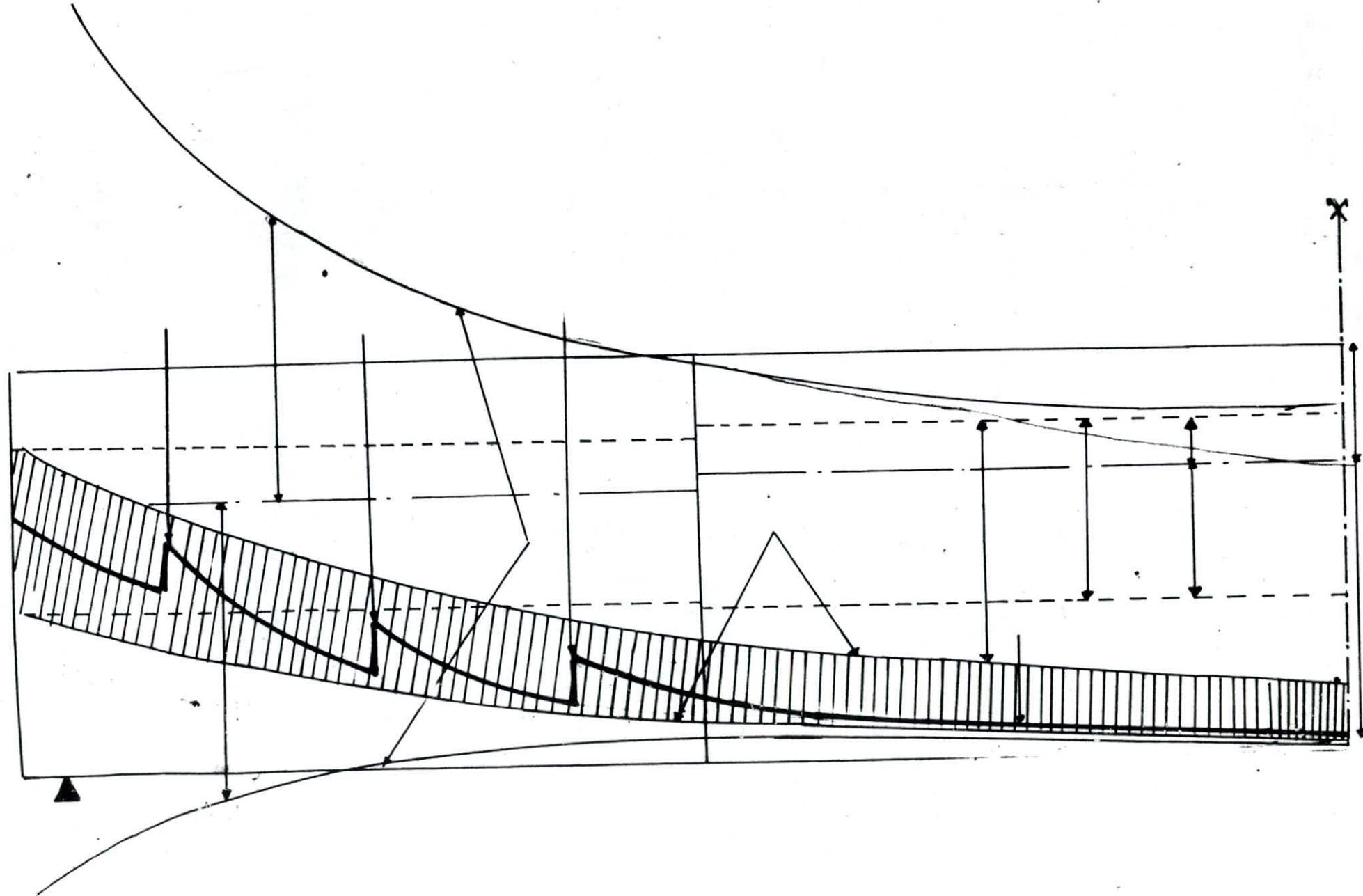
Premier fuseau limite

section	mediane	quart	about
$M_m = M_a(t.m)$	465.97	130.1	/
$\Delta M = M_a(t.m)$	119.93	98.12	/
$N = \sum N_i \cos(\alpha_i)$	1000	987.42	561
M_a/N	46.6	13.17	/
M_m/N	58.59	23.11	/
$-c' = \frac{i^2}{v}$	45.53	29.86	39.89
$c = \frac{i^2}{v'}$	24.1	16.8	22.2
$e_1 = -c' \frac{M_a}{N}$	-92.13	-43.03	-39.89
$e_2 = c - \frac{M_a + \Delta M}{N}$	-34.5	-6.3	22.2

Deuxième fuseau limite

section	Mediane	Quart	About
$B(\text{cm}^2)$	7919.89	9040.89	9070.70
$N = \sum N_i \cos(\alpha_i)$	1000	987.42	561
$-c_i = \frac{i^2}{V}$	45.53	29.86	39.89
$c = \frac{i^2}{V'}$	24.1	16.8	22.2
M_a/N	46.6	13.17	/
(M_m/N)	58.59	23.11	/
$\bar{\sigma} B/N$	3.4	2.19	3.86
$S = \left(\frac{\sigma B}{N} - 1 \right) \frac{i}{V} - \frac{M_m}{N}$	-17.89	12.42	114.4
$S' = \left(\frac{\sigma B}{N} - 1 \right) \frac{i}{V'} - \frac{M_m}{N}$	-4.7	-6.82	-64

Fusaux limite et câble équivalent



PERTES ET CHUTES DE TENSION

Definition

Les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension. Cette perte est la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

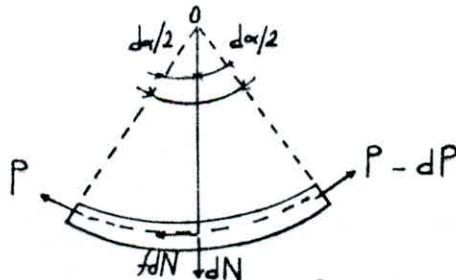
I/ Les pertes instantanés

- Les pertes de tension par frottement.
- La perte de tension à l'ouvrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanées du béton.

a/ Frottement

Toute force de contact entre armature et gaine donne lieu, par suite de frottement dans les tracés courbes à une réaction qui s'oppose au mouvement ce qui réduit progressivement la tension du câble à partir de son extrémité active.

Soit une armature tendue avec une force P . appelons f le coefficient de frottement entre le câble et sa gaine (fig).



Projection des forces sur la normale

$$(P + P - dP) \sin \frac{d\alpha}{2} - dN = 0 \longrightarrow (2P - dP) \sin \frac{d\alpha}{2} = dN ; \frac{d\alpha}{2} \text{ très petit}$$
$$\sin \frac{d\alpha}{2} \approx \frac{d\alpha}{2} \longrightarrow 2P \frac{d\alpha}{2} - dP \frac{d\alpha}{2} = dN ;$$
$$dP = \frac{d\alpha}{2} \text{ est de 2}^\circ \text{ ordre et est donc négligeable} \longrightarrow 2P \frac{d\alpha}{2} = dN ($$

Projection des forces sur la tangente à la ligne moyenne

$$((P - dP) - P) \cos \frac{d\alpha}{2} - f dN = 0 \longrightarrow -dP \cos \frac{d\alpha}{2} - f dN = 0$$

$$\text{or } \cos \frac{d\alpha}{2} \approx 1 \longrightarrow -dP = f dN \longrightarrow -\frac{dP}{f} = dN .$$

En remplaçons dN dans l'équation 1 :

$$\longrightarrow -\frac{dP}{f} = P d\alpha \longrightarrow \frac{dP}{P} = -f d\alpha$$

L'équation de cette équation donne :

$$P = P_0 e^{-f\alpha} \quad (A)$$

α : angle de déviation déterminé par le tracé du câble dans la partie rectiligne $\alpha=0$ (pratiquement $\alpha \neq 0$ car il existe des déviations parasites dues au fait que les gaines sont placées sur des supports relativement espacés).

La déviation parasite est définie en générale par le coefficient de perte en ligne ϕ .

Le rapport $\frac{\phi}{f} = k$ est le coefficient de déviation parasite moyen qui s'exprime en rd/mètre de longueur.

Nous sommes ainsi conduit à modifier la formule (A) qui devient :

$$P = P_0 e^{-f(\alpha+kl)}$$

où l: longueur du câble entre le point d'application de P_0 et la section considérée.

En pratique, pour les tracés usuels des armatures des poutres, compte tenu des faibles valeurs et l'exposant de la formule ci-dessus, on ne conserve que les deux premiers termes du développement en série de l'exponentielle de sorte que la formule devient :

$$P \approx P_0 [1-(f\alpha + \phi l)] \quad \alpha \text{ en radians et } l \text{ en mètre}$$

Raccourcissement instantané du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées lors de l'application d'une contrainte sur le béton peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures.

Deux cas sont à considérer selon que la déformation du béton est

produite par la mise en tension du câble ou pour une action permanente appliquée après mise en tension de ces câbles.

1^{er} cas : déformation produite par la mise en tension des câbles .

Le B.P.E.L retient par la perte moyenne par câble:

$$\Delta \sigma_{pi} (x) = \frac{1}{2} E_p \frac{\sigma_b(x)}{E_{tj}}$$

σ_b : contrainte du béton au niveau du centre de gravité des armatures à la mise en tension.

E_{tj} : module d'élasticité longitudinale instantanée du béton

2^{ème} cas : déformation du béton sous l'effet d'une action permanente

Le B.P.E.L retient les formules suivantes:

$$\Delta \sigma_{pi} (x) = E_p \frac{\sigma_b(x)}{E_{tj}}$$

$\Delta \sigma_b(x)$: variations de la contrainte au niveau du centre de gravité du câble.

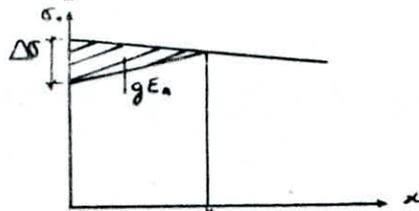
c/ Recul d'ancrage

La perte par recul d'ouvrage intervient au moment où l'ouvrage de l'armature étant constitué, la tension du verin est relâchée. Elle n'affecte qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte car la rétraction du fil est contrariée par le frottement de l'acier sur la gaine et ne s'effectue que sur quelques mètres au maximum, sur une longueur x que nous déterminons.

Soit g l'intensité du recul d'ancrage :

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta \sigma dx \quad (1)$$

L'intégrale représente l'aire du triangle hachuré .



Compte tenu des frottements sur les longueurs x

$$\sigma_{0g} = \sigma_0 e^{-2(f \frac{\alpha x}{l} + \phi x)}$$

$$\sigma_{0g} = \sigma_0 [1 - 2x(\frac{f\alpha}{l} + \phi)] , \Delta \sigma = \sigma_0 - \sigma_{0g} = 2\sigma_0 (\frac{f\alpha}{l} + \phi) \quad (2)$$

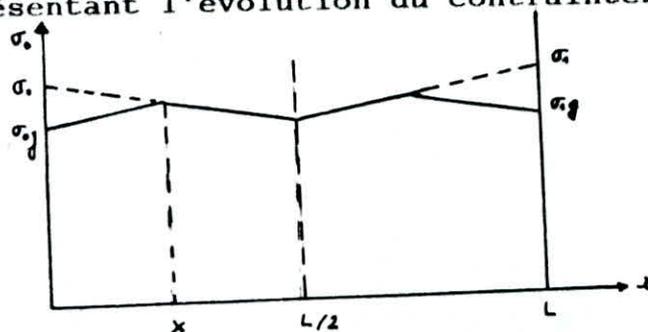
En remplaçant (2) et (1):

$$x = \sqrt{\frac{g E}{\sigma_0 \left(\frac{f\alpha}{I} + \phi \right)}}$$

A/ Un seul côté actif, câbles tirés d'une seule extrémité

$$- x > \frac{1}{2}$$

Le diagramme représentant l'évolution du contraintes :



II/ Pertes différées

- Retrait
- Fluage
- Relaxation

* Retrait

$$\Delta \sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r E_a$$

* Fluage

$$\Delta \sigma_{\text{fluage}} = \epsilon_f E_a = \frac{2\sigma^2 b}{E t_j} E_a$$

* Relaxation

C'est la perte relative de tension au cours du temps à une température constante voisine 20°, d'après L.I.P.2

$$\Delta \sigma_{\text{relax}} = \text{Max} \left[\begin{array}{l} \frac{2.4 \times \sigma_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0.55 R_g}{0.25 R_g} \times \sigma_{pi} \\ \frac{\rho_{3000} + 2.5}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0.55 R_g}{0.25 R_g} \times \sigma_{pi} \end{array} \right]$$

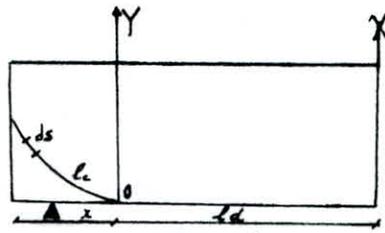
σ_{pi} : tension initiale

R_g : contrainte de rupture garan

Les pertes différées sont égales à

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = \begin{cases} \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}} + \Delta \sigma_{\text{rel}} - \frac{\Delta \sigma_{\text{rel}} (\Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}})}{\Delta \sigma_{pi} - 0.55 R_g} \\ \text{si } \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}} < \Delta \sigma_{pi} - 0.55 R_g \\ \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}} \text{ sinon} \end{cases}$$

Calcul de l_c



La partie courbe du câble décrit une équation parabolique:

soit $y = ax^2 \longrightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$

$l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} dx = \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$

$l_c = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$

Posons $2ax = \text{sh}t \longrightarrow dx = \frac{1}{2} a \text{cht} dt$

Donc $l_c = \int \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} \frac{\text{cht}}{2a} dt = \int \frac{\text{ch}^2 t}{2a} dt ; \text{cht}^2 = \frac{1}{2} (1 + \text{ch}2t)$

$\longrightarrow l_c = \frac{1}{4a} \int (1 + \text{sh}2t) dt = \frac{1}{4a} (t + \text{cht} \text{sh}t) ; \text{cht} = \sqrt{1 + \text{sh}^2 t}$

$\text{sh}t \text{cht} = \text{sh}t \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} \longrightarrow l_c = \frac{1}{4a} (t + \text{sh}t \sqrt{1 + \text{sh}^2 t})$

$\text{sh}t + \text{sh}^2 t = e^t ; \text{sh}t + \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} = e^t$

$\longrightarrow t = \text{lig} (\text{sh}t + \sqrt{1 + \text{sh}^2 t})$

Soit

$$l_c = \frac{1}{4a} \left[\log \left[2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2} \right] + 2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$$

Application au projet

Calcul de l_c

* l_c entre l'appui et la section médiane

N° cable	$a \cdot 10^{-4}$ (cm^{-4})	$\alpha(^{\circ})$	$\alpha(\text{rd})$	$x(\text{m})$	$l_c(\text{m})$	$l_d(\text{m})$	$l_t(\text{m})$
1	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	20.325	20.325
2	0.60	5.72	0.099	8.20	8.213	12.125	20.338
3	2.16	13.16	0.229	5.38	5.420	14.945	20.370
4	2.48	16.36	0.285	5.91	5.990	14.415	20.40
5	6.14	24.23	0.422	3.66	3.779	13.665	17.44
6	6.14	24.23	0.422	3.66	3.779	9.665	13.44
7	6.14	24.23	0.422	3.66	3.779	6.665	10.44

* lc entre la section médiane et la section d'emrgence
du cable N°7

N° cable	a 10 ⁻⁴ (cm ⁻⁴)	α(°)	α(rd)	x(m)	lc(m)	ld(m)	lt(m)
1	0.00	0.00	0.000	/	0.000	20.325	20.325
2	0.60	0.00	0.000	/	0.000	12.125	12.125
3	2.16	0.00	0.000	/	0.000	14.945	14.945
4	2.48	0.00	0.000	/	0.000	14.415	14.415
5	6.14	0.00	0.000	/	0.000	13.665	13.665
6	6.14	0.00	0.000	0.66	0.660	09.665	10.32
7	6.14	24.20	0.420	3.66	3.780	06.665	10.44

* lc entre la sectio mediane et la section d'emergence
du cable N°6

N° cable	a 10 ⁻⁴ (cm ⁻⁴)	α(°)	α(rd)	x(m)	lc(m)	ld(m)	lt(m)
1	0.00	0.00	0.000	/	/	20.325	20.325
2	0.60	0.825	0.014	1.20	1.200	12.125	13.320
3	2.16	0.00	0.000	/	/	14.945	14.945
4	2.48	0.00	0.000	/	/	14.415	14.415
5	6.14	0.00	0.000	/	/	13.665	13.665
6	6.14	24.20	0.420	3.66	3.780	9.665	13.445
7	6.14	24.23	0.420	3.66	3.780	6.665	10.445

* lc entre la section mediane et la section d'emergence
du cable N°5

N° cable	a 10^{-4} (cm^{-4})	$\alpha(^{\circ})$	$\alpha(\text{rd})$	x(cm)	lc(cm)	ld(cm)	lt(cm)
1	0.00	0.00	0.000	/	/	20.325	20.325
2	0.60	3.57	0.0623	5.20	5.210	12.125	17.335
3	2.16	5.87	0.102	2.38	2.384	14.945	17.329
4	2.48	8.21	0.143	2.91	2.920	14.415	17.335
5	6.14	24.20	0.420	3.66	3.780	13.665	17.445
6	6.14	24.23	0.420	3.66	3.780	9.665	13.445
7	6.14	24.23	0.420	3.66	3.780	6.665	10.445

Les pertes de tension par frottement sont regroupées dans les tableaux suivants:

* Entre la section d'about et la section mediane

N°cable	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha(^{\circ})$	0.000	5.72	13.16	16.36	24.23	24.23	24.23
$\alpha(\text{rd})$	0.000	0.0998	0.229	0.285	0.422	0.422	0.422
lt(m)	20.325	20.378	20.37	20.40	17.44	13.44	10.44
$\Delta\sigma_{fr} \text{ Kg/cm}^2$	638.87	992.87	1288.12	1447.48	1742.01	1616.28	1521.98

$$\Delta\sigma_{f\text{moy}} = 1311 \text{ Kg/cm}^2$$

* Entre la section d'emergence du cable N°7 et la section mediane

N°cable	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha(^{\circ})$	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.20
$\alpha(\text{rd})$	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.420
lt(m)	20.325	12.125	14.945	14.415	13.665	10.320	10.44
$\Delta\sigma_{fr} \text{ Kg/cm}^2$	638.87	381.125	469.77	453.10	429.53	324.39	328.16

$$\Delta\sigma_{f\text{moy}} = 432.13 \text{ Kg/cm}^2$$

* Entre la section médiane et la section d'émergence du câble N°6

N°cable	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha(^{\circ})$	0.000	0.825	0.000	0.000	0.000	24.20	24.23
$\alpha(\text{rd})$	0.000	0.0143	0.000	0.000	0.000	0.420	0.420
lt(m)	20.325	13.320	14.945	14.415	13.665	13.445	10.445
$\Delta\sigma_{fr} \text{ Kg/cm}^2$	638.87	459.14	469.76	453.10	429.53	1610.78	1516.48

$$\Delta\sigma_{f\text{moy}} = 796.8 \text{ Kg/cm}^2$$

* Entre la section médiane et la section d'émergence du câble N°5

N°cable	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha(^{\circ})$	0.000	3.57	5.87	8.21	24.20	24.23	24.23
$\alpha(\text{rd})$	0.000	0.0623	0.102	0.143	0.420	0.420	0.420
lt(m)	20.325	13.320	14.945	14.415	13.665	13.445	10.445
$\Delta\sigma_{fr} \text{ Kg/cm}^2$	638.87	594.93	758.32	857.65	1617.69	1610.78	1516.48

$$\Delta\sigma_{f\text{moy}} = 1084.96 \text{ Kg/cm}^2$$

* Raccourcissement instantané du béton

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \sigma'_{bj} \frac{Ea}{Ei}$$

Calcul de σ'_{bj}

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{N e^2}{I} + \frac{Ma e}{I}$$

à mi-travée :

$$N = 1000 \text{ t} , B = 7919.89 \text{ cm}^2 , I = 21219400.69 \text{ cm}^4 , Ma = 465.97 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = 377.79 \text{ Kg/cm}^2$$

à l'about :

$$N = 561 \text{ t} , B = 9070.08 \text{ cm}^2 , I = 21994893.19 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = 91.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{b\text{moy}} = \frac{377.79 + 91.68}{2} = 234.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ea = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 , Ei = 21000 \sqrt{\sigma'_j} , \sigma'_j = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = 1211.54 \text{ Kg/cm}^2$$

* Perte par recul d'ancrage

	X	Sections				
		Appui	3m	7m	10m	L/2
1	23.92	752.50	658.13	532.29	473.91	123.32
2	19.93	903.16	767.21	585.94	449.99	/
3	16.87	4066.98	877.24	624.25	434.51	/
4	15.93	1129.94	917.14	633.42	420.62	/
5	13.42	1341.28	1041.44	641.65	341.81	/
6	12.23	1471.79	1110.76	629.39	268.36	/
7	11.11	1620.16	1182.67	599.35	161.87	/
$\Delta \sigma_{rec}$ (Kg/cm ²)		1183.68	936.37	606.61	359.29	123.32

* Pertes différées

1) Fluage : $\Delta \sigma_{fluage} = 2 \frac{E_a}{E_l} \sigma_{bj} = 2385.9$

2) Retrait : $\Delta \sigma_{retrait} = \epsilon_r \cdot E_u$ avec $\epsilon_r = 2.3 \cdot 10^{-4}$
 $\Delta \sigma_{retrait} = 2.3 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^6 = 460 \text{ Kg/cm}^2$

Relaxation des aciers

$$\Delta \sigma_{rel} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2.4 \frac{\rho_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{pl} - 0.55 R_g}{0.55 R_g} \times \sigma_{pl} \\ \frac{(\rho_{1000} + 2.5) \cdot 10}{1000} \times \frac{\sigma_{pl} - 0.55 R_g}{0.25 R_g} \times \sigma_{pl} \end{array} \right.$$

où : $R_g = 18490 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho_{1000} = .03$

$\rho_{1000} = 0.036$

$\sigma_{pl} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{lnet}$, $\sigma_0 = 15716.5 \text{ Kg/cm}^2$

à l'about : $\sigma_{pl} = 13324.28 \text{ Kg/cm}^2$

à la section d'émergence du câble N°5 :

$$\sigma_{pi} = 13568.59 \text{ Kg/cm}^2$$

à la section d'émergence du câble N°6 :

$$\sigma_{pi} = 13898.35 \text{ Kg/cm}^2$$

à la section d'émergence du câble N°7 :

$$\sigma_{pi} = 14145.67 \text{ Kg/cm}^2$$

à la section médiane

$$\sigma_{pi} = 14381.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pimoy} = 13863.1 \text{ Kg/cm}^2$$

→ $\Delta\sigma_{rel} = 280.46 \text{ Kg/cm}^2$

Donc les pertes différées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{flu} = 460 + 4846.13 = 5306.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} - 0.55 Rg = 13863.1 - 0.55 \times 18490 = 3693.6$$

On trouve que : $\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{flua} > \sigma_{pi} - 0.55 Rg$

d'où : $\Delta\sigma_{diff} = 5306.13 \text{ Kg/cm}^2$

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES (à L'E.L.S)

Le calcul consiste à effectuer une vérification des contraintes qui peuvent compromettre la sécurité de l'ouvrage.

Les vérifications se feront phase par phase.

Phase 1 : c'est la phase de coulage de la poutre. Après durcissement suffisant de cette dernière, on met en tension la 1^{ère} série des câbles (câble d'about n°=1,2,3,4). La section résistante est celle de la poutre, les contraintes développées au cours de cette 1^{ère} phase sont celles développées par le poids propre de la poutre et précontrainte de la 1^{ère} série des câbles.

Phase 2 : les poutres préfabriquées sont mise en place. On coule la dalle qui est considérée comme une surcharge vis-à-vis de la poutre. La section résistante est la poutre seule. On met en tension la 2^{ème} série des câbles. Les contraintes développées sont celles dues aux poids propres de la poutre, de la dalle et la précontrainte de la 2^{ème} série des câbles.

Phase 3 : La dalle a durcie et participe à la résistance. La section résistante est alors la poutre +dalle. les contraintes à prendre sont celles développées par: le poids propre de la poutre, de la dalle et la précontrainte des 2 séries des câbles.

Phase 4 : Mise en place de la superstructure. Les contraintes à retenir sont celles engendrées par le poids propre de la poutre, de la dalle et celui de la superstructure. Les précontraintes résiduelles des 2 séries des câbles après consommation de toutes les pertes.

Phase 5 : C'est la phase d'application des surcharges.

phase d'execution 1,2,3,4,5

1) Verification des contraintes normales : au droit de la section

mediane

câble	1	2	3	4	5	6	7
cont de mise en tension σ_0 (Kg/cm ²)	15716.5	15716.5	15716.5	15716.5	15716.5	15716.5	15715.6
pertes par frottement $\Delta\sigma_f$ (Kg/cm ²)	638.87	922.87	1288.12	1447.48	1742.01	1616.28	1521.98
pertes par recul d'encrage (Kg/cm ²)	123.32	0	0	0	0	0	0

câble	1	2	3	4	5	6	7
pertes par racc instantané	1211.54	1211.54	1211.54	1211.54	1211.54	1211.54	1211.54
contrainte juste après mise en tension	13866.1	13582.1	13216.8	13057.4	12762.9	12888.7	12982.9

$$\sigma_{\text{moy}} = 13193.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous prenons comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après mise en tension.

$$\sigma_i = 13808.70 \text{ Kg/cm}^2$$

l'effort de précontrainte des 4 câbles d'about : N = 537434.604 Kg

Caracteristique géométrique des sections

sections	B(cm ²)	I(cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	i ² (cm ²)	e(cm)
poutre seule	5039.89	34676970.75	70.06	79.93	6880	-72.25
poutre +dalle	7919.87	51337391.38	58.85	111.14	6482	-99.98

Verification des contraintes

Phase 1 : avant la mise de tension, la contrainte initiale est:

$$\sigma = 13193.87 \text{ Kg/cm}^2$$

La précontrainte des 4 câbles d'about est 513505.53 Kg

* Les contraintes engendrées par les 4 câbles.

$$\text{Fibre Inferieure : FI} \quad \frac{513505.53}{5039.89} \left[1 + \frac{72.25 \times 79.93}{6880} \right] = 194.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre Superieure : FS} \quad \frac{513505.53}{5039.89} \left[1 - \frac{72.25 \times 70.06}{6880} \right] = 27.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par la poutre sont :

$$\text{FI} = \frac{-373.6 \cdot 10^5 \times 79.93}{34676970.75} = -86.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} = \frac{-373.6 \cdot 10^5 \times 70.06}{34676970.75} = -75.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes effectives :

$$194.7 - 86.11 = 108.6 \text{ kG/cm}^2$$

$$27.97 + 75.5 = 103.45 \text{ Kg/cm}^2$$

A la fin de cette première phase, la première serie des câbles va subir une perte de tension estimée à 1/3 de $\sum \Delta \sigma_d$.

La contrainte de service est alors:

$$13193.87 - 1/3 \cdot 5306.13 = 11425.16 \text{ Kg/cm}^2$$

La précontrainte est : $4 \times 11425.16 \times 9.93 = 444667.22 \text{ Kg/cm}^2$

* Les contraintes développées sont:

$$\text{FI} \quad \sigma_l = 162.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_s = 23.31 \text{ Kg/cm}^2$$

* Les contraintes effectives sont

$$\text{FI} \quad \sigma_l = 162.28 - 86.11 = 76.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_s = 23.31 + 75.5 = 98.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 2 : La dalle est coulée, elle ne participe pas encore à la résistance donc la section résistante = poutre seule.

La 1^{ère} serie des câbles va subir une perte de tension de 20% de la $\sum \Delta \sigma_d$

→ la contrainte de service est $11425.16 - 0.2 \times 5306.13 = 10363.95 \text{ Kg/cm}^2$

La précontrainte est $4 \times 10363.95 \times 9.93 = 403364.93 \text{ Kg}$.

* Les contraintes engendrées

$$\text{FI} \quad \sigma_l = 173.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 24.95 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par la poutre sont

$$\text{FI} \quad \sigma_l = -86.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 75.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par la dalle sont :

$$\text{FI} \quad \sigma_l = -34.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 30.52 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes effectives :

$$173.7 - 86.11 - 34.59 = 53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$24.95 + 30.52 + 75.5 = 130.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 3 : La dalle a durci et participe à la résistance →

section res = poutre+dalle . Les pertes de tension de la 1^{ère} serie

des câbles sont estimées à $1/3 \sum \Delta\sigma_d$. La contrainte de service est :

$$10363.95 - 1/3 \times 5306.13 = 8595.24 \text{ Kg}$$

La précontrainte est : $4 \times 8595.24 \times 9.73 = 334526.74 \text{ Kg}$

$$\text{FI} \quad \sigma_l = 138.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 28.03 \text{ Kg/cm}^2$$

La 2^{ème} serie d'armature va subir une perte de tension estimée à

$1/3 \sum \Delta\sigma_d$. La contrainte de service est : $13193.87 - 1/3 \times 5306.13 = 11425.16 \text{ Kg}$

La précontrainte est : $3 \times 11425.16 \times 9.73 = 333500.42 \text{ Kg}$

Les contraintes développées par la 2^{ème} serie des câbles sont:

$$\text{FI} \quad \sigma_l = 138.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 27.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par les dalles sont:

$$\text{FI} \quad \sigma_l = -32.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 17.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes effectives :

$$\text{FI} \quad \sigma = 138.35 + 138.78 - 86.11 - 32.71 = 158.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 27.94 + 28.03 + 75.5 + 17.32 = 148 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 4 : Mise en place de la superstructure. La 1^{ère} serie va subir perte de tension estimée à 13% de $\sum \Delta\sigma_d \longrightarrow$ la contrainte en service est: $8595.24 - 0.13 \times 5306.13 = 7905.44 \text{ Kg}$

La précontrainte est alors $4 \times 7905.44 \times 9.73 = 307679.72 \text{ Kg/cm}^2$. La 2^{ème} serie des câbles va subir une chute de tension estimée à 1/3 de $\sum \Delta\sigma_d \longrightarrow$ la con en service est: $11425.16 - 1/3 \times 5306.13 = 9556.45 \text{ Kg}$
 Leur précontrainte est $3 \times 9556.45 \times 9.73 = 281871.77 \text{ Kg}$

Les contraintes développées par la 1^{ère} serie des câbles :

$$\text{FI} \quad \sigma_i = 127.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 25.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes développées par la 2^{ème} serie des câbles :

$$\text{FI} \quad \sigma_i = 116.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 23.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibres	Contraintes (Kg/cm ²)			Contraintes effectives
	elements			
	1 ^{ère} serie des câbles	2 ^{ème} serie des câbles	charges permanentes	
FI	127.64	116.93	-133.35	111.22
FS	25.78	23.62	70.61	120.01

Phase 5 : application des surcharges

La 1^{ère} serie des câbles a consommé toutes les pertes différées, la 2^{ème} serie des câbles subira une perte de tension estimée à 1/3 $\sum \Delta\sigma_d \longrightarrow$ la contrainte en service est: $9656.45 - 1/3 \times 5306.13 = 7887.74 \text{ Kg/cm}^2$
 leur précontraintes est $3 \times 7887.74 \times 9.73 = 230243.13 \text{ Kg}$

$$\text{FI} \quad \sigma_i = 95.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS} \quad \sigma_a = 19.29 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibres	Contraintes (Kg/cm ²)			Contraintes effectives
	elements			
	1 ^{ère} serie des cables	2 ^{ème} serie des câbles	charges permanentes	
FI	127.64	95.51	-159.32	63.83
FS	25.78	19.29	84.36	129.37

Conclusion Toute les contraintes à chaque phase en construction comme en service sont inferieures aux contraintes admissibles.

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

(E.L.S)

On vérifie à chaque phase que $\tau \leq \bar{\tau}$.

Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Section	Poutre seule	Poutre + dalle
B(cm ²)	6442.08	9070.085
I(cm ⁴)	43056468.86	57883195.22
V _w (cm)	68.88	60.79
i ² (cm ²)	6683	6381
e(cm)	-8.11	-34.2
$\sum \cos \alpha_i$	3.92	3.92
$\sum \sin \alpha_i$	0.609	0.609
V _i (cm)	83.11	109.2

* Contraintes initiales dans chaque câble à l'about (après les pertes instantanées) $\sigma_i = \sigma_o - \sum \sigma_{inat} - \sum \sigma_{rel}$

Phase 1

* Pertes instantanée

$$- \Delta\sigma_{fr} = 0$$

$$- \Delta\sigma_{recul} = 1183.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \Delta\sigma_{racc} = 1211.54 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{contrainte initiale} = 13321.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \Delta\sigma_{racc} = 1211.54 \text{ kg/cm}^2$$

La première série des câbles subira une perte de tension estimée à 1/3 de $\sum \Delta\sigma_d$.

La contrainte de service est: $13321.28 - 1/3 \times 5306.13 = 11552.57 \text{ kg/cm}^2$

La précontrainte par câble $11552.57 \times 9.73 = 112406.506 \text{ kg}$

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 112406.506 \times 3.92 = 440633.5 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 112406.506 \times 0.609 = 68455.56$$

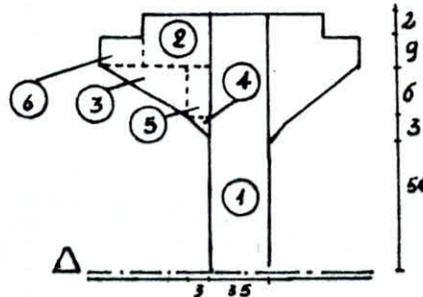
L'effort tranchant engendré par la poutre $T_p = \frac{q l}{2} = 37.36 \text{ t}$

L'effort tranchant réduit est $T_r = T_p - V = 37360 - 68455.56$

$$T_r = -31095.56 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{T_r}{b_0 z} \quad \text{où } b_0 = 35 - 6.6 = 28.4 \text{ cm}$$

Calcul S



N° des actions	B (cm ²)	d ₀ (cm)	S _D (cm ³)
1	2347.45	33.54	78733.47
2	660	61.57	40636.20
3	186	54.07	10057.02
4	36	53.07	1910.52
5	9	49.07	441.63
	72	60.57	4361.04

$$S_D = 136139.88 \text{ cm}^3$$

On calcule τ par les formules classiques:

$$\tau = \frac{T_r S}{b_0 I} = \frac{31095.56 \times 136139.88}{28.4 \times 43056468.86} = 3.46 \text{ Kg/cm}^2$$

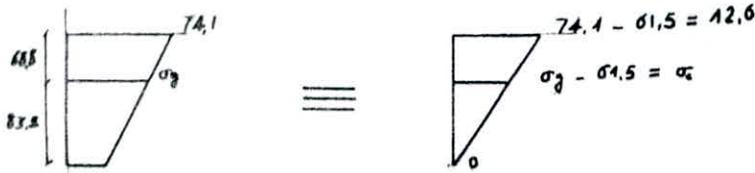
* Calcul de $\bar{\tau}$

- Contrainte engendrée par N

$$FI \quad \sigma_i = 74.117 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS \quad \sigma_a = 61.5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte au niveau du centre de gravité de la section



$$\frac{12.61}{150} = \frac{\sigma_c}{83.11} \longrightarrow \sigma_c = 7$$

$$\sigma_g = \sigma_c + 61.5 = 7 + 61.5 = 68.5$$

$$\bar{\sigma} = 13.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^3 = 192.5$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 68.5 \right] \left[13.75 + 68.5 \right] = 728.5$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 27 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase 2 : la 1^{ère} série d'armature va subir une perte estimée à 1/3 de $\sum \Delta \sigma_d$. Les câbles d'urgence n'influent pas sur l'about.

$$\text{Precont résiduelle: } 1152.13 - 1/3 \cdot 5306.13 = 9783.42$$

$$\text{Precont pat câble : } 9783.42 \times 9.73 = 95192.68$$

$$N = 95192.67 \times 3.92 = 373155.29 \text{ Kg}$$

$$V = 95192.67 \times 0.603 = 57972.34 \text{ Kg}$$

$$Tr = (T_{poutre} - T_{dalle}) - V = 552400 - 57972.34 = -5572.34 \text{ Kg}$$

$$|\tau| = \frac{5572.34 \times 136139.88}{28.4 \times 43056468.86} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte produite par N

$$FI \quad \sigma_i = 52.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS \quad \sigma_a = 62.76 \text{ Kg/cm}^2$$

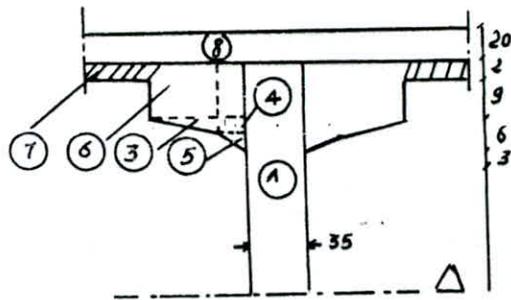
$$\sigma_c = \frac{10.68 \times 83.11}{150} = 5.6 \approx 6 \longrightarrow \sigma_g = 58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 58 \right] \left[13.75 + 58 \right] = 689.31$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 26 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase 3 : les caractéristiques à prendre en compte sont celles de

la poutre + dalle.



N° des actions	B (cm ²)	do (cm)	S _D (cm ³)
1	1493.20	21.34	31877.69
2	660	37.18	24538.80
3	186	29.68	5520.480
4	36	28.68	1032.48
5	9	24.68	222.12
6	72	35.68	2568.96
7	98	41.68	4084.64
8	2880	52.68	151718.40

$$S_D = 221563.37 \text{ cm}^3$$

Dans cette phase, la dalle a durci et participe à la résistance

section resistente = poutre + dalle

La 1^{ère} serie des câbles va subir une perte de tension estimée

1/3 de $\sum \Delta \sigma_d$.

La contrainte en service est : $-9783.42 - 1/3 \cdot 5306.13 = 80$

La précontrainte par câble $8014.71 \times 9.73 = 77983.13 \text{ Kg}$

$$N = 77983.13 \times 3.92 = 305693.86 \text{ Kg}$$

$$V = 77983.13 \times 0.609 = 47491.72 \text{ Kg}$$

La contrainte engendrée par N :

$$\text{FI } \sigma_i = 53.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS } \sigma_a = 22.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{(22.72 - 53.42) \times 109.2}{150} + 53.42 = 33.69$$

$$\tau^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 33.69 \right] \left[13.75 + 33.69 \right] = 538.13$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 26.24 \right] \left[13.75 + 26.24 \right] = 474.90$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 21.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Tr = 52400 - 37011.11 = 15388.89 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{15388.89 \times 221536.57}{28.4 \times 57883195.22} = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase 5 :

La contrainte en service est: $6246 - 1/3 \times 5303.13 = 4477.29 \text{ Kg}$

La contrainte par câble $4477.29 \times 9.73 = 43564.03 \text{ Kg}$

$$N = 43564.03 \times 3.92 = 170771 \text{ Kg}$$

$$V = 26530.5 \text{ Kg}$$

La contrainte engendrée par N :

$$FI \quad \sigma_l = 29.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS \quad \sigma_s = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{(12.69 - 29.8) \times 109.2}{170} + 29.8 = 21.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 21.37 \right] \left[13.75 + 21.37 \right] = 20.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 20.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Tr = 25869.5 \text{ Kg}$$

$$\tau = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 23.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_r = 52400 - 77983.13 = -25583.13 \text{ Kg}$$

$$|\tau| = \frac{25583.13 \times 221536.57}{28.4 \times 57883195.22} = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase 2 : la 1^{ère} serie d'armature va subir une perte estimée à 1/3 de $\sum \Delta\sigma_d$. Les câbles d'urgence n'influent pas sur l'about.

$$\text{Precont residuelle: } 1152.13 - 1/3 \ 5306.13 = 9783.42$$

$$\text{Precont pat câble : } 9783.42 \times 9.73 = 95192.68$$

$$N = 95192.67 \times 3.92 = 373155.29 \text{ Kg}$$

$$V = 95192.67 \times 0.603 = 57972.34 \text{ Kg}$$

$$T_r = (T_{\text{poutre}} - T_{\text{dalle}}) - V = 552400 - 57972.34 = -5572.34 \text{ Kg}$$

$$|\tau| = \frac{5572.34 \times 136139.88}{28.4 \times 43056468.86} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte produite par N

$$\text{FI } \sigma_t = 52.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS } \sigma_u = 62.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{10.68 \times 83.11}{150} = 5.6 \simeq 6 \longrightarrow \sigma_g = 58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13.75}{192.5} \left[192.5 - 58 \right] \left[13.75 + 58 \right] = 689.31$$

$$\longrightarrow \bar{\tau} = 26 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase 4 : mise en place de la superstructure

$$\text{La contrainte en service est: } 8014.71 - 1/3 \times 5306.13 = 6246 \text{ Kg}$$

$$\text{La contrainte par câble } 6246 \times 9.73 = 60773.58 \text{ Kg}$$

$$N = 60773.58 \times 3.92 = 238232.43 \text{ Kg}$$

$$V = 60773.58 \times 0.609 = 37011.11 \text{ Kg}$$

La contrainte engendrée par N :

$$\text{FI } \sigma_t = 41.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FS } \sigma_u = 17.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{(17.7 - 41.6) \times 109.2}{170} + 41.6 = 26.24$$

Le principe de calcul est le même pour les autres sections. Les résultats pour les sections d'émergences des câbles n° 5,6,7 sont regroupées dans les tableaux suivants :

Section d'émergence du câble n°5

	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4	Phase5
$ \tau $ (Kg/cm ²)	17.16	13.96	15.1	13.07	5.52
$\overline{ \tau }$ (Kg/cm ²)	26.97	27.34	26.87	26.45	16.07

Section d'émergence du câble n°6

	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4	Phase5
$ \tau $ (Kg/cm ²)	8.06	11.59	5.48	4.35	6.57
$\overline{ \tau }$ (Kg/cm ²)	24.86	26.04	26.34	27.19	17.6

Section d'émergence du câble n°7

	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4	Phase5
$ \tau $ (Kg/cm ²)	1.4	0.87	1.65	2.22	2.8
$\overline{ \tau }$ (Kg/cm ²)	25.09	26	13.82	13.81	13.8

FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINALE

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

ARMATURES DE PEAU

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions perpendiculaires, ces armatures sont destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte, sous l'action des phénomènes tels que le retrait différentiel et gradient thermique.

La section des armatures de peau disposée parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement perpendiculairement à leur direction avec un minimum de 0.1% de la section de la poutre.

Les armatures longitudinales dans les zones tendues: A_{st} Dans les parties de section où le béton est tendu, on doit prévoir des armatures passives de traction pour limiter l'ouverture des fissures et éviter les déformations excessives (B.P.E.L A6,1,3,2)

$$A_s = \frac{B}{1000} + \frac{N_{st}}{f_e} \frac{f_{tj}}{\sigma_{st}}$$

où

B : l'aire de la partie du béton

σ_{st} : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction

N_{st} : intensité élastique correspondant aux armatures utilisées.

f_e : limite élastique correspondant aux armatures utilisées.

REMARQUE: A_s sera calculée pour la section la plus sollicitée (section médiane)

La membrure supérieure de la poutre est assimilée à un rectangle de même largeur et de même surface que le profil réel ; il en est de même pour le talon .

$$H = \frac{1}{B} (B \times e_s + l_{s1} \times g_{s1} + (B - 2 \times e_{s1}) \times g_{s1} + l_{s2} + EP \times g_{s2})$$

et

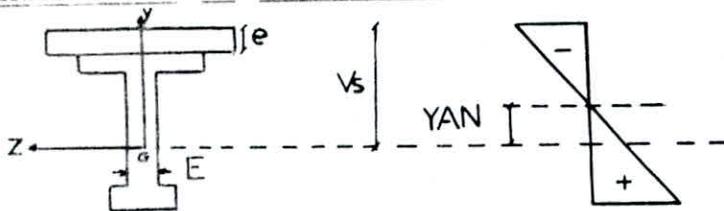
$$h = \frac{1}{B} (g_i (b - EP) + g_i \times EP + e_i \times b)$$

La zone tendue peut être dans la partie inférieure ou supérieure de la poutre.

b-1 Partie supérieure

- Cette partie est sujette à la traction lors de la construction de la poutre.
- La précontrainte de calcul est la valeur caractéristique $P_1(L/2)$

DETERMINATION DE L'ORDONNEE DE L'AXE NEUTRE: YAN



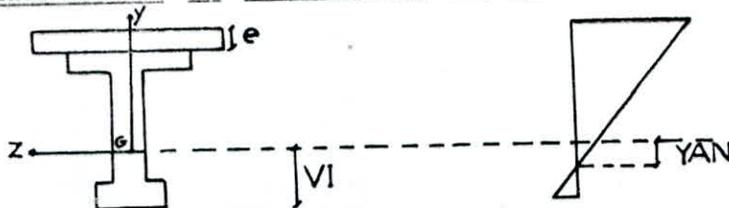
En considérant que la contrainte $\sigma(x,y)$ est nulle au niveau de l'axe neutre, on obtient :

$$|YAN| = \frac{-P_1(L/2) \cdot I}{A \left[P_1(L/2) \times e(x) + M(x) \right]}$$

b-2 Partie inférieure

- Cette partie est sujette à la traction lors de la mise en service.

DETERMINATION DE L'ORDONNEE DE L'AXE NEUTRE



En considérant que la contrainte est nulle au niveau de l'axe neutre, on obtient :

$$|YAN| = \frac{P_z (L/2) \quad I}{A \left[M_t (L/2) + P_z (L/2) e (L/2) \right]}$$

avec

$$M_t (L/2) = M_{pd} (L/2) + M_{sup} (L/2) + M_s (L/2)$$

La section d'armature minimale nécessaire est donnée par la formule (I) A_{sa}

c- Armatures longitudinales définitives

* partie supérieure

$$A_{su} \geq \text{Max} (A_{s1}, A_{s2}, A_{s3})$$

* partie inférieure

$$A_{si} \geq \text{Max} (A_{s4}, A_{s5})$$

SECTION D'ARMATURES GLOBALE

$$A_s = A_{su} + A_{si}$$

Il faut vérifier que $A_s \geq 0.1\%$ de la section du béton (poutre+dalle)

APPLICATION NUMERIQUE

$$H = (103 \times 11 + 31 \times 6 + (103 - 2 \times 31) \times 6 + 5 + 21 \times 10) = 17.3 \text{ cm}$$

$$h = 1 \times (20 \times (47 - 21) + 20 \times 21 + 15 \times 47) = 35 \text{ cm}$$

b-1 partie supérieure

. première étape: juste après mise en tension de la première famille des câbles.

* calcul de la position de l'axe neutre

$$P(L/2) = 403364.93 \text{ Kg}, \quad I = 34676970.75 \text{ cm}^4, \quad A = 5039.89 \text{ cm}^2$$

$$e = 72.25 \text{ cm}, \quad M(L/2) = 465.10^5 \text{ Kg cm}$$

$|YAN| = 36.64 \text{ cm} < VS - H = 52.78 \text{ cm}$, l'axe neutre se trouve dans l'âme.

$$B_r = (B \times H + (v_s - H) - |YAN|) \times EP = 2118.78 \text{ cm}^2$$

$$NPA = 1 + \frac{v_a - |YAN| - H}{v_a - |YAN|} = 2639.4 \text{ cm}^2$$

$$NPB = \frac{(v_a - |YAN| - H)^2}{v_a - |YAN|} \times EP = 163.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } NBT = \frac{\sigma}{2} (NPA + NPB) = 206027 \text{ Kg}$$

$$\text{et finalement } As \text{ d'après (I)} \quad As = 9.47 \text{ cm}^2$$

. deuxième étape: juste après mise en tension de la deuxième famille.

* calcul de la position de l'axe neutre

$$P(L/2) = 403364.93 \text{ Kg}, \quad I = 51337391.38 \text{ cm}^4, \quad A = 7919.87 \text{ cm}^2$$

$$e = 99.8 \text{ cm}, \quad M(L/2) = 542.7 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$|YAN| = 27.63 \text{ cm}$$

$$v_a - e_h = 38.85 \text{ cm}$$

$$v_a - e_h - H = 21.57 \text{ cm}$$

$v_a - e_h - H < |YAN| < v_a - e_h$, l'axe neutre se trouve dans la table

$$BT = EP \times e_h + B \times (v_a - e_h - |YAN|) = 4035.66 \text{ cm}^2$$

$$NPE = \left(1 + \frac{v_a - |YAN| - e_h}{v_a - |YAN|}\right) \times e_h \times EP = 3915 \text{ cm}^2$$

$$NPF = \frac{(v_a - |YAN| - EP)^2}{v_a - |YAN|} \times B = 415.32 \text{ cm}^2$$

$$NBT = \frac{\sigma_{BT}}{2} (NPE + NPF) = 318278.52 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où : } As2 = 15.4 \text{ cm}^2$$

b-2 partie inférieure

DETERMINATION DE L'ORDONNEE DE L'AXE NEUTRE:

$$|YAN| = 13.29 \text{ cm}$$

$$v_i - h = 96.14 \text{ cm}$$

$|YAN| < (v_i - h)$, l'axe neutre se trouve dans la table

$$B_T = (v_i - |YAN| - h) EP b h$$

$$B_T = (114.14 - 13.3 - 15) \times 21 + 47.15 = 2450.1 \text{ cm}^2$$

$$N_U = \left(1 + \frac{v_i - |YAN| - h}{v_i - |YAN|}\right) b h = 1302.2 \text{ cm}^2$$

$$N_V = \frac{(v_i - |YAN| - h)^2}{v_i - |YAN|} EP = 1482.92 \text{ cm}^2$$

$$N_{BT} = \frac{\sigma_{BT}}{2} (N_U + N_V) = 204652 \text{ Kg}$$

$$d'où A_{aa} = 9.75 \text{ cm}^2$$

ARMATURES LONGITUDINALES DEFINITIVES

* partie superieure

$$A_{sup} \geq \text{Max}(9.47, 15.4, 6)$$

$$A_{sup} \geq 15.4 \text{ cm}^2$$

* partie inferieure

$$A_{inf} \geq \text{Max}(9.75, 6)$$

$$A_{inf} \geq 9.75 \text{ cm}^2$$

* Section globale:

$$A_a = 15.4 + 9.75 = 25.15 \text{ cm}^2$$

Vérification

$$0.1\% \times B = 8 \text{ cm}^2, A_s > 0.1\% \times B ; \text{ c'est verifiée.}$$

CALCUL AUX ETATS LIMITES ULTIMES

JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Elles consistent à vérifier que les sollicitations ne dépassent pas les sollicitation (N_u , M_u) résistantes ultimes.

$$M_{umin} \leq M_u \leq M_{umax}$$

En générale, pour une sollicitation de calcul donnée il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouve d'évidence satisfaite (B.P.E.L A.6.3.2).

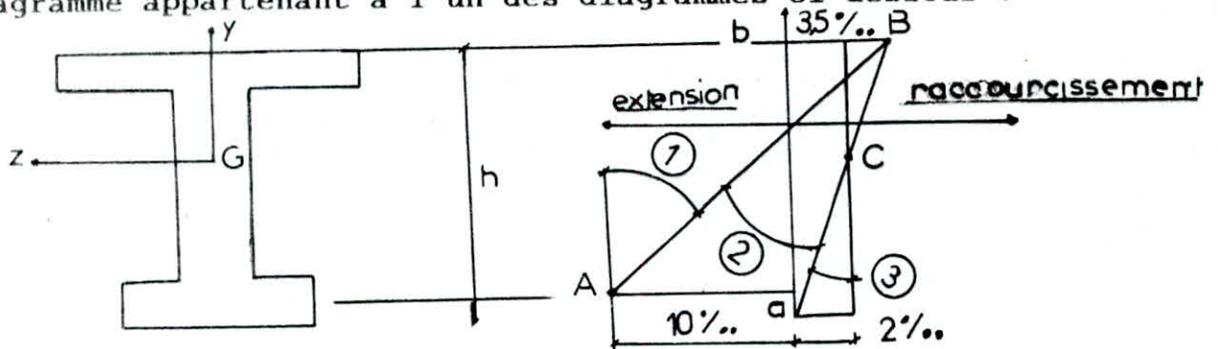
On vérifie donc que $M_u \leq M_{umax}$

- Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont celles

résultant de la combinaison fondamentale.

- Distribution des déformations limites (B.P.E.L A.6.3.311).

Un état-limite ultime est caractérisé par le fait que le diagramme de déformation de la section est un diagramme limite c'est à dire un diagramme appartenant à l'un des diagrammes ci dessous :

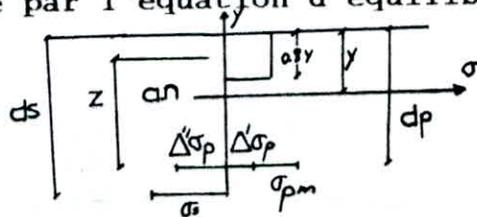


Etapes de calcul

a/ Recherche du diagramme de déformation ultime.

- On choisi a priori un diagramme de déformation , par exemple celui passant par A et B ce qui impose : $\epsilon_a = 10\%$ et $\epsilon_b = 3.5\%$.
- On cherche l'effort normal N_{ul} correspondant à ce diagramme.

N_{ul} est donnée par l'équation d'équilibre des efforts.



$$N_{ul} = B_c \times 0.35 \times f_{cj} - A_p \times \sigma - A_a \times \sigma_s$$

avec:

- $B_c = B \times (0.8 Y)$: section du béton comprimée

- $\frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$: compression du béton

- $A_p \times \sigma_p$: surtension de précontrainte.

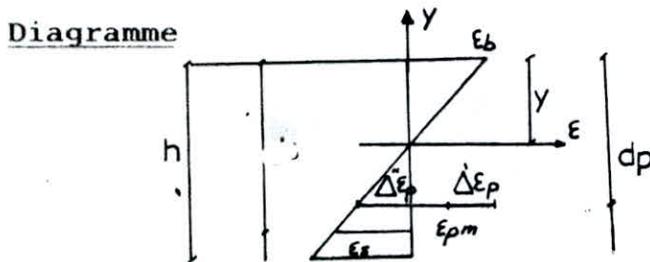
$$\sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \overset{\cdot}{\Delta\epsilon_p} + \overset{''}{\Delta\epsilon_p}) - f(\epsilon_{pm})$$

$$\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} : \text{allongement préalable}$$

$$\overset{\cdot}{\Delta\epsilon_p} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} : \text{accroissement d'allongement accompagnant le}$$

le retour à 0 de la déformation du béton au niveau de l'armature moyenne de précontrainte : représente la contrainte du béton au niveau de l'armature (ou le groupe d'armatures) considere sous l'effet des action permanentes et de précontrainte

$\Delta \epsilon_p$: variation de déformation complémentaire qui apparait directement sur le diagramme de déformation de la section.



on a :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{ds - y}{y} \longrightarrow y = \frac{\epsilon_b \times ds}{\epsilon_s + \epsilon_b}$$

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{dp - y}{y} \longrightarrow \epsilon_p = \epsilon_b \frac{(dp - y)}{y}$$

b/ Modification de diagramme choisi

- si $N_{u1} > N_u$: section de béton trop grande , diminuer ϵ_b
- si $N_{u1} < N_u$: diminuer ϵ_s

c/ Vérification

Il faut vérifier que $M_u \geq M_{uM}$

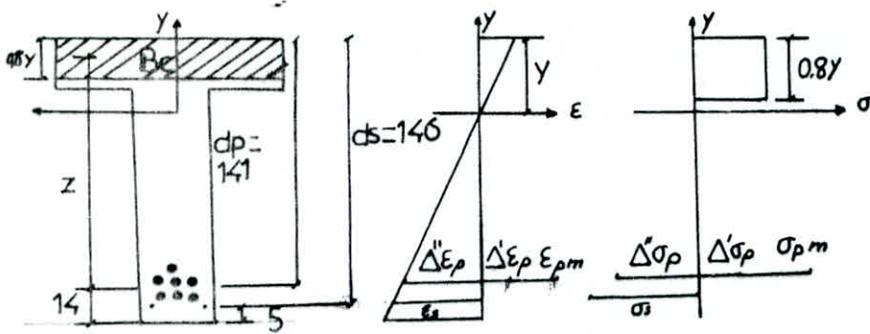
$$M_u = B_c \times \frac{0.85 f_{c j}}{\gamma_b} Z + A_s (d_s - d_p) \sigma_s$$

APPLICATION NUMERIQUE

$$N_u = P_o - \Delta P = 4584 \text{ KN}$$

$$M_u = 6373.2 \text{ KN.m}$$

Mise en équation du problème

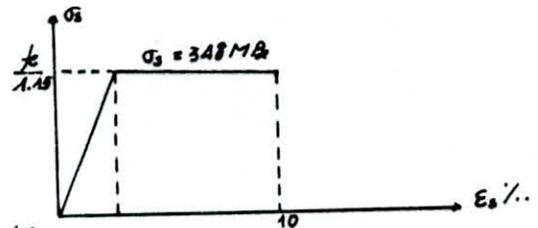
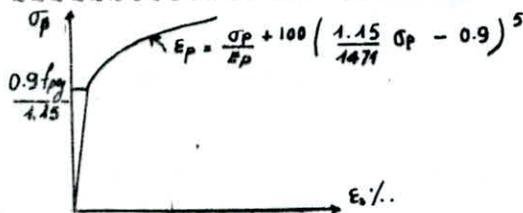


Equation d`equilibre:

$$4584 + 6.811 \Delta p + 0.975 \sigma_s - 15.86 B_c = 0 \quad (1)$$

$$M_{um} = B_c 19.27 10^8 Z + 0.975 \times 0.05 \sigma_s \quad (2)$$

Hypothèses des sections planes



La surtention des armatures s`ecrit:

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (\epsilon_{pm} + \Delta \epsilon_p + \Delta \epsilon_p'') - \sigma_p (\epsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = (4584 10^{-3} / 0.006811) = 673.12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} (P_m \epsilon_p + M_m) \frac{\epsilon_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{4584 10^{-3}}{0.504} (4584 10^{-3} \times 0.72 + 465.97 10^{-2}) \times \frac{0.72}{34576970.75}$$

$$\sigma_{bpm} = 25.62 \text{ MPA.}$$

Il vient que $\epsilon_{pm} = 3.36 10^{-3}$ et $\Delta p = 0.64 10^{-3}$

ATTEINTE DE L`ETAT LIMITE ULTIME

Nous avons choisi un état de déformation tel que :

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3} \text{ et } \epsilon_b = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$(4) \longrightarrow Y = \frac{1.46}{1 + \frac{10}{3.5}} = 0.378 \text{ m}$$

$$(3) \longrightarrow \Delta \epsilon_p'' = 1.41 - 0.378 \times 3.5 \times 10^{-3} = 9.55 \times 10^{-3}$$

$$(5) \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$(6) \longrightarrow \Delta\sigma_p = \sigma_p (\Delta\varepsilon_p'' + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p') - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p (13.55 \cdot 10^{-3}) - \sigma(3.36 \cdot 10^{-3})$$

$$\Delta\sigma_p = 1340 - 895 = 445 \text{ MPA}$$

$$N_{u1} = 0.311 \times 19.67 \times 10^3 - 6.811 \times 445 - 0.975 \times 348 = 2747.175 \text{ KN}$$

$N_{u1} < N_u$, le diagramme pivote autour de B.

$$M_{uM} = 0.311 \times 19.27 \cdot 10^3 (1.41 - 0.4 \times 0.378) + 0.975 \times 0.05 \times 348 = 7560.91 \text{ NK}$$

$M_{uM} > M_{uM}$, la resistance est assuree.

JUSTIFICATION DE LA RESISTANCE VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

Les justifications comportent une vérification de non rupture en traction des armatures transversales et une vérification à la compression des bielles de béton découpées dans l'élément par les fissures.

- ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU:

Suivant les mêmes principes développés pour les armatures longitudinales de peau, on doit disposer parallèlement aux sections droites. La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm^2 d'acier par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leurs directions.

- ARMATURES TRANSVERSALES

Deux types d'armatures transversales peuvent être disposées: les armatures passives et rarement les armatures actives. Les armatures passives sont caractérisées par A_t (incluant les armatures de peau) avec un espacement $S_t \leq \inf(1m, 0.8h, 3b_0)$

b_0 : largeur brute de l'âme de poutre.

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \frac{f_t}{1.15} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Le but de cette justification: s'assurer que les armatures sont

suffisantes pour la résistance des parties tendues du treillis constituée par les bielles de béton et ces armatures.

On doit vérifier que $\tau_{red} < \tau_{ultime}$, ce qui consiste à vérifier

$$\text{que : } \frac{A_t}{b_n S_t} \frac{f_e}{\gamma_e} \geq (\tau_{red,u} - f_{c,j}) \text{tg}(\beta_u)$$

. β_u : l'angle d'inclinaison des bielles de béton $< 30^\circ$

$$\text{. } \text{tg}(2\beta_u) = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}}$$

- σ_{xu} : contrainte normale ultime

. $\gamma_e = 1.15$

$$\text{- } \tau_{red,u} = \frac{V_{red,u}}{b_n Z}$$

$$\text{- } V_{red,u} = V \sum P \sin(\alpha)$$

APPLICATION NUMERIQUE

Minimum d'armatures

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \frac{f_e}{1.15} > 0.6 \text{ MPA}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans les zones centrales où

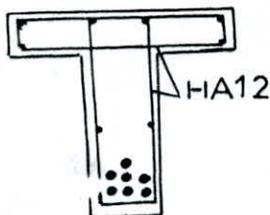
l'effort tranchant est faible.

$$S_t \leq \inf(1\text{m}, 0.8 \cdot 1.5, 3 \cdot 0.21)$$

$$S_t \leq \inf(1\text{m}, 1.2\text{m}, 0.63\text{m}), \text{ prenant alors } S_t = 0.6 \text{ m}$$

Choisissant des cadres HA12 ($f_e = 400 \text{ MPA}$)

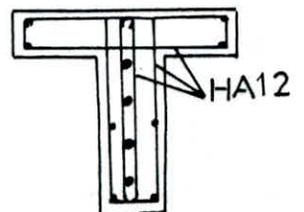
$$A_t > \frac{0.6 \times 0.177 \times 0.6 \times 1.15}{400} = 1.83 \text{ cm}^2$$



JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES ZONES TENDUES

Ces armatures doivent être telles que :

$$\tau_{red,u} < \tau_u = \frac{A_t}{b_n S_t} \frac{f_e}{1.15} \text{ctg}(\beta) + \frac{f_t}{3}$$



$$\tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} \times 5.9 \cdot 10^{-2}}{5.9 \cdot 10^{-2} \times 0.177}$$

$$V_{red} = 61 - 579.72 = 36.28 \text{ KN}$$

$$\text{alors } \tau_{red,u} = 0.205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red,u} < \frac{f_t}{3} = 0.9 \text{ MPa}$$

d'où la vérification est assurée quelque soit le type d'armatures.

ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU

Elles doivent être de 2 cm^2 par metre de parement. Le minimum d'armatures disposé est un cadre HA12 tous les 60 cm , soit une section de 2.26 cm^2 par metre.

JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON

Pour cela il faut vérifier :

$$\tau_{red,u} \leq \frac{f_{cj}}{6} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\text{or } \tau_{red,u} = 0.205 \text{ MPa.}$$

d'où $\tau_{red} < \frac{f_{cj}}{6}$, c'est vérifiée.

JUSTIFICATION REGLEMENTAIRES EN SECTION PARTICULIERE

Zones d'appui

Les deux vérifications particulières aux quelles il faut procéder portent sur :

- L'équilibre de la bielle d'about
- l'équilibre du coin inférieur de béton.

Equilibre de bielle d'about

La fissure découpant la bielle doit être cousue par des armatures passives verticales A_t (A_t designant la section d'un cours d'étrier et S_t l'espacement des cours) déjà calculé a L'E.L.U.

La section d'étrier doit être telle que l'effort W à la jonction de la bielle et de la membrure comprimée soit équilibrée soit par

le cisaillement que cette membrure que cette membrane peut représenter et qui est fixe à $f_{tj} / 3$ comme pour l'effort tranchant.

$$\frac{W}{b Z} \leq \tau_{red,u} = \frac{Z_r \cot(\beta_u) \times A_t \times f_e}{Z \times b_n \times S_t \times \gamma_e} \leq \frac{f_{tj}}{3}$$

D'après le B.P.E.L (annexe 4), cette vérification se réduit à calculer Z_r et le comparer à Z .

$$Z_r = d_r - d_b$$

avec

d_b : hauteur de la membrure comprimée = $h/10$

Z étant celui défini précédemment

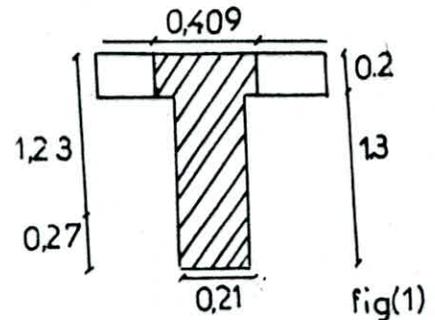
- Si $Z_r \geq Z$ la densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur la longueur $Z \cot(\beta_u)$
- Si $Z_r < Z$ la densité d'étrier déjà calculée doit être multipliée par Z/Z_r et placée sur la longueur $Z_r \cot(\beta_u)$

APPLICATION NUMERIQUE

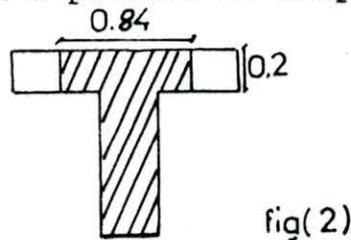
$$R_u = 109 + 1666.2 = 1775.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{R_u \cdot S}{b_n I}$$

$$\tau_u = \frac{1775.2 \cdot 10^{-3} \times 8.16 \cdot 10^{-2}}{0.177 \cdot 0.1115}$$



Calcul de σ_{ac} : la section à prendre en compte fig(2)



$$B = 0.441 \text{ m}^2 ; V_s = 0.565 \text{ m} ; V_t = 0.123 \text{ m}.$$

A la réaction maximale il faut associer la précontrainte la plus faible. $\sigma_{pm\infty} = 777 \text{ MPA}$

$$\sigma_{pm\infty} = \frac{P}{A_p} \longrightarrow P = \sigma_{pm\infty} \times A_p = 777 \times 6.811 \cdot 10^{-3} = 5.3 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{5.3}{0.441} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } \operatorname{tg}(2\beta_u) = \frac{4.45 \times 2}{12} = 0.74 \longrightarrow \beta_u = 18.28^\circ$$

et comme $\beta_u > 30^\circ$, on prendra $\beta_u = 30^\circ$

L'effort horizontale $R_u \operatorname{ctg}(\beta_u) = H_u$

$$H_u = 15 \times 1.6 = 2.67 \text{ t}$$

$$H_u \operatorname{ctg}(\beta_u) = H_u = 1748.5 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort incliné } \frac{R_u}{\sin(\beta_u)} = 3550.4 \text{ kN}$$

Cherchant le niveau r tel que $\sum_1^r P_i \cos(\alpha_i) \geq (R_u - \sum_1^r P_i \sin(\alpha_i) \operatorname{ctg}(\beta_u))$

i	α_i	$\overline{P}_i \cos(\alpha_i)$	$\overline{P}_i \sin(\alpha_i)$
4	16.36	870.48	255.53
3	13.16	883.93	206.54
2	5.72	902.7	90.42
1	0	907.2	0

$$\overline{P}_i = A_p \times \operatorname{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \sigma_{pmax} = 1.2 \times 777 = 932.4 \text{ M} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_s} = \frac{1849}{1.15} = 1607.82 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \overline{P}_i = 907.22 \text{ KN}$$

$$i = 1 \quad (1775.2) \operatorname{ctg}(30^\circ) = 3074.7 > 907.3$$

$$i = 2 \quad (1775.2 - 90.42) \operatorname{ctg}(30^\circ) = 2883.5 > 907.2 \text{ KN}$$

$$i = 3 \quad (1775.2 - (904.2 + 206.5)) \operatorname{ctg}(30^\circ) = 2560.4 > 907.22 \text{ KN}$$

$$\text{Calcul de } \sum \overline{P}_i \cos(\alpha_i) - H_u$$

$$\text{pour } i = 2, 1783.2 \text{ KN}$$

$$\text{pour } i = 3, 2666.61 \text{ KN}$$

$$\text{donc pour } i=3, \text{ on a } \sum \overline{P}_i \cos(\alpha_i) - H_u > R_u - \sum \overline{P}_i \sin(\alpha_i).$$

L'équilibre est réalisé au niveau du 3^{ème} câble d'où

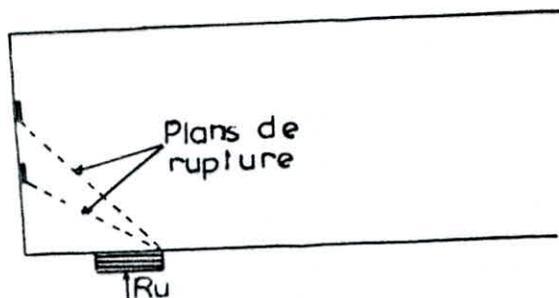
$$d_r = 1.5 - 0.95 = 0.55 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - h = 0.55 - 1$$

$Z_r > Z$ d'où la densité d'étrier déjà calculée est suffisante.

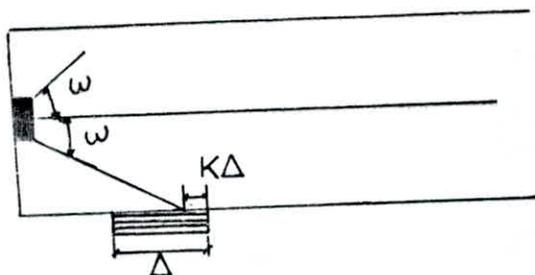
EQUILIBRE DU COIN INFERIEUR

Sous l'effet de la réaction verticale appliquée au voisinage d'une arête et des forces de précontraintes, il y a un risque de rupture du coin inférieur selon les plans indiqués sur la figure



Le B.P.E.L préconise une section minimale d'acier passif:

$$A_{\min} = \frac{0.04 \times R_u \times (5-4K)}{f_e} \gamma_s, \quad 0 \leq K \leq 1$$



$K\Delta$ désignant la longueur de l'appareil d'appui directement couverte par le flux de précontrainte, d'ouverture $2w$ (avec $w = \text{Arctg}(2/3)$) issu de l'ancrage le plus bas.

APPLICATION NUMERIQUE

Calcul de K

$$B = \frac{0.2}{\text{tg}w}$$

$$w = \text{Arctg}(2/3) = 33.69^\circ \longrightarrow B = 0.3 \text{ m}$$

$$K\Delta = 0.475 - 0.3 = 0.175 \text{ m} \longrightarrow K = 0.583$$

$$\text{d'où } A_{\min} = 5.44 \text{ cm}^2$$

ZONE D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRECONTRAINTE

Aux abouts des poutres de précontraintes, il est nécessaire de combiner les efforts d'ancrage avec ceux dus aux réactions

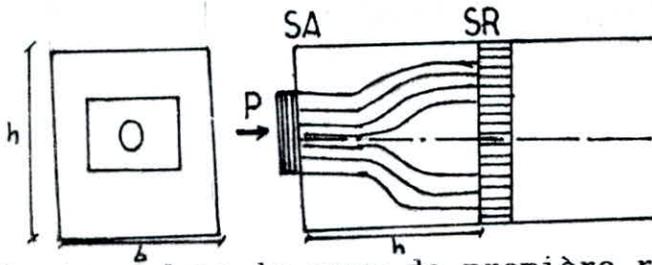
d'appuis et a l'effort tranchant en tenant compte de ce que la précontrainte n'a son plein effet qu'à une distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation des contraintes.

DIFFUSION DE L'EFFORT

L'ancrage de l'armature occupe généralement une faible partie de la poutre. Une diffusion se produit derrière chaque ancrage à proximité de la surface d'about : c'est la zone de première régularisation des armatures.

Donc on sépare l'étude en deux :

- Première régularisation à l'intérieure du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage.
- Equilibre général de la zone de régularisation.



1/ Justification dans la zone de première régularisation

(B.P.E.L ANNEXE 4 1.2.1)

Au voisinage immédiat de SA, il y a lieu de disposer une section d'acier $A_s = \frac{0.04 \max(F_{0j})}{\sigma_{slim}}$

F_{0j} : la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

Vérification des contraintes du béton :

Il y a lieu de vérifier

$$\sigma_{\sigma j} \leq 1.25 f_{tj} \quad \text{et} \quad \sigma_{xmj} \leq \frac{2}{3} f_{c j}$$

avec:

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_o}{e'd_j} \quad : \text{ contrainte max d'éclatement}$$

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{jo}}{e'd_j} \quad \text{contrainte moyenne de compression}$$

d_j : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j
 a_j : dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrage placés à ce niveau j .

Ferraillage d'éclatement (B.P.E.L ANNEXE 4 1.2.22)

Pour chaque niveau d'ancrage j , on calcule, une section d'acier d'éclatement

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times \sigma_{alim}}$$

R_j : résultante de contrainte d'éclatement, elle est donnée par

$$R_j = \frac{0.25(1 - a_j) F_{jo}}{d_j}$$

$K_j = 1$ Si j est un niveau extrême

$K_j = 1.5$ Si j est un niveau intermédiaire

On dispose en définitive, une section d'acier transversaux

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max(A_{ej}) \\ \frac{0.15 \max(F_{jo})}{\sigma_{alim}} \end{array} \right.$$

2/ Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion

Justification des contraintes (B.P.E.L ANNEXE 4 1.3.1) La contrainte totale maximale de cisaillement est limitée à :

$$\tau_{max} = \text{Max} (\tau_{xd} + \tau) \leq 1.5 f_{tj}$$

$$\tau_{xd} = \frac{2 V_x}{e'x_e}$$

τ : contrainte due à l'effort tranchant.

Calcul du ferrailage : Le ferrailage doit assurer la couture des différents plans de coupure. Le ferrailage nécessaire est :

$$A_c = \frac{|V_{x\max}| - V_{tc}}{\sigma_{\text{elim}}} \quad \text{avec } \sigma_{\text{elim}} = \frac{2}{3} f_o$$

$$- V_{x\max} = V_{\max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{\max}} \right)^2 \right]$$

- N_{tc} étant l'effort normal concomitant à $V_{x\max}$.

APPAREIL D'APPUI

Rotation d'appui

- Sous poids propre

$$\beta_g = \frac{q l^3}{24 EI} \quad ; \quad \text{avec : } E_i = 21000 \sqrt{350}$$

$$E_v = E_i / 3$$

$$q = 10.9/40 = 0.2725 \text{ t/ml}$$

$$b_g = 0.002$$

$$l = 40 \text{ m}$$

$$I = 27771097.2E-2$$

$$\text{Donc } \beta_g = 0.002$$

- Sous surcharges

$$A(1) = 21.551 \times 1.1 = 23.705 \text{ t/ml}$$

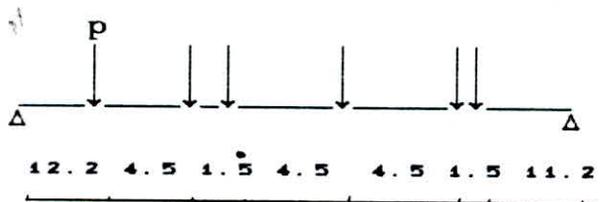
Les rotations dues aux surcharges sont pondérées par 1.1.

$$\beta_A(1) = 0.06 \times 1.1 = 0.066$$

- Trottoirs

$$\beta_{\text{trott}} = \frac{q l^3}{24 EI} \quad \text{avec } q = 3.21 \longrightarrow \beta_{\text{trott}} = 0.0088$$

- Système Bc



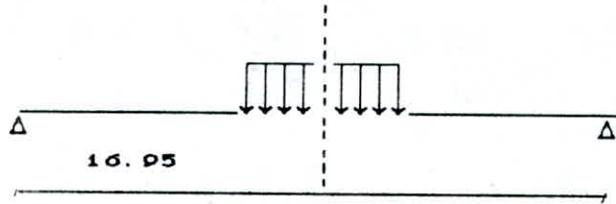
$$e_i = \frac{P_i a_i}{6EI l} (1-a_i) (2l-a_i)$$

$$e_1 = 0.00164 \quad ; \quad e_2 = 0.0023 \quad ; \quad e_5 = 0.00173$$

$$e_2 = 0.0023 \quad ; \quad e_4 = 0.00159 \quad ; \quad e_5 = 0.00157$$

$$e_{\beta c} = \sum e_i \times 1.1 = 0.01224 .$$

- Mc120



$$\theta = \frac{P a \alpha}{24EI l} (4l^2 - 4a^2 - \alpha^2) ; a = l/2$$

$$\theta = \frac{P \alpha}{48EI} (3l^2 - \alpha^2) \longrightarrow \theta = 0.0073$$

- Efforts horizontaux

. Vent : 250 Kg/ m²

$$f = 753.846 \text{ Kg}$$

. freinage

$$1) \beta_c \longrightarrow F = 1.68 \text{ t}$$

$$2) A(1) = \frac{q}{20 + 0.0035 s}$$

avec q = 862.04 t

s = 410 = portée x largeur roulable

$$\longrightarrow A(1) = 40.21$$

- Effort par poutre par appareil d'appui

$$F = 1.547 \text{ t}$$

TABLEAU

	charges verticales (t)	rotation (rd)	efforts horizontaux(Kg)	
			freinage	vent
charges permanentes	10.9	0.002	//	753.846
A(1)	15.02	0.0066	1547	//
Bc	166.62	0.0122	1680	//
Mc120	12.71	0.0114	ne freine pas	//

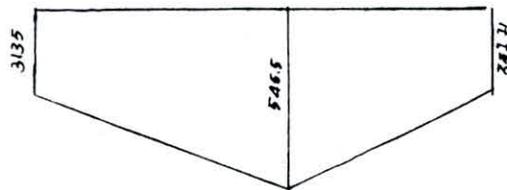
Trottoirs	2.14	0.0022	//	//
-----------	------	--------	----	----

La combinaison la plus défavorable sera :

$$R_{max} = (\text{charge permanente} + 1.2 \beta_c) = 210.844 \text{ t.}$$

- Sous precontrainte

sections	N(Kg/cm ²)	e(m)	Mp = N*e
milieu	377.79	-0.9998	377.714
0.25 l	574	-0.9504	545.53
appui	91.68	-0.342	31.354



La valeur du moment statique est l'aire du trapèze que multiplie la distance d de A au centre de gravité de ce trapèze.

$$d = h \frac{2B + b}{3(B + b)}$$

$$3(B + b)$$

Trapeze AQQ'A'

$$\text{aire} = 2884.42, \quad d = 6.485, \quad S_1 = \text{aire} \times d = 18706.9$$

Trapeze QMM'Q'

$$\text{aire} = 4616.22, \quad d = 5.303, \quad S_2 = \text{aire} \times d = 24479.8$$

$$S = -S_1 - S_2 = -43186.714$$

$$S = L' \int INTM \times DX \text{ DE}$$

CONTRE FLECHE DE PRECONTRAINTE

$$f_p = \frac{\int_0^{L/2} M_x dx}{E_v \cdot I} = -0.123, \quad f_p = -12.3 \text{ cm}$$

$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M_x dx$$

$$\int_0^L M_x dx = -7500.64 \quad \longrightarrow \quad \beta_p = 0.0107$$

CALCUL DES DEFORMATIONS LENTES

* RETRAIT : $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ (EN ALGERIE)

$$\Delta l_r = \epsilon_r \cdot l/2 = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

* FLUAGE : $\Delta l_f = \frac{1}{2} \frac{\sigma_m'}{E_v}$ avec $\sigma_m' = 204.534 \longrightarrow \Delta l_f = 3.122 \cdot 10^{-3}$

* TEMPERATURE : $\Delta l_T = +2.5 \cdot 10^{-4} \cdot l/2 = 5 \cdot 10^{-3}$

* DEPLACEMENT DU A LA ROTATION EN SERVICE

$$\beta = \beta_G + \beta_P = -0.0087$$

$$\Delta_B = 6.525 \cdot 10^{-3}$$

DEPLACEMENT MAXIMAL

$$\Delta_{\max} = 20.647 \cdot 10^{-3} \text{ m}, \quad \Delta_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis en élastomères frette servent du type FREYSSINET " CIPEC " ils seront dimensionnés selon le bulletin technique N°4 du SETRA.

$T = nt$, $G = 0.8 \text{ Mpa}$ (module d'élasticité transversal)

t : épaisseur nominale d'un feuillet (élémentaire d'élastomère)

ts : épaisseur d'une frette intermédiaire

n : nombre de feuillet d'élastomère

Les épaisseurs seront exprimées en mm

DIMENSIONNEMENT

Soit a.b les dimensions de l'appui.

m : contrainte moyenne de compression 15 Mpa + 153 Kg/cm²

$$a.b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_m} ; a.b \geq 1378 \text{ mm}^2$$

HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE (T)

$$T \geq 2\Delta_{max} \text{ (condition prépondérante)}$$

$$T \geq 41.29 \text{ mm} ; T = nt = 60 \text{ avec } T = (e+t).t$$

t: frette intermédiaire

e: épaisseur de frette (d'1 feuillet)

CONDITION DE NON GLISSEMENT ET DE NON CHEMINEMENT

1) $\sigma_m(\min) = \frac{R_{min}}{a.b} \geq 2 \text{ Mpa} = 7.266 \text{ Kg/cm}^2$ la condition n'est pas vérifiée on prévoit des taquis.

2) $H < f.N$

N : valeur minimale de l'effort tranchant

f : coefficient de frottement

$$H = 1680 \text{ Kg} , f.N = (0.1 + 0.6/4.215).1900 = 2641.6 \text{ Kg}$$

—————> c'est vérifié

CONDITION DE NON SOULEVEMENT

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} \text{ or } \alpha_t = 0.0005 \text{ et } \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} = 0.01234$$

—————> c'est vérifié

CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE

DEFINITION

C'est un organe placé en bout du tablier entre celui ci et le garde grève, il est destiné à assurer la continuité de la chaussée tout en permettant le mouvement de l'extrémité du tablier sous l'effet de la dilatation, du freinage et du seisme. Il doit aussi remplir les conditions suivantes.

1- Absence de bruit et vibrations linéaires (retrait, fluage et) + déplacement du au freinage $< W$

2- Déplacement du au variations lineaires + déplacement du au seisme $< 1.3W$ telque W le type de joint choisi

$$d_t = 2/3(d_{ret} + d_{fl} + d_b) + d_t, \quad d_t = 15.4$$

$$d_{freinage} = \frac{H_f * T_1}{G_x A_x B} = 1.0294$$

$$D_{seisme} = \frac{H_s * T_1}{2 * G_x A_x B} = 1.289$$

$$\text{Avec } H_s = 1/26 * 10\% * G$$

G: étant le pds propre du tablier.

Calcul et ferrailage des bossages (des et appui)

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement, les armatures seront donc constituées par un ou plusieurs nappes de frettes croisées. Pour leur détermination on supposera que la section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer un effort au moins égal à $0.04 R_{max}$ où R_{max} est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré ; $R_{max} = 210.844 \cdot 10^3 \text{ Kg}$.

L'effort d'éclatement vaut : $0.04 R_{max}$

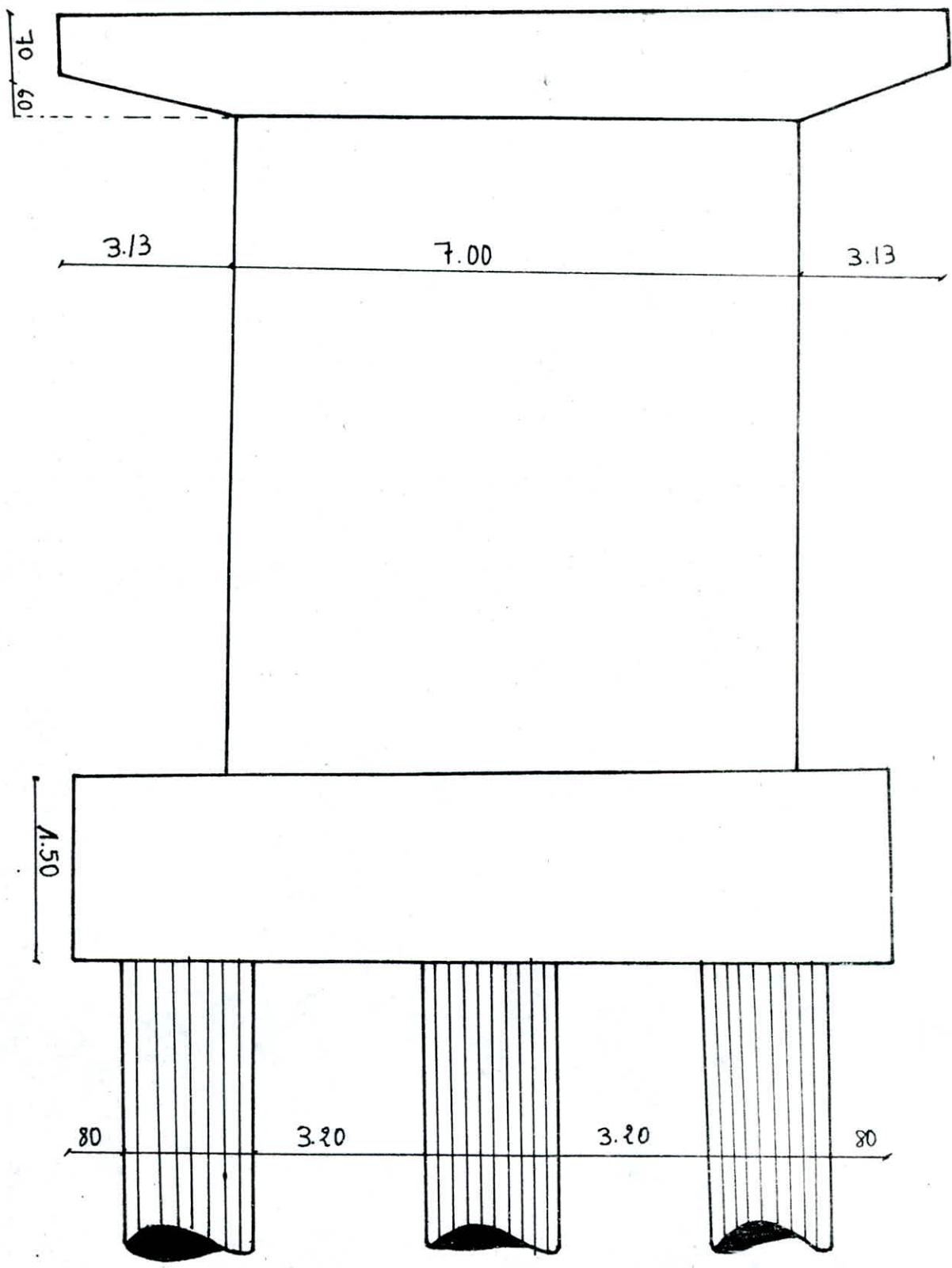
$$A = \frac{0.04}{348} R_{max} = 25 \text{ cm}^2$$

1) $d_1 + d_2 > W$

2) $d_1 + d_2 < 1.3 W$ \longrightarrow c'est vérifiée

Le souffle W qui est juste supérieur à

Donc nous optons pour un joint type "MONOBLOC W50".



ETUDE DE LA PILE

dessin

Etude du chevetre

Le role du chevetre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres elements de la pile tels que les futs, la fondation. Le chevetre doit etre concu pour pouvoir reprendre son propre poids et les appuis.

Evaluation des efforts

Ferraillage de la chevetre

Nous considérons la console suivante:

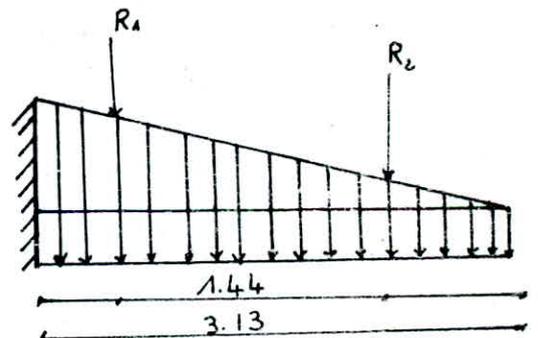
- Poids propre de la chevetre.

$$g_1 = 0.7 \times 2.5 \times 2 = 3.5 \text{ t/ml}$$

$$g_2 = 0.6 \times 2.5 \times 2 = 3 \text{ t/ml}$$

- Efforts provenant du tablier

Nous admettons que les efforts provenant du tablier sont eglement repartis aux poutres qui les transmettent a notre chevetre en



en charge concentrée.

* Poids propre du tablier dans chaque poutre

$$p_g = 27.75 \cdot 40 = 284.45 \text{ t}$$

$$p_g / 9 = 31.6$$

* Poids de la surcharge

$$p_s = 2 \cdot 166.66 / 9 = 37.035 \text{ t}$$

* Charge concentrée.

$$p = 1.35 p_g + 1.6 p_s = 101.92 \text{ t}$$

Calcul des moments

- Moment dû au poids propre

$$M_{g1} = 4.898 \text{ tm}$$

$$M_{g2} = 17.144$$

$$M_{\text{tot}} = 22.042 \text{ tm}$$

- Moment dû aux surcharges

$$M = 341.062 \text{ tm}$$

* Ferraillage de la chevette

$$m = 0.0783$$

$$l = 0.102 \longrightarrow A_s = 82.4 \text{ cm}^2$$

$$z_b = 1.189$$

$$A_{s \text{ min}} = 52 \text{ cm}^2$$

D'après la condition de non fragilité, $A_s = 136.5 \text{ cm}^2$
dans ce cas on prendra cette section.

* Ferraillage du voile

Le voile est soumis au moment dû au freinage.

$$M_f = H \times L = 144 \text{ tm.}$$

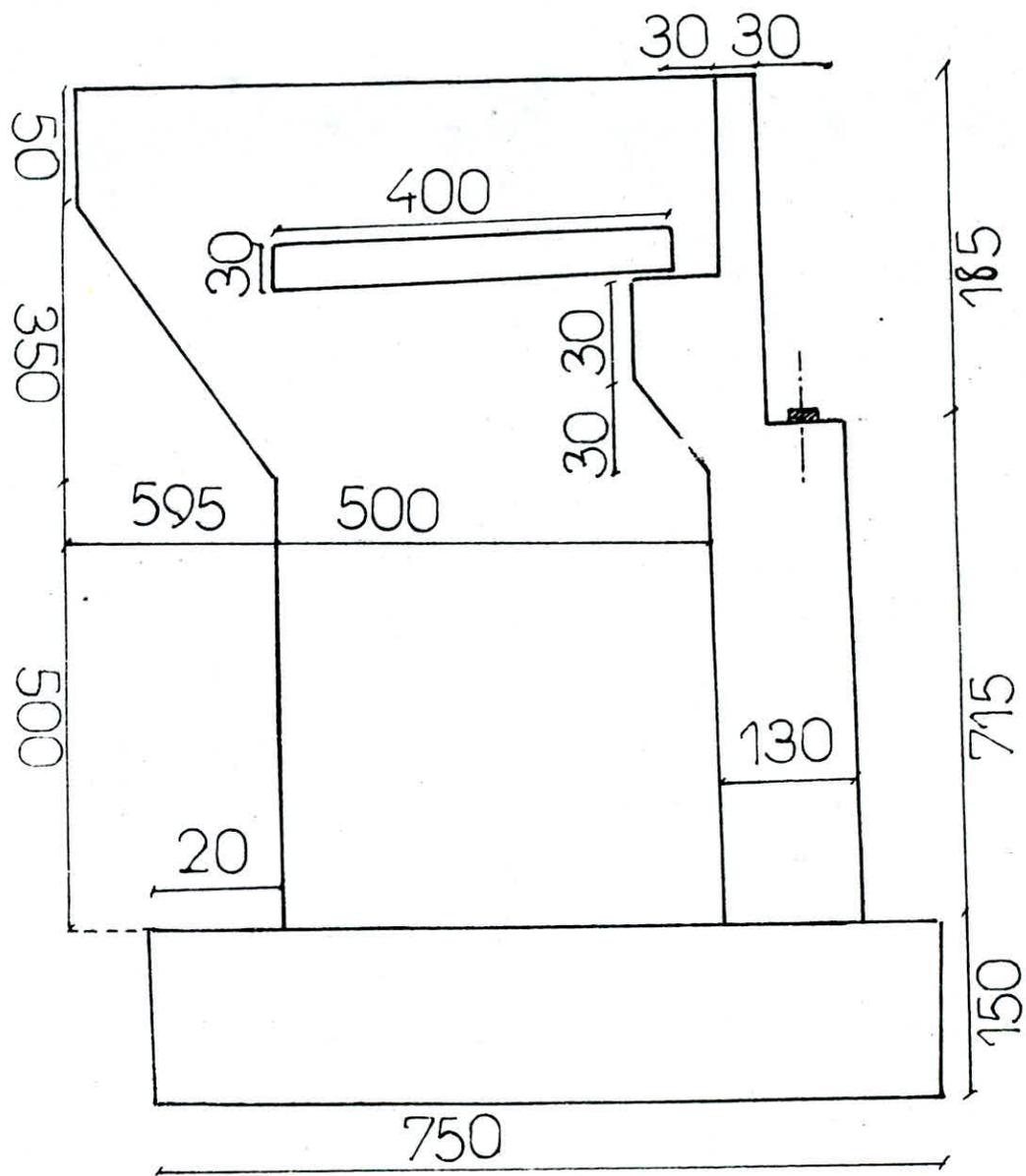
et un effort normal

$$N = 939.78 \text{ t}$$

On a donc une flexion composée.

$$A_s = N + M$$

LA CULEE



ETUDE DE LA CULEE

1- DEFINITION : on appelle culée, un appui d'extrémité d'un ouvrage. la culée joue un double rôle, assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part.

2- MORPHOLOGIE : une culée courante est formée d'un groupe de murs.

- Un mur de front: sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres.
- Un mur garde-grève: destiné à isoler tablier du contact du remblai.
- Des murs latéraux : leur rôle est d'assurer le soutènement des terres, des remblais.
- Les dalles de transition : qui sont réalisées pour empêcher la dénivellation éventuelle pouvant se produire entre la chaussée et le tablier de l'ouvrage-dénivellation est due au mauvais-compactage du remblai.

3- DIFFERENTS TYPES DE CULEE

Le type de culée à adopter dépend de la nature du sol (sondages et essais). Il est influencé par le mode de fondation et par la qualité des terrains sur lesquels les remblais d'accès à l'ouvrage sont placés. Les genres de culées les plus fréquemment utilisés sont

- culées remblayées
- culées à murs de front
- culées à murs de front en te renverse
- culées creuses

DETERMINATION DES EFFORTS

* Mur garde greve

Le mur garde grève est soumis à des efforts importants dûs à la poussée des terres à laquelle s'ajoute la poussée des surcharges placées sur les remblais d'accès.

* Mur de front

Les efforts auxquels sont soumis les murs de front sont :

- la poussée des terres.
- les poussées de surcharges sur le remblai.
- les réactions verticales du tablier à vide ou en charges.
- les efforts de freinage (horizontales) sur le tablier transmis par les appuis.

* Mur en retour

Dans le cas de mur massifs en béton (mur de faible hauteur) leur épaisseur moyenne est de :

- Mur en aire
- Mur en retour

* Stabilité des culées

On vérifie la stabilité d'exemple de culée, en supposant qu'elle constitue un solide indeformable si la fondation est infouiable, la stabilité sera vérifiée à vide et en service aussi bien dans les conditions exceptionnelles (sismiques) en plus des efforts ramenés par le tablier. Il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de 1t/m et des actions verticales poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} K_a h \gamma H^2 L$$

Dans les conditions normales :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

En condition sismique, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de " MONOBE-OKABE ".

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cos(\delta - \alpha - \theta) \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\delta - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}}}$$

où

φ : angle de frottement(30).

β : inclinaison de la culee(0).

α : angle de talus avec l'horizontale(0).

δ : angle de frottement sol-beton(0)

v : arctg

γ : densité de la terre du remblai=2t/m

e : 18.27 longueur de culee

h : 10.5 m , hauteur de la culée

$$K_v = \sqrt{H + (1 \pm \varepsilon v)^2}$$

avec . $\varepsilon_H = 0.1$: coefficient sismique horizontal

. $\varepsilon_V = 0.07$: coefficient sismique vertical

L'equation devient :

$$K_a = \frac{\cos(\delta - \theta)}{\cos(\theta) \sqrt{1 + \frac{\sin(\varphi) \sin(\delta - \theta)}{\cos(\theta)}}}$$

En condition normale $K = 0.333$.

En condition sismique : les valeurs de k calculees sont résumées dans le tableau suivant.

TABLEAU

ACTION DU SEISME	NOTATION	ϵ_H	ϵ_V	K	$v(0)$	K_{ah}
horizontal	S_H	0.1	0	1.005	5.71	0.395
vertical	S_V	0	-0.07	0.930	0	0.310
vertical	S_V	0	0.07	1.070	0	0.357
vertical + horizon	V+H	0.1	-0.07	0.935	6.14	0.374
vertical + horizon	V+H	0.1	0.07	1.075	5.34	0.420

CALCUL DES EFFORTS SUR LA CULEE (A VIDE) ET PAR RAPPORT AU POINT A

M_s : designe le moment stabilisant

M_r : designe le moment renversant. Pour plus de securite il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée.

d : designe le bras de levier

1) Determination des poids propre des elements constituant la culée
ainsi que la position de leur centre de gravite par rapport a A

a) Mur garde greve

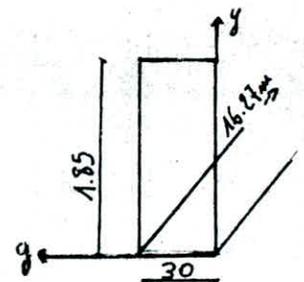
$$P = 1.85 \times 0.3 \times 16.27 \times 2.5 = 22.58 \text{ t}$$

$$x_G = 1.85/2 = 0.925 \text{ m}$$

$$y_G = 0.3/2$$

$$d_V = 2.00 + 0.15 = 2.15 \text{ m}$$

$$d_H = 8.65 + 0.925 = 9.575 \text{ m}$$

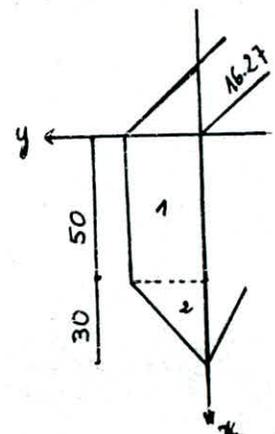


b) Corbeau

$$P = ((0.8+0.5)/2) \times 0.3 \times 16.27 \times 2.5 = 7.94 \text{ t}$$

$$S_1 = 0.5 \times 0.3 = 0.15 \text{ m}$$

$$S_2 = (0.3 \times 0.3)/2 = 0.045 \text{ m}$$



$$Y_1 = 1/2 \times 30 = 0.15 \text{ m}$$

$$X_1 = 1/2 \times 50 = 0.25 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1/3 \times 30 = 0.1 \text{ m}$$

$$X_2 = 1/3 \times 30 + 0.5 = 0.6 \text{ m}$$

$$X_G = (\sum X_i S_i) / \sum S_i = 0.33 \text{ m}$$

$$Y_G = (\sum Y_i S_i) / \sum S_i = 0.14 \text{ m}$$

$$d_v = 2.3 + 0.14 = 2.44 \text{ m}$$

$$d_h = 8.54 + 0.33 = 8.87 \text{ m}$$

c) Mur en retour

$$P_1 = 5.95 \times 0.5 \times 1.00 \times 2.5 = 7.444 \text{ t}$$

$$P_2 = (5.95 \times 3.5) / 2 \times 1.00 \times 2.5 = 26.03 \text{ t}$$

$$P_3 = 9.00 \times 5 \times 1.00 \times 2.5 = 112.5 \text{ t}$$

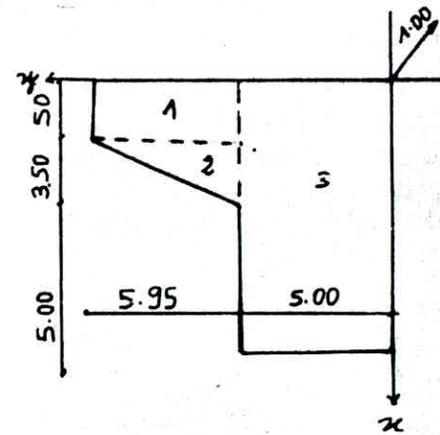
$$P = 7.44 + 26.03 + 112.5 = 145.97 \text{ t}$$

$$X_1 = 0.25 \text{ m} , S_1 = 2.975 \text{ m} , Y_1 = 7.975 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.67 \text{ m} , S_2 = 10.41 \text{ m} , Y_2 = 6.98 \text{ m}$$

$$X_3 = 4.50 \text{ m} , S_3 = 35.75 \text{ m} , Y_3 = 2.5 \text{ m}$$

$$X_G = 3.65 \text{ m} , Y_G = 3.78 \text{ m} , d_v = 6.08 \text{ m} , d_h = 6.85 \text{ m}$$

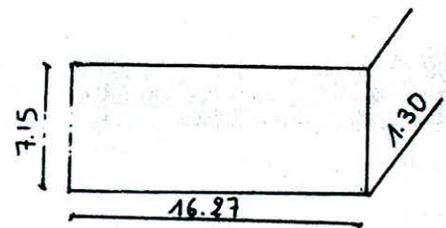


d) Mur de front

$$P = 7.15 \times 16.27 \times 1.3 \times 2.5 = 378.07 \text{ t}$$

$$X_G = 7.15 / 2 = 3.575 \text{ m} , d_v = 1.65 \text{ m}$$

$$Y_G = 1.3 / 2 = 0.65 \text{ m} , d_h = 5.075 \text{ m}$$



TABLEAU

Sollici		EFFORT HORIZT	EFFORT VERTIC	d	Mr (tm)	Ms (tm)
Poussee DES terres	CN	670.75	//	3.5	2347.63	//
	SV	719.09	//	//	2516.82	//
	V+H	845.99	//	//	2960.97	//
	V+H	753.34	//	//	2636.69	//
	SH	795.64	//	//	2783.69	//
Poussee de la surch lt/m	CN	76.66	//	5.25	402.47	//
	SV	82.18	//	//	431.45	//
	V+H	96.6	//	//	507.62	//
	V+H	86.1	//	//	455.03	//
	SH	90.93	//	//	477.38	//
Pds des terres	CN	//	761.44	4.9	//	3731.04
	SV	//	814.74	//	//	3992.23
	SV	//	708.14	//	//	3469.88
	SH	76.14	//	6	456.84	//
pds des surch sur remblais	CN	//	95.04	4.9	//	465.67
	SV	//	101.64	//	//	495.27
	SV	//	88.38	//	//	433.08
	SH	9.5	//	10.5	99.75	//
Pds des murs de garde greve	CN	//	22.58	2.15	//	48.55
	SV	//	24.16	//	//	51.95
	SV	//	21	//	//	45.15
	SH	2.26	//	9.575	21.64	//

Pds du corbeau	CN	//	7.94	2.44	//	19.37
	SV	//	8.5	//	//	20.74
	SV	//	7.38	//	//	18.01
	SH	0.79	//	8.87	7.00	//
Pds du mur de retour	CN	//	292	6.08	//	1775.36
	SV	//	312.44	//	//	1899.64
	SV	//	271.56	//	//	3302.17
	SH	29.2	//	6.85	200.02	//
Pds du mur de front	CN	//	378.07	1.65	//	625.82
	SV	//	404.54	//	//	667.49
	SV	//	351.61	//	//	580.16
	SH	37.81	//	5.07	191.7	//
Pds de la semelle	CN	//	525.09	3.75	//	1969.09
	SV	//	561.85	//	//	2106.94
	SV	//	488.33	//	//	1831.24
	SH	52.51	//	0.75	39.38	//

Nous résumons ci-après la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) toujours par rapport au point A tout en vérifiant les deux conditions :

- Stabilité à l'égard du renversement:

$$\frac{M_r}{M_e} \geq F_s = 1.5 \text{ (condition normale)}$$

M_r

$$\frac{M_r}{M_s} \geq 1.5 \quad (\text{condition sismique})$$

F_s : coefficient de sécurité

- Stabilité au glissement :

$$\frac{V \operatorname{tg}(\varphi)}{H} \geq 1.5 \quad (\text{CN})$$

$$\frac{V \operatorname{tg}}{H} \geq 1.0 \quad (\text{C.S})$$

TABLEAU

COND°	V (t)	H (t)	M _r (tm)	M _s (tm)	M _s /M _r	V/Hxtg
a-CN	2082.16	747.41	2750.10	8632.90	3.14	1.61
b-SH	2082.16	1094.78	4277.37	8632.90	2.02	1.10
c-SV+SH	1936.40	1047.65	4108.02	9679.69	2.36	1.08
d-SV+SH	2227.92	1150.89	4484.89	9237.26	2.06	1.12

La semelle de notre culée repose sur 8 pieux de 1.20m de diamètre chacun, selon la disposition schématisée ci dessous.

L'effort revenant à chaque pieu est calculé par la formule

$$F_i = \frac{V_i \times S_i}{\sum S_i} + \frac{M_y X_i S_i}{\sum S_i x_i^2} + \frac{M_x Y_i S_i}{\sum S_i y_i^2}$$

Les pieux étant de même section.

$$F_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y X_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_x Y_i}{\sum y_i^2}$$

A fin de déterminer les moments par rapport au centre de gravité de la semelle, il nous faudra calculer les excentricités e_i

$$e_i = \frac{M_{s_i} - M_{r_i}}{V_i}$$

D'où

$$e_1 = 2.83 \text{ m} , e_2 = 2.09 \text{ m}$$

$$e_3 = 2.88 \text{ m} , e_4 = 2.13 \text{ m}$$

$$M_G = V (X_G - e) - H \times B/2$$

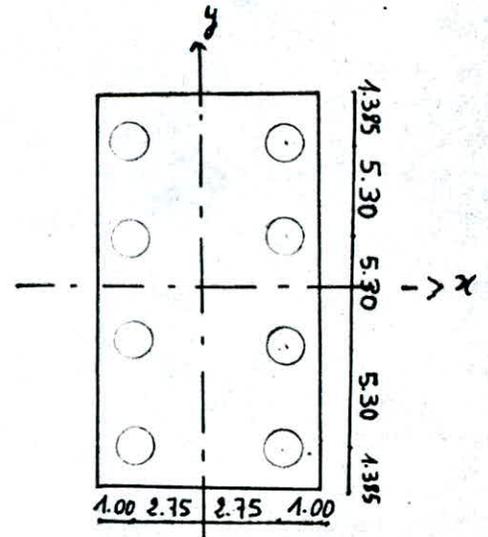
Les moments M_G seront donc :

$$M_G = 1355.03 \text{ t m}$$

$$M_G = 2635.30 \text{ t m}$$

$$M_G = 898.93 \text{ t m}$$

$$M_G = 2746.06 \text{ t m}$$



avec $B = 1.5$: épaisseur de la semelle

H : effort horizontal

V : effort vertical

$$X_G = 3.75 \text{ m}$$

* Vérification de la stabilité avec pieux (a vide)

1- genre : $F_{max} \leq$ portance du pieux

$$F_{min} \geq 0$$

2- genre : $F_{max} \leq 1.5^*$ portance du pieux

$$F = V + M_G \times X_i$$

TABLEAU

CONDITION	CN	SH	SV+SH	SV+SH
$F_{max} (t)$	321.86	380.06	282.91	403.32
$F_{min} (t)$	198.68	140.49	210.19	153.67

Il paraît que la stabilité à vide est vérifiée, il reste à vérifier la stabilité en service (présence des charges et des surcharges du tablier).

* Vérification de la stabilité en service

- Effort de freinage : $H_f = (30 \cdot 1.2) / 2 = 18t$

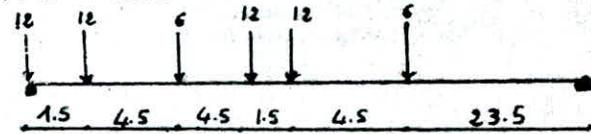
- Surcharge B_c :

Pour une file de roue : $R_s = 48.525t$

Pour 4 files de roue : $R_s = 194.08t$

$R_s = 555.025t$

$R = R_s + R_a$



TABLEAU

EFFORTS	V(t)	H(t)	d(m)	Mr(tm)	Ms(tm)
Tablier surch	749.105	//	1.5	//	1123.675
Freinage	//	18	10.5	189	//
Culee à vide	2082.16	747.41	//	2750.10	8632.90
Total	2831.265	765.41	//	2939.1	9756.5575

$$v \frac{tg(\varphi)}{M} = 2.136 > 1.5$$

$$e = 2.4 ; M_G = 3225.711 \text{ tm}$$

$$F_{max} = 500.52 < 550 \text{ t}$$

$$F_{min} = 207.277 > 0$$

D'où la stabilité est vérifiée pour 2 files de 4 pieux.

* Verification de la stabilité en service (condition sismique)

- Effort du au seisme : $H_s = 54.7t$

efforts	V(t)	H(t)	d(m)	Mr(tm)	Ms(tm)
tablier surch	749.105	//	1.5	//	1123.657
seisme	//	54.7	10.5	574.35	//
culee à vide	2227.92	1150.89	//	4484.89	9237.26
total	2977.025	1205.59	//	5059.24	1036.091

$\frac{V}{H} \operatorname{tg}(\varphi) = 1.426 > 1.00$, $M_s / M_r = 2.048 > 1.5$, $e = 1.78$
 $M_G = 4957.97$, $F_{\max} = 597.488 \text{ t} < 1.5 \times Q$

$$F_{\min} = 146.768 \text{ t} > 0$$

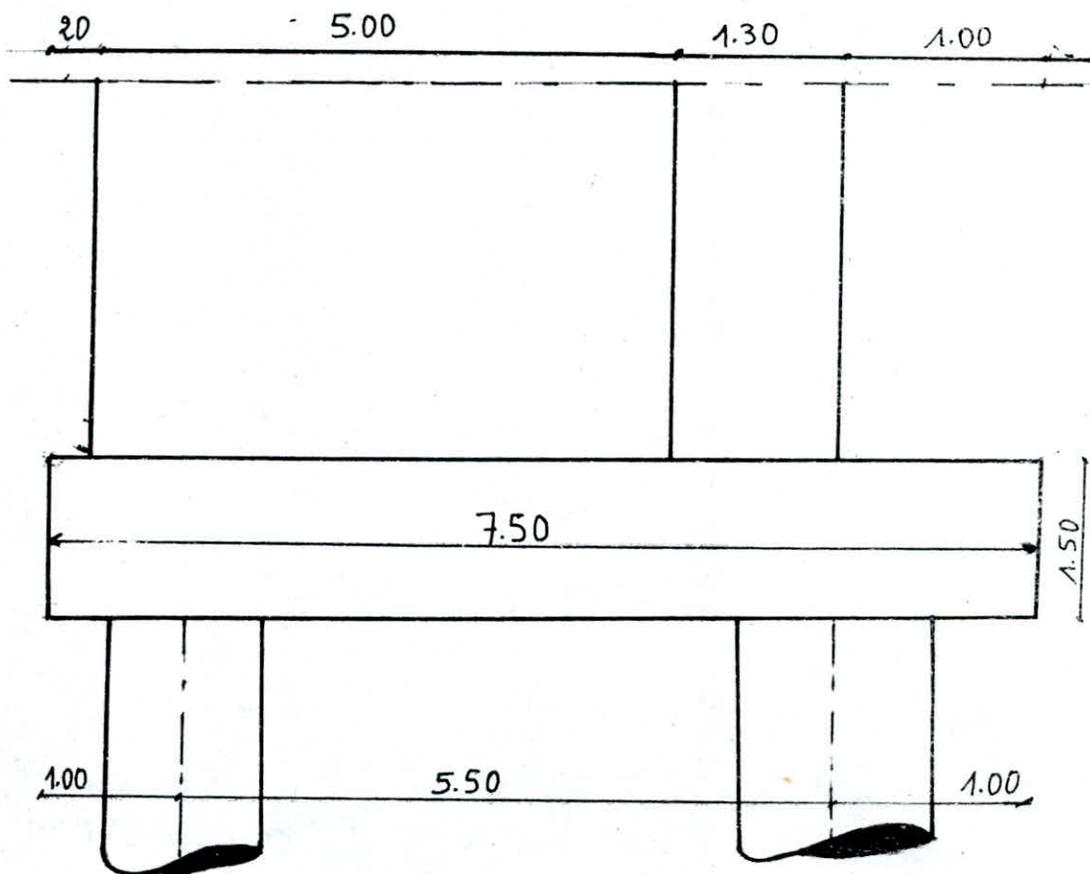
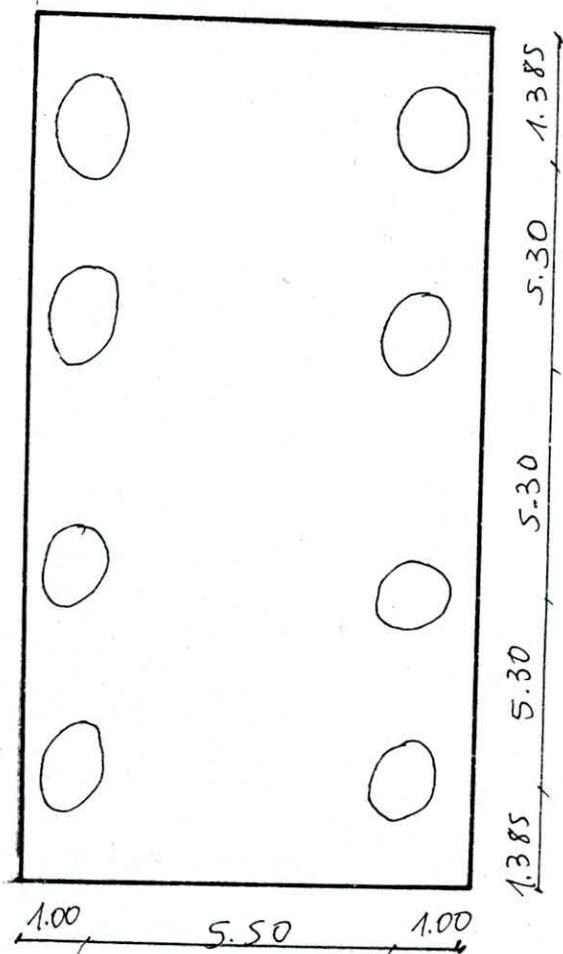
D'où la stabilité est vérifiée.

ETUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON

1) Evaluation de l'effort vertical

Etant donné que la méthode des bielles n'est pas applicable pour le ferrailage de notre culée alors on procèdera par la méthode d'R.D.M classique.

Sollicitat	eff vert V(t)		X_i / A	$X_i * V_i$
pds du mur garde greve	CN	22.58	2.15	48.547
	CS	24.16	//	51.944
Pds du corbeau	CN	7.49	2.44	19.374
	CS	8.5	//	20.74
Pds du mur de retour	CN	292	6.08	1775.36
	CS	312.44	//	1899.635
Pds du mur de front	CN	378.07	1.65	623.816
	CS	404.54	//	667.491



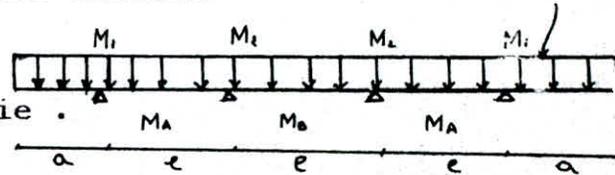
Pds de la semelle	CN	525.09	3.75	1969.088
	CS	561.85	//	2106.938
Pds des surch du remblais	CN	95.04	4.9	465.281
	CS	101.69	//	498.821
Pds des terres	CN	761.44	4.9	3731.056
	CS	814.74	//	3992.226
Pds du tablier surch	CN	749.105	1.5	1123.65
	CS	801.54	//	1202.314
Total	CN	2831.265	//	9756.172
	CS	3029.46	//	10418.08

* Calcul des armatures longitudinales (inférieures)

$$q = 107.23 \text{ t/ml}$$

$$N_{\max} = 2002.08 \text{ t}$$

On suppose que cette charge est répartie



$$q = 107.235 \text{ t/ml}$$

$$M < 0 \longrightarrow M_1 = -q a^2 / 2, M_2 = -q l^2 / 10 \text{ avec } a \neq 0$$

$$M > 0 \longrightarrow M_a = q l^2 / 12, M_b = q l^2 / 12$$

$$M_1 = 102.85 \text{ tm/ml} ; M_2 = 25.02 \text{ tm/ml}$$

$$M_a = 251.02 \text{ tm/ml} ; M_b = 251.02 \text{ tm/ml}$$

Le moment maximum est $M = 251.02 \text{ tm/ml}$

$$M_{bu} = \frac{M_u}{f_{tu} b d^2} = 0.0843$$

$$\alpha = 0.110, A_s = 52 \text{ cm}^2, Z_b = 1.386$$

* Calcul de la section minimale

$$A_{s_{\min}} = \text{Max} (4u, 0.2 \times A_b / 100)$$

$$A_{\text{min}} = 30 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_b \times f_{t28} / f_e$$

$$A_s \geq 78.75 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } A_s = 78.75 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales (supérieures)

$$M_{\text{max}} = 150.6115 \text{ tm/ml} , m_{bu} = 0.05056 , l = 0.65 , z_b = 1.412$$

$$A_s = 30.64 \text{ cm}^2 ; A_{\text{min}} = 90.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } A_s = A_{\text{min}}$$

Calcul des armatures transversales (supérieures)

$$Q = 2831.265 \text{ t/ml} , F_t = 0.04 \times Q = 113.2506 \text{ t}$$

$$F_t / m_t = 6.066 \text{ t/ml}$$

$$A_s = 1.743 \text{ cm}^2 / \text{ml} , A_{\text{eff}} = 8.04 \text{ cm}^2 , e = 25 \text{ cm}$$

on prendra 4HA16 on prévoit des chaises T10 (tous les metres)

MUR DE GARDE GREVE

* Actions: Le mur garde greve est soumis essentiellement a l'action des forces horizontales sur la face arriere.

- Poussée des terres.
- Poussée des charges locales en arriere du mur.
- Effort de freinage.

2) Evaluation des efforts

a) Moment dû à la pousse des terres M_t

En ne tenant pas compte de la presence de la chaussée le moment maximal à l'encastrement a pour expression

$$M_t = 1/6 K_a d h^3$$

$$\text{où } k_a = 0.33$$

$$d = 2$$

h : hauteur du garde greve.

b) M_p : moment dû a la poussée des charges locales

Pour $0.5m \leq h \leq 3m$ il a été vérifié que seule la sollicitation totale due aux camions type Bc (poussée de charge locale+freinage) était la plus défavorable, l'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrières de 6t chacune de camions accolés de telle manière que les deux rectangles d'impact soient au contact avec la face arrière du garde grève compte tenu des incertitudes sur la transmission des efforts, les charges réelles, soient deux roues de 6t distantes de 0.5m soient remplacées par une roue uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de dimensions 0.25×0.75 .

On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi définie se répartit à 45° latéralement et en arrière du mur. Par conséquent le moment à l'encastrement a pour expression

$$M_p = \frac{12 K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \quad \text{en tm/m}$$

$$K = K_a \gamma \epsilon b_c$$

K_a : coefficient de poussée

γ : coefficient de pondération.

$\delta = 1.0$ (coefficient de majoration dynamique pour charges sur remblais)

$b_c = 1.1$ (coefficient de réduction)

Nous avons donc

$$K = \epsilon \gamma \epsilon b_c, \quad h = 1.85, \quad \epsilon = 0.5, \quad M_p = 7.05 K, \quad b_c = 0.8$$

h(m)	0.5	0.75	1.00	1.5	2.0	2.5	3.0
1/K Mp (tm/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

D'après le tableau précédent en fonction de h, hauteur du mur garde-grève) nous avons directement la valeur Mp/k et connaissant K=0.52 nous déterminons finalement le moment Mp.

$$h=1.85 \text{ m}$$

$$M_p \text{ entre } 6.11 \text{ et } 7.45 \longrightarrow M_p/K = 7.049$$

$$K = 0.52 \longrightarrow M_p = 3.67 \text{ tm/ml}$$

* Moment du au freinage

On considère un essieu lourd d'un camion Bc au contact du garde-grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1.50m en arrière compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du garde-grève on ne considère que l'effort d'une seule roue (6t)

$$\text{Soit } M_f = \frac{6 h}{0.25 + 2h} = 3.37 \text{ tm/ml}$$

Le moment total à l'encastrement est:

$$M_{\text{tot}} = M_t + M_p + M_f = 8.10 \text{ tm/ml}$$

REMARQUE : On pouvait prendre le moment empirique donné par la formule suivante :

$$M = 2.5 (H + 1) = 7.125 \text{ tm/ml}$$

FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

* Ferraillage vertical

Le moment maximal est : $M_{max} = 8.10 \text{ tm/ml}$

on prend le moment a l'E.L.U

$$M_u = 11.7775, m_u = 0.1229, \alpha = 0.1644, A_s = 13.93 \text{ cm}^2$$

$$l = 0.1644, z_b = 0.243$$

D'apres la vérification à la non fragilité, on prendra $A_s = 15.75 \text{ cm}^2$

FERRAILLAGE DU CORBEAU

La réaction maximale du chevêtre due a la dalle de transition peut être égale à $P = 15 + D$.

D : étant la longueur de la dalle de transition (m)

$$\longrightarrow P = 19 \text{ t/ml}, M = 2.85 \text{ tm/ml}, A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{smin}

$$A_{smin} = \text{Max} (4u, 0.2 A_b/100) = 3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_b \times f_{t28}/f_c = 39.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } A_s = 39.37 \text{ cm}^2$$

MUR en retour

a) Actions et sollicitations

Chaque mur en retour est soumis aux charges qui peuvent être appliquées ensemble.

- Poids propre
- Poids des superstructures évalué a 0.31
- Poussée horizontale $(h/3 + 0.5) (t/m^2)$ appliquée sur toute la surface du mur
- Forces concentrées ($F_v = 4t$ et $H = 2t$) appliquées à 1m de l'extrémité théorique.

b) Evaluation des efforts

L'évaluation des efforts se fera par rapport à la section d'encastrement ($e \times ht = 0.4$)

- Forces verticales : Ces forces entraînent un moment M_v d'axe horizontal et un effort tranchant T_v .

$$M_v = (2.5 \cdot l^2 \cdot ht/6) \times e + 0.3 \cdot l^2/2 + 4(e-1)$$

$$T_v = 2.5 \cdot l \cdot ht \cdot e/2 + 0.3 \cdot l + 4$$

- Forces horizontales: Ces forces produisent dans la section d'encastrement un moment M_h d'axe vertical et un effort tranchant T_h

$$M_h = (ht/3 + 0.5) \cdot l^2 \cdot ht/6 + 2(1-1)$$

$$T_h = (ht/3 + 0.5) \cdot l \cdot ht/6 + 2$$

APPLICATION

$$l = 10.95, e = 0.5, ht = 3.5$$

Effort	axe horizontal	axe vertical
M(tm)	44.32	50.925
T(t)	7.785	18.8

Ferraillage

Les valeurs du tableau ci dessus sont largement évaluées dans les condition normales d'exploitation et non concomitantes.

On peut d'apres cette méthode, vérifier de facon separe

L'attache du mur sous les valeurs des deux moments.

Axe vertical

$$m = 0.05072 , \alpha = 0.065096 , A_s = 33.38 \text{ cm}^2 , z_b = 0.4383$$

$$\longrightarrow A_{s \text{ min}} = 35 \text{ cm}^2$$

D'après la condition de non fragilité, $A_s = 91.875 \text{ cm}^2$; on prendra alors cette section.

Axe horizontal

$$m = 0.00526 , \alpha = 0.006585 , A_s = 4.6 \text{ cm}^2 , z_b = 3.44$$

$$\longrightarrow A_{s \text{ min}} = 35 \text{ cm}^2$$

D'après la condition de non fragilité, $A_s = 91.875 \text{ cm}^2$.

On prendra alors cette section.

SECTION D'ATTACHE

La section d'attache (chevêtre - mur en retour) sera ferrillée sous l'action de $M_v = 44.32 \text{ tm}$.

$$m = 0.04 , \alpha = 0.0511 , A_s = 12.93 \text{ cm}^2 , z_b = 1.224$$

D'après la condition de non fragilité, $A_s = 34.125 \text{ cm}^2$; dans ce cas on prendra cette section.

DALLE DE TRANSITION

C'est une dalle placée sous la chaussée aux entrées du pont.

Au voisinage des maçonneries constituant les appuis d'un ouvrage d'art on peut difficilement espérer pouvoir compacter parfaitement les remblais adjacents. Il s'ensuit une dénivellation entre la chaussée courante et la dalle de l'ouvrage d'art. Ces dénivellations sont inacceptables aux abords des passages, inférieurs autoroutiers ou des passages supérieurs intéressant des voies très importants. Elle constituent de véritables marches d'escaliers (qq cm) très dangereux pour les usagers circulant à grandes vitesses pour parer à ces inconvénients. On a adopté la solution dite "la dalle de transition" qui consiste à jeter un pont entre le tablier de la

culée (qui ne peut tasser) et le terrassement général exécuté avec des moyens de compactage puissants.

Note de calcul: Il s'agit d'une travée indépendante simplement appuyée d'un côté sur la culée et de l'autre côté sur le terrain.

Fondation de la dalle : La dalle de transition est coulée sur un béton maigre (dosé à 150 kg/m³) et d'une épaisseur de 10 cm.

Ferraillage de la dalle de transition

a) Evaluation des charges permanentes et surcharges

1) Charges permanentes

- Poids propre : $2.5 \times 30 \times 10^{-2} = 0.75 \text{ t/m}^2$

- Poids du remblais : $2(1.30-40) = 1.8 \text{ t/m}^2$

2) Surcharges : $1 \times 1.2 = 1.20 \text{ t/m}^2$

- Poids total : 3.75 t/m^2

b) Calcul des efforts M et T

$$M = q l^2 / 8 = 479 \text{ tm/ml}$$

$$T = q l / 2 = 7.125 \text{ t}$$

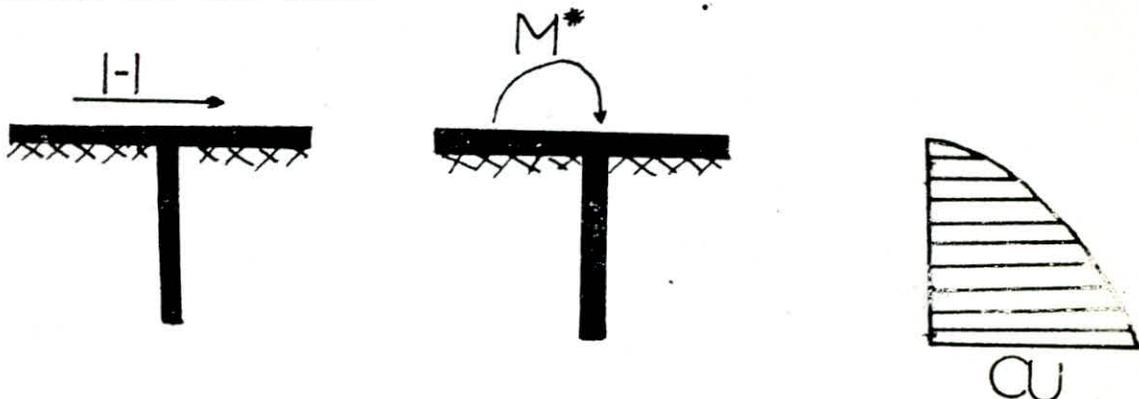
c) calcul de la section d'armature

$$m = 0.066 , \alpha = 0.085 , A_s = 9.298 \text{ cm}^2 , z_b = 0.26$$

D'après la condition de non fragilité $\longrightarrow A_s = 15.75 \text{ cm}^2$

CALCUL DES PIEUX DE CULEE

1- ACTIONS SUR LES PIEUX



Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4 ordre.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + cu \times b \times y = 0$$

avec b : diamètre du pieu

cu : Module de réaction du sol

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{Cu \cdot b}}$

α : appelée longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment flechissant en chaque deuxième de section. Ce moment est déterminé par la Méthode du Dr WERNER, le pieu étant encasturé en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle. On applique la relation suivante :

$$M(z) = H_{\phi M} \times M^* + H_{\phi H} \frac{H}{\lambda}$$

avec M^* : moment en tête du pieu.

$\lambda = \frac{1}{\alpha}$: coefficient d'amortissement.

$H_{\phi M}$ et $H_{\phi H}$: coefficients donnés par les abaques du Dr WERNER en fonction de la nature du sol et de λ dus à α .

H : effort tranchant en tête du pieu.

$$M^* = - \frac{H_{\phi M} H}{H_{\phi M} \lambda}$$

Calculons

$$b = 120 \text{ cm} , c_u = 4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sol argileux humide)}$$

$$E : \text{Module de déformation diffère} = 392874 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I : \text{Moment d'inertie du pieu} = 10178760 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = 0.2341$$

pour $\lambda \times l = 3.512$ et en fonction du diagramme de la réaction du sol, les tableaux de WERNER nous donnent:

$$\lambda \times l = 3.512$$

On interpole entre $\lambda l = 3$ et $\lambda \times l = 4$

$$\lambda \times l = 3 \longrightarrow H_{\phi H} = 1.16$$

$$\lambda \times l = 4 \longrightarrow H_{\phi H} = 1.26$$

$$\lambda \times l = 3.512 \longrightarrow H_{\phi H} = 1.211$$

$$\lambda \times l = 3.512 \longrightarrow H_{\phi M} = ?$$

On interpole toujours entre 3 et 4.

$$\lambda \times l = 3 \longrightarrow H_{\phi M} = 1.48$$

$$\lambda \times l = 4 \longrightarrow H_{\phi M} = 1.54$$

$$\lambda \times 3.512 \longrightarrow H_{\phi M} = 1.511$$

Donc 1.211 1.511

LE MOMENT M EN TETE DU PIEU

1/ Condition normales

$$H = 815.01/8 = 101.88 \text{ t/pieu} , N_{min} = 193.56 \text{ t/pieu}$$

$$M = -348.79 \text{ t.m}$$

CALCUL DES MOMENTS LE LONG DU PIEU

$$M(z) = H_{\phi M} \times M^* + H_{\phi H} \frac{H}{\lambda}$$

z	0.01	-0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81
M(z)	-348.79	-198.2	-74.5	21.29	58.82	78.08	65.12	38.21	26.28

2/ CONDITIONS SIMIQUES

$$H = 1304.91/8 = 163.11 \text{ t} , N_{\min} = 237.16 \text{ t/pieu}$$

$$M = -558.42 \text{ t.m}$$

CALCUL DES MOMENTS LE LONG DU PIEU

z	0.01	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81
M(z)	-558.42	-317.32	-119.36	34.07	94.17	125.01	104.26	61.17	41.75

FERRAILLAGE DES PIEUX

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et doit être armé sur toute la longueur.

a) Conditions normales

$$M = -348.79 \text{ t.m} , N_{\min} = 193.56 \text{ t.m}$$

$$e = M/N = 1.8 \text{ m}$$

$R/4 = 0.15 \text{ m}$, $e > R/4$ N est l'effort de compression alors la section est partiellement comprimée.

D'après les abaques de Pierre Charon , on trouve

$$A_e = 329.74 \text{ cm}^2 , e = 9.5 \text{ cm}$$

b) Condition sismique

$$M = -558.42 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 237.16 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 2.36 \text{ m} , \frac{R}{4} = 0.15 \longrightarrow e > R/4$$

. N : effort de compression alors

la section est

partiellement comprimée.

D'après les abaques de Pierre Charon , on trouve

$$A_e = 339.3 \text{ cm}^2 , e = 9. \text{ cm}$$

Diagramme du moment fléchissant
du pieu dans les conditions normales

