

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G.C.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

PONT A POUTRES MULTIPLES
EN BETON PRECONTRAIN
A FILS ADHERENTS
(PRE - TENSION)

Proposé par : *SAPTA*

Etudié par : *SAYAH B*
BENTAHAR . S

Dirigé par : *M^{me} CHERID*

4 PLANCHES

PROMOTION : *Janvier 87*

REMERCIEMENTS.

Nous tenons, à remercier en premier lieu notre promotrice M^{me} CHERID pour sa gentillesse qui s'est traduit en une entière disponibilité à l'égard de notre travail, à exprimer notre profonde gratitude à tous nos enseignants qu'ils soient du lycée, de BAB-EZZOUAR ou de l'école Polytechnique, pour nous avoir éclairé et transmis leur connaissances.

A travers Monsieur Benmahdi nos remerciements sont à tout le personnel de la SAPTA. Nous ne saurons oublier toute l'aide apportée par nos amis Ingénieurs des promotions d'avant. Qu'ils trouvent ici l'expression de toute notre reconnaissance.

BENTAHAR. SID-ALI

SAYAH. BACHIR.

DEDICACES.



Que mes parents trouvent en ce modeste travail l'expression de toute ma reconnaissance pour tout ce qui a été fait pour moi.

Mes pensées vont également à toute ma famille, plus particulièrement à mon frère aîné Tahieddine, à mes nièces et mes neveux.

Je ne saurais oublier tous mes amis (es).

Sid - Ali

Je dedie Ce travail: à la memoire de mon père.

- à mon frère, ma mère et toute ma famille
- à ma fiancée.
- à tous mes amis (es).

Bachir

SOMMAIRE.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

I.	INTRODUCTION	0
II.	CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX. . .	1
III.	HYPOTHESES.	3
IV.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS. .	6
V.	CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINTE.. . . .	12
VI.	VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRECONTRAINTE. .	23
VII.	EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVEE DU PONT.	27
VIII.	REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES.	34
IX.	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	44
X.	VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION.	50
XI.	VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE ULTIME	57
XII.	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	61
XIII.	CALCUL DU PLATELAGE.	66
XIV.	CALCUL DES DEFORMATIONS.	74
XV.	JOINT DE CHAUSSEE.	77
XVI.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI.	78
XVII.	ETUDE DE LA PILE.	82
XVIII.	ETUDE DE LA CULEE.	89

I. INTRODUCTION.

L'ouvrage d'art faisant l'objet de notre projet de fin d'étude est un pont à poutres multiples en béton précontraint par pré-tension (à fils adhérents). Il sera implanté à Boufarik et permettra la jonction Boufarik-Blida. Le pont est à deux travées identiques, sa longueur d'axe en axe de la culée est de 53,00 m. La largeur totale du tablier est de 10,80 m et comporte :

- 2 voies de 3,50 m de largeur chacune.
- 2 trottoirs de largeur 1,90 m. chacun.

STRUCTURE DU PONT :

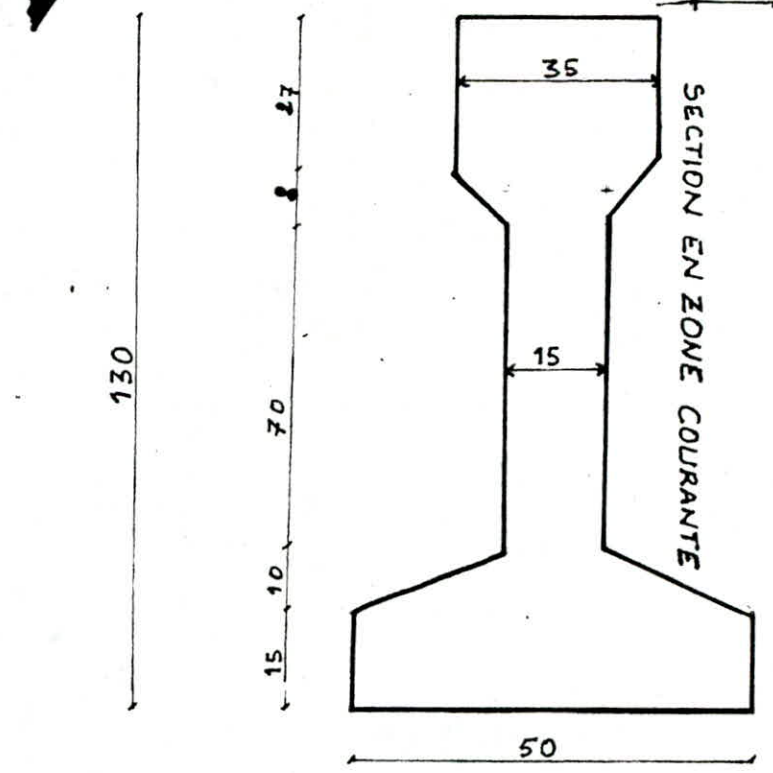
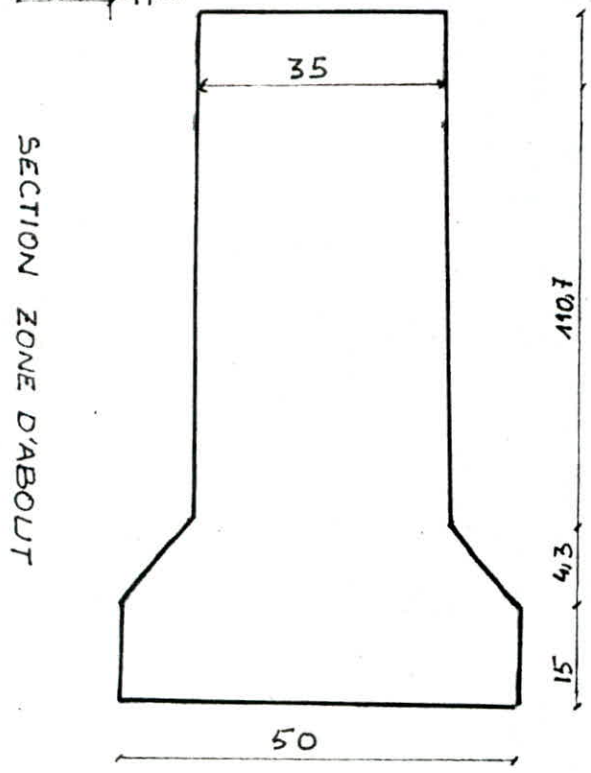
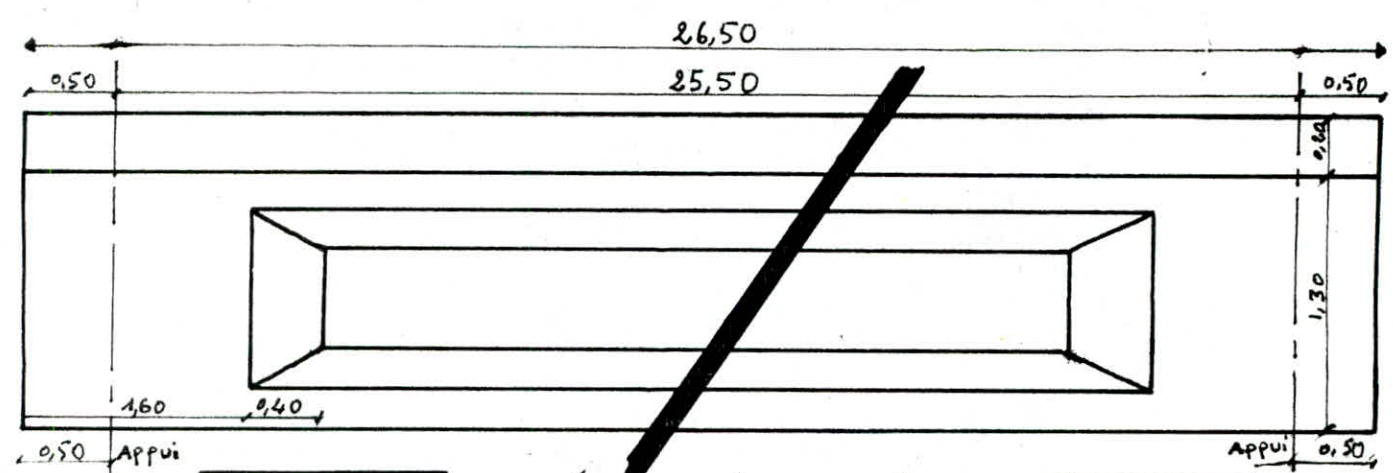
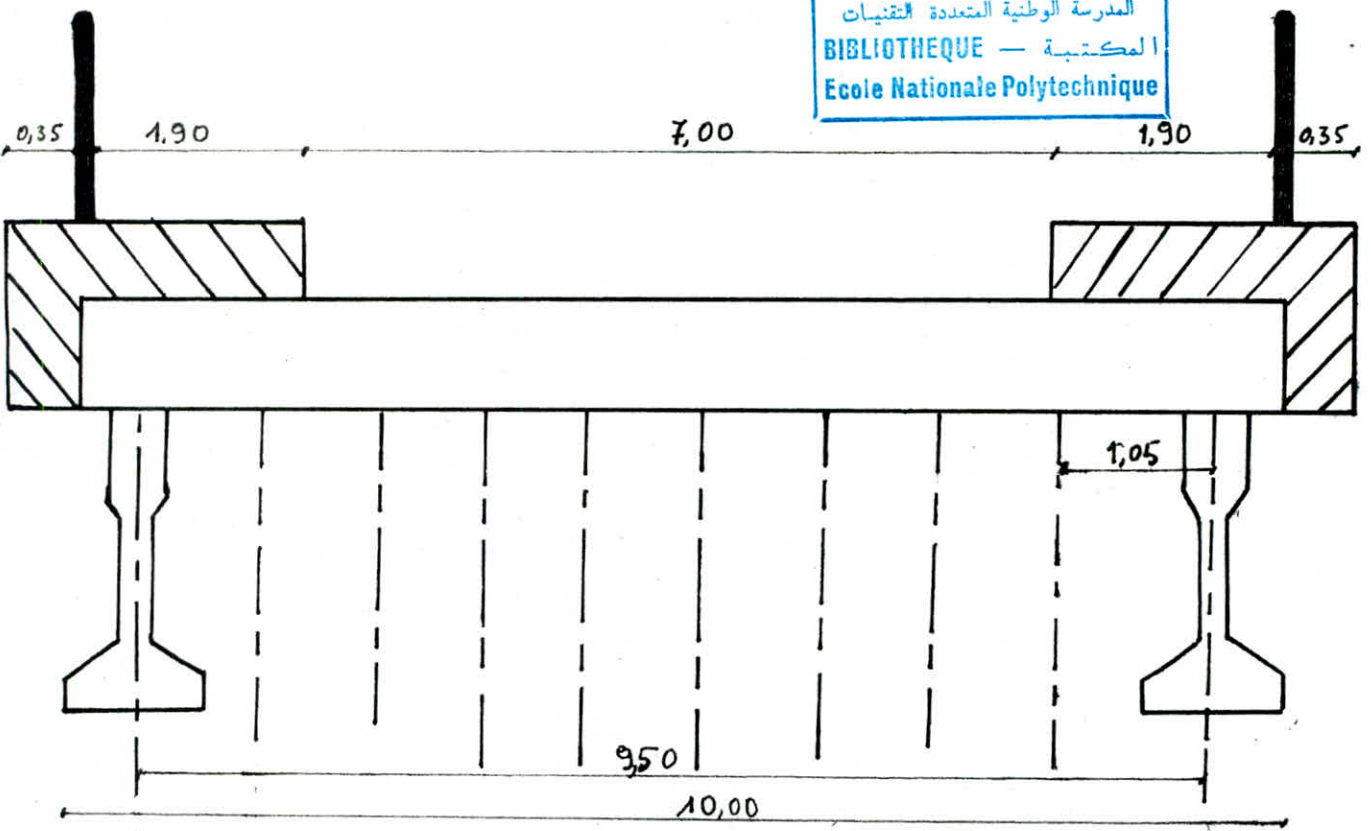
1. TABLIER : Il est constitué par

- le Platelage, formé par un hourdis de 20 cm recouvert d'une chape d'étanchéité et d'un revêtement en béton bitumineux d'épaisseur totale 8 cm.
- Les Poutres : en béton précontraint par prétension fabriquées dans une usine spécialisée se situant à Réghaia. Le nombre de ces poutres est de 10. Elles supportent le platelage le hourdis étant coulé sur place.

2. LES APPUIS :

Ainsi sont désignés la pile, les deux culées et les appareils d'appui dont suit une succincte description :

- La culée : élément essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé sur une semelle de fondation rectangulaire fondée sur 3 files de 5 pieux. Nos culées sont identiques.
- La pile : appui intermédiaire entre les 2 culées comportant un chevrete en béton armé supporté par 2 fûts circulaires sur une semelle rectangulaire liant une file de 4 pieux.
- Les appareils d'appui : Plaques en élastomère frettés du type monobloc 50 fixés sur des dés en béton armé.
- Les fondations : le terrain de fondation est constitué d'alluvions récents. Nous avons optés pour des fondations profondes constituées de pieux battus jusqu'à refus.



II - CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX UTILISES.

I. BÉTON ARME.

I.1. BÉTON : le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux prescriptions réglementaires CCBA 68.

- CIMENT CPA 325. dosage 400 kg/m^3 ; contrôle strict, diamètre des plus gros granulats $C_g = 25 \text{ mm}$.

I.1.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION : (art. 94 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \sigma_{28} = 300 \text{ bars}$$

- α : dépend de la classe du ciment utilisé : $\alpha = 1$ (CPA 325).
- β : dépend de la nature du contrôle $\beta = 1$ (contrôle strict)
- γ : dépend de l'épaisseur relative des éléments, et des dimensions des granulats $\gamma = 1$ ($h_m > 4 C_g$).
- δ : dépend de la nature des sollicitations ... $\delta = 0,3$ (compression simple)
 $\delta = 0,6$ (flexion simple)
- ϵ : dépend de la forme des sections ... $\epsilon = 1$ (F.S pour section rectang.)
ou C.S.

en Compression simple : $\bar{\sigma}_{b_0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 300 = 90 \text{ bars}$

en flexion simple : $\bar{\sigma}_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180 \text{ bars}$.

I.1.2 : CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,025$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

I.2. ACIERS :

- Armatures longitudinales : on utilise des Aciers H.A.

$$F_e E 40 HA \Rightarrow \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

- Armatures transversales :

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de traction et de compression pour les armatures longitudinales :

* limite imposée par les caractéristiques mécanique de l'acier :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

* limite imposée par la condition de fissuration du béton :

cette limite est la plus grande des 2 valeurs σ_1 et σ_2 suivantes :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_p}{1 + 10 \bar{\omega}_p} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad (\text{en bars, } \phi \text{ en mm})$$

avec $K = 10^6$ fissuration préjudiciable.

$\eta = 16$ (acier HA)

$\bar{\omega}_p =$ pourcentage de fissuration = $\frac{A}{B_f}$

$\phi =$ diamètre de la plus grosse barre.

* Contrainte admissible pour les armatures transversales :

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} & \text{si } 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} > \frac{2}{3} \\ \frac{2}{3} & \text{sinon} \end{cases}$$

* CONTRAINTE D'ADHERENCE ADMISSIBLE $\bar{\sigma}_d$

$$\bar{\sigma}_d = \begin{cases} 2 \times \psi_d \times \bar{\sigma}_b & \text{Pour les poutres} \\ 2,5 \times \psi_d \times \bar{\sigma}_b & \text{Pour les dalles et hourdis} \end{cases}$$

avec ψ_d : coefficient de scellement droit ($\psi_d = 1,5$ pour H.A.).

* Contrainte d'adhérence admissible pour les ancrages.

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

II. BETON PRECONTRAINTE.

II.1. c'est un béton dosé à 400 kg/m^3 ($E/c = 0,42$).

Resistance caractéristique en compression au relachement : $\sigma' = 270 \text{ bars}$.

Valeur caractéristique en traction au relachement : $\sigma = 6 + 0,06 \times \sigma' = 16,2 \text{ bars}$

Resistance caractéristique à 28 jours : $\sigma'_{28} = 420 \text{ bars}$

Valeur caractéristique en traction à 28j : $\sigma_{28} = 6 + 0,06 \cdot \sigma'_{28} = 31,2 \text{ (IP}_2\text{)}$

MODULE D'ELASTICITE INSTANTANE :

- A LA mise en précontrainte, le module du béton est diminué de 30% du fait de l'étuvage : $0,7 \times 24000 \sqrt{\sigma'} = 376052,169 \text{ bars}$.

- A 28 jour : $24000 \sqrt{\sigma'} = 394360,241 \text{ bars}$ d'après (PRAD, IP₂)

II.2 - ARMATURES DE PRECONTRAINTE.

Les cables utilisés sont des torons T_{12,4} III TBR dont les caractéristiques sont les suivantes :

CARACTERISTIQUES

TORON T_{12,4} III TBR.

Section A_p	9,93	(cm ²)
Force de tension garantie (FTG)	15400	(daN)
Force de rupture garantie (FRG)	17300	(daN)
Relaxation à 1000 heures (ρ_{1000})	2,5	(%)
Relaxation à 3000 heures (ρ_{3000})	3	(%)
Relaxation à 16 heures (ρ_{16})	0,75	(%)
Coefficient de scellement (η_p ou ψ_d ou η_b)	1,4	
Coefficient de fissuration (η ou η_A)	1,5	
Longueur de scellement (l_{su})	1	(m)
Module d'élasticité (E_a)	$19 \cdot 10^5$	(bars)

Pour les armatures passives on utilise des F_eE40 (H.A.) :

$$d \leq 20 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$$

$$d > 20 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$$

III - HYPOTHESES.

1. DESIGNATION DES CARACTERISTIQUES.

- B = Section de la poutre ou de la section complète.
 I = Inertie de la poutre ou de la section complète.
 V = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre supérieure de la poutre (ou de la section complète).
 V' = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre (ou de la section complète).
 E = Excentricité des cables de précontrainte.
 Z = Bras de levier du couple élastique.
 $\frac{I}{V}$ = Module d'inertie par rapport à la fibre inférieure.
 e_m = épaisseur fictive est définie comme le quotient $\frac{B}{P_{20}}$ avec B : aire, P_{20} : périmètre.
 l_{sn} : longueur nominale de scellement : c'est la longueur le long de laquelle la tension passe de la valeur $\sigma_p = 0$ à la valeur σ_p . Dans notre cas $P_{sn} =$
 l_e : longueur d'établissement de la précontrainte : c'est la distance séparant l'about de la poutre de la section au delà de laquelle l'effort normal de précontrainte interesse toute la hauteur de l'élément considéré.
L'IF2 définit (§4.2) la longueur d'établissement de la précontrainte par la formule : $l_e = \sqrt{(\sigma_p \cdot l_{sn})^2 + h_p^2}$.

avec $\sigma_l = 0,8$ valeur caractéristique minimale.

$\sigma_e = 1,2$ valeur caractéristique maximale.

h_p = distance du barycentre des armatures de précontraintes à la fibre supérieure poutre.

Zone de régularisation de la précontrainte :

L'IF2 (§34.1) définit sa longueur comme la plus grande des 2 valeurs

$$- l_e = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + h_p^2}$$

- a = hauteur de la poutre.

En général $l_e > a$

2. ASSOCIATION POUTRE-DALLE.

Les 2 bétons (celui de la poutre et celui du hourdis) ayant des modules d'élasticité différents. Il devrait être tenu compte d'un coefficient d'équivalence. Par simplification et ceci dans le sens de la sécurité nous prendrons ce coefficient égal à 1 : $\mu = 1$.

3. SECTION HOMOGENEISEE (PRAD. Setra DDC 3 § 1.31).

Dans le calcul des sections résistantes pour la justification des contraintes normales. Il est tenu compte des armatures longitudinales. La section des armatures est alors multipliée par un coefficient d'équivalence.

$$\eta = \frac{E_a}{E_c}$$

3.1. ACTION DE LA PRECONTRAINTE ET DU POIDS PROPRE.

Le calcul se fait en section nette $\Rightarrow [n=0]$ (béton seul)

3.2. ACTION FINALE DES CHARGES PERMANENTES

Le calcul se fait en section nette $\Rightarrow [n=0]$ (béton seul).

3.3. ACTION DES CHARGES D'EXPLOITATION INTERMITTENTE .

$$\eta = \frac{Ea}{24000\sqrt{f_{28}}} = \frac{19 \cdot 10^5}{24000\sqrt{420}} = 3,86 \Rightarrow \boxed{\eta = 4}$$

4. GENRE DE VERIFICATION A L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION .

Pour la plupart des ouvrages usuels en béton précontraint exposés aux intempéries et à des charges de courte durée, on applique le genre II. Ce genre est défini par un état limite des fissures qui ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage et l'état limite de décompression ne doit être atteint en aucun point d'enrobage sous l'effet des actions de longue durée. En dehors de la section d'enrobage les conditions à respecter conduisent à distinguer deux sous-genres dénommés II_a et II_b d'après (PRAD-SETRA) le genre à considérer est le genre II_b. La zone d'enrobage sera définie lors des calculs.

5. VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS.

5.1. Valeurs caractéristiques de la précontrainte :

En raison de l'incertitude qui règne sur la valeur de la force de précontrainte, les calculs sont à effectuer avec les valeurs défavorables déterminées à partir des valeurs caractéristiques maximale et minimale.

$$P_{1max} = 1,02 \sigma_p - 0,80 \Delta \sigma_p \quad \text{avec } \sigma_p : \text{tension initiale.}$$

$$P_{2max} = 0,98 \sigma_p - 1,20 \Delta \sigma_p \quad \text{avec } \Delta \sigma_p : \text{pertes de précontrainte.}$$

5.2. Valeurs caractéristiques des actions de longue durée (charges permanentes) et des actions de courte durée (intermittentes).

Les valeurs caractéristiques seront définies lors des calculs suivant (PRAD-SETRA)

6. COMBINAISONS D'ACTIONS - SOLLICITATIONS DE CALCUL .

La sollicitation de calcul résulte de la combinaison la plus défavorable des sollicitations, majorée d'un coefficient de la forme γ_{S3} .

La sollicitation de calcul est de la forme suivante :

$$\gamma_{S3} \left[S(\gamma_{Q_{L1}} \cdot Q_{L1}) + S\left(\frac{P_1}{P_2}\right) + S(\gamma_{Q_c} \cdot Q_c) \right]$$

$\gamma_{S3} = 1,2$ (état limite ultime)
 $\gamma_{S3} = 1$ (état limite d'utilisation)

avec : $S(\gamma_{Q_{L1}} \cdot Q_{L1})$: sollicitation dues aux actions de longue durée, dont la valeur caractéristique (maximale ou minimale) est Q_{L1} , actions majorées du coefficient $\gamma_{Q_{L1}}$

$S\left(\frac{P_1}{P_2}\right)$: sollicitations dues aux charges maximales (P_1) ou minimales (P_2) dues à la précontrainte en valeur caractéristique.

$S(\gamma_{Q_c} \cdot Q_c)$: sollicitation due aux charges intermittentes (charges d'exploitation) l'action Q_c étant majorée du coefficient γ_{Q_c} .

Les coefficients γ_Q sont définis comme suit :

ACTIONS	sollicitation ultime.	sollicitation d'utilisation
1) <u>Actions de longue durée</u> $\gamma_{Q_{L1}}$	1,1	1
2) <u>Actions intermittentes.</u> γ_{Q_c}		
A	1,33	1,2
B (β_c, β_t)	1,33	1,2
M	1,1	1
E	1,1	1
surcharge trottoir	1,33	1

7 - PHASES DE CONSTRUCTION.

La vérification du tablier est conduite conformément au schéma suivant :

PHASE 1 : Préfabrication et transport des poutres.

PHASE 2 : Stockage des poutres.

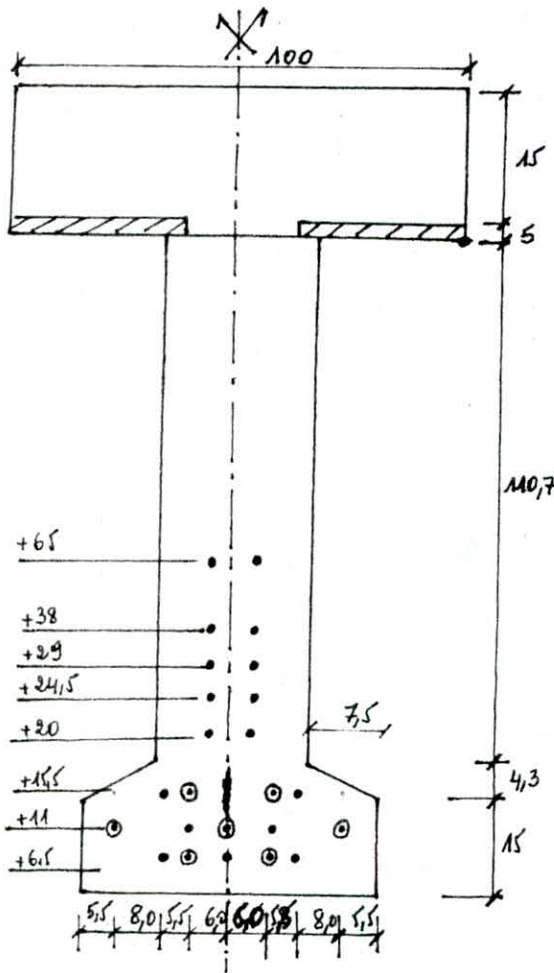
PHASE 3 : Coulage de la dalle.

PHASE 4 : Mise en place des superstructures et mise en service de l'ouvrage
Les sections résistantes des poutres varient en cours de construction :

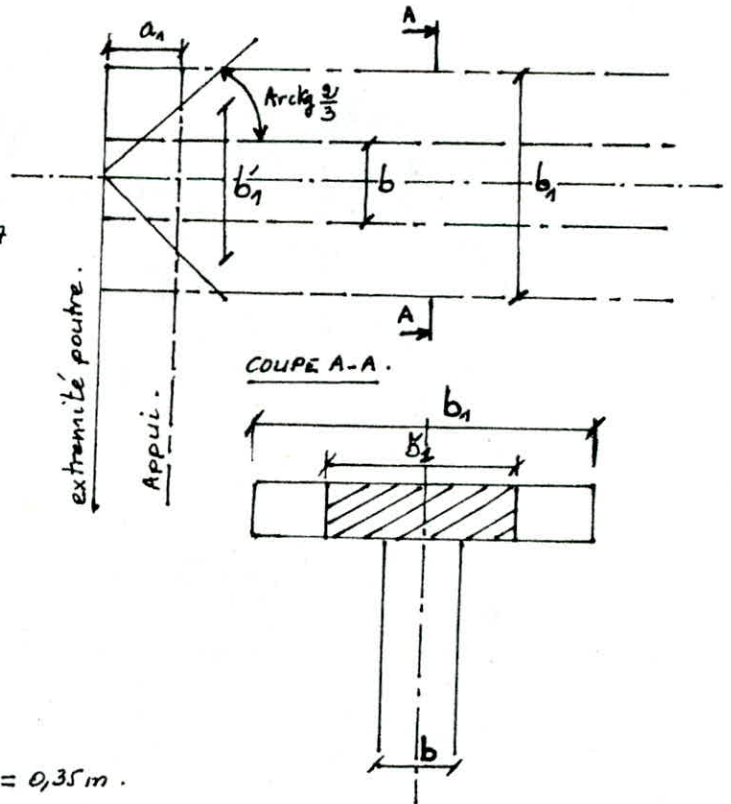
- En phase ①, ② et ③ d'ossature résistante est constituée par les poutres préfabriquées seules (en phase ③, en particulier, la dalle n'a pas encore durci elle n'est donc pas intégrée à la section résistante).
- Après durcissement de la dalle (phase ④) Les sections résistantes sont constituées par l'ensemble monolithique poutre + dalle associée.

IV. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

A. A L'ABOUT



- section prise en compte à l'appui. Pour le calcul, la section de dalle considérée est celle obtenue après réduction de la largeur dans les conditions qui suivent (§ 19,2 IPR).



données : $a_1 = 0,50 \text{ m}$; $b_1 = 1,05 \text{ m}$; $b = 0,35 \text{ m}$.

- Si $a_1 \leq \frac{3}{4}(b_1 - b)$ on prend $b'_1 = \frac{4}{3}a_1 + b \dots (1)$

- Si $a_1 > \frac{3}{4}(b_1 - b)$ on prend $b'_1 = b_1 \dots (2)$

La 1^{er} condition est vérifiée dans notre cas $\Rightarrow b'_1 = \frac{4}{3} \times 0,5 + 0,35 = 1,016 \text{ m}$.

1- CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE SEULE :

- centre de gravité des armatures actives :

à l'about nous avons 17 armatures actives et 7 armatures gainées (passives)

$$2 \times 6,5 = 130 \text{ cm}$$

$$2 \times 3,8 = 76 \text{ cm}$$

$$2 \times 2,9 = 58 \text{ cm}$$

$$2 \times 24,5 = 49 \text{ cm}$$

$$2 \times 2,0 = 40 \text{ cm}$$

$$2 \times 15,5 = 31 \text{ cm}$$

$$2 \times 1,1 = 22 \text{ cm}$$

$$3 \times 6,5 = 19,5 \text{ cm}$$

$$17 \times D' = 425,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow D' = \frac{425,5}{17} = 25,099 \text{ cm}$$

- Epaisseur fictive :

$$e_m = \frac{B}{P/2} = \frac{2B}{P}$$

$$* B = 35 \times 130 + \left(15 \times 7,5 + \frac{7,5 \times 4,3}{2}\right) \times 2$$

$$B = 4807,25 \text{ cm}^2.$$

$$* P = 2 \times (10,7 + 8,65 + 15) + 35 + 50 = 353,7 \text{ cm}$$

$$e_m = \frac{2 \times 4807,25}{353,7} = 27,18 \text{ cm}.$$

1.1. Caractéristiques avec $N=0$ (beton seul).

N°	A_i (cm ²)	x_i	y_i	$A_i x_i$ (cm ³)	$A_i y_i$ (cm ³)	x_G (cm)	y_G (cm)	e_i (cm)	d_i (cm)	I_{x_i} (cm ⁴)	I_{y_i} (cm ⁴)	$A_i e_i^2$ (cm ⁴)	$A_i d_i^2$ (cm ⁴)
1	4550	0	65	0	295750	0	.	0	3,02	6407916,67	464479,17	0	41497,82
2	112,5	-21,25	7,5	-2390,63	843,75	0	61,98	-21,25	-54,48	2109,375	527,34	50800,78	333907,92
3	112,5	21,25	7,5	2390,63	843,75	0	61,98	21,25	-54,48	2109,375	527,34	50800,78	333907,92
4	16,125	-20	16,43	-322,5	264,93	0	61,98	-20	-45,55	16,56	50,39	6450	33456,19
5	16,125	+20	16,43	322,5	264,93	0	61,98	20	-45,55	16,56	50,39	6450	33456,19
Σ	4807,25	—	—	0	297967,3	0	—	—	—	6412168,54	—	—	776226,04

$$x_G = \frac{\Sigma A_i x_i}{\Sigma A_i} ; \quad y_G = \frac{\Sigma A_i y_i}{\Sigma A_i}$$

$$e_i = x_i - x_G ; \quad d_i = y_i - y_G$$

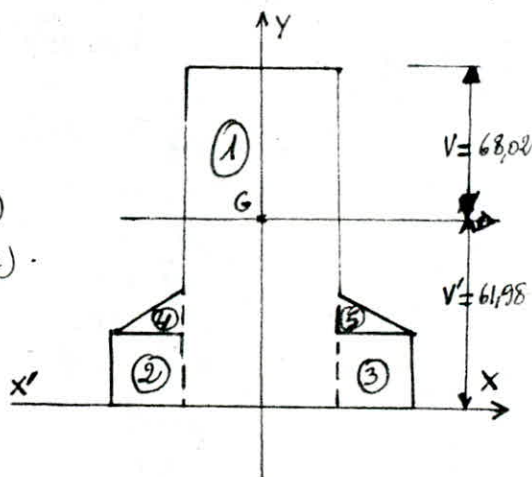
Pour les sections ①, ②, ③ : $I_{Gx} = \frac{bh^3}{12}$ (rectangle)

Pour les sections ④, ⑤ : $I_{Gx} = \frac{bh^3}{36}$ (triangle).

$$I_{Gx} = \Sigma (I_{x_i} + A_i d_i^2) = 7188394,58 \text{ cm}^4$$

$$V' = y_G = 61,98 \text{ cm} \Rightarrow V = H - V' = 130 - 61,98$$

$$V = 68,02 \text{ cm}.$$



- Excentricité de la force de précontrainte :

$$E = V' - D' = 61,98 - 25,029 = 36,95 \text{ cm}.$$

- Bras de levier du couple élastique ($\bar{z} = I/S'$).

S' : moment statique par rapport à la fibre neutre.

$$S' = 35 \times 61,98 \times \frac{61,98}{2} + 2 \times 7,5 \times 15 (61,98 - 7,5) + \frac{2 \times 7,5 \times 4,3}{2} (61,98 - (15 + \frac{4,3}{3})) =$$

$$S' = 80953,49 \text{ cm}^3.$$

$$\Rightarrow \bar{z} = \frac{I}{S'} = \frac{7188394,58}{80953,49} = 88,8 \text{ cm}.$$

- Modules d'Inertias :

$$\frac{I}{V} = 105680,6 \text{ cm}^3 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V = 68,02 \text{ cm} \\ I = 7188394,58 \text{ cm}^4 \\ V' = 61,98 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{I}{V'} = 115979,3 \text{ cm}^3$$

1.2- CARACTERISTIQUES HOMOGENEISEES avec $N=4$.

* Section : $B = 4807,25 + (4 \times 17 \times 0,93) = 4870,74 \text{ cm}^2$.

* Position de la fibre neutre : $\bar{z}A = 4 \times 17 \times 0,93 = 63,24 \text{ cm}^2$.

$$V' = \frac{4807,25 \times 61,98 + (4 \times 17 \times 0,93) \times 25,029}{4870,74} = 61,49 \text{ cm}.$$

$$V = H - V' = 130 - 61,49 = 68,50 \text{ cm}.$$

* Inertie :

$$I = 7188394,58 + 4807,25 (61,98 - 61,49)^2 + \begin{cases} 3 \times (61,49 - 6,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 33746,725 \\ 2 \times (61,49 - 11)^2 \times 4 \times 0,93 = 18966,346 \\ 2 \times (61,49 - 15,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 15736,1956 \\ 2 \times (61,49 - 20)^2 \times 4 \times 0,93 = 12647,35198 \\ 2 \times (61,49 - 24,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 10037,25118 \\ 2 \times (61,49 - 29)^2 \times 4 \times 0,93 = 7728,470376 \\ 2 \times (61,49 - 38)^2 \times 4 \times 0,93 = 4014,868776 \\ 2 \times (61,49 - 65)^2 \times 4 \times 0,93 = 105,743976 \\ \Sigma = 17 \times \dots = 102982,9537 \end{cases}$$

$$I = 7188394,58 + 1154,22 + 102982,9537$$

$$I = 7292531,754 \text{ cm}^4.$$

* Excentricité de la force de Précontrainte

$$E = V' - D' = 61,49 - 25,029 = 36,46 \text{ cm}.$$

* Bras de levier du couple elastique : $z = \frac{I}{S}$.

$$I = 7292531,75 \text{ cm}^4.$$

$$S = 35 \times 61,49 \times \frac{61,49}{2} + 2 \times 7,5 \times 15 (61,49 - 7,5) + \frac{2 \times 7,5 \times 4,3 [61,49 - (15 + \frac{4,3}{3})]}{2} + 4 \times 17 \times 0,93 (61,49 - 25,069) = 82074,47289$$

$$S = 82074,47289 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = 88,85 \text{ cm}.$$

* Modules d'Inertias :

$$\frac{I}{V} = 106460,32 \text{ cm}^3 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V = 68,50 \text{ cm} \\ I = 7292531,75 \text{ cm}^4 \\ V' = 61,49 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{I}{V'} = 118597,036 \text{ cm}^3$$

2- CARACTERISTIQUES DE LA SECTION COMPLETE.

2-1- Caracteristiques avec $N=0$

* Section $B = 4807,25 + (100 \times 15) + (30 \times 5) = 6457,25 \text{ cm}^2$.

$$B = 6457,25 \text{ cm}^2.$$

* Position de la fibre neutre.

$$V' = \frac{100 \times 15(150 - 7,5) + 30 \times 5 \times (150 - 17,5) + 4807,25 \times 61,98}{6457,25} = 82,32 \text{ cm}.$$

$$V = H - V' = 150 - 82,32 = 67,68 \text{ cm}.$$

* Inertie :

$$I_1 = \frac{100 \times (15)^3}{12} + 100 \times 15(150 - 7,5 - 82,32)^2 = 5460573,6 \text{ cm}^4.$$

$$I_2 = \frac{30 \times (5)^3}{12} + 30 \times 5(150 - 17,5 - 82,32)^2 = 378017,36 \text{ cm}^4.$$

$$I_3 = 7188394,58 + 4807,25(82,32 - 61,98)^2 = 9177332,327 \text{ cm}^4.$$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i = 15015923,29 \text{ cm}^4.$$

* Excentricité de la force de précontrainte

$$E = V' - D' = 82,32 - 25,029 = 57,29 \text{ cm}.$$

* Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$

$$S = 95 \times 82,32 \times \frac{82,32}{2} + \frac{2 \times 7,5 \times 4,3}{2} (82,32 - 15 - \frac{4,3}{3}) + 2 \times 15 \times 7,5 (82,32 - 7,5).$$

$$S = 137549,537 \text{ cm}^3.$$

$$\text{d'où } z = \frac{I}{S} = 109,17 \text{ cm}.$$

* Modules d'Inertie

$$\frac{I}{V} = 221866,48 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{I}{V'} = 182409,17 \text{ cm}^3$$

$$\text{avec } \begin{cases} V = 67,68 \text{ cm} \\ I = 15015923,29 \text{ cm}^4 \\ V' = 82,32 \text{ cm} \end{cases}$$

2-2- CARACTERISTIQUES HOMOGENEISEES avec $N=4$.

* Section $B = 6457,25 + 4 \times 17 \times 0,93 = 6520,49 \text{ cm}^2$.

* Position de la fibre neutre

$$V' = \frac{6457,25 \times 82,32 + 4 \times 17 \times 0,93 \times 25,029}{6520,49} = 81,76 \text{ cm}.$$

$$V = H - V' = 150 - 81,76 = 68,24 \text{ cm}.$$

* Inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I = 15015923,29 + 6457,25(82,32 - 81,76)^2 + \begin{cases} 3 \times (81,76 - 6,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 63210,994 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 11)^2 \times 4 \times 0,93 = 37251,9133 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 15,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 32664,488 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 20)^2 \times 4 \times 0,93 = 28121,64058 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 24,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 24155,59978 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 29)^2 \times 4 \times 0,93 = 20490,87898 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 38)^2 \times 4 \times 0,93 = 14065,39738 \text{ cm}^4 \\ 2 \times (81,76 - 65)^2 \times 4 \times 0,93 = 2020,63276 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\Sigma 17 \quad \quad \quad = 231981,54 \text{ cm}^4.$$

d'où $I = 15239929,82 \text{ cm}^4$.

* Excentricité de la force de précontrainte.

$$E = V' - D' = 81,76 - 25,029 = 56,73 \text{ cm}.$$

* Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$.

$$S = 35 \times 81,76 \times \frac{81,76}{2} + \frac{2 \times 7,5 \times 4,3}{2} \left(81,76 - \left[15 + \frac{4,3}{3} \right] \right) + 4 \times 17 \times 0,93 (81,76 - 25,029) + 7,5 \times 15 \times 2 (81,76 - 7,5) = 139385,16 \text{ cm}^3.$$

d'où $z = \frac{I}{S} = 109,34 \text{ cm}.$

* Modules d'Inertie :

$$\frac{I}{V} = 223328,39 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{I}{V'} = 186398,36 \text{ cm}^3$$

avec $\begin{cases} V = 68,24 \text{ cm} \\ I = 15239929,82 \text{ cm}^4 \\ V' = 81,76 \text{ cm} \end{cases}$

A L'ABOUT.

caractéristiques	D' (cm)	B (cm ²)	e (cm)	V' (cm)	V (cm)	I _{xG} (cm ⁴)	E (cm)	S (cm ³)	Z (cm)	I/V (cm ³)	I/V' (cm ³)
Poutre seule	N=0	4807,205	27,18	61,98	69,02	788391,58	36,95	80953,99	88,18	105680,6	1159729,3
Poutre	N=4	25,029	4807,24	27,18	61,49	7299331,71	36,46	82074,47	88,85	106460,32	118797,04
Section complète	N=0	6457,205		82,32	67,68	15015923,28	57,29	137549,54	109,17	221866,48	188409,17
Section	N=4	6520,49		81,76	68,24	15239929,82	56,73	139385,16	109,34	223328,39	186398,36

EN ZONE COURANTE :

le calcul des caracteristiques est identique à la zone d'about. Seulement dans la zone courante nous avons une section en I et le nbr de cables actifs est de 24; car les 7 cables gainés deviennent actifs. La largeur de la dalle considerée est egale à l'entre-axe des poutres $b = 1,05m$. Nous donnons ci-dessous les caracteristiques de cette zone.

caracteristiques	D' (cm)	B (cm ²)	e_m (cm)	V' (cm)	V (cm)	I_{xg} (cm ²)	E (cm)	S' (cm ³)	Z (cm)	I/v (cm ³)	I/v' (cm ³)	
Poutre seule	N=0	X	3970	17,44	62,64	67,36	6420909,36	41,7	66130,44	97,09	95392,28	102504,34
	N=4 20,937	3359,28	17,44	61,64	68,36	6595438,138	40,7	68132,3	96,80	96480,95	106998,32	
Section complete	N=0	X	4920	X	89,12	60,88	13298649,32	68,18	114805,97	115,83	218440,37	149221,82
	N=4 20,937	5009,28	X	87,67	62,03	13329672,46	67,03	118453,28	115,80	221339,23	156072,21	

V. CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINTE

A. A L'ABOUT.

- Retrait : $\epsilon_r = K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e_1} \cdot K_p$ (IP₂ pour un béton non étuvé.)

K_b : dépend de la composition du béton et du rapport E/C.
 Pour un béton dosé à 400 kg/m³ et E/C = 0,42 on a $K_b = 1$.

ϵ_c : dépend des conditions climatiques : pour une humidité de 70% on a $\epsilon_c = 27,5 \cdot 10^{-5}$.

K_{e_1} : dépend de l'épaisseur fictive (e_m) ; on a $e_m = 27,18 \text{ cm} \Rightarrow K_{e_1} = 0,6923$

K_p : dépend du pourcentage d'armature $K_p = \frac{1}{1+20w}$ avec $w = \frac{A}{B}$
 $w = \frac{17 \times 0,93}{4807,25} \Rightarrow K_p = 0,9382$.

Le retrait total, en tenant compte d'une réduction de 30% dû à l'étuvage est : $\epsilon_r = 0,8 (1 \times 27,5 \cdot 10^{-5} \times 0,6923 \times 0,9382) = 1,43 \cdot 10^{-4}$.

$$\epsilon_r = 1,43 \cdot 10^{-4}$$

- Fluage :

$$\epsilon_{fl} = \frac{\sigma_b}{E_{ij}} \times K_{f1} \cdot \nu(t) \quad \text{avec } K_{f1} = K_b K_c K_d K_{e_2} \text{ (IP}_2, \xi_e)$$

$K_b = 1$ (même chose que pour le retrait.)

K_c : dépend de l'humidité relative. à 70% $\Rightarrow K_c = 2,3$.

K_d : dépend du durcissement du béton à la mise en charge

hypothèse : à la mise en précontrainte à 1 jour réel sur un béton étuvé correspond un âge de 7 jours fictifs sur un béton normal

$$K_d(7 \text{ jours}) = 1,4$$

Au coulage de la dalle à 20 jours réels correspond un âge fictif de 23 jours d'où :

$$K_d(23 \text{ jours}) = 1,1$$

K_{e_2} : dépend de l'épaisseur fictive e_m : $e_m = 27,18 \text{ cm} \Rightarrow K_{e_2} = 0,7782$ (IP₂).
 du fait des 2 valeurs de K_d nous avons 2 valeurs de K_{f1} :

$$K_{f1}(7) = 2,51 \text{ (à la mise en précontrainte)}$$

$$K_{f1}(23) = 1,97 \text{ (au moment du coulage de la dalle)}$$

I. PERTE SUR BANC :

1- tension initiale : $\sigma_p = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 0,85 F_{rk} = 0,85 \cdot 17300 = 14705 \text{ dan} \\ 0,95 F_{rk} = 0,95 \cdot 17300 = 14630 \text{ dan (valeur retenue)} \end{array} \right.$

2- PERTES D'ANCRAGE : (longueur du banc 66 m).

$$\Delta \sigma_a = E_{sa} \cdot \frac{g}{l} \cdot A_p \quad \text{avec } g = 0,005 \text{ m ; } E_{sa} = 19 \cdot 10^5 \text{ bars ; } A_p = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$\Delta \sigma_a = 133,86 \text{ dan} \approx 134 \text{ dan}$$

3- PERTES PAR RETRAIT INSTANTANÉ SUR BANC :

$$\text{Retrait total} = 1,43 \cdot 10^{-4}$$

le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalent à un béton non étuvé à 7 jours \Rightarrow le retrait sur Banc est

$$\epsilon = \epsilon_r \cdot \nu(t) \text{ (IP}_2)$$

$$t_{\text{real}} = 7 \text{ jours} \Rightarrow t_{\text{fictif}} = 6 \text{ jours on a } \nu(t) = 0,20$$

$$\Delta \sigma_p = 0,20 \cdot \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 0,20 \cdot 1,43 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 50,96251 \text{ dan}$$

4- PERTES THERMIQUES : coefficient de dilatation $\alpha = 10^{-5}$.

$$\Delta \sigma_{\theta} = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} E_a \cdot A_p \approx \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p \text{ avec } \Delta L = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot L$$

et $\Delta \theta = 70^{\circ} - 20^{\circ} = 50^{\circ} \text{ C}$.

$$\Delta \sigma_{\theta} = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot E_a \cdot A_p = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 \approx 884$$

$$\Delta \sigma_{\theta} = 884 \text{ dan}.$$

5- PERTES PAR RELAXATION SUR BANC. $f_{1L} = 0,75\%$ (I_{P_2}).

$$\Delta \sigma_p = (\sigma_p - \Delta \sigma_{\theta}) \frac{f_{1L}}{100} = (14630 - 134) \frac{0,75}{100} \approx 109 \text{ dan}.$$

Finalement la tension avant relachement est :

$$14630 - (134 + 51 + 884 + 109) = 13452 \text{ dan}.$$

II - PERTES INSTANTANÉES : (calcul fait avec la longueur beton de la poutre et les caracteristiques de la poutre seule, $n=0$).

A l'about ces pertes sont calculées à la longueur d'établissement de la précontrainte. Celle-ci est la longueur ou la valeur de l'abscisse au-delà de laquelle la compression due à la précontrainte interesse toute la section (I_{P_2})

$$l_{\min} = \sqrt{(\delta l_{\min} \cdot l_{sn})^2 + h_p^2} \text{ avec } \begin{cases} h_p = 130 - 25,029 = H - D' = 104,971 \text{ cm} \\ \delta l_{\min} = 0,8 ; l_{sn} = 1,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{d'où } l_{\min} = 1,32 \text{ m}.$$

- Calcul du Moment dû au poids propre de la poutre :

$$M(l_e = 1,32 \text{ m}) = q_g \cdot \frac{l_e}{2} (l - l_e) = 835 \cdot \frac{1,32}{2} (26,5 - 1,32) = 13876,70 \text{ dan.m}.$$

le calcul de ces pertes est itératif et vaut $\Delta \sigma_{ij}(l_e) = \sigma'_{ij} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p$.

σ'_{ij} : contrainte de compression finale, au niveau du C.O.G. des armatures due à la précontrainte et à la décompression due au poids propre

$$E_{ij} = 0,7 \times 24000 \sqrt{\sigma'_{ij}} \text{ avec } \sigma'_{ij} : \text{contrainte de compression au relachement}$$

$$\sigma'_{ij} = 270 \text{ bars}.$$

A_p : section de l'armature de précontrainte = $0,93 \text{ cm}^2$.

E_a : Module d'élasticité de l'armature = $19 \cdot 10^5 \text{ bars}$.

calcul itératif (par simplification nous prenons directement la bonne valeur)
valeur estimée: 515 dan.

Tension probable $13452 - 515 = 12937,0 \text{ dan}$ (Tension par cable)

Précontrainte due au poids/cdg des aciers : $\sigma_b = \frac{F}{B} + \frac{M \cdot E}{I}$

avec $F = nP$ et $M = (n \cdot P) \cdot E$ n : nbr de cables = 17.

P : Tension Probable ; E : excentricité des aciers

$$\sigma_b = \frac{17 \times 12937}{4807,25} + \frac{17 \times 12937 \times (36,95)^2}{7188394,58} = 87,52 \text{ bars}.$$

décompression due au poids propre : $\sigma_b^* = - \frac{M \cdot E}{I} = - \frac{13876,70 \times 36,95}{7188394,58} = -7,13 \text{ bars}$

contrainte de compression résiduelle : $87,52 - 7,13 = 80,39 \text{ bars} = \sigma'_{ij}$

$$\Delta \sigma_{ij} = \sigma'_{ij} \cdot \frac{E_a \cdot A_p}{E_{ij}} = 514,58 \text{ bars} \approx \text{valeur estimée} = 515.$$

Donc la tension probable au relachement est égale à 12937 dan .

Valeurs caractéristiques des tensions à $l_e = 1,32 \text{ m}$ (ou à $x = 0,82 \text{ m}$ à partir de l'appui).

$$\begin{aligned}
 P_{1\max} &= 1,02 \sigma_p - 0,8 \Delta \sigma_p (l_e) \\
 P_{2\min} &= 0,98 \sigma_p - 1,2 \Delta \sigma_p (l_e) \quad (\text{§ 12.4 de l'IP}_2)
 \end{aligned}$$

avec σ_p : tension initiale ; $\Delta \sigma_p$: pertes totales déjà effectuées.

$$P_{1\max} = 1,02 \times 14630 - 0,8 (134 + 51 + 884 + 109 + 515) = 13568,2 \text{ bars.}$$

$$P_{2\min} = 0,98 \times 14630 - 1,2 (134 + 51 + 884 + 109 + 515) = 12305,8 \text{ bars.}$$

contraintes dans le béton dues à la précontrainte à $x = 0,82 \text{ m}$.

Précontrainte max. ($P_{1\max}$)

$$\begin{aligned}
 \text{fibre supérieure: } n_0 &= \frac{n \cdot P_{1\max}}{B} - \frac{n \cdot P_{1\max} - E}{I/V} = \frac{17 \times 13568,2}{4807,25} - \frac{17 \times 13568,2 \times 36,95}{105680,6} = 32,67 \text{ bars} \\
 \text{fibre inférieure } n'_0 &= \frac{n \cdot P_{1\max}}{B} + \frac{M}{I/V'} = \frac{17 \times 13568,2}{4807,25} + \frac{17 \times 13568,2 \times 36,95}{115979,30} = 101,47 \text{ bars}
 \end{aligned}$$

Précontrainte min. ($P_{2\min}$)

$$\begin{aligned}
 \text{fibre supérieure } n_0 &= -29,63 \text{ bars} \\
 \text{fibre inférieure } n'_0 &= 110,17 \text{ bars.}
 \end{aligned}$$

III. PERTES DIFFERÉES A L'ABSCISSE $x = 0,82 \text{ m}$. (calcul fait avec la portée de la poutre $l = 25,50 \text{ m}$)

a. Sur Poutre seule au stockage:

1. Retrait différé:

$$\begin{cases}
 \text{retrait total} = E_r \cdot E_a \cdot A_p = 1,43 \cdot 10^4 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 252,68 \text{ dan.} \\
 \text{retrait déjà effectué sur banc: } 51 \text{ dan.} \\
 \text{Perte par retrait différé} = 252,68 - 51 = 201,68 \text{ dan.}
 \end{cases}$$

2. Relaxation différée: est égale au Max de (1) et (2).

$$\Delta \sigma_p(x) = \begin{cases} \frac{2,4 \cdot S_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_p(x) - 0,55 \cdot F_{RG}}{0,25 \cdot F_{RG}} \cdot \sigma_p(x) & (1) \\ \frac{S_{3000} \times 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_p(x) - 0,55 \cdot F_{RG}}{0,25 \cdot F_{RG}} \cdot \sigma_p(x) & (2) \end{cases} \quad (\text{§ 9.2, IP}_2)$$

avec: $\sigma_p(x)$: tension dans le câble après mise en précontrainte

$$\sigma_p(l_e) = 12937 \text{ dan.}$$

$S_{1000} = 2,5$; $S_{3000} = 3$; $F_{RG} = 17360 \text{ dan}$ (caractéristiques des câbles)
la valeur retenue est (1) $\Rightarrow \Delta \sigma_p(l_e) = 606,13 \text{ dan.}$

3. Fluage:

Le calcul de la perte par fluage se fait itérativement. cette perte est donc estimée au début du calcul. les pertes par retrait, fluage, relaxation étant concomitantes, on tient compte de ce fait en affectant les pertes différées d'un terme correcteur appelé terme de concomitance (§ 12.3.1 IP₂)
Il est de la forme:

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_p (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_p(x) - 0,55 \cdot F_{RG}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Delta \sigma_r = \text{pertes dues au retrait différé} \\ \Delta \sigma_{fl} = \text{pertes dues au fluage différé.} \\ \Delta \sigma_p = \text{pertes dues à la relaxation différée} \\ \sigma_p(x) = \text{Tension à la mise en précontrainte} \end{cases}$$

calcul itératif (par simplification on donne la bonne valeur).

- valeur estimée $\Delta \sigma_{fl} = 588 \text{ dan.}$

- terme de concomitance: $\Delta \sigma = \frac{606,13 (201,68 + 588)}{12937 - 0,55 \cdot 17360} = 141,24 \text{ dan.}$

- Précontrainte au centre de gravité des aciers $\sigma'_b = 87,52 \text{ bars}$ (déjà calculée)

Moment dû au poids propre: $M = q \frac{l_e}{2} (l - l_e) = 835 \times \frac{0,82}{2} \cdot (25,5 - 0,82)$

$$M = 8449,20 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma' = \frac{M.E}{I} = \frac{844920.36,95}{7188394,58} = 4,34 \text{ bars}$$

- Variation de précontrainte : $\Delta\sigma^* = \frac{\sigma'_b (\sum \text{pertes différées} - \text{termes de concomitance})}{\text{tension au relâchement}}$

$$\Delta\sigma^* = \frac{87,52(201,68 + 606,13 + 588 - 141,24)}{12937} = 8,49 \text{ bars}$$

- Contrainte résiduelle : $\sigma'_{b_i} = \sigma'_b - \sigma' - \Delta\sigma^* = 87,52 - 4,34 - 8,49 = 74,69 \text{ bars}$.
Vérification du fluage estimé.

$$E_{f1} = 0,7 K_{f1} \frac{\sigma'_{b_i}}{E_{ij}} \rho(t)$$

avec : 0,7 coefficient de minoration à cause de l'étuvage

$K_{f1} = 2,51$ (déjà calculé) à la mise en précontrainte

$\sigma'_{b_i} = 74,69 \text{ bars}$ contrainte résiduelle.

$$E_{ij} = 24000 \sqrt{270}$$

$$\rho(t) = \rho(\infty) = 1$$

d'où $E_{f1} = 3,328.10^4$ et $\Delta\sigma_{f1} = E_{f1} \cdot E_a \cdot A_p = 588,06 \text{ dan}$.

La durée de stockage des poutres est de 20 jours. Les pertes dans cette phase (d'après IP₂ art. 12.33) représente 38% des pertes totales.

$$\text{soit } \Delta\sigma_{\text{diff}} = 0,38 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{f1} - \Delta\sigma_{\text{com}}]$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}} = 0,38 [201,68 + 606,13 + 588 - 141,24] = 476,74 \text{ dan}$$

Finalement la tension avant coulage est : $12937 - 476,74 = 12460,30 \text{ dan}$.

D'où les valeurs caractéristiques des pertes au stockage.

$$\text{Pertes différées max} = 1,2 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{f1} - \Delta\sigma_{\text{com}}] 0,38 = 572 \text{ dan}$$

$$\text{Pertes différées min} = 0,8 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{f1} - \Delta\sigma_{\text{com}}] 0,38 = 381,40 \text{ dan}$$

Donc les pertes de précontraintes dues aux pertes différées :

- Pertes de précontrainte minimum :

$$\text{fibre supérieure : } n_0 = - \left[\frac{n_{f \text{ min}}}{B} - \frac{n_{f \text{ min}} \cdot E}{I/V} \right] = - \left[\frac{17.381,4}{4807,25} - \frac{17.381,4 \times 36,95}{105680,60} \right] = 0,92 \text{ bar}$$

$$\text{fibre inférieure } n'_0 = - \left[\frac{n_{f \text{ min}}}{B} + \frac{n_{f \text{ min}} \cdot E}{I/V'} \right] = -3,41 \text{ bars}$$

- Pertes de précontrainte maximum :

$$\text{fibre supérieure : } n_0 = - \left[\frac{n_{f \text{ max}}}{B} - \frac{n_{f \text{ max}} \cdot E}{I/V} \right] = 1,38 \text{ bars}$$

$$\text{fibre inférieure : } n'_0 = - \left[\frac{n_{f \text{ max}}}{B} + \frac{n_{f \text{ max}} \cdot E}{I/V'} \right] = -5,12 \text{ bars}$$

B- SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL : (caractéristique section complète $n=0$)

• perte par retrait total = 252,68 dan

• perte par retrait sur Banc = 51 dan

• perte par retrait différé = 201,68 dan

• perte par relaxation différée = 606,13 dan

• perte par fluage : le calcul se fait par itération comme précédemment.

- perte estimée = 586,50 dan

- terme de concomitance $\Delta\sigma_{\text{com}} = 140,97 \text{ dan}$.

- pertes différées sur section complète = $201,68 + 606,13 + 586,5 - 140,97 - 476,74 = 776,60 \text{ dan}$.

- Variation de la précontrainte sur section complète :

$$\Delta\sigma_N = - \left[\frac{17 \times 776,60}{6457,25} + \frac{17 \times 776,60 (57,29)^2}{15015923,29} \right] = -4,93 \text{ bars}$$

- Décompression due à l'application du (hourdis + coffrage)

$$\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3 ; G_1 = 20 \times 2,5 \times 0,981 \times 1 = 490,5 \text{ dan/m}$$

$$M_1 = 490,5 \times \frac{0,82^2}{2} (25,5 - 0,82) = 4963,27 \text{ dan.m}$$

$$G_1 = - \frac{4963,27 \cdot 10^2 \cdot 36,95}{7188394,58} = -2,55 \text{ bars}$$

- Décompression due à l'application du revêtement de chaussée ($\gamma_r = 225 \text{ dan/m}^2$)

$$G_2 = 225 \times 1 = 225 \text{ dan/m}$$

$$M_2 = 225 \cdot \frac{0,82^2}{2} (25,5 - 0,82) = 2276,73 \text{ dan.m}$$

$$G_2 = - \frac{2276,73 \cdot 36,95}{7188394,58} = -1,17 \text{ bars}$$

$$\text{d'où } \Sigma \Delta \sigma = \Delta \sigma_N + G_1 + G_2 = -4,92 - 2,55 - 1,17 = -8,65 \text{ bars}$$

$$\text{CONTRAINTE DUE A LA PRECONTRAINTES : } \sigma'_b = \frac{n \cdot f_c}{B_p} + \frac{n f_c \cdot E^2}{I_p}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} f_c : \text{tension avant le coulage} \\ B_p : \text{section poutre seule} \\ I_p : \text{Moment d'Inertie poutre seule} \end{array} \right.$

$$\sigma'_b = \frac{17 \times 12460,3}{1807,25} + \frac{17 \times 12460,3 \cdot (36,95)^2}{7188394,58} = 84,30 \text{ bars}$$

$$\text{CONTRAINTE RESIDUELLE : } 84,30 - 4,34 = 79,96 \text{ bars}$$

avec 4,34 bar : décompression due au poids propre.

d'où :

$$E_{f1} = 0,7 \left[K_{f1(7)} \frac{\sigma'_{b1}}{E_i(7)} \cdot \nu(t-j) + \frac{\Delta \sigma'_{b1}}{E_i(28)} \cdot \nu(t-i) \right]$$

$$\text{avec : } E_i(7) = 24000 \sqrt{270} ; \nu(t-j) = \nu(\infty) = 1 ; K_{f1(7)} = 2,51$$

$$E_i(28) = 24000 \sqrt{420} ; \nu(t-i) = \nu(\infty - 20) = 1 ; K_{f1(28)} = 1,97$$

σ'_{b1} : contrainte résiduelle.

$\Delta \sigma'_{b1}$: variation de contrainte due :

- à la variation de contrainte amenée par les pertes par fluage.
- à la décompression due à l'application du hourdis.
- à la décompression due à l'application du revêtement

$$\text{Finalement on a : } E_{f1} = 3,32 \cdot 10^{-4} \text{ d'où } \Delta \sigma_{p1} = E_{f1} \cdot E_a \cdot A_p$$

$$\Delta \sigma_{p1} = 3,32 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 586,53 \text{ dan} \approx \text{valeur estimée}$$

Les pertes différées sur section complète au stade final sont obtenues en déduisant les pertes déjà effectuées sur poutre seule.

$$\text{- Pertes différées sur poutre seule} = 476,74 \text{ dan}$$

$$\text{- Pertes différées sur section complète} = \Delta \sigma_p + \Delta \sigma_{p1} - \Delta \sigma_{\text{con}} = 476,74$$

$$\text{elles sont égales à : } 201,68 + 606,13 + 586,5 - 140,97 - 476,74 = 776,6 \text{ dan}$$

d'où les valeurs caractéristique des pertes de précontrainte sur le montage à $x = 0,82 \text{ m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{valeur max} = 1,2 \cdot 776,6 = 931,92 \text{ dan} \\ \text{valeur min} = 0,8 \cdot 776,6 = 621,28 \text{ dan} \end{array} \right.$$

Donc : 1) les pertes de précontrainte minimum : (variation des contraintes dans le béton)

- En fibre supérieure du hourdis (avec caractéristique de la section complète)

$$n_1 = - \left[\frac{n \cdot f_{\text{min}} - n \cdot f_{\text{min}} \cdot E_m}{I_m} \right] = - \left[\frac{17 \cdot 621,28}{6457,25} - \frac{17 \cdot 621,28 \cdot 57,29}{221866,48} \right] = 1,09 \text{ bars}$$

- En fibre sup. de la poutre.

$$n_2 = - \left[\frac{n \cdot f_{\text{min}} - n \cdot f_{\text{min}} \cdot (l_m - 20) \cdot E_m}{I_m} \right] = - \left[\frac{17 \cdot 621,28}{6457,25} - \frac{17 \cdot 621,28 \cdot 57,29 \cdot (67,68 - 20)}{15015923,29} \right] = 0,269$$

En fibre inférieure de la poutre.

$$n_3 = - \left[\frac{n_1 P_{min}}{B_m} + \frac{n_1 P_{min} \cdot E_m}{I_m / \nu_1} \right] = - \left[\frac{17 \times 621,28}{6457,25} + \frac{17 \cdot 621,28 \cdot 5729}{182409,17} \right] = -4,953 \text{ bars.}$$

2) Pertes de précontrainte Maximum.

- En fibre supérieure du hourdi

$$n'_1 = n_1 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = 1,09 \cdot \frac{931,92}{621,28} = 1,635 \text{ bars.}$$

- En fibre supérieur de la poutre

$$n'_2 = n_2 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = 0,404 \text{ bars}$$

- En fibre inférieur de la poutre.

$$n'_3 = n_3 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = -7,429 \text{ bars.}$$

Valeurs caractéristiques des tensions à $x = 0,82 \text{ m}$.

Pertes totales à cette abscisse :

- Pertes totales sur Banc = 1178 dan

- Pertes instantanées = 515 dan

- Pertes différées = 1253,34 dan

$$\Rightarrow \Sigma \text{Pertes} = 2946,34 \text{ dan.}$$

$$\text{Tension } P_1 \text{ max} = 1,02 G_p - 0,8 \Sigma \text{Pertes} = 12565,53 \text{ dan}$$

$$\text{Tension } P_1 \text{ min} = 0,98 G_p - 1,2 \Sigma \text{Pertes} = 10801,79 \text{ dan.}$$

CONTRAINTES FINALES DANS LA POUTRE DUE A LA PRECONTRAINTE à $x = 0,82 \text{ m}$.

a- CONTRAINTE MINIMUM :

- contrainte dans le beton au debut du stockage (contrainte minimum) →

- Pertes de précontrainte durant le stockage (Pertes max.) →

- Pertes sur section complète (pertes max).

b- CONTRAINTE MAXIMUM.

- Contrainte dans le beton au debut du stockage (contrainte max.) →

- Pertes de précontrainte durant le stockage (Pertes min) →

- Pertes sur section complète (Pertes min) →

	Fibre supérieure	Fibre inférieure.
- contrainte dans le beton au debut du stockage (contrainte minimum) →	-29,63 bars	110,17 bars.
- Pertes de précontrainte durant le stockage (Pertes max.) →	1,38 bars	-5,12 bars.
- Pertes sur section complète (pertes max).	0,404 bars	-7,429 bars
Σ	-27,82 bars	97,65 bars.
- Contrainte dans le beton au debut du stockage (contrainte max.) →	-32,67 bars	121,47 bars.
- Pertes de précontrainte durant le stockage (Pertes min) →	0,92 bars	-3,41 bars.
- Pertes sur section complète (Pertes min) →	0,269 bars	-4,953 bars.
Σ	-31,46 bars	113,13 bars.

Verification des contraintes normales à la mise en précontrainte : cette vérification doit être faite à la longueur d'établissement minimum de la précontrainte ($l_{e \text{ min}}$) car à cette abscisse, la précontrainte est maximum et la décompression due au poids propre est minimum.

A l'abscisse $x = 0,82 \text{ m}$, à la mise en précontrainte, la force de précontrainte maximum est $P_1 = 13568,2 \text{ dan/tonon}$.

Nous avons trouvé les contraintes dues à cette force.

- en fibre supérieur : $n_0 = -32,67 \text{ bars}$.

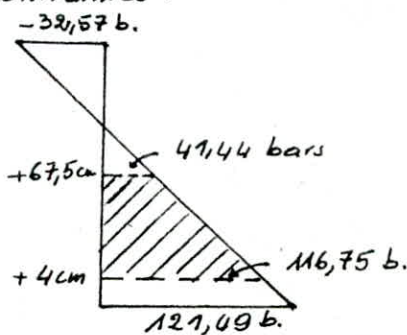
- en fibre inférieur : $n'_0 = 121,49 \text{ bars}$

Calcul des ordonnées de la section d'enrobage.

$$\begin{aligned} * \text{Ordonnée de la fibre inférieure} &= \text{ordonnée du 1^{er} lit} - \left(\frac{\phi}{2} + m \times \text{distance minimale} \right) \\ &= 6,5 - \left(0,62 + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) \\ &= 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{Ordonnée de la fibre supérieure} &= \text{ordonnée du dernier lit} + \left(\frac{\phi}{2} + m \times \text{distance min.} \right) \\ &= 65 + \left(0,62 + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) = 67,50 \text{ cm.} \end{aligned}$$

avec $m = \frac{2}{3}$ (C.P.S) et distance minimale = 3 cm. (§ 473. IPr).
 d'où le diagramme des contraintes.



CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU POIDS PROPRE DE LA POUTRE (avec $n=0$)

$$g_1 = 835 \text{ daN/ml.}$$

Prenons une valeur caractéristique minimale = $0,98 \times 835 = 818,3 \text{ daN/ml.}$

le moment à $x = 1,32 \text{ m}$ est $M = 13599,78 \text{ daN.m.}$

CONTRAINTES CORRESPONDANTES.

- En fibre supérieure F.S : $\frac{13599,78 \cdot 10^2}{105680,6} = 12,87 \text{ bars}$
- En fibre inférieure F.I : $\frac{13599,78 \cdot 10^2}{115979,3} = -11,73 \text{ bars.}$
- Au niveau supérieur de la section d'enrobage :
 $\frac{13599,78 \cdot 10^2}{7188394,58} [67,5 - 61,98] = 1,044 \text{ bars}$
- Au niveau inférieur de la section d'enrobage :
 $\frac{13599,78 \cdot 10^2}{7188394,58} [4 - 61,98] = -10,97 \text{ bars}$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES.

- la contrainte de compression (F.I) est limitée à $\frac{\sigma_c}{1,6} = \frac{270}{1,6} = 168,75 \text{ bars}$ (§ 243 IPr)
- les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les $\frac{1,5}{1,6}$ valeurs (pour le genre IIb)
 - . $\sigma_c = 22,2 \text{ bars}$ (pour la section d'enrobage)
 - . $\sigma_t = 1,86 = 39,96 \text{ bars}$ (hors section d'enrobage)

avec σ_c : contrainte caractéristique en compression au relâchement.

σ_t : contrainte caractéristique en traction au relâchement.

a. En fibre SUPÉRIEURE DE LA POUTRE.

$$\sigma = -32,67 + 12,87 = -19,8 \text{ b} < 39,96 \text{ bars.}$$

b. EN fibre Supérieure de la section d'enrobage.

$$\sigma = 41,44 + 1,044 = 42,48 \text{ bars.}$$

c. En fibre inférieure de la section d'enrobage

$$\sigma = 116,75 - 10,97 = 105,78 \text{ b.}$$

la section d'enrobage est donc entièrement comprimée, la condition est vérifiée (Pas de traction).

d. En fibre inférieure de la poutre

$$\sigma = 121,09 - 11,73 = 109,36 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 180 \text{ bars (règle particulière à l'about)}$$

la contrainte fictive à l'about, calculée sur la section S (§ 34-61 IPr)

$$\text{est limitée à } \frac{\sigma_{28}}{1,3} = \frac{270}{1,3} = 207,7 \text{ bars.}$$

la surface S reçoit une force de ($P \times 17$ torons)

$$S = (35 \times 67,5) + (2 \times 15 \times 7,5) + \frac{2 \times 7,5 \times 41,3}{2} = 2619,75 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{F}{S} = \frac{17 \times 13568,2}{2619,75} = 88 \text{ bars} < 207,7 \text{ bars.}$$

Les Conditions sont alors toutes vérifiées.
 Reprise conventionnelle de traction du béton dans la zone tendue.
 On a obtenu le diagramme des contraintes :

la section d'Armature nécessaire est :

$$A_c \geq \frac{0,1 \cdot B}{100} + \frac{F_B}{\sigma_e} \left(\{ 21,4 \cdot 2 \text{ IP}_2 \right)$$

avec B : aire du béton tendu = $35 \times 20,70 = 724,5 \text{ cm}^2$.

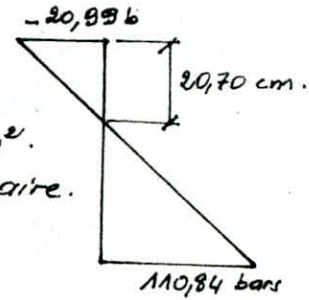
F_B : effort de traction correspondant à cette aire.

$$F_B = 724,5 \times \frac{20,99}{2} = 7603,63 \text{ dan}$$

$$\sigma_e = 4120 \text{ bars}$$

($F_e E 40, d \leq 20 \text{ cm}$)

$$A_c \geq \frac{0,1}{100} \times \frac{724,5 + 7603,63}{4120} = 2,57 \text{ cm}^2 (2T14)$$



B. EN ZONE COURANTE : (milieu de la poutre).

dans cette zone nous donnerons uniquement les résultats puisque le calcul est similaire à la zone d'about.

- RETRAIT : $\epsilon_r = 1,67 \cdot 10^{-4}$.

- FLUAGE : $K_f(7) = 2,89$

$K_f(23) = 2,27$.

1. PERTES SUR BANC.

- Tension initiale : $\sigma_p = 14630 \text{ dan}$.

- Pertes d'ancrage : $\Delta \sigma_a = 134 \text{ dan}$.

- Pertes par relaxation sur banc $\Delta \sigma_p = 108,72 \text{ dan}$.

- Pertes par retrait instantané $\Delta \sigma_r = 59 \text{ dan}$.

- Pertes thermiques $\Delta \sigma_\theta = 883,5 \text{ dan}$.

donc la Tension avant relachement = 13445 dan .

2. PERTES INSTANTANÉES.

moment dû au poids propre = $732,97 \text{ dan.m}$.

- Précontrainte = $174,8 \text{ bars}$

- décompression due au poids propre = $-47,6 \text{ bars}$

- Contrainte de compression résiduelle = $127,2 \text{ bars}$.

- Fluage : après itération nous obtenons $\Delta \sigma = 814 \text{ dan}$.

donc la Tension probable au relachement = $13445 - 814 = 12631 \text{ dan}$.

Valeurs caractéristiques des tensions à $x = 12,738 \text{ m}$.

$\sigma_{1 \text{ min}} = 11938 \text{ dan}$

$\sigma_{2 \text{ max}} = 13323 \text{ dan}$.

Contrainte dans le béton due à la précontrainte à $x = 12,75 \text{ m}$.

PRÉCONTRAINTE "MAXIMUM"

Fibre supérieure $\sigma_0 = -42,10 \text{ bars}$

Fibre inférieure $\sigma'_0 = 227,86 \text{ bars}$.

PRÉCONTRAINTE "MINIMUM"

Fibre supérieure $\sigma_0 = -37,72 \text{ bars}$

Fibre inférieure $\sigma'_0 = 294,17 \text{ bars}$.

3. PERTES DIFFERÉES A L'ABSCISSE $x = 12,75$ m.

1. SUR POUTRE SEULE AU STOCKAGE :

- Retrait total = 296,86 dan
- Retrait déjà effectué sur banc = 59 dan
- Pertes par retrait différé = 296,86 - 59 = 237,86 dan
- Pertes par relaxation différée = 538,36 dan.
- Pertes par fluage :

après itération on trouve : $\Delta\sigma_f = 961,3$ dan.

terme de Concomitance $\Delta\sigma_{con} = 209,40$ dan.

d'où $\Delta\sigma_{diff} = 0,38 [\Sigma \text{pertes différées} - \Delta\sigma_{con}] = 580,70$ dan.

donc la tension probable avant coulage = 12,635 - 580,7 = 12050 dan.

Valeurs caractéristiques des pertes différées à $x = 12,758$ m.

Pertes max. = 696,84 dan

Pertes min = 464,56 dan.

d'où les pertes de précontrainte dues aux pertes différées

a. Pertes de précontrainte minimum

Fibre supérieure : $n_0 = 1,47$ bars

Fibre Inférieure : $n'_0 = -7,94$ bars.

b. Pertes de précontrainte maximum.

Fibre supérieure : $n_0 = 2,2$ bars

Fibre inférieure : $n'_0 = 11,90$ bars.

2. SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL

- retrait total = 296,86 dan
- retrait déjà effectué sur banc = 59 dan.
- pertes par retrait différé = 237,86 dan.
- pertes par relaxation différée = 538,36 dan.
- pertes par fluage :

après itération on trouve $\Delta\sigma_f = 732,5$ dan.

d'où $\Delta\sigma_{diff} = [\Sigma \text{pertes différées de la section complète} - \Sigma \text{pertes différées poutre seule}] = 758,57$ dan

Valeurs caractéristiques des pertes différées à $x = 12,75$ m.

Pertes min. = 606,85 dan

Pertes max. = 910,28 dan

d'où les pertes de précontrainte dues aux pertes différées sur section complète

a. Pertes de précontrainte minimum

Fibre supérieure du hourdis $n_1 = 1,59$ bars

Fibre supérieure de la poutre $n_2 = 0,092$ bars

Fibre inférieure de la poutre $n_3 = -9,61$ bars.

b. Pertes de précontrainte maximum.

Fibre sup. de l'hourdi : $n'_1 = 2,38$ bars.

Fibre sup. de la poutre $n'_2 = 0,14$ bars

Fibre inf. de la poutre $n'_3 = -14,42$ bars

C. EN DEBUT DE ZONE COURANTE. ($x = 1,50$ m).

Dans cette zone on donne uniquement les résultats car le calcul est similaire aux autres zones.

- Retrait : $\epsilon_r = 1,67 \cdot 10^{-4}$ [idem. zone courante]

- Fluage $K_{fl(7)} = 2,89$
 $K_{fl(23)} = 2,27$.

1. PERTES SUR BANC.

- Tension initiale : $\sigma_p = 14630 \text{ dan}$
 - Pertes d'ancrage : $\Delta\sigma_a = 134 \text{ dan}$.
 - Pertes par relaxation sur banc : $\Delta\sigma_p = 108,72 \text{ dan}$.
 - Pertes par retrait instantané : $\Delta\sigma_r = 59 \text{ dan}$.
 - Pertes thermique : $\Delta\sigma_\theta = 883,5 \text{ dan}$
- } Idem. section courante

donc la tension avant relachement = 13445 dan.

2. PERTES INSTANTANÉES

après itération on a : $\Delta\sigma = 1034,3 \text{ dan}$.

d'où la tension probable au relachement = 12410,7 dan.

Donc les valeurs caractéristiques de cette tension à $x = 1,50 \text{ m}$.

$$f_1 \text{ max} = 13146,98 \text{ dan}$$

$$f_2 \text{ min} = 11673,98 \text{ dan}.$$

Contrainte dans le béton due à la précontrainte à $x = 1,50 \text{ m}$.

- Précontrainte maximum.

$$\text{Fibre supérieure: } n_0 = -41,54 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure: } n'_0 = 224,85 \text{ bars}$$

- Précontrainte minimum :

$$\text{Fibre supérieure: } n_0 = -36,88 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure: } n'_0 = 199,66 \text{ bars}.$$

3. PERTES DIFFÉREES A L'ABSCISSE $x = 1,50 \text{ m}$.

1. sur poutre seule au stockage :

- retrait total = 296,86 dan.
- retrait déjà effectué sur banc = 59 dan
- pertes par retrait différée = 237,86 dan.
- pertes par relaxation différée = 491,17 dan.
- pertes par fluage :

après itération on trouve $\Delta\sigma_f = 1252 \text{ dan}$.

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{diff} = [\Sigma \text{ pertes différées} - \Delta\sigma_{con.}] \times 0,39$$

$$= [237,86 + 491,17 + 1252 - 255,62] \times 0,39 = 655,65 \text{ dan}$$

donc la tension probable avant coulage = 11755 dan.

- valeurs caractéristiques des tensions à $x = 1,50 \text{ m}$.

Pertes totales à cette abscisse.

$$\bullet \text{ pertes totales sur banc} = 1185,22 \text{ dan}.$$

$$\bullet \text{ pertes instantanées} = 1034,3 \text{ dan}.$$

$$\bullet \text{ pertes différées} = 1745,87 \text{ dan}.$$

$$\Sigma = 3965,39 \text{ dan}$$

$$\text{Tension Max} = 1,02 \times 14630 - 0,8 \times 3965,39 = 11750,30 \text{ dan}.$$

$$\text{Tension Min} = 0,98 \times 14630 - 1,2 \times 3965,39 = 9578,90 \text{ dan}.$$

CONTRAINTES DANS LE BETON DUES A LA PRECONTRAINTE A $x = 1,50$ m.

a. CONTRAINTE MINIMUM.

- contrainte dans le beton au debut du stockage (contr. min.) →
- pertes de précontrainte durant le stockage (pertes max.) →
- pertes sur section complète (pertes max.) →

	Fibre superieure	Fibre inferieure.
	- 36,88 bars.	+ 199,66 bars
	+ 2,48 bars	- 13,46 bars
	+ 0,19 bars.	- 20,70 bars
	$\Sigma = - 34,59$ bars	$\Sigma = + 165,50$ bars
	- 41,54 bars	+ 224,85 bars
	+ 1,66 bars	- 8,97 bars
	+ 0,13 bars	- 13,80 bars.
	$\Sigma = - 39,75$ bars.	$\Sigma = + 202,08$ bars

b. CONTRAINTE MAXIMUM.

- contrainte dans le beton au debut du stockage (contr. max) →
- pertes de précontrainte durant le stockage (pertes min) →
- pertes sur section complète (pertes max.) →

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A LA MISE EN PRECONTRAINTE.

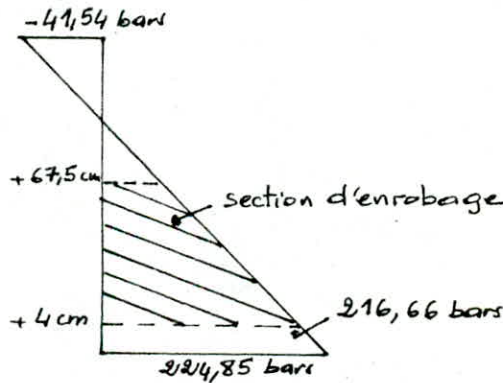
La verification dans cette zone est faite à cause des caractéristiques mécaniques moindres de la section à $x = 1,50$ m.

à la mise en précontrainte (au relachement) nous avons les valeurs max. des contraintes suivantes.

en fibre supérieure : $n_0 = - 41,54$ bars

en fibre inférieure : $n'_0 = 224,85$ bars

ce qui donne le diagramme suivant :



CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU POIDS PROPRE DE LA POUTRE A $x = 1,50$ m.

$g_n = 835$ dan/m \Rightarrow valeurs caractéristiques min. = ~~848~~ 30 dan/m.

Moment à $x = 1,50$ m est $M = 14729,4$ dan.m.

d'où les contraintes correspondantes

En fibre sup. poutre = 15,4 bars ; En fibre inf. poutre = - 14,37 bars.

Au niveau sup. de la section d'enrobage = 1,12 b, Au niveau Inf. section d'enrobage = - 13,45 b.

VERIFICATION DES CONTRAINTES. (pour les contr. adm. voir about).

28,2 b.

- En fibre sup. de la poutre $\sigma = - 41,54 + 15,4 = - 26,14$ bars $< 30,96$ b = $1,8 \frac{1}{2}$

- En section d'enrobage :

Fibre sup : $\sigma = 86,54 + 1,12 = 87,66$ b. > 0

Fibre Inf : $\sigma = 216,66 - 13,45 = 203,21$ b. > 0

la section d'enrobage est entièrement comprimée, la condition est vérifiée.

(Pas de traction).

- Calcul de la longueur de gainage :

Le gainage d'une armature de précontrainte à pour but de neutraliser l'adhérence de cette armature au béton sur une certaine longueur. Ce gainage est réalisé par un tube souple (en général souple) qui entoure l'armature et qui n'a aucune adhérence avec celle-ci.

A la mise en précontrainte (état à vide) il y a cumul des contraintes dues à la précontrainte et des contraintes dues à l'action du poids propre.

La précontrainte se calcule avec sa valeur caractéristique maximale (à la mise en précontrainte). dans notre cas $\sigma_p = 224,85$ bars.

La contrainte due à l'action du poids propre de la poutre se calcule avec g_1 sa valeur caractéristique minimale (cas de $1,5P_2$) : $g_1 = 835$ kg.

En tout point de la poutre le cumul de ces deux contraintes doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_j = \frac{\sigma_j'}{1,5} = \frac{270}{1,5} = 180$ bars.

En notre cas cette condition n'est pas vérifiée d'où besoin d'un gainage :

soit x l'abscisse pour laquelle le cumul des contraintes est vérifié $x \geq l_e$ ou l_e : longueur d'établissement de la précontr.

on peut écrire l'équation générale :

$$\sigma_p \left[\begin{array}{l} \text{Pour un nbr} \\ \text{d'armatures de pré-} \\ \text{contrainte donne} \end{array} \right] - \frac{g_1(l-x)}{2 \times \frac{i}{V}} = \bar{\sigma}_j' \quad \begin{array}{l} l = 25,5 \text{ m longueur} \\ \text{poutre.} \\ g_1 = \text{Poids propre} \\ \text{poutre.} \\ \frac{l}{V} = 106999,32 \text{ cm}^3. \end{array}$$

Après plusieurs itérations nous avons trouvé que $l_g < l_e$ or par hypothèse on a $l_g \geq l_e$. nous prenons dans ce cas

$$l_g = l_e = 1,32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow x = l_g + l_e = 2,64 \text{ m.}$$

$$\text{donc } l_g = 1,32 \text{ m.}$$

VI. VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRECONTRAINTE.

L'étude sera faite suivant (IP₃, ch VII et Annexe II)

La méthode simplifiée proposée consiste à considérer la zone d'about de la pièce comme une poutre de répartition, élément auquel la R.O.M ne s'applique pas. L'équilibre général de tout élément de cette zone, isolé par un plan de coupe parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur ces faces extérieures S_A et S_R un effort tranchant V_x (cisaillements longitudinaux) et un moment fléchissant M_y ("contraintes transversales") appliquées au plan de coupe. Il en résulte sur ce plan des contraintes tangentes τ_x et des contraintes normales σ_y (flexion). L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux sollicitations suivantes, sur le plan de coupe BC parallèle à l'axe longitudinal de la pièce et défini par son ordonnée y :

$$\left. \begin{array}{l} \text{effort tranchant: } V_x = F - x \\ \text{Moment fléchissant: } M_y = F(y-d) - x \cdot e. \end{array} \right\}$$

L'étude de l'équilibre générale de la zone de régularisation des contraintes est menée comme ci-dessus. La longueur x de cette zone est la plus grande des 2 valeurs l_e et a .

calcul de la longueur de régularisation des contraintes

$$(\S 34.2 IP_2) \quad l_e = \sqrt{(\gamma_p \cdot l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

avec $\gamma_p = 0,8$ pour $l_{e \min}$.

$\gamma_p = 1,2$ pour $l_{e \max}$.

l_{sn} = longueur nominale de scellement = 100 cm (PR10)

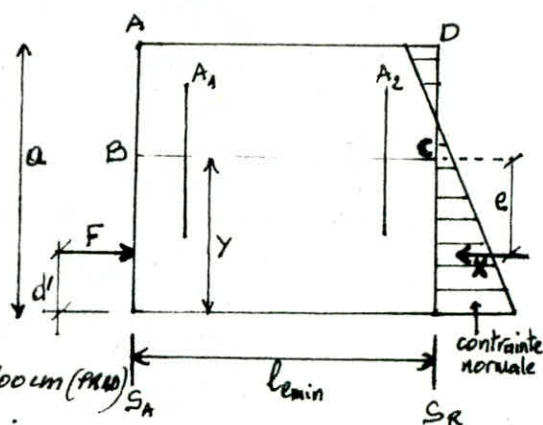
$$h_p = H - d' = 130 - 25,029 = 104,971 \text{ cm.}$$

a - longueur min:

$$l_{e1} = \sqrt{(0,8 \cdot 100)^2 + (104,971)^2} = 131,98 \text{ cm.}$$

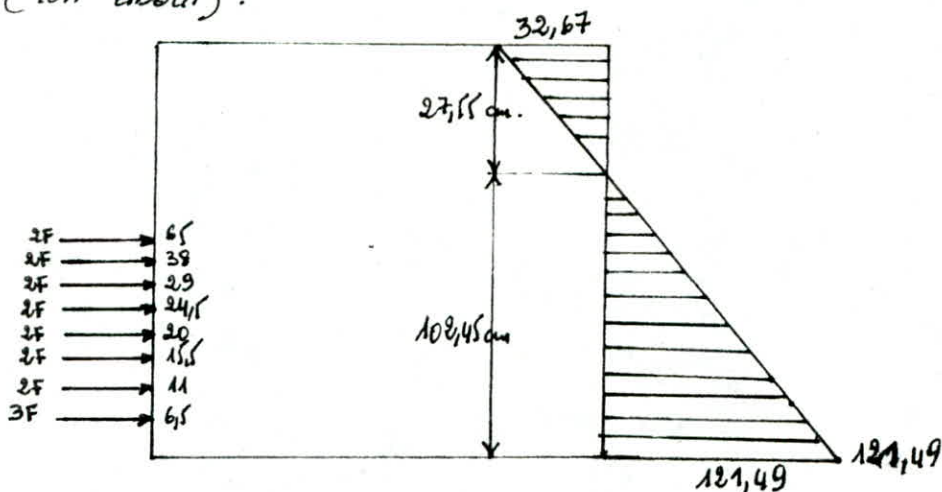
b - longueur max

$$l_{e2} = \sqrt{(1,2 \cdot 100)^2 + (104,971)^2} = 159,43 \text{ cm.}$$



Pour l'étude nous prenons $l_{e \min} = l_{e1} = 131,98 \text{ cm} > a$: hauteur de la poutre = 130 cm
Donc la section S_A de l'about reçoit l'effet de forces de précontrainte max (au relâchement).

$F = 13568,20 \text{ daN/toron}$. La section S_R subit l'effet du diagramme de précontrainte (voir about).



Y	L	M ₁ ⊕	M ₂ ⊖	M = M ₁ + M ₂	V ₁ ⊖	V ₂ (cables) ⊕	V = V ₁ + V ₂
6,5 - E	113,78	125609	0	125609	38231,37	0	-38231,37
6,5 + E	113,78	125609	0	125609	38231,37	40711,17	2479,8
13	106,0739	491584,45	318904,16	172680,29	73958,297	67851,95	-6106,347
19,5	98,366	1077479,95	868504,96	208974,99	103663,27	94992,73	-8670,54
26	90,6579	1822120,47	1689513,55	132606,92	125164,73	149274,29	24109,56
32,5	82,9499	2700821,547	2741218,78	-40397,233	144912,63	176415,07	31502,44
39	75,2466	3702197,13	3928627,905	-226430,775	162908,73	203555,85	40647,12
45,5	67,5339	4814813,47	5251740,33	-436927,48	179147,69	203555,85	24408,16
52	59,8259	6027306,152	6574853,95	-547547,798	193634,87	//	9920,98
58,5	52,1179	7328267,855	7897966,98	-569699,125	206368,48	//	-2812,63
65 - E	44,4099	8706297,66	9221080	-54782,34	217348,53	//	-13792,68
65 + E	44,4099	8706297,66	9221080	-54782,34	217348,53	230696,63	13348,1
71,5	36,7019	10150000,65	10720608,1	-570607,45	226575,01	//	4121,62
78	28,9939	11647975,34	12220136,2	-572160,86	234047,90	//	-3351,27
84,5	21,2859	13188824,15	13719664,3	-530840,17	239017,30	//	-8320,67
91	13,5779	14761151,27	15219192,38	-458041,12	243733	//	-13036,37
97,5	5,8699	16353555,4	16718720,48	-365165,08	245945,20	//	-15251,57
104	-1,838	17954667,3	18218248,58	-263581,28	246403,88	//	-15707,25
110,5	-9,54606	19556514,69	19717776,67	-161261,98	245108,94	//	-14412,31
117	-17,254	21157958,75	21217304,77	-59346,02	242060,44	//	-11363,81
123,5	-24,96207	22758673,84	22716832,86	41840,98	237258,35	//	-6561,72
130	-32,67	24358334,27	24216369,96	141973,31	230702,84	//	-6,21

Y : varie suivant un pas de 6,5 cm .

M₁ (Diagramme) : Aire du diagramme x largeur correspondante x bras de levier .

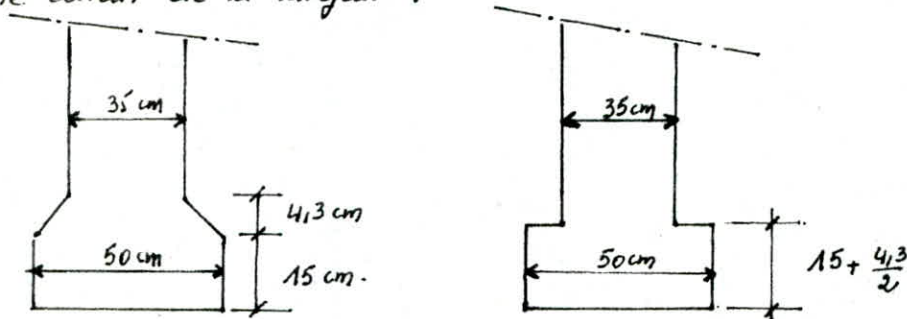
M₂ (cable) : Effort x bras de levier .

V₁ (Diagramme) : Aire du diagramme x largeur correspondante .

V₂ (cable) : Effort des cables .

Pour chaque niveau nous calculons L correspondante .

Remarque: comme l'élément considéré est en équilibre c.a.d que pour
 $y = 130 \text{ cm}$ $M = M_1 + M_2 = 0$ et $V = V_1 + V_2 = 0$
 Les valeurs trouvées sont proches de zéro puisqu'on a fait une estimation
 pour le calcul de la largeur :



1. ETUDE DU NIVEAU (39 cm) CORRESPONDANT A V_{max} .

On a $V_{max} = 40647,12 \text{ dan}$.

Cisaillement correspondant à V_{max} : $\tau_{01} = \frac{2 V_{max}}{b \cdot l_e} = \frac{2 \cdot 40647,12}{35 \cdot 131,98} = 17,598 \text{ bars}$.

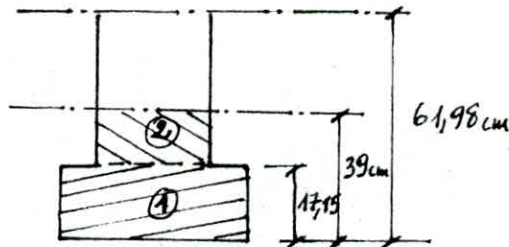
Cisaillement amené par le poids propre au niveau 39 cm : $T = q \frac{l}{2} = 835 \frac{26,5}{2}$
 $T = 11063,75 \text{ dan}$. (effort tranchant à l'appui).

$$\tau_{02} = \frac{V_p}{b \cdot z_p} = \begin{cases} V_p = T \\ b = 35 \text{ cm} \\ z_p = \frac{I}{S_y} = \frac{I}{S_1 + S_2} \end{cases}$$

$S_y = 71723,64 \text{ cm}^3$

$I_p = 7188394,58 \text{ cm}^4$ ($n=0$)

$z_p = 100,223 \text{ cm}$.



d'où $\tau_{02} = 3,154 \text{ bars}$; alors $\tau_0 = \tau_{01} + \tau_{02} = 20,752 \text{ bars}$.

τ_{01} : contrainte de cisaillement sous l'effet tranchant résultant de l'équilibre.

τ_{02} : contrainte de cisaillement sous l'effet tranchant extérieur (poids propre).

τ_0 : contrainte de cisaillement sous l'effet tranchant total.

2. ETUDE DU NIVEAU +78 cm correspondant à $M_{max} = 572,160,86 \text{ dan.cm}$ (négatif)

a. vérification vis à vis des Moments :

contrainte de traction maximale : $\sigma_{y_{max}} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot (l_e)^2} = 5,631 \text{ bars}$

contrainte admissible : $1,3 \sigma_j = 1,3 \times 24 = 31,2 \text{ bars}$

d'où $\sigma_{y_{max}} < 1,3 \sigma_j$: vérifiée.

b. calcul des armatures pour reprendre le moment négatif.

$$A_1 = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} \text{ avec } \begin{cases} z = \frac{l_e}{2} = \frac{131,98}{2} = 65,99 \\ z_a = \frac{2}{3} \cdot 4120 = 2746 \cdot (110) \end{cases} \Rightarrow A_1 = 3,157 \text{ cm}^2$$

Ces Armatures à placer dans la zone d'about (prés) de longueur $\frac{l_e}{4}$ ne sont pas à cumuler avec celle de l'effort tranchant.

3. ETUDE DU NIVEAU +19,5 cm correspondant à $M_{max} = 208974,992 \text{ dan.cm}$ (positif)

Ce moment est le plus petit, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte

$$A_2 = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{208974,992}{65,99 \times 2746} = 1,153 \text{ cm}^2 \text{ (T10 type A et B) "voir dessin poutre"}$$

Armatures à placer sur $\frac{l_e}{2} = 65,99 \text{ cm}$ du côté opposé c.a.d entre 65,99 cm et 131,98 cm.

4- Vérification vis à vis de l'effort tranchant

Contrainte maximale: $\bar{\sigma}_0 = 20,752 \text{ bars}$.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_0 < \bar{\sigma}$$

contrainte de cisaillement admissible $1,5 \cdot \bar{\sigma} = 1,5 \cdot 24 = 36 \text{ bars}$

5- Calcul des Armatures :

les armatures transversales régnant dans la zone de régularisation doivent satisfaire à la règle des coutures. La contrainte de cisaillement totale à considérer étant écartée à la valeur suivante.

$$\bar{\sigma}_{\text{écarté}} = \bar{\sigma}_0 \left[1 - \left(\frac{L}{3 \bar{\sigma}_0} \right)^2 \right] = 20,752 \left[1 - \left(\frac{24}{3 \cdot 20,752} \right)^2 \right] = 17,667 \text{ bars.}$$

a- Règle de Couture, Armatures à placer sur $\frac{l_e}{2} = 65,99 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 \times t} \times \frac{Z_a}{3} \cdot \bar{\sigma}_e (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \bar{\sigma}_{\text{écarté}} \cdot L'$$

verification globale $L' = 0$; les armatures sont verticales ($\cos \alpha + \sin \alpha = 1$).

$$L_a = \frac{2}{3} L_e = 2747 \text{ bars}; t = \frac{l_e}{2}; b_0 = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } A_t \geq \frac{\bar{\sigma}_e \cdot b_0 \cdot l_e / 2}{L_a} = 14,854 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{"T10 voir dessin poutre A et B"}$$

Ces Armatures sont à placer sur 65,99 cm de long à partir de l'about de la poutre.

b- Pourcentage minimale :

Il est égale à 0,3% de l'aire de la coupure horizontale de longueur l_{max} qui est égal à $l_{e2} = 159,43 \text{ cm}$:

$$A = \frac{0,3}{100} \times 159,43 \times 35 = 16,74 \text{ cm}^2.$$

c- Armatures par effort d'éclatement.

- Coupure verticale - branches horizontales de frettes.

$$8 \text{ lits horizontaux} \Rightarrow \frac{8 \times 10\%}{17} = 4,7\% \text{ de } \Sigma F.$$

- Coupure horizontale - branches verticales de frettes.

$$9 \text{ lits verticaux} \Rightarrow \frac{9 \times 10\%}{17} = 5,3\% \text{ de } \Sigma F.$$

- loi générale $\Rightarrow 4\%$ de ΣF .

les frettes seront donc dimensionner pour un effort de 5,3% de ΣF (max)

$$F' = \frac{17 \times 13570,39 \times 5,3}{100} = 12226,92 \text{ daN.}$$

$$\text{soit une section de } A = \frac{F'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{12226,92}{\frac{2}{3} \cdot 4120} = 4,45 \text{ cm}^2 \text{ (T10 type C) "voir dessin poutre"}$$

Ces Armatures sont à placer autour des torons sur une distance de $\frac{l_{e2}}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ à partir de l'about.

6- CALCUL DE LA LONGUEUR DE GAINAGE :

VII. EFFORT SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE

NOTRE PONT SE COMPPOSE DE 2 TRAVÉES INDÉPENDANTES AYANT CHACUNE UNE PORTÉE DE $L = 25,50 \text{ m}$. NOUS ALLONS DONC FAIRE L'ÉTUDE POUR UNE SEULE TRAVÉE ET UNIQUEMENT POUR LE MOMENT FLÉCHISSANT.

1° CALCUL DES EFFORTS.

1.1 - sous charge permanente G.

Poutres : $10 \times 835 \times 26,50 = 221,275 \text{ daN} = 221,275 \text{ t}$.

dalle + Prédalle : $2,5 \times 0,20 \times 9,85 \times 26,5 = 130,512 \text{ t}$.

Trottoir + corniche : $2,5 (1,90 \times 0,2 + 0,35 \times 0,2 + 0,35 \times 0,2) \times 2 \times 26,50 = 68,9 \text{ t}$

Revetement : $2,2 \times 0,08 \times 7 \times 26,50 = 32,648 \text{ t}$.

Garde Corps : $0,06 \times 26,50 \times 2 = 3,18 \text{ t}$.

$$\Rightarrow G = \sum F_i = 456,515 \text{ t}.$$

Remarque : le calcul du moment due à G sera partagé en 2 parties : Superstructures (trottoirs + revêtement) et Poids Propre (Poutres + dalle). Nous allons présenter le calcul des Moments pour les Superstructures et nous verrons ultérieurement le Moment dû au poids propre.

1.1.1. Revêtement :

La travée est complètement chargée avec $q = 1,232 \text{ t/ml}$. Le moment pour une abscisse x est donné par $M_x = q \times \frac{x}{2} (L-x)$.

Moment Fléchissant :

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	S (14,025 m)	L/2
M (t.m)	0	43,81	75,10	93,88	98,31	100,14

1.1.2. Trottoir : (Poids Propre) : la travée est complètement chargée avec $q = 2,1 \text{ t/ml}$

$$M_x = q \frac{x}{2} (L-x)$$

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	74,68	128,02	160,02	167,56	170,69

1.2 - Sous Surcharges A(L).

Caractéristique du Pont : $l_p = l_s = 7 \text{ m}$; $N = E \left[\frac{l_s}{3} \right] = 2$.

nous avons un pont de 1^{er} classe : $l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$.

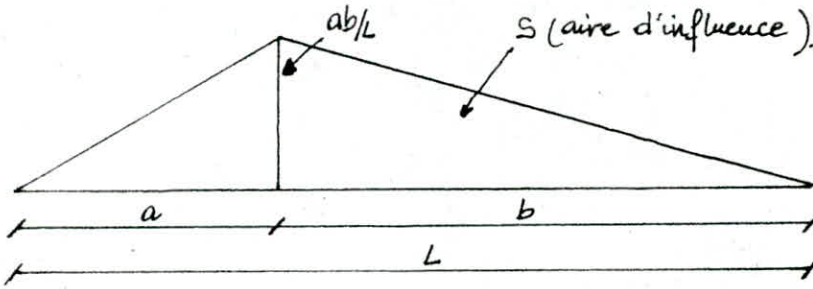
$l_0 = 3,5 \text{ m}$ (1^{er} classe).

$A = K \times A_L \times \frac{l_0}{l_v}$ avec $K = 1$ Pour 1 ou 2 voies chargées

$$A_L = 230 + \frac{36000}{L+12} : \text{avec}$$

L : longueur chargeable déterminée à partir de la ligne d'influence

Moment flechissant à une distance "a" de l'appui de gauche.



Le Moment flechissant est Maximum en chargeant toute la travée d'où :

$$A_L = 230 + \frac{36000}{25,50 + 12} = 1190 \text{ kg/m}^2.$$

$$\Rightarrow A = 1190 \text{ kg/m}^2$$

Pour une voie chargée $q = A \times l_v = 1190 \times 3,5 = 4165 \text{ kg/ml} = 4,165 \text{ t/ml}$.

Pour 2 voies chargées $q = 2A \times l_v = 8320 \text{ kg/ml} = 8,320 \text{ t/ml}$.

Moment flechissant : $M = S \cdot q$ avec $S = \frac{a \times b}{2}$.

Section		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M _(t.m)	1 voie	0	148,109	253,902	317,378	332,339	338,536
	2 voies	0	296,218	507,804	634,756	664,678	677,072.

1.3. Sous Surcharge du trottoir:

Son effort sera distribué aux poutres et nous servira pour la justification. la surcharge du trottoir à prendre en compte pour la justification des poutres principales est uniformément répartie et vaut $0,15 \text{ t/m}^2$ (C.R.C Art.11)
Moment flechissant : on a la même ligne d'influence que pour $A(L)$. Le Moment flechissant est Max. en chargeant toute la travée ce qui donne une surface d'influence $S = \frac{a \times b}{2}$

Pour un trottoir chargé $q = 0,15 \times l_t = 0,15 \times 1,90 = 0,285 \text{ t/ml}$.

Pour 2 trottoirs chargés : $q = 2 \times 0,15 \times l_t = 0,57 \text{ t/ml}$

$$M = q \cdot S$$

Section.		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M _(t.m)	Trottoir 1 chargé	0	10,135	17,374	21,717	22,740	23,165
	Trottoir 2 voies chargé	0	20,269	34,75	43,434	45,482	46,330

1.4. Sous Surcharge B_c

Calcul du coefficient dynamique δ :
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}}$$

avec L : portée de la travée = 25,50 m.

P : Poids total du tablier correspondant à la travée : $P = 456,515 \text{ t}$.

S : surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

$$S = n \cdot b_c \cdot 60 \quad \text{où} \quad n = \text{nbrs de convois de camion } B_c.$$

$$b_c = \text{coeff. de pondération dépendant du nombre de convois.}$$

$$60t = \text{Poids d'un camion } B_c.$$

* Pour un convoi B_c : $b_c = 1,2$

$$\text{d'ou. } S = 1 \times 1,2 \times 60 = 72t.$$

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 92,255} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{456,515}{72}} = 1,088.$$

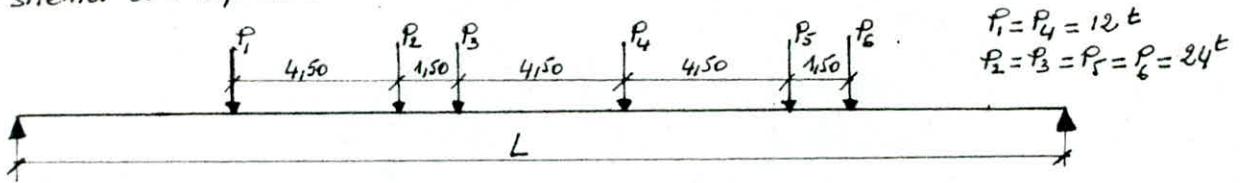
* Pour 2 convois B_c : $b_c = 1,1$.

$$S' = 2 \times 1,1 \times 60 = 132t.$$

$$S = 1,106$$

Détermination de la section dangereuse :

nous prenons 2 convois dans le sens transversal. le convoi B_c est représenté sur le schéma ci-après.



La charge P_k au droit de laquelle le M^+ est Max. à la section dangereuse doit satisfaire la double inégalité suivante.

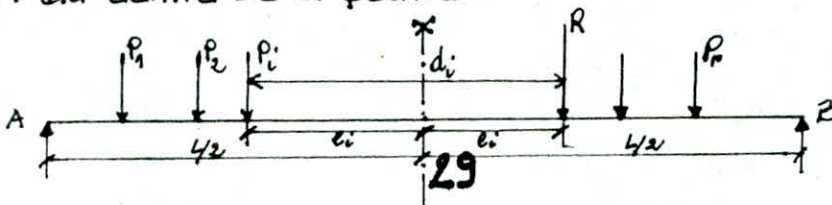
$$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^{\alpha=k} P_{\alpha} \quad \text{avec } R = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} \quad \text{et} \quad \frac{R}{2} = 60t.$$

charge	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
valeur (t)	12	24	24	12	24	24
inégalité	$0 \leq 60 \leq 12$	$12 \leq 60 \leq 36$	$36 \leq 60 \leq 60$	$60 \leq 60 \leq 72$	$72 \leq 60 \leq 96$	$96 \leq 60 \leq 120$
vérifiée	non	non	oui	oui	non	non

des charges P_3 et P_4 sont donc susceptibles d'occasionner le moment Max. nous allons utiliser le théorème de Barré pour trouver la position la plus défavorable de la section dangereuse.

Théorème de Barré :

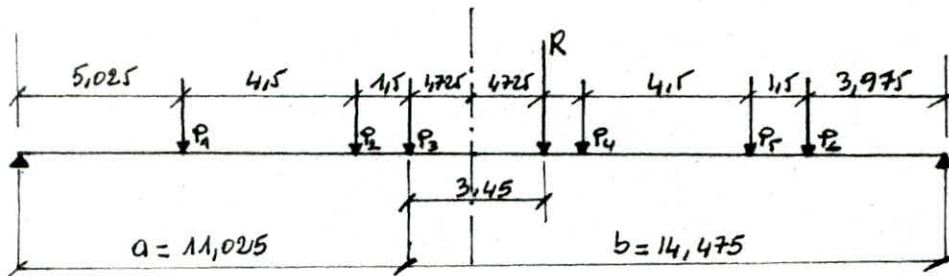
le moment flechissant M_i au droit d'une charge P_i dû à un ensemble de charges mobiles engagé sur une poutre AB sera maximum au droit de cette charge P_i lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au centre de la poutre.



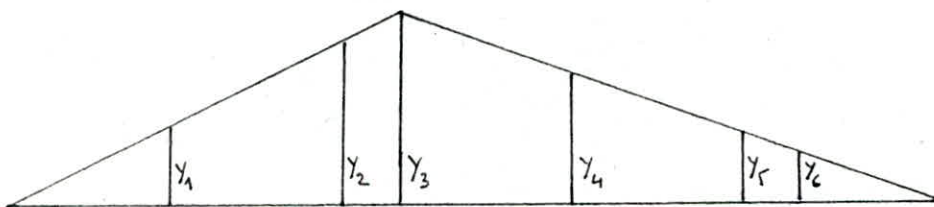
$$M_i = M_{\max} \text{ pour } e_i = e = \frac{d_i}{2}.$$

Appliquons ce theoreme pour les charges P_3 et P_4 .

Pour la charge P_3 : soit x la position de la resultante R des charges par rapport à P_3 on a : $R \cdot x = -12 \times 6 - 24 \times 1,5 + 12 \times 4,5 + 24 \times 9 + 24 \times 10,5 = 414$
 $x = \frac{414}{R} = \frac{414}{120} = 3,45 \text{ m}.$



$$\begin{aligned} P_1 &= P_4 = 12 \text{ t} \\ P_2 &= P_3 = 24 \text{ t} \\ P_5 &= P_6 = 24 \text{ t} \end{aligned}$$



$$Y_3 = \frac{a \cdot b}{L} = 6,258 ; Y_1 = 2,852 ; Y_2 = 5,406 ; Y_4 = 4,312 ; Y_5 = 2,367 ; Y_6 = 1,718.$$

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i = 463,94 \text{ t.m}.$$

* Pour la charge P_4 en suivant le même procédé de calcul on trouve

$$M_{\max} = 427,46 \text{ t.m}.$$

En conclusion, c'est la charge $P_3 = 24 \text{ t}$ qui occasionne le Moment max. de Moment max est égal à 463,94 t.m.

La section dangereuse pour le convoi B_c est situé à une distance de 11,025 m de l'appui de gauche. cette section est appelée section "S"

CALCUL DES MOMENTS EN DIFFERENTES SECTION. (M_i^{Max}).

le Moment flechissant dans une section distante de a de l'appui de gauche dû à un ensemble de charges est maximal au droit d'une charge P_i si la situation suivante est vérifiée :

$$\begin{aligned} (1) \quad \frac{1}{a} \sum_{k=1}^i P_k &> \frac{1}{b} \sum_{k=i+1}^n P_k \quad (\text{si on deplace } P_i \text{ à gauche de la section}) \\ (2) \quad \frac{1}{a} \sum_{k=1}^{i-1} P_k &< \frac{1}{b} \sum_{k=i}^n P_k \quad (\text{si on deplace } P_i \text{ à droite de la section}). \end{aligned}$$

Nous allons présenter le procédé de calcul pour avoir le Moment Max. au niveau de la section située à $L/8$ de l'appui de gauche. Pour les autres sections nous donnerons directement le resultat.

Section $\frac{L}{8}$: $a = 3,187 \text{ m}.$
 $b = 22,313 \text{ m}.$

au droit de $P_1 = 12 \text{ t}$

$$(1) \quad \frac{12}{3,187} > \frac{108}{22,313} \quad \text{non}$$

$$(2) \quad \frac{0}{3,187} < \frac{120}{22,313} \quad \text{oui}$$

au droit de $P_2 = 24 \text{ t}$

$$(1) \quad \frac{24}{3,187} > \frac{24}{22,313} \quad \text{oui}$$

$$(2) \quad \frac{0}{3,187} < \frac{108}{22,313} \quad \text{oui}$$

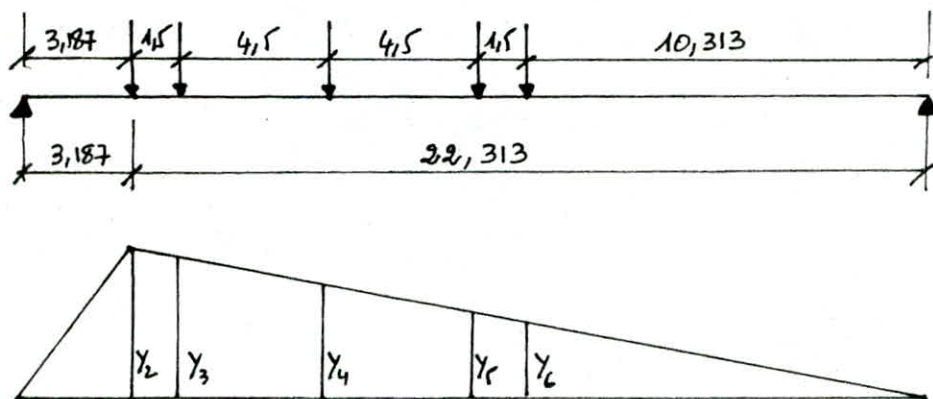
au droit de $P_3 = 24 \text{ t}$

$$(1) \quad \frac{48}{3,187} > \frac{60}{22,313} \quad \text{oui}$$

$$(2) \quad \frac{34}{3,187} < \frac{84}{22,313} \quad \text{non}$$

au droit de P_4 au droit de P_5 au droit de P_6
 (1) $\frac{12}{3,187} > \frac{48}{22,313}$ oui (1) $\frac{24}{3,187} > \frac{24}{22,313}$ oui (1) $\frac{48}{3,187} > \frac{0}{22,313}$ oui
 (2) $\frac{0}{3,187} < \frac{60}{22,313}$ oui (2) $\frac{0}{3,187} < \frac{48}{22,313}$ oui (2) $\frac{24}{3,187} < \frac{24}{22,313}$ non

Les charges max. P_2, P_4, P_5 sont donc susceptibles de produire le moment maximum au droit de la section $\frac{L}{8}$. Tout calcul fait on trouve que c'est la charge $P_2 = 24t$ qui produit le moment maximum.



$$M_{\max} = \sum_{i=2}^6 P_i y_i = 220,2 \text{ t.m.}$$

Pour les autres section le procédé est le même. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Section	DISPOSITION LA PLUS DEFAVORABLE.	M_{\max} (t.m)
$L/4$		371,25
$3L/8$		453,92
$L/2$		450

Moment fléchissant : $M = \delta \cdot b_c \cdot M_{max}$.

avec $\begin{cases} \delta = 1,088 ; b_c = 1,2 & \text{pour un convoi.} \\ \delta = 1,106 ; b_c = 1,1 & \text{pour 2 convois} \end{cases}$

Section		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M (t.m)	1 convoi	0	143,75	242,35	296,32	287,195	293,76
	2 convois	0	267,89	451,66	552,239	564,501	547,47

1.5. Sous SURCHARGE MILITAIRE M_{C120} :

La surcharge M_{C120} comporte 2 chenilles. Elle a une masse totale de 110t uniformément répartie sur une longueur de 6,10 m dans le sens longitudinal.

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$$

Coefficient de majoration dynamique δ : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{P}{S}}$

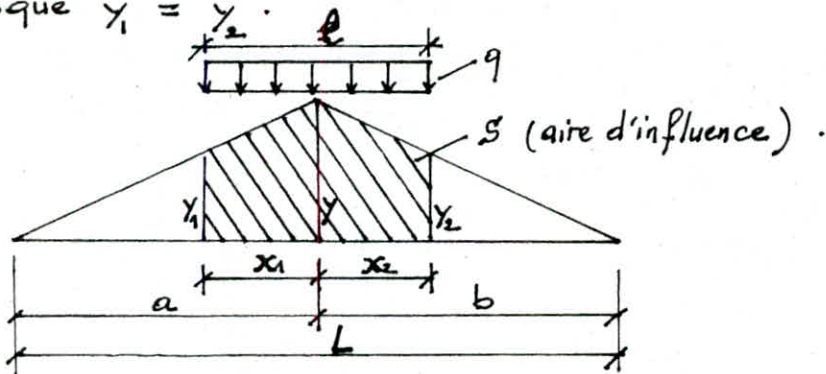
avec $L = 25,5 \text{ m}$; $P = 456,515 \text{ t}$; $S = 110 \text{ t}$.

$$\Rightarrow \delta = 1,099$$

Moment fléchissant : Traçant la ligne d'influence du moment fléchissant au droit d'une section distante de a de l'appui de gauche. Le moment dans une section distante de a de l'appui de gauche est :

$$M = \delta \cdot q \cdot S$$

Ce moment est Max. quand l'aire d'influence S est Max. Celui ci est max lorsque $y_1 = y_2$.



$$y = \frac{ab}{L} \text{ et } y_1 = \frac{a-x_1}{a} \cdot y ; y_2 = \frac{b-x_2}{b} \cdot y ; l = x_1 + x_2$$

$$y_1 = y_2 \Rightarrow b \cdot x_1 = a \cdot x_2$$

x_1 et x_2 sont déterminées à partir du système d'équations

$$\begin{cases} b \cdot x_1 - a \cdot x_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_1 = a \cdot \frac{l}{L} \\ x_2 = b \cdot \frac{l}{L} \end{cases} \Rightarrow y_1 = y_2 = \frac{a \cdot b}{L} \cdot \left(1 - \frac{l}{L}\right)$$

$$\text{d'où } S_{max} = a \cdot b \cdot \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \cdot \frac{l}{L}$$

$$M_{\max} = \delta \cdot q \cdot S_{\max}$$

des valeurs de M_{\max} pour chaque section sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

section	0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"S"	$L/2$
$M(t.m)$	0	296,79	508,79	635,99	665,97	678,39.

VIII. REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES.

Le choix de la méthode de répartition des efforts dans les poutres dépend de la rigidité (ou flexibilité) des entretoises.

M. GUYON a défini la raideur de flexibilité d'une entretoise par la relation suivante :

$$\mu = \frac{n \cdot a}{2L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec}$$

n : nombre totale de poutres
 a : distance entre 2 poutres principales
 L : portée des poutres principales.
 I_p : Moment d'inertie propre d'une poutre principale
 I_E : Moment d'inertie propre d'une entretoise.

Si $\mu < 0,3$: L'entretoise est considérée comme infiniment rigide 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 M^r COURBON.

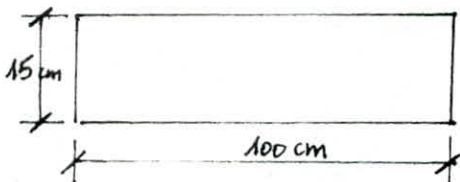
Si $\mu \geq 0,3$: Il sera alors tenu compte de la rigidité réelle de l'entretoise et la méthode "GUYON-MASSONNET" est la plus utilisée pour le calcul des ponts en tenant compte de la résistance du pont à la torsion.

1. CALCUL DE LA RAIDEUR DE FLEXIBILITE DE L'ENTRETOISE.

$$n = 10 ; a = 1,05 \text{ m} ; L = 25,5 \text{ m} ; I_p = 6420909,38 \text{ cm}^4 \text{ (section courante)}$$

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

Considérons 1m de dalle pour le calcul de I_E .



$$I_E = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } \mu = \frac{10 \times 1}{2 \times 25,5} \sqrt[4]{\frac{6420909,38}{28125}} = 0,723 > 0,3$$

Nous utiliserons donc la méthode de M^r GUYON-MASSONNET

2. PRINCIPE DE LA METHODE DE G. MASSONNET :

la méthode consiste essentiellement :

- à substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, mais qui est analysable rigoureusement par le calcul différentiel.
- à analyser d'une manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges suivant l'axe longitudinal du pont est sinusoidale de la forme :

$$f'(x) = f \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad \text{avec } f = \text{constante}$$

$L = \text{portée des poutres}$

LES 2 PARAMETRES FONDAMENTAUX .

on désigne par : $B_p = EI_p$: la rigidité flexionnelle des poutres

$B_E = EI_E$: la rigidité flexionnelle des entretoises

E étant le module d'élasticité longitudinale

- $C_p = GI_p$: rigidité torsionnelle des poutres
- $C_e = GI_e$: rigidité torsionnelle des entretoises.

G étant le module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec ν : coefficient de poisson, I_p et I_e étant les moments d'inertie de Torsion. Le tablier est constitué de n poutres espacées de b_p et de m entretoises espacées de L_e .

La rigidité flexionnelle par unité de longueur de la structure équivalente :

$$C_p = \frac{EI_p}{b_p} \text{ (poutres)} \quad \text{et} \quad C_e = \frac{EI_e}{L_e} \text{ (entretoise)}$$

et pour rigidités torsionnelles par unité de longueur :

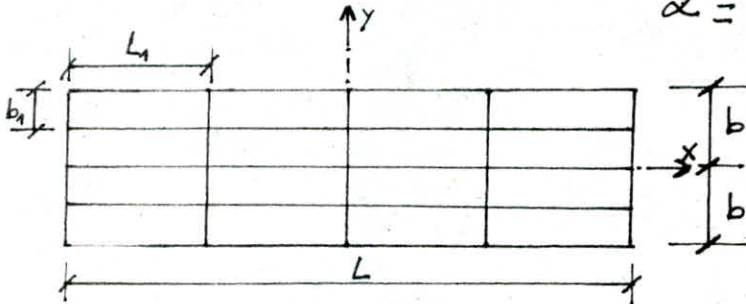
$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_p} \quad \text{et} \quad \gamma_e = \frac{C_e}{L_e}$$

On montre que le comportement du pont à structure continue est complètement défini par :

- le paramètre d'entretoisement :
- le paramètre de torsion :

$$\Theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{C_p}{C_e}}$$

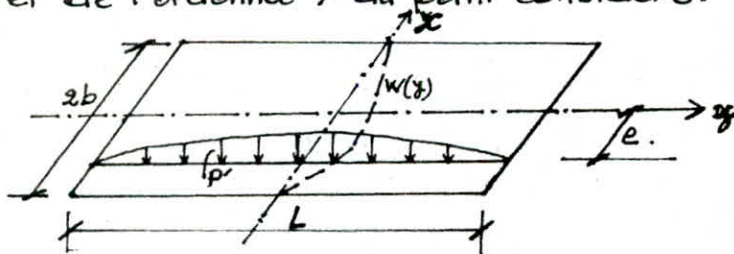
$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\gamma_p \gamma_e}} \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq 1$$



2.1. COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE :

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité (e) et suivant la loi sinusoïdale $P(x) = P \sin \frac{\pi x}{L}$, on montre que le pont prend une déformée de la forme $W(x, y) = W(y) \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$. On appelle par définition coefficient de répartition transversal le rapport sans dimension : $K(y) = \frac{W(y)}{W_m}$.

Le coefficient K dépend de Θ , de α , de l'excentricité (e) de la charge et de l'ordonnée y du point considéré.



Des tables numériques à double entrée donnent les valeurs des fonctions K_0 (correspondant à $\alpha = 0$) et K_1 ($\alpha = 1$) pour les valeurs de Θ qui figurent à l'annexe de l'ouvrage : "calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (BARES-MASSONNET) Θ étant connu, on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1 . Pour avoir les valeurs de K_α : SATTLER a établi la loi d'interpolation suivante :

- si $0 < \Theta \leq 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$
- si $0,1 \leq \Theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) e^{\left(1 - e^{\frac{0,065 - \Theta}{0,663}}\right)}$
- si $\Theta > 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

2.2. CALCUL DES PARAMETRES Θ et α :

Inertie moyenne de la poutre : $I_m = I_0 + \frac{b}{3\pi} (I - I_0)$

où I_0 et I sont les Moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée de la section complète avec $n = 0$.

$$\begin{aligned} I_0 &= 15015923,29 \text{ cm}^4 & \Rightarrow I_m &= 13558256,24 \text{ cm}^4 \\ I &= 13298649,75 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 6420909,38 \text{ cm}^4 & \Rightarrow \rho_p &= \frac{E I_p}{L_1} = 135582,56 \cdot E \\ I_E &= 28125 \text{ cm}^4 & \Rightarrow \rho_E &= \frac{E I_E}{L_1} = 281,25 \cdot E \end{aligned}$$

Notre pont ne comportant pas d'entretoises, c'est le hourdis qui va jouer le rôle d'entretoises intermédiaires. Nous considérons comme espacement fictif d'entretoises l'unité de longueur $L_1 = 100 \text{ cm}$.

$$\Theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{4,75}{25,5} \sqrt[4]{\frac{135582,26 \cdot E}{281,25 E}} = 0,87$$

avec b : demi-entretoise entre les poutres de rive
 L : portée de la poutre.

2.3. CALCUL DE γ_p et γ_E :

Pour le calcul des rigidités torsionnelles nous décomposons la section de la poutre en surfaces rectangulaires élémentaires.

On a :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_E \rho_p}} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} \gamma_p &= \frac{G_p}{b_1} = \frac{G \cdot I_{pE}}{b_1} \\ \gamma_E &= \frac{G_E}{L_1} = \frac{G \cdot I_{E_L}}{L_1} \end{aligned}$$

Si nous prenons $G = \frac{E}{2}$ et $\nu = 0$ nous aurons

$$\alpha = \frac{\frac{I_{pE}}{b_1} + \frac{I_{E_L}}{L_1}}{4\sqrt{\frac{I_{pE}}{b_1} + \frac{I_{E_L}}{L_1}}} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} I_{pE} &: \text{Inertie de Torsion de la poutre} \\ I_{E_L} &: \text{Inertie de Torsion de l'entretoise} \end{aligned}$$

CALCUL DE I_{pE} et I_{E_L} .

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de hauteur h est

$$I_E = (K) \cdot b \cdot h^3 \quad \text{avec} \quad \frac{b}{h} > 1.$$

K prenant les valeurs suivantes en fonction du rapport $\frac{b}{h}$

$\frac{b}{h}$	1	1,2	1,5	1,75	2	2,25	2,50	3	4	5	10	∞
K	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,248	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

Pour tenir compte de la distribution réelle des contraintes de cisaillement dans les sections de rapport b/h , nous avons convenu d'appliquer les corrections suivantes dans l'application de la formule ci-dessus.

- Pour l'âme de la poutre, le coefficient K est calculé avec une hauteur double de la hauteur réelle
- Pour le hourdis, la valeur de I_E à retenir n'est que la moitié de celle donnée par la formule générale.

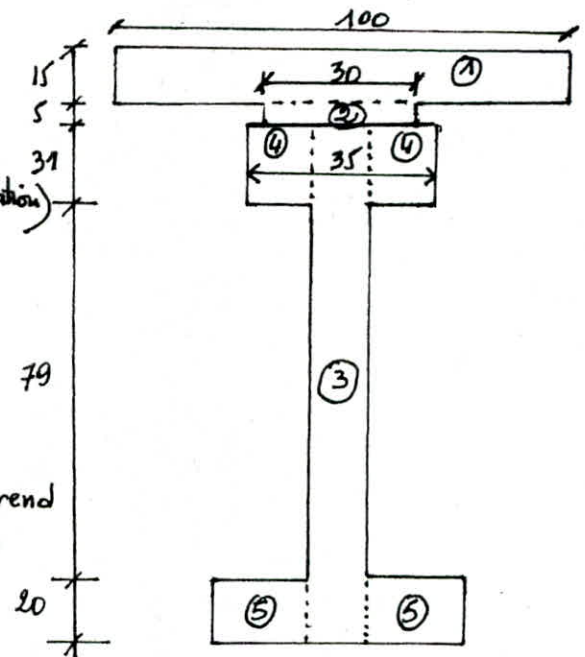
① $\frac{b}{h} > 10 \Rightarrow K = 0,333$
 coeff. hourdi.
 $I_{t_1} = 0,333 \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 15^3 = 56193,75 \text{ cm}^4$

② $\frac{b}{h} = \frac{30}{5} = 6 \Rightarrow K = 0,296$ (après interpolation)
 $I_{t_2} = 0,296 \times 30 \times 5^3 = 1110 \text{ cm}^4$.

③ $\frac{b}{h} = \frac{2 \times 130}{15} > 10 \Rightarrow K = 0,333$
 $I_{t_3} = 0,333 \times 130 \times 15^3 = 146103,75 \text{ cm}^4$.

④ $\frac{b}{h} = \frac{31}{35-30} = 1,55 \Rightarrow K = 0,213$ (on prend la borne sup.)
 $I_{t_4} = 0,213 \times 31 \times 20^3 = 52824 \text{ cm}^4$.

⑤ $\frac{b}{h} = \frac{50-15}{20} = 1,75 \Rightarrow K = 0,213$
 $I_{t_5} = 0,213 \times 35 \times 20^3 = 59640 \text{ cm}^3$.



Finalement $\Sigma I_{t_i} = 315871,5 \text{ cm}^4$.

CALCUL DE I_{t_e} .

$\frac{b}{h} > 10 \Rightarrow K = 0,333 \Rightarrow I_{t_e} = 0,333 \cdot 100 \cdot 15^3 \cdot \frac{1}{2} = 56193,75 \text{ cm}^4$.

nous avons : $\alpha = \frac{\frac{I_{t_1}}{b_1} + \frac{I_{t_e}}{L_1}}{4 \sqrt{\frac{I_p}{b_1} \times \frac{I_{t_e}}{L_1}}} = 0,152$.

2.4. LES LIGNES D'INFLUENCE DE K_α :

Les tables numériques établie par Massonnet nous donnent les valeurs des fonctions K_0 et K_1 pour $\theta_1 = 0,85$ et $\theta_2 = 0,90$ et pour $\theta = 0,87$ (après interpolation). Ces valeurs de K_0 et K_1 sont pour des excentricités des charges $e = -b, -3b/4 - \frac{b}{2}; 0; b/4; b/2; 3b/4; b$ et pour des points $y = 0; b/4; b/2; 3b/4; b$.

$\theta = 0,87; K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - \frac{0,065 - \theta}{0,063})}; \alpha = 0,152$

$e \backslash y$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0,15034	0,42348	1,02803	1,61499	1,92524	1,61499	1,02803	0,42348	-0,15034
$b/4$	-0,30264	0,09044	0,53198	1,05963	1,61499	1,92121	1,61697	1,03079	0,40781
$b/2$	-0,25725	-0,05886	0,18324	0,53198	1,02809	1,61696	2,03452	1,93448	1,63834
$3b/4$	-0,13799	-0,11426	-0,05886	0,09044	0,42349	1,03079	1,93448	2,95093	3,75177
b	-0,00001	-0,13799	-0,25725	-0,30264	-0,15195	0,40781	1,63834	3,75177	6,64029

Ces valeurs permettent de tracer les lignes d'influence pour des positions des poutres $y = 0, b/4, b/2, 3b/4$ et b . Pour une poutre située à une position quelconque, il y a lieu d'interpoler linéairement. Tenant compte de la symétrie transversale de notre pont, on limitera à tracer les lignes d'influence de K_x de la poutre centrale P_6 et des poutres situées sur un côté de cette dernière et dans l'ordre suivant $P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}$.

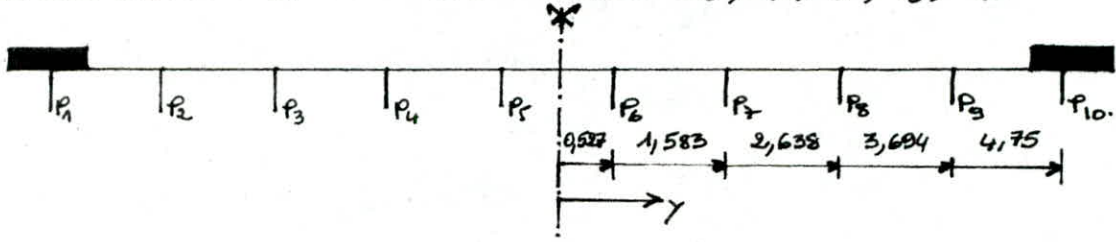


Tableau des valeurs de la fonction K_x correspondant aux valeurs réelles.

y (m) \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
P_6 $y = 0,527$	-0,20979	0,29347	0,834386	1,398194	1,804128	1,73453	1,2579	0,6605	0,06754
P_7 $y = 1,583$	-0,29481	0,064672	0,47179	0,96856	1,513695	1,86898	1,68904	1,18676	0,62019
P_8 $y = 2,638$	-0,25933	-0,052003	0,199256	0,556213	1,055044	1,630933	2,015344	1,892977	1,581827
P_9 $y = 3,694$	-0,169439	-0,099651	0,004983	0,206876	0,582925	1,185365	1,96086	2,68288	3,19445
P_{10} $y = 4,750$	-0,066445	-0,12656	-0,161729	-0,143431	0,125114	0,70776	1,78092	3,36618	5,24952

Ces valeurs de K_x représentées dans le tableau ci-dessus vont nous permettre de tracer les lignes d'influence des poutres $P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}$.

2-5. CALCUL DES COEFFICIENTS K_x :

- Cas de surcharges localisées : on calcule les ordonnées y_i de la ligne d'influence de K_x sous chaque surcharge, le coefficient K_x sera obtenu par la formule ci-après :

$$K_x = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Dans le sens transversal les P_i ont même valeur. la formule devient alors :

$$K_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nombre de files de roue ou chenilles.}$$

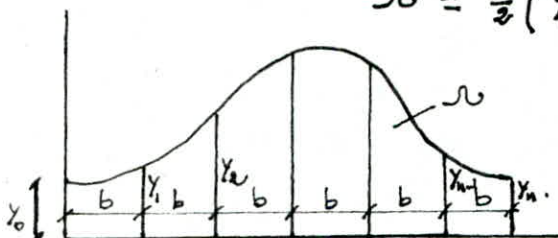
- Cas de surcharges et charges uniformément réparties dans le sens transversal :

$$K_x = \frac{S_u}{l} \quad \text{avec } S_u : \text{aire d'influence}$$

$$l : \text{largeur chargée.}$$

L'aire S_u sera calculée par la méthode des trapèzes :

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



Pour les 2 types de charge nous envisagerons toutes les dispositions transversales des charges afin d'avoir le coefficient $K_{u, \max}$.
 Sur les graphes on a représenté uniquement la disposition défavorable qui donne le $K_{u, \max}$ pour les charges et surcharges.

charge et surcharges.	Mode de chargement	Poutre P_1 $y = 0,527 \text{ m}$	Poutre P_2 $y = 1,583 \text{ m}$	Poutre P_3 $y = 2,638 \text{ m}$	Poutre P_4 $y = 3,69 \text{ m}$	Poutre P_{10} $y = 4,75 \text{ m}$.
TROTTOIRS	1 Trottoir chargé $l_{t_1} = 1,90 \text{ m}$	0,497	1,026	1,797	2,862	3,940
	2 Trottoirs chargés $l_{t_2} = 3,80 \text{ m}$	0,324	0,522	0,846	1,364	1,905
A(l)	1 voie chargée $L_v = 3,60 \text{ m}$	1,521	1,665	1,606	1,457	1,155
	2 voies chargées $L_v = 7 \text{ m}$.	1,365	1,237	1,082	0,834	0,523
M_{c120}	un véhicule à 2 chenilles	1,490	1,485	1,470	1,350	1,140
B_c	1 voie chargée (1 convoi)	1,710	1,710	1,800	1,730	1,560
	2 voies chargées (2 convois)	1,535	1,540	1,397	1,170	0,860.

4- CALCUL DES MOMENTS FLÉCHISSANTS DANS LES POUTRES.

le moment fléchissant qui revient à chaque poutre sous les sollicitations sera donné selon la méthode de GUYON-MASSONNET.

$$M_i = K_{u_i} \cdot \frac{M_0}{n} \text{ avec}$$

M_i : moment revenant à la poutre i sous la sollicitation de la charge ou de la surcharge considérée.
 K_{u_i} : Coefficient de répartition transversal pour la poutre i correspondant à la charge ou la surcharge considérée.
 n : nombre de poutre.
 M_0 : moment sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou surcharge considérée.

Après avoir fait les combinaisons nous donnons les valeurs des Moments pour la poutre la plus défavorable: (Poutre P_1 ; $y = 0,527 \text{ m}$)

a- cas de charge 1: surcharge du trottoir.
 nous avons le cas le plus défavorable lorsque les 2 trottoirs sont chargés
 $K_{u, \max} = 0,324$

section	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M (t.m)	0	0,657	1,126	1,408	1,474	1,501.

b. Cas de charge ② : surcharge A(L)

Le cas le plus défavorable est lorsque les 2 voies sont chargées : $K_{d,max} = 1,365$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	40,434	69,315	86,644	90,728	92,420.

c. Cas de charge ③ : surcharge Bc.

Le cas le plus défavorable est lorsque 2 convois sont chargés : $K_{d,max} = 1,535$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	41,121	69,330	84,769	86,651	84,037

d. Cas de charge ④ : Convoi $M_{c,120}$

$K_{d,max} = 1,490$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	44,223	75,810	94,762	99,230	101,080.

e) Cas superstructures (Revetement + trottoir)

1) Revêtement : dans le cas où on a les 2 voies chargées nous prenons K_d^{max} de la surcharge A(L) : 2 voies chargées $K_d^{max} = 1,365$.

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	5,980	10,250	12,815	13,419	13,669

2) trottoir (Poids propre) : on a $K_d^{max} = 0,324$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	2,420	4,147	5,184	5,429	5,531

Moment Probable de SUPERSTRUCTURE.

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)	0	8,400	14,397	18,000	18,848	19,200.

On a obtenu la section médiane " $\frac{L}{2}$ " comme section la plus défavorable.

RECAPITULATIF DES MOMENTS DE LA POUTRE P_6 ($\gamma = 0,527$)

Poutre P_6 : $\gamma = 0,527$ m	Moment à l'état limite ultime (kg.m)	Moment à l'état limite d'utilisation (kg.m)
charges civiles et surcharges sur trottoir	$92420 \times 1,2 \times 1,33 = 147502,3$ $1501 \times 1,2 \times 1,33 = 2395,596$ $\Sigma = 149897,896$	$92420 \times 1 \times 1,2 = 110904$ $1501 \times 1 \times 1 = 1501$ $\Sigma = 112405$
charges Militaires et surcharges sur trottoir	$101080 \times 1,2 \times 1,1 = 133425,6$ $1501 \times 1,2 \times 1,3 = 2395,596$ $\Sigma = 135821,196$	$101080 \times 1 \times 1 = 101080$ $1501 \times 1 \times 1 = 1501$ $\Sigma = 102581$
Superstructure	$19200 \times 1,2 \times 1,2 \times 1,1 = 30412,8$	$19200 \times 1,2 \times 1,1 = 23040$

Pour les coefficients δ_{s3} , δ_{oc} voir hypothèse.
 Le moment de charges d'exploitation sera retenu entre charges civiles et Militaire qu'on augmente du moment provoqué par la superstructure.
 On obtient pour I_6 .

	Moment à l'état limite ultime	Moment à l'état limite d'utilisation.
Actions intermittentes d'exploitation	149897,896 kg.m.	112405 kg.m
Actions permanentes des superstructures.	30412,8 kg.m	23040 kg.m.

5. MOMENT DE FLEXION TRANSVERSAL.

Ce moment se détermine selon la méthode de G.M à l'aide des coefficients μ_x . Chaque charge réelle est remplacée par sa développée en série de Fourier. Pour avoir une bonne précision sur le moment G.M exige de prendre en compte les 2 premiers termes de la série de Fourier $m = (1,3)$. La détermination des coefficients μ_x se fait de la même manière que K_{oc} . Des tables numériques donnant les valeurs de μ_0 et de μ_1 en fonction de θ , γ et e ont été établies par G.M. Pour avoir les valeurs de la fonction μ_x (correspondant à α) nous utilisons la formule d'interpolation de Sattler

Pour $0,1 \ll \theta \ll 1$ on a $\mu_x = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot \alpha^{\left(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,0663}}\right)}$

$\mu_x = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot 0,268.$

Tableau des valeurs de la fonction μ_{d_1} (correspondant à $\theta_1 = \theta = 0,87$)
 $m = 1$ ($\mu_{d_1} \cdot 10^4$).

y \ e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$y = 0,527m$	-454,22	-333,60	-211,70	199,68	935,75	709,46	-39,58	-399,73	-577,17
$y = 1,583m$	-248,67	-231,74	-193,00	-50,27	327,78	1118,87	391,85	-407,43	-1012,67
$y = 2,638m$	-105,90	-131,71	-146,82	-144,40	44,85	435,47	1090,36	-336,00	-1264,47
$y = 3,694m$	-29,31	-61,32	-77,42	-75,29	-19,95	140,87	487,49	404,75	-1203,74
$y = 4,750m$	-10,43	-18,40	-25,89	-28,26	-17,91	23,95	123,68	321,89	-566,55

Tableau des valeurs de la fonction μ_{d_3} (correspondant à $\theta_3 = 3\theta = 2,61$)
 $m = 2$ ($\mu_{d_3} \cdot 10^4$).

y (m) \ e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$y = 0,527$	0,65747	1,36717	-14,8836	-55,9594	212,7303	109,0722	-45,2736	-9,3967	6,35087
$y = 1,583$	-0,6656	0,96434	1,4049	-20,6995	-66,8682	315,2187	5,28599	-35,5491	7,22869
$y = 2,638$	-0,18004	-0,0251	1,15593	0,19857	-27,6052	-53,7615	375,1037	-77,0176	-22,5785
$y = 3,694$	-0,01867	-0,07797	0,26614	1,17964	-6,16466	-38,5496	58,4671	278,5697	-244,281
$y = 4,750$	-0,013915	-0,03664	-0,02277	0,52537	0,3300	-12,1924	-30,1984	195,8646	-156,5453

Ces valeurs vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de μ_{d_m} pour les ordonnées ci-dessus. Les valeurs des coefficients de répartition μ_{d_m} pour chaque surcharge seront déduites de la même manière que R_x . Toutefois on envisagera les cas donnant les coefficients μ_{d_m} maximaux positifs et négatifs pour chaque surcharge.

Il est à noter que la charge permanente "G" n'engendre pas de flexion transversale. Elle ne sera pas tenue compte pour le calcul des moments transversaux.

des coefficients $\mu_{d_m}^+$ et $\mu_{d_m}^-$ les plus défavorables vont nous servir pour le calcul des moments transversaux.

des valeurs de ces coefficients sont regroupées dans le tableau suivant pour chaque cas de surcharge.

Tableau des valeurs des coefficients μ_m ($m=1,3$) les plus défavorables pour chaque surcharge.

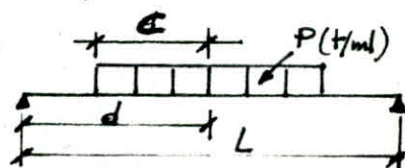
		$\mu_{d1}(\max)$		$\mu_{d3}(\max)$	
		μ_{d1}^+	μ_{d1}^-	μ_{d3}^+	μ_{d3}^-
TROTTOIRS	1 Trottoir chargé.	—	-0,0537	—	-0,036
	2 Trottoirs chargés	—	-0,0412	—	-0,0018
A(L)	1 voie chargée	0,0520	-0,0102	0,0086	-0,0010
	2 voies chargées	0,0280	—	0,0035	—
B_r	1 roue isolée	0,0950	-0,0250	0,0210	-0,0060
B_t	1 convoi.	0,0605	-0,0130	0,0160	-0,0030
	2 convois	0,0402	—	0,0070	—
B_c	1 convoi	0,0605	-0,0130	0,0160	-0,0030
	2 convois.	0,0482	—	0,0070	—
M_{c120}		0,0530	-0,0040	0,0170	-0,0015

Calcul du moment de flexion transversale :

on utilise les formules suivantes

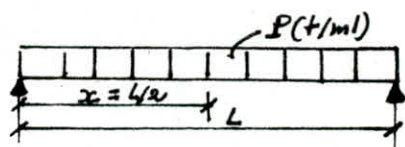
- Pour une surcharge linéairement répartie (cas de M_{c120}) :

$$M_y = \frac{4P \cdot b}{\pi} \sum_{m=1}^3 \frac{1}{m} \mu_{d_m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$



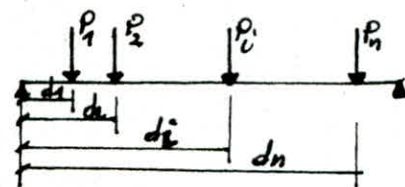
- Pour une charge uniforme (A(L) et trottoirs) :

$$M_y = \sum_{m=1}^3 \mu_{d_m} \cdot \frac{4P \cdot b}{\pi m} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } x = \frac{L}{2}$$



- Pour un système de charges concentrées (B_c, B_t, B_r) :

$$M_y = \frac{2}{L} \cdot b \cdot \sum_{m=1}^3 \sum_{i=1}^n P_i \mu_{d_m} \cdot \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

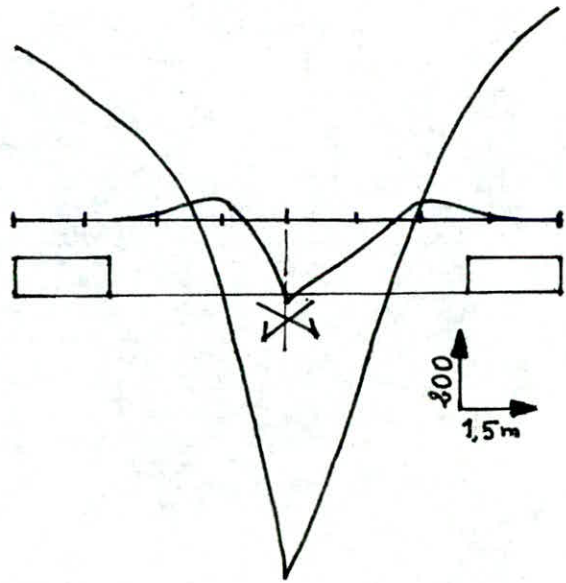


Tout calcul fait nous obtenons les résultats suivants consignés dans le tableau suivant :

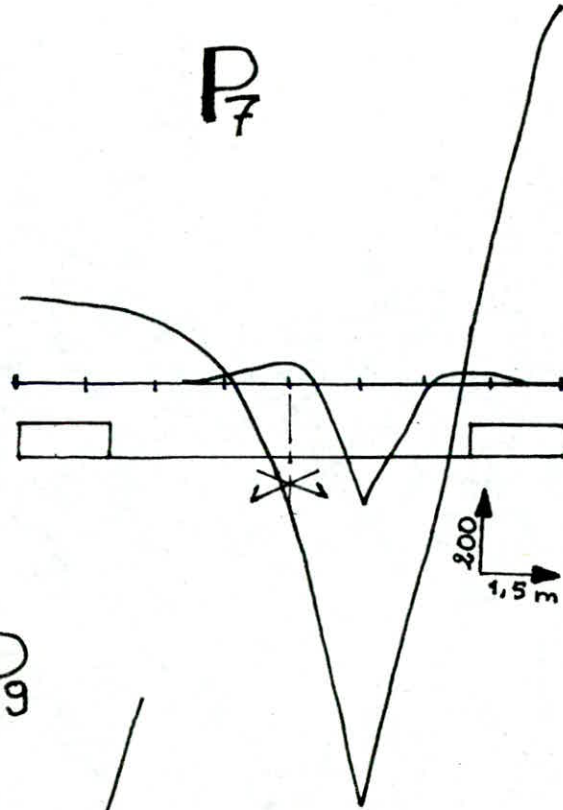
	TROTTOIR	A(L)	A(L)	B_t	B_t	B_c	B_c	B_r	M_{c120}		
	1 Troit.	2 Troit.	1 voie	2 voies	1 convoi	2 convois	1 convoi	2 convois			
$M_y^+ \text{ t.m/ml}$	—	—	1,370	1,530	0,003	0,008	0,004	0,033	0,525	0,199	
$M_y^- \text{ t.m/ml}$	-0,082	-0,079	-0,280	—	0,001	—	-0,001	—	-0,140	-0,014	

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT μ_α .

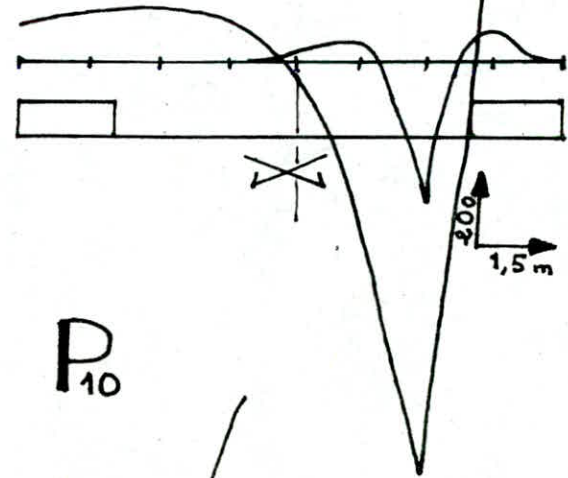
P₆



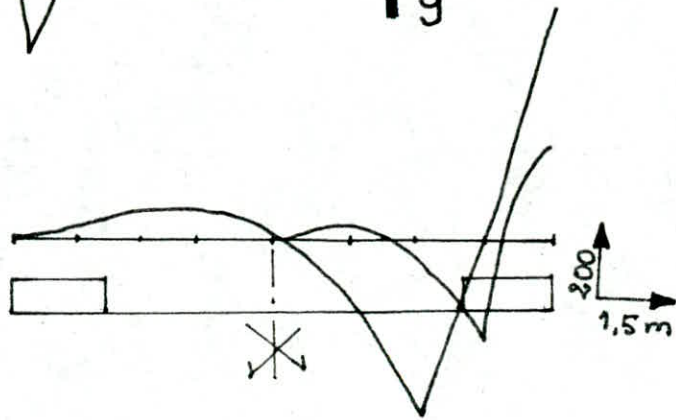
P₇



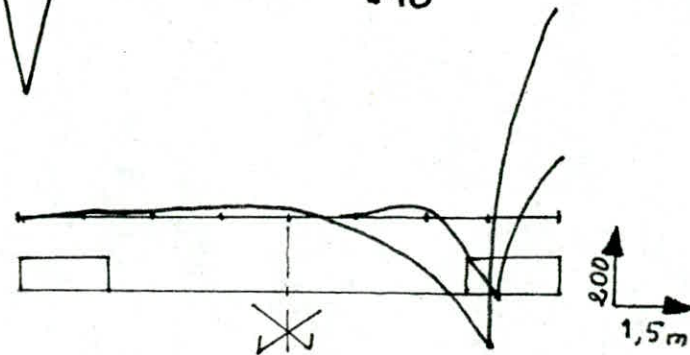
P₈



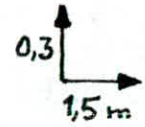
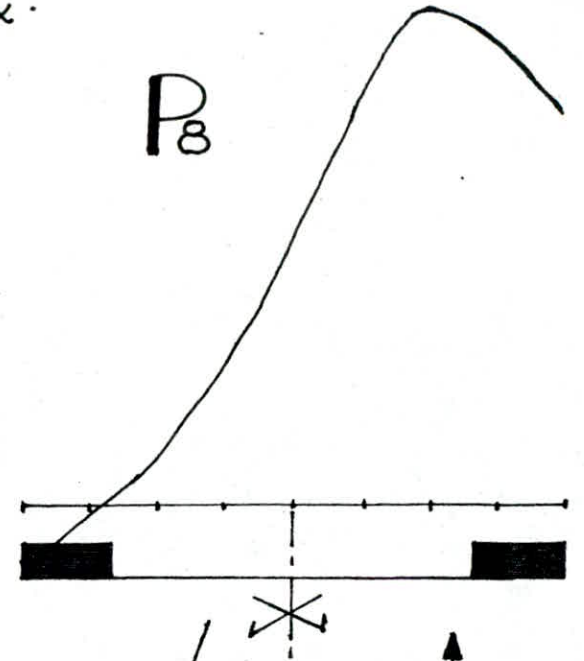
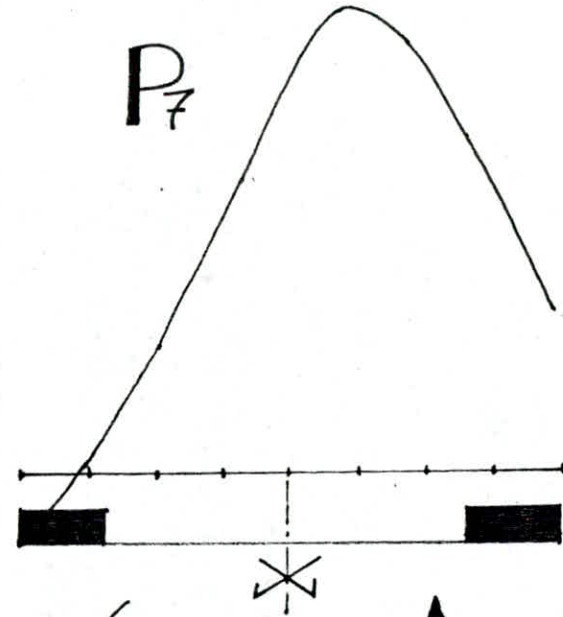
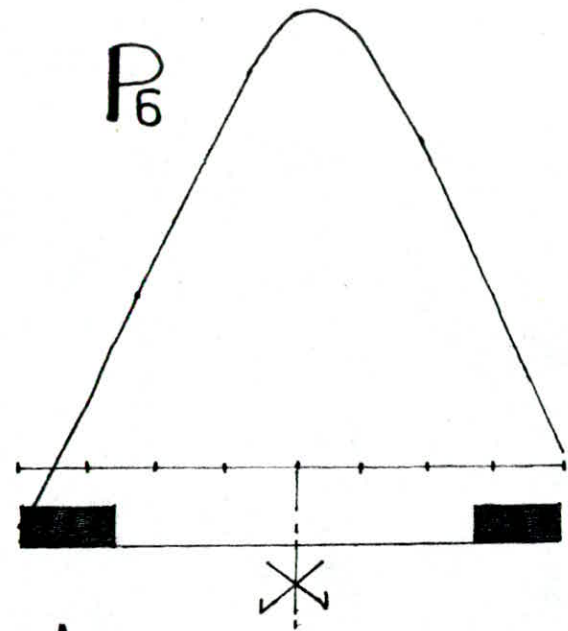
P₉



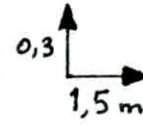
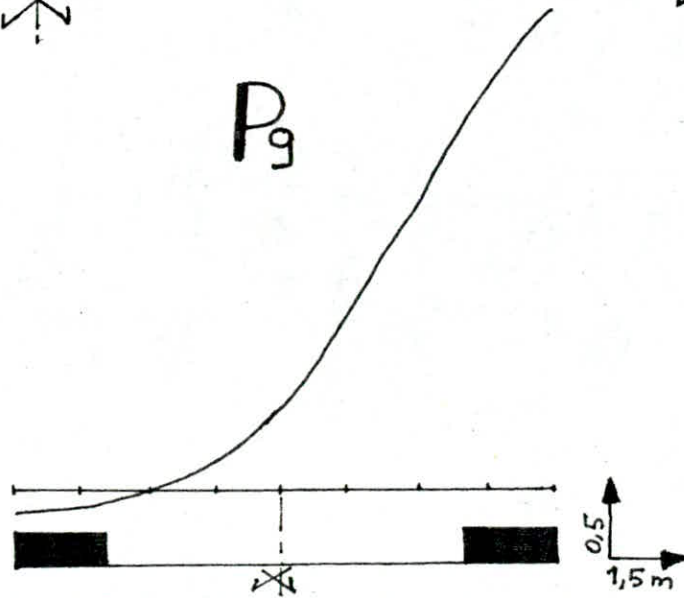
P₁₀



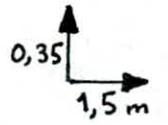
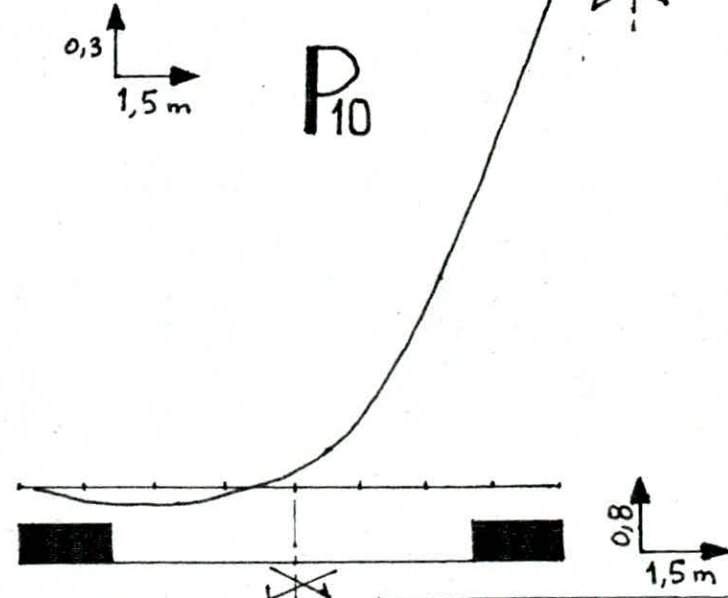
LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT K_d .



P_9



P_{10}

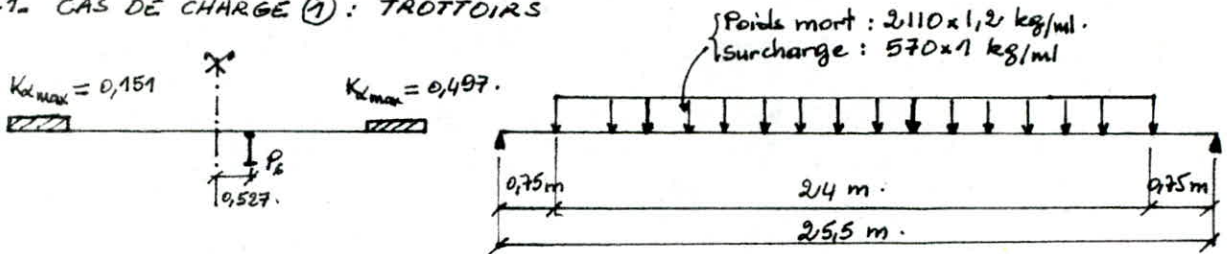


IX - CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS.

1. EFFORTS TRANCHANTS A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION (à l'appui $x = 0$)

les calculs sont explicités pour la poutre P_6 . Pour les autres poutres nous donnons directement le résultat.

1.1. CAS DE CHARGE (1) : TROTTOIRS



Remarque :

lorsque les K_x sont négatifs, les trottoirs sont supposés non chargés.
Dans ce calcul les charges disposées entre l'appui et l'abscisse $H/2 = 0,75$ m n'ont pas été prises en compte d'après l'article (§ 27.2.1 IP2)

1.1.1. SURCHARGES SUR TROTTOIRS.

$$V_1 = q \cdot \frac{(L - H_0)}{2} \cdot \frac{\sum K_x \cdot \gamma_{Q_c}}{n} = 570 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \left[\frac{0,151 + 0,497}{10} \right] \times 1 = 443,23 \text{ kg.}$$

1.1.2. POIDS MORT DU TROTTOIR.

$$V_2 = q \cdot \frac{(L - H_0)}{2} \cdot \frac{\sum K_x \cdot \gamma_{Q_{L1}}}{n} = 2532 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \left[\frac{0,151 + 0,497}{10} \right] \times 1 = 1968,88 \text{ kg.}$$

1.2. CAS DE CHARGE (2) : SURCHARGE A(L).

cas défavorable : 2 voies chargées : $K_{x_{max}} = 1,365$ et $q = 8320$ Kg/ml.

$$V = q \cdot \frac{L - H_0}{2} \cdot \frac{\sum K_x \cdot \gamma_{Q_c}}{n} = 8320 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \frac{1,365 \times 1,2}{10} = 16353,79 \text{ kg.}$$

1.3. CAS DE CHARGE (3) : CONVOI B_c .

nous allons utiliser la disposition suivante (PRAD 73 § 3.2.3)
L'essieu le plus proche est placé à une distance $2H_0$ de cet appui.

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.

Soit a : l'abscisse longitudinale de la charge "p" comptée à partir de l'axe de l'appui.

e : espacement entre poutre.

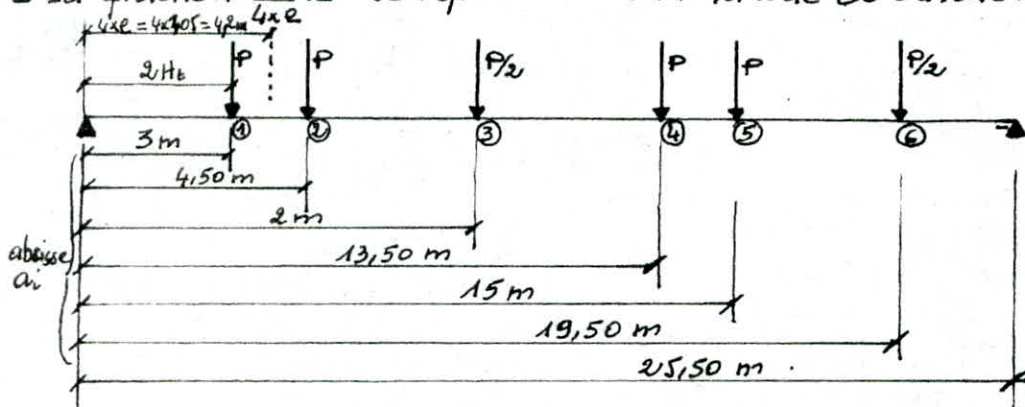
a- si $a = 0$ la répartition transversale se fait en supposant le hourdis articulé sur les poutres.

b- si $a \geq 4xe$ la répartition obéit aux hypothèses GUYON - MASSONET.

c- si $0 < a < 4xe$ la répartition se fait de la manière suivante :

- la fraction $\left(1 - \frac{a}{4xe}\right) \times P$ se répartit en supposant le hourdis articulé sur les poutres. $\frac{a}{4xe}$ avec P poids d'une roue.

- La fraction $\frac{a}{4e} \cdot P$ se répartie selon la Méthode de GUYON-MASSONNET



Les charges 2, 3, 4, 5, 6 sont réparties suivant les hypothèses de G.M.
($a_i > 4e$)

La charge ① sera partagée en deux parties car $0 < a_1 < 4e$

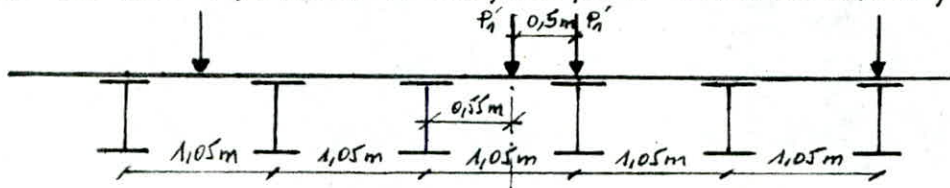
* une part non répartie selon G.M est égale à :

$$P' = P \left(1 - \frac{a_1}{4e}\right) = P \left(1 - \frac{3}{4,2}\right) = 0,286 P.$$

* l'autre part est répartie selon G.M.

$$P'' = 0,714 P.$$

La part de la charge non répartie selon G.M ($P' = 0,286 P$) sera disposée selon le schéma ci-dessous. Par simplification et dans le sens de la sécurité cette disposition est adoptée pour toutes les autres poutres étudiées.



de hourdis est supposé articulés sur les poutres. L'effort tranchant pour la poutre étudiée est donné :

$$P'_1 = 0,286 \times 6000 = 1716 \text{ kg.}$$

donc la réaction sur la poutre P_6 est $R = 1716 \left(1 + \frac{0,15}{1,05}\right) = 2614,857 \text{ kg.}$

finalement on a l'effort tranchant à l'appui dû à P'_1

$$\Rightarrow V_1 = 2614,86 \times \frac{25,5 - 3}{25,5} = 2307,23 \text{ kg.}$$

EFFORT TRANCHANT DES CHARGES RÉPARTIES PAR GUYON-MASSONNET.

- Pour une file de convoi B_c on a : $P = 12000 \text{ kg.}$

calculons la réaction à l'appui pour toutes les charges 2, 3, 4, 5, 6 et pour $0,75 P$ (charge ①)

Si on calcule le moment à l'appui de droite on a pour un convoi B_c

$$R = \frac{12000}{25,5} \left[0,714 \times 22,5 + 21 + \frac{16,5}{2} + 10,5 + \frac{6}{2} \right] = 27677,65 \text{ kg.}$$

Nous avons le cas le plus défavorable pour 2 voies chargées : $K_{\text{max}} = 1,535$

$$V_2 = R \times 2 \times \frac{K_{\text{max}}}{n} = 27677,65 \times 2 \times \frac{1,535}{10} = 8508,11 \text{ kg}$$

Donc l'effort tranchant total pour la surcharge B_c :

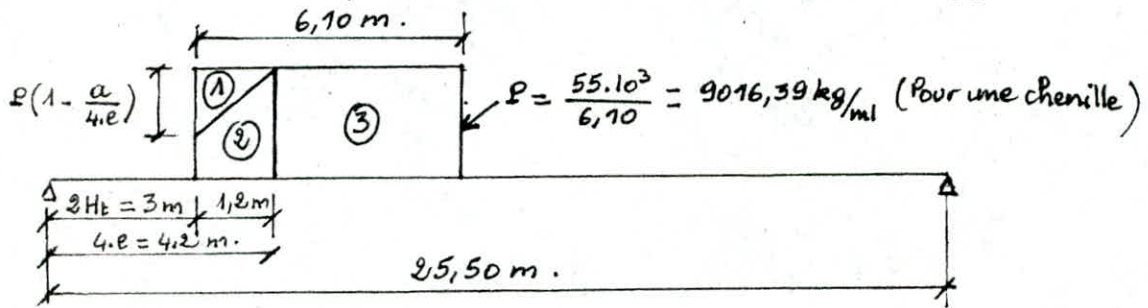
$$V = (V_1 + V_2) \cdot b \cdot S \cdot \gamma_{B_c} \quad \text{avec} \begin{cases} b_c = 1,1 \\ S = 1,106 \\ \gamma_{B_c} = 1,2 \end{cases}$$

$$V = (2307,23 + 27677,65) \cdot 1,1 \cdot 1,106 \cdot 1,2 = 15789,53 \text{ kg.}$$

$$V = 15789,53 \text{ kg.}$$

1.4. CAS DE CHARGE (4) CONVOI M_{C120}

Le debut du convoi est placé à une distance $2H_e$ de l'appui.



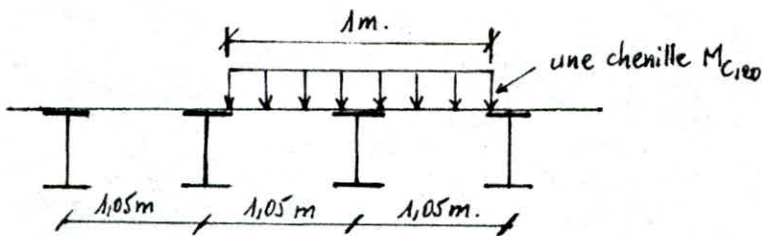
La charge (1) "fraction $(1 - \frac{a}{4.e}) \cdot P$ " est répartie sur les poutres en supposant le hourdis articulé (P : charge en ml pour une chenille).

La charge (2) [fraction $\frac{a}{4.e} \cdot P$] est répartie selon G.M (P charge en ml pour 2 chenilles).

La charge (3) est répartie totalement selon G.M (P : charge en ml pour 2 chenilles)

Pour une chenille la part de charge (1) non répartie par G.M vaut

$$P' = P \left(1 - \frac{a}{4.e}\right) \cdot \frac{1.2}{2} = 9016,39 \left(1 - \frac{3}{4,2}\right) \times \frac{1,2}{2} = 1545,67 \text{ kg.}$$



Reaction sur P_c : $R = P'_1 = 1545,67 \text{ kg.}$

L'effort tranchant dû à $P'_1 \Rightarrow V_1 = 1545,67 - \frac{25,5 - 3}{25,5} = 1363,83 \text{ kg}$
 $V_1 = 1363,83 \text{ kg.}$

EFFORT TRANCHANT DES PARTIES 2 et 3 REPARTIES SELON G.M.

Poids total du convoi $M_{C120} = 110.000 \text{ kg.}$

Poids des parts de charge 2 et 3 = $110.000 - 2 \times 1545,67 = 106908,66 \text{ kg.}$

CALCUL DE LA REACTION (Moment à l'appui de droite)

$$R = 106908,66 \times \frac{19,28}{25,5} = 80831,33 \text{ kg.}$$

$$K_{x_{max}} = 1,49 \Rightarrow V_2 = R \cdot \frac{K_{x_{max}}}{1} = \frac{80831,33 \times 1,49}{10} = 12043,87$$

$$V_2 = 12043,87 \text{ kg.}$$

EFFORT TRANCHANT TOTAL POUR LA SURCHARGE M_{C120} sera :

$$V = (V_1 + V_2) \times \delta \times \delta_{R_e} \quad \text{avec } \begin{cases} \delta = 1,099 \\ \delta_{R_e} = 1 \end{cases}$$

$$V = (1363,83 + 12043,87) \times 1,099 \times 1 = 14735,06 \text{ kg.}$$

$$V = 14735,06 \text{ kg}$$

1.5. POIDS MORT POUTRE ET DALLE.

* Poids mort poutre : $835 \times 1,03 = 885,1 \text{ kg/ml}$ (valeur caractéristique max.)

* Hourdis : $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \times 1 \times 1,06 = 530 \text{ kg/ml}$ (valeur caract. max.)

EFFORT TRANCHANT (en négligeant les charges entre 0 et $H_e/2$).

$$V = q \left(\frac{L - H_t}{2} \right) \quad \text{avec } q = 885,1 + 530 = 1415,1 \text{ kg/ml.}$$

$$V = 1415,1 \left(\frac{25,5 - 1,3}{2} \right) \quad H_t = 1,30 \text{ m (hauteur de la poutre seul, on suppose}$$

$$V = 17122,71 \text{ kg.} \quad L = 25,5 \text{ m. que l'hourdis s'exerce sur la poutre)}$$

1.6. REVETEMENT.

- poids mort du revêtement : $q = 1,232 \text{ t/ml} \times 1,2 = 1478,4 \text{ kg/ml}$.

$$K_{d,max} = 1,365 \text{ (identique à } A(\ell))$$

$$V = q \times \frac{L - H_t}{2} \times \frac{K_{d,max}}{1} \times \delta_{R,L} = 1478,4 \times \left(\frac{25,5 - 1,3}{2} \right) \times \frac{1,365}{10} \times 1.$$

$$V = 2421,62 \text{ kg.}$$

1.7. RÉCAPITULATIF DE L'EFFORT TRANCHANT À L'APPUI POUR LA POUTRE P_6

Cas de charges et surcharges	Effort tranchant à l'état limite d'utilisation en (kg)	Effort tranchant à l'état limite ultime en (Kg)
surcharge sur trottoirs	$V = 443,23$	$V_u = 443,23 \times 1,33 \times 1,2 = 707,39$
Poids mort trottoirs	$V = 1968,88$	$V_u = 1968,88 \times 1,1 \times 1,2 = 2598,92$
SURCHARGES		
A(ℓ)	$V = 16353,79$	$V_u = 16353,79 \times 1,33 = 21750,54$
Bc	$V = 15789,53$	$V_u = 15789,53 \times 1,33 = 21000,07$
Mc120	$V = 14735,06$	$V_u = 14735,06 \times 1,1 \times 1,2 = 19450,28$
Poids mort poutre + dalle	$V = 17122,71$	$V_u = 17122,71 \times 1,1 \times 1,2 = 22601,97$
Revêtement	$V = 2421,62$	$V_u = 2421,62 \times 1,1 \times 1,2 = 3196,54$
Combinaison défavorable		
Poids mort poutre + dalle	$V = 17122,71$	$V_u = 22601,98$
Trottoirs + Revêtement + Bc + A(ℓ)	$V = 21187,52$	$V_u = 28179,402$

Remarque : l'effort tranchant à l'état limite ultime est obtenu en divisant l'effort tranchant à l'état limite d'utilisation par $(\delta_{R,L}$ ou $\delta_{R,C}$) correspondant et en le multipliant par $(\delta_{R,L}$ ou $\delta_{R,C})$ équivalent à l'état limite ultime et par $\delta_{S_3} = 1,2$ (pour l'état limite ultime).

1.9. TABLEAUX DE L'EFFORT TRANCHANT DES POUTRES P_7, P_8, P_9, P_{10} à l'appui.

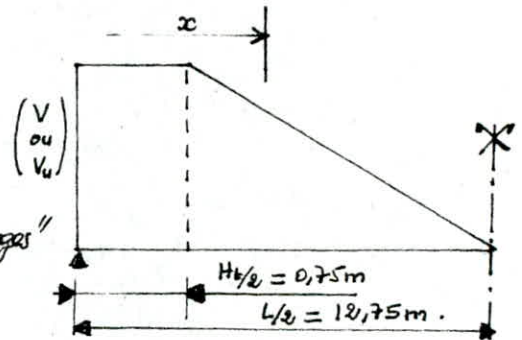
cas de charges et surcharges	EFFORT TRANCHANT POUTRE P_7		EFFORT TRANCHANT POUTRE P_8	
	etat limite d'utilisation (kg)	etat limite ultime (Kg)	etat limite d'utilisation (Kg)	etat limite ultime (Kg)
surcharge sur trottoirs.	714,10	1139,70	614,58	980,86
Poids mort trottoirs	3172,09	4187,16	5140,97	6786,08
SURCHARGES				
A(ℓ)	14820,25	19710,93	12963,23	17241,09
Bc	15813,78	21032,33	14658,13	19495,31
Mc120	14690,643	19391,65	14557,39	19215,75
Poids mort poutre + dalle	17122,71	22601,98	17122,71	22601,98
Revêtement	2194,53	2896,78	1919,55	2533,8
combinaison défavorable				
Poids mort poutre + dalle	17122,71	22601,98	17122,71	22601,98
Trottoir + revêtement + surcharge	2194,51	2925,97	2233,23	29796,05.

cas de charges et surcharges	Effort tranchant Poutre E_g		Effort tranchant Poutre E_{10}	
	etat limite d'utilisation (Kg)	etat limite ultime (Kg)	etat limite d'utilisation (Kg)	etat limite ultime (Kg)
Surcharges sur trottoirs	978,81	1562,18	1347,48	2150,58
Poids mort trottoir	8288,75	10941,15	11576,30	15280,72
SURCHARGES				
A(l)	9991,99	13289,35	6265,96	8333,73
Bc	12223,64	17055,44	10318,40	13723,47
M _{C120}	13491,39	17828,63	11625,88	15346,16
Poids mort Poutre + Dalle	17122,71	22601,98	17122,71	22601,98
Revêtement	1479,58	1953,05	927,84	1224,75
Combinaison defavorable				
Poids mort Poutre + Dalle	17122,71	22601,98	17122,71	22601,98
Trottoirs + Revêtement + surcharge	23570,78	31511,82	24170,02	32379,52

2. ENVELOPPES EFFORTS TRANCHANTS

* Pour la combinaison Poids mort (Poutre + dalle)

- $x \leq 0,75m$: V_x ou $V_{u,x} = V$ ou V_u à l'appui
- $x > 0,75m$: V_x ou $V_{u,x} = \left(\frac{V}{V_u}\right) \cdot \left(1 - \frac{x-0,75}{12,75-0,75}\right)$



* Enveloppe pour la Combinaison "trottoir + revêtement + charges"

- Pour une Poutre donnée, à une abscisse x les efforts tranchants correspondant aux trottoirs et revêtement seront calculés selon la formule précédente.

- Pour $0 \leq x \leq 3m = 2H_t$ l'effort tranchant dû aux surcharges est constant car celles-ci sont disposées d'une abscisse ($x = 2H_t = 3m$) à partir de l'appui.

3. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT Pour $x = 3m$ ($2H_t = 6/2$)

3.1- A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION :

3.1.1- Combinaison Poids mort "Poutre + dalle"

à l'appui pour toutes les poutres étudiées on a $V = 17122,71$ kg.

D'après l'enveloppe de l'effort tranchant pour $x > 0,75m$ nous avons :

$$V = V_{\text{appui}} \left[1 - \frac{x-0,75}{12,75-0,75} \right] = 13912,20 \text{ kg. avec } x = 3m.$$

3.1.2- Combinaison Trottoir + Revêtement + surcharge.

nous avons :

$$1 - \frac{x-0,75}{12,75-0,75} = 1 - \frac{3-0,75}{12,75-0,75} = 0,813.$$

Calculons les combinaisons pour les différentes poutres.

Poutre E_{10} ($y = 4,75m$) : $V = (1347,48 + 11576,3 + 927,84) \cdot 0,813 + 11625,88 = 22887,25$ kg

Poutre E_g ($y = 3,694m$) : $V = (978,81 + 8288,75 + 1479,58) \cdot 0,813 + 13491,39 = 22228,81$ kg.

Poutre E_8 ($y = 2,638m$) : $V = (614,58 + 5140,97 + 1919,55) \cdot 0,813 + 14658,13 = 22897,99$ kg

Poutre E_7 ($y = 1,583m$) : $V = (714,1 + 3172,09 + 2194,53) \cdot 0,813 + 15813,78 = 20757,41$ kg.

Poutre E_6 ($y = 0,527m$) : $V = (443,23 + 1962,88 + 2421,62) \cdot 0,813 + 16353,79 = 20283,61$ kg.

donc à $x = 3m$ la Poutre la plus defavorable est E_{10} avec $V = 22887,25$ kg

3.2. A L'ETAT LIMITE ULTIME :

3.2-1. Combinaison Poids mort "Poutre + dalle"

$$V_u = \frac{V}{\gamma_{util.}} \times \gamma_{ultime} \times \gamma_{s_3} = \frac{13912,20}{1} \times 1,1 \times 1,2 = 18364,1 \text{ kg.}$$

3.2-2. Combinaisons (Trottoirs + revêtement + surcharges.)

$$\text{Poutre } P_{10} : V = (2150,58 + 15280,72 + 1224,75) \cdot 0,813 + 15346,16 = 30513,53 \text{ kg}$$

$$\text{Poutre } P_9 : V = (1562,18 + 10941,15 + 1953,05) \cdot 0,813 + 17808,63 = 29561,67 \text{ kg}$$

$$\text{Poutre } P_8 : V = (980,86 + 6786,08 + 2533,8) \cdot 0,813 + 19495,31 = 27869,81 \text{ kg.}$$

$$\text{Poutre } P_7 : V = (1139,7 + 4187,16 + 2896,78) \cdot 0,813 + 21032,33 = 27718,15 \text{ kg.}$$

$$\text{Poutre } P_6 : V = (707,39 + 2598,92 + 3196,54) \cdot 0,813 + 21750,54 = 27037,36 \text{ kg.}$$

donc à $x = 3\text{m}$ la poutre la plus défavorable est P_{10} ($y = 4,75\text{m}$) avec
 $V = 30513,53 \text{ kg.}$

4. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A $x = l/4 = 6,375\text{m}$.

Pour $x > 3\text{m}$ (2^{HE}) nous devons disposer les surcharges à partir de x de l'appui et faire les combinaisons les plus défavorables à cette abscisse.

Pour cette abscisse nous donnons uniquement les résultats.

4.1. A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION.

4.1-1. Combinaison Poids mort (Poutre + dalle)

$$V = 9096,44 \text{ kg.}$$

4.1-2. Combinaison Trottoir + revêtement + surcharge.

la poutre la plus défavorable est la poutre P_{10} ($y = 4,75\text{m}$) avec

$$V = 15263,80 \text{ kg.}$$

4.2. A L'ETAT LIMITE ULTIME :

4.2-1. Combinaison Poids mort (Poutre + Dalle).

$$V_u = 12007,3 \text{ kg.}$$

4.2-2. Combinaison (trottoir + revêtement + surcharge)

la poutre la plus défavorable est P_{10} :

$$V_u = 20345,78 \text{ kg.}$$

5. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT POUR $x = 3l/8 = 9,5625\text{m}$.

Pour cette valeur on donne uniquement les résultats.

5.1. A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION :

5.1-1. Combinaison Poids mort (Poutre + dalle) :

$$V = 4548,22 \text{ kg.}$$

5.1-2. Combinaison (trottoir + revêtement + surcharge)

la poutre la plus défavorable est la poutre P_{10} avec

$$V = 8982,76 \text{ kg.}$$

5.2. A L'ETAT LIMITE ULTIME :

5.2-1. COMBINAISON POIDS MORT (Poutre + dalle) :

$$V_u = 6003,65 \text{ kg.}$$

5.2-2. COMBINAISON "Trottoir + revêtement + surcharges"

$$V_u = 12009,06 \text{ kg}$$

X. VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION.

La vérification de la flexion est faite pour la poutre la plus défavorable I_0 ($y = 0,537 \text{ m}$) en section médiane $x = L/2$.

1. VALEURS CARACTERISTIQUES DES MOMENTS DES ACTIONS DE LONGUE DUREE.

Poids propre de la poutre : $q = 835 \text{ dan/m}$.

Poids propre de la dalle : $q = 2500 \times 0,2 \times 1,05 \times 0,981 = 515,025 \text{ dan/m}$

	valeurs caractéristiques Max.	valeurs caractéristiques Min.
Poids propre poutre	$835 \times 1,03 = 860,05 \text{ dan/m}$	$835 \times 0,98 = 818,3 \text{ dan/m}$
Poids propre dalle	$515,025 \times 1,06 = 545,93 \text{ dan/m}$	$515,025 \times 0,96 = 494,42 \text{ dan/m}$

1.1. MOMENTS EN VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS DE LONGUE DUREE $x = L/2$

1.1.1. Poids Propre de la poutre : $M = q l^2$

* Valeurs max : $M = 860,05 \times \frac{25,5^2}{8} = 69905,94 \text{ dan.m}$

* Valeurs min : $M = 818,3 \times \frac{25,5^2}{8} = 66512,45 \text{ dan.m}$

1.1.2. Poids Propre de la dalle : $M = q l^2$

* valeur max : $M = 545,93 \times \frac{25,5^2}{8} = 44373,87 \text{ dan.m}$

* valeur min : $M = 494,42 \times \frac{25,5^2}{8} = 40187,08 \text{ dan.m}$

1.1.3. Superstructures.

* valeur max : $M = 23040 \text{ dan.m}$. (voir chap. 4^{ts})

* valeur min : $M = 23040 \times \frac{0,8}{1,2} = 15360 \text{ dan.m}$

2. CONTRAINTES DUES AUX CHARGES ET SURCHARGES.

Les charges et surcharges étant défavorables on ne retiendra que les valeurs caractéristiques Max.

2.1. CONTRAINTES DUES AU POIDS PROPRE DE LA POUTRE.

le calcul est fait avec les caractéristiques de la poutre seule ($n=0$) en zone courante.

a. fibre inférieure de la poutre :

$$\sigma = \frac{-M}{I/V} = \frac{-69905,94 \cdot 10^2}{102504,94} = -68,20 \text{ bars.}$$

b. Niveau bas de la section d'enrobage :

$$\sigma = \frac{-M(y_1)}{I_p} = \frac{-69905,94 \cdot 10^2 (62,64 - 4)}{6420909,39} = -63,84 \text{ bars.}$$

c. fibre supérieure de la poutre

$$\sigma = \frac{M}{I/V} = \frac{69905,94 \cdot 10^2}{95322,28} = 73,34 \text{ bars}$$

2.2. CONTRAINTES DUES AU POIDS PROPRE DE LA DALLE.

le calcul est fait avec les caractéristiques de la poutre seule ($n=0$) en zone courante.

a - Fibre inférieure de la poutre :

$$\sigma = - \frac{M}{I/v} = - \frac{44373,87 \cdot 10^2}{102504,94} = - 43,29 \text{ bars.}$$

b. Niveau de la section d'enrobage.

$$\sigma = - \frac{M}{I} (v-4) = - \frac{44373,87 \cdot 10^2}{6420909,39} (62,64-4) = - 40,53 \text{ bars.}$$

c - Fibre supérieure de la poutre :

$$\sigma = \frac{M}{I/v} = \frac{4437387}{95322,28} = 46,55 \text{ bars.}$$

2.3. CONTRAINTES DUES AUX SUPERSTRUCTURES.

le calcul est fait avec les caractéristiques de la section complète ($n=0$) en zone courante.

a - fibre inférieure de la poutre :

$$\sigma = - \frac{M}{I/v} = - \frac{23040 \cdot 10^2}{149231,83} = - 15,44 \text{ bars}$$

b. Niveau bas de la section d'enrobage :

$$\sigma = - \frac{M}{I} (v-4) = - \frac{23040 \cdot 10^2}{13298649,75} (89,12-4) = - 14,75 \text{ bars.}$$

c - fibre supérieure de la poutre et fibre inférieure de la dalle.

$$\sigma = \frac{M}{I} (v-20) = \frac{23040 \cdot 10^2}{13298649,75} (60,88-20) = 7,08 \text{ bars.}$$

d - fibre supérieure de la dalle

$$\sigma = \frac{M}{I/v} = \frac{23040 \cdot 10^2}{318440,37} = 10,55 \text{ bars.}$$

2.4. CONTRAINTES DUES AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION.

le calcul est fait avec les caractéristiques de la section complète avec $n=4$ en zone courante : $M = 112405 \text{ dan.m.}$

a - fibre inf. de la poutre :

$$\sigma = - \frac{M}{I/v} = - \frac{112405 \cdot 10^2}{156072,24} = - 72,02 \text{ bars}$$

b - Niveau bas de la section d'enrobage.

$$\sigma = - \frac{M}{I} (v-4) = - \frac{112405 \cdot 10^2}{13729672,44} (87,97-4) = - 68,75 \text{ bars}$$

c - Niveau sup. de la poutre et fibre inférieure de la dalle.

$$\sigma = \frac{M}{I} (v-20) = \frac{112405 \cdot 10^2}{13729672,44} (62,03-20) = 34,41 \text{ bars.}$$

d- fibre sup. de la dalle.

$$\sigma = \frac{M}{I/v} = \frac{112405,10^2}{221539,23} = 50,78 \text{ bars.}$$

Récapitulatif des contraintes dues aux charges et surcharges (total 1)

- a- fibre inf. de la poutre : $\sigma = \sum \sigma_i = -68,20 - 43,29 - 15,44 - 72,02 = -198,95 \text{ b.}$
 b- Niveau bas de la section d'enrobage : $\sum \sigma_i = -68,84 - 40,53 - 14,75 - 68,75 = -187,87 \text{ b.}$
 c- fibre sup. de la poutre : $\sigma = \sum \sigma_i = 73,34 + 46,55 + 7,08 + 34,41 = 161,38 \text{ b.}$
 d- fibre sup. de la dalle : $\sigma = \sum \sigma_i = 10,55 + 50,78 = 61,33 \text{ bars.}$
 e- fibre inf. de la dalle : $\sigma = \sum \sigma_i = 7,08 + 34,41 = 41,49 \text{ bars.}$

3. ESTIMATION DES CONTRAINTES DUES AU RETRAIT DIFFERENTIEL ET AU FLUAGE GÊNE (PRAD 73-SETRA).

3.1- RETRAIT DIFFERENTIEL DE LA DALLE PAR RAPPORT A LA POUTRE.

lorsque la dalle est coulé en place sur les poutres préfabriquées, les 2 fibres de contact sont astreintes à subir les mêmes déformations, poutres et dalle forment alors un ensemble monolithique, or les déformations différées (retrait) de ces 2 éléments ne sont pas les mêmes car il n'ont pas le même âge.

la valeur du retrait différentiel est donnée par la formule suivante :

$$\epsilon = \epsilon_{rh} - \epsilon_{rp} (1 - \nu(t_f)) \quad \text{où}$$

ϵ_{rh} : valeur du retrait total de la dalle

ϵ_{rp} : valeur du retrait total de la poutre donnée par le calcul des pertes

$$\epsilon_{rp} = 1,67 \cdot 10^{-4}$$

$\nu(t_f)$ = valeur de la fonction $\nu(t)$ pour un temps fictif correspondant à un temps réel t_0 (temps de coulage de la dalle)

$$t_f = t_0 \sqrt{\frac{10}{e_m}}, \quad e_m = \frac{2B}{t_0} \text{ épaisseur fictive de la dalle.}$$

$$e_m = \frac{2(105 \times 15 + 30 \times 5)}{105 + 2 \times 15 + 105 + 2 \times 5} = 13,80 \text{ cm.} \Rightarrow t_f = 17 \text{ j} \Rightarrow \nu(t_f) = 0,330 \text{ (abaque)}$$

Après un calcul similaire à ϵ_{rp} (voir constance du calcul au chap. calcul des forces de précontrainte)

on trouve : $\epsilon_{rh} = 2,46 \cdot 10^{-4}$ avec hyp: \bar{w} varie $0,25 \cdot 10^{-2}$ à $0,4 \cdot 10^{-2}$ ce qui donne une variation de K_p entre 0,95 et 0,92

$$K_d \approx 1 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c} \approx 0,5 \right)$$

$$\epsilon_c = 27,5 \cdot 10^{-4} \text{ (humidité } 70\%) ; K_g = 0,95 \text{ (graphe } e_m \cdot I P_2)$$

$$\text{d'où} \quad \epsilon = 2,46 \cdot 10^{-4} - 1,67 \cdot 10^{-4} (1 - 0,33) = 1,34 \cdot 10^{-4} = \epsilon$$

- calcul des contraintes dues au retrait différentiel de la dalle / à la poutre.

le calcul se fait avec les caractéristiques de la section complète $n=0$ (zone courante).

Module d'élasticité du béton de la dalle : $E_v = \frac{1}{3} \cdot E_c = \frac{1}{3} \cdot 24000 \sqrt{240} = 123935,5 \text{ b}$

caractéristiques de la dalle : $b = 105 \text{ cm} ; h_0 = 15 \text{ cm.}$

a. fibre inf. de la poutre :

$$\sigma = E_v \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} - \frac{(v_0 - h_0/2)}{I} \cdot v' \right]$$

$$\sigma = 1,34 \cdot 10^4 \cdot 123935,5 \cdot 10^5 \cdot 15 \cdot \left[\frac{1}{4920} - \frac{60,88 - \frac{15}{2}}{13298649,75} \cdot 89,12 \right] = -4,04 \text{ bars.}$$

b. Niveau bas de la section d'enrobage.

$$\sigma = E_v \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot (v' - d) \right]$$

$$\sigma = 1,34 \cdot 10^4 \cdot 123935,5 \cdot 10^5 \cdot 15 \cdot \left[\frac{1}{4920} - \frac{60,88 - 15/2}{13298649,75} \cdot (89,12 - 4) \right] = -3,62 \text{ bars}$$

c. fibre sup. de la poutre :

$$\sigma = E_v \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} + \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot (H - v') \right] \text{ avec } H: \text{ hauteur de la poutre} = 130 \text{ cm.}$$

$$\sigma = 9,61 \text{ bars.}$$

d. fibre inf. de la dalle :

$$\sigma = E_v \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} + \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot (H - v' + h) \right] - E_v \cdot \epsilon_v \text{ avec } h: \text{ hauteur du coffrage} = 5 \text{ cm.}$$

$$\sigma = -6,47 \text{ bars.}$$

e. fibre sup. de la dalle :

$$\sigma = E_v \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} + \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot v \right] - E_v \cdot \epsilon_v$$

$$\sigma = -4,9 \text{ bars.}$$

3.2. FLUAGE GÊNÉ DE LA POUTRE PAR LA DALLE.

la poutre soumise antérieurement à des efforts (poids propre - précontrainte) tend à subir des déformations différées par fluage. A partir de l'instant où on coule la dalle, ces déformations se trouvent gênées par la présence de la dalle.

3.2.1. Hypothèses :

si α est la part de la déformation finale prise en compte par la poutre seule à j jours, tout se passe comme si une part α des efforts dus à la précontrainte et au poids mort de la poutre seule est prise en compte par la poutre seule et le complément par la section complète (montage).

α est donné par :

$$\alpha = \frac{1 + \nu(t_j)(K_{FL})_e}{1 + (K_{FL})_e}$$

avec $(K_{FL})_e = 0,5 K_{FL} = 0,5 \cdot 2,8935 = 1,447$

$K_{FL} = 2,8935$ (calcul des forces de précontraintes).

Pour un coulage à 20j $\nu(t_j) = \nu(t = 20j) = 0,32$.

d'où $\alpha = 0,633$.

la contrainte due au fluage gêné pour une fibre quelconque est donnée par la formule :

$$\sigma = \alpha \left[\frac{F}{B_p} + \frac{F \cdot e_p \cdot v_p}{I_p} + \frac{M}{I_p} v_p \right] + (1 - \alpha) \left[\frac{F}{B_m} + \frac{F \cdot e_m \cdot v_m}{I_m} + \frac{M}{I_m} v_m \right]$$

$$- \left[\frac{(F+P)}{B_p} + \frac{(F+P) \cdot e_p \cdot v_p}{I_p} \right] - \frac{M}{I_p} v_p + \left[\frac{F}{B_m} + \frac{F \cdot e_m \cdot v_m}{I_m} \right]$$

le calcul est fait avec les valeurs probables au lieu des valeurs caractéristiques en raison du caractère estimatif de ce calcul. Les caractères des sections prises en compte sont avec $(h=0)$.

B : section ; I : inertie
 e : excentricité des aciers / au centre de gravité de la section considérée.
 V : Ordonnée de la fibre étudiée / au centre de gravité de la section considérée avec l'indice "p" pour la poutre seule et "m" pour la section complète (montage).
 M : moment probable à mi-portée du poids de la poutre (propre)

$$M = q \frac{l^2}{8} = 835 \cdot \frac{25,5^2}{8} = 67869,84 \text{ daN.m avec } q = 835 \text{ daN/m (valeur probable).}$$

F : effort probable final de précontrainte

$$F = \frac{P_1 + P_2}{2} \times n = \frac{10234,6 + 10305,424}{2} \times 24 = 270480 \text{ daN (voir calcul des forces de précontraintes)}$$

P : perte probable sur le montage seul (en valeur absolue).

$$P = 732,5 \text{ daN/cable} \Rightarrow \mathcal{P} = 732,5 \times 24 = 17580 \text{ daN (voir forces précontrainte)}$$

d'où :

$$\begin{aligned} \sigma = & \left[\frac{270480}{3270} + \frac{270480(-41,7)}{6420909,39} \cdot V_p + \frac{67869,84 \cdot 10^2}{6420909,39} \cdot V_p \right] 0,633 + \\ & + 0,367 \left[\frac{270480}{4920} + \frac{270480 \times (-68,18)}{13298649,75} \cdot V_m + \frac{67869,84 \cdot 10^2}{13298649,75} \cdot V_m \right] \\ & - \left[\frac{270480 + 17580}{3270} + \frac{270480 + 17580}{6420909,39} \times (-41,7) \cdot V_p \right] - \frac{67869,84 \cdot 10^2}{6420909,39} \cdot V_p \\ & + \left[\frac{17580}{4920} + \frac{17580 \times (-68,18)}{13298649,75} \cdot V_m \right]. \end{aligned}$$

3.2.2. CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU FLUAGE GÊNE.

a. fibre inférieure de la poutre.

$$\left. \begin{aligned} V_p = V_p' &= -62,64 \text{ cm.} \\ V_m = V_m' &= -89,12 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma = 1,46 \text{ bars.}$$

b. Niveau bas de la section d'enrobage.

$$\left. \begin{aligned} V_p = V_p' &= -62,64 + 4 = -58,64 \text{ cm.} \\ V_m = V_m' &= -89,12 + 4 = -85,12 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma = 1,30 \text{ bars.}$$

c. fibre supérieure de la poutre

$$\left. \begin{aligned} V_p &= 67,36 \text{ cm} \\ V_m &= 130 - 89,12 = 40,88 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma = -3,82 \text{ b.}$$

d. fibre inférieure de la dalle

Les 1^{er}, 3^{es}, 4^{es} termes de σ sont nuls par définition.

$$V_m = 60,88 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = 0,60 \text{ bars.}$$

Recapitulatif des contraintes dues au retrait différentiel et au fluage gêné (total 2).

a - fibre inf. de la poutre : $\sigma = -4,04 + 1,46 = -2,58 \text{ b.}$

b - Niveau bas de la section d'enrobage : $\sigma = -3,62 + 1,30 = -2,32 \text{ b.}$

c - fibre sup. de la poutre : $\sigma = 9,61 - 3,82 = 5,79 \text{ b.}$

d - fibre inf. de la dalle : $\sigma = -6,47 + 5,42 = -1,05 \text{ b.}$

e - fibre sup. de la dalle : $\sigma = -4,9 + 0,60 = -4,30 \text{ b.}$

4. CONTRAINTES DUES AUX FORCES DE PRÉCONTRAINTE :

On a obtenu les valeurs des contraintes finales dues à la précontrainte au chapitre calcul des forces de précontrainte qui sont les suivantes :

- a. Fibre inférieure de la poutre : $\sigma = 194,17$ bars.
- b. Fibre supérieure de la poutre : $\sigma = -37,72$ bars.
- c. Niveau bas de la section d'enrobage : $\sigma = 187,03$ b. (calculée à l'aide des σ_{22} .
"On prendra le min. qui est le cas le plus défavorable" leurs a-dessus)
- d. Fibre inférieure de la dalle : $\sigma = 0,14$ bars.
- e. Fibre supérieure de la dalle : $\sigma = 2,38$ bars.

5. CONTRAINTES FINALES (Precontrainte + total 1 + total 2)

- a. Fibre inf. de la poutre : $\sigma = 194,17 - 198,95 - 2,58 = -7,36$ b.
- b. Niveau bas de la section d'enrobage : $\sigma = 187,03 - 187,87 - 2,32 = -3,16$ b.
- c. Fibre sup. de la poutre : $\sigma = -37,72 + 161,38 + 5,79 = 129,45$ b.
- d. Fibre inf. de la dalle : $\sigma = 0,14 + 44,49 - 1,05 = 43,58$ b.
- e. Fibre sup. de la dalle : $\sigma = 2,38 + 61,33 - 4,3 = 59,41$ b.

6. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :

les contraintes admissibles sont les suivantes (Article § 2.13 de l'IP2).

GENRE	TRACTION		COMPRESSION.
	hors zone d'enrobage	dans la zone d'enrobage	
IIb	$-1,6 \times \sigma_{22}$	$-\sigma_{22}$	$\frac{\sigma_{22}}{1,8}$

6.1. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES POUR LA POUTRE.

D'après les hypothèses on a $\sigma_{22} = 31,2$ b. et $\sigma_{22}^* = 420$ b.

a. Contrainte de Traction hors de la zone d'enrobage.

la plus grande traction hors zone d'enrobage est pour la fibre inférieure de la poutre :

$$\sigma = 7,36 \text{ b.} < \bar{\sigma} = 1,6 \times 31,2 = 49,9 \text{ bars} \text{ vérifiée.}$$

b. Contrainte de traction en zone d'enrobage :

la plus grande traction en zone d'enrobage est pour le niveau bas de la section d'enrobage :

$$\sigma = 3,16 \text{ b} < \bar{\sigma} = 31,2 \text{ bars.} \text{ vérifiée.}$$

c. CONTRAINTE DE COMPRESSION

la plus grande compression est pour la fibre supérieure de la poutre

$$\sigma' = 129,45 \text{ b.} < \sigma' = \frac{420}{1,8} = 233,33 \text{ b.} \text{ vérifiée.}$$

6.2. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES POUR LA DALLE.

Pour la dalle on a $\sigma_{22}^* = 420$ b.

CONTRAINTE DE COMPRESSION :

la plus grande compression est pour la fibre supérieure de la dalle

$$\sigma' = 59,41 \text{ b} < \bar{\sigma}' = \frac{420}{1,8} = 233,33 \text{ b.} \text{ vérifiée.}$$

7. ARMATURE DU VOLUME DE TRACTION.

D'après l'article (§ 2.1.4.2 de l'IP2) il y a lieu de prévoir une section d'armature passive égale à la somme des 2 termes suivants :

- $0,1\%$ de l'aire de la partie de béton tendu
- le quotient du volume de contrainte de traction par la valeur min. de :
 - * $2600 \eta = 2600 \times 1,6 = 4160$ bars.
 - * $\sigma_e = 4120$ bars.
 - * $\frac{T_g - P}{A_p}$ avec T_g : Force de tension garantie = 15400 daN.

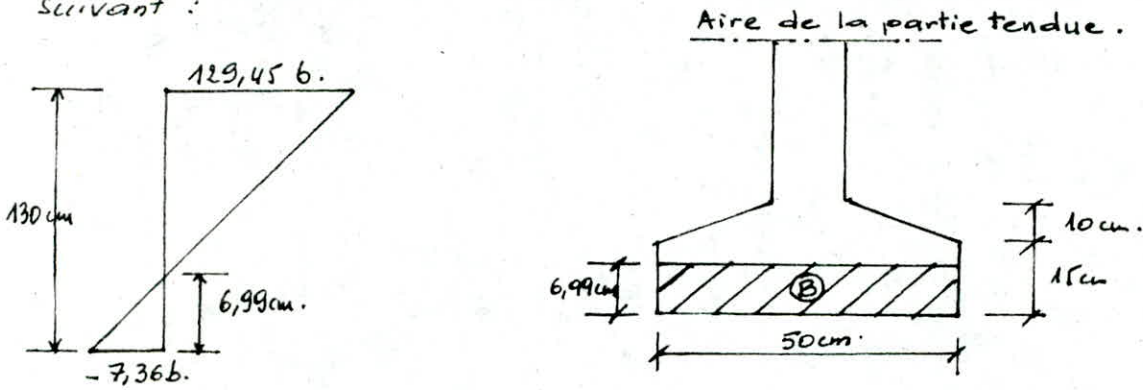
P : force probable de precontrainte

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{12234,6 + 10305,4}{2} = 11270 \text{ dan.}$$

A_p : section d'un cable $A_p = 0,93 \text{ cm}^2$.

$$\text{d'où } \frac{T_0 - P}{A_p} = 4440,86 \text{ bars.}$$

d'après le calcul des contraintes finales nous avons obtenu le diagramme suivant :



calcul de la section d'Armature Passive.

Aire de la partie tendue :

$$B = 50 \times 6,99 = 349,5 \text{ cm}^2.$$

Volume de Contrainte :

$$V = \frac{7,36 \times 6,99 \times 50}{2} = 1286,16 \text{ dan.}$$

d'où la section d'armature passive :

$$A = \frac{0,1 \times B}{100} + \frac{V}{4120} = \frac{0,1 \times 349,5}{100} + \frac{1286,16}{4120} = 0,66 \text{ cm}^2.$$

cette section est très faible, donc elle peut être reprise par les aciers de montage.

CONCLUSION :

Nous n'avons pas d'armatures passives dans la zone tendue

XI. VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE ULTIME

La vérification de la flexion à l'état limite ultime se fait à mi-portée pour la poutre la plus défavorable P_2 ($y = 0,527m$). Elle se fait sur l'ouvrage terminé.

1. HYPOTHESES (§ 2,3 IPR).

- Matériau non linéaire
- la résistance du béton tendu est négligée
- les matériaux béton et acier ne subissent aucun glissement relatif.
- les sections restent planes.
- le diagramme des déformations d'une section correspondant à l'atteinte de l'état limite ultime, respecte la règle des 3 pivots.

1.1. Règle des 3 Pivots :

un état limite est caractérisé par le fait que le diagramme des déformations dans une section appartient à l'un des domaines définies par la figure ci-après. Plusieurs types de sollicitations sont à envisager.

- CAS D'UNE FLEXION COMPOSEE DE TRACTION :

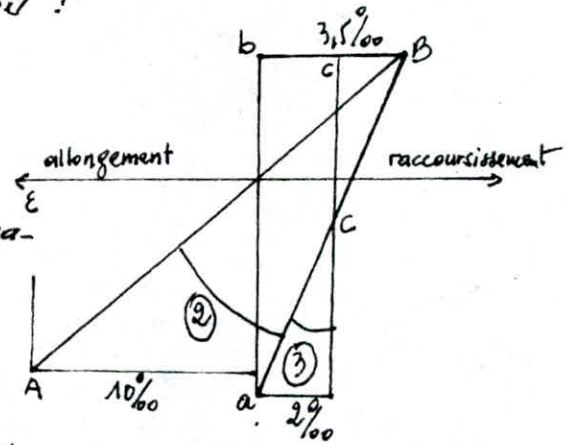
L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur les armatures les plus extérieures qu'elles soient passives ou actives ; le diagramme de déformation passe alors par le pivot A correspondant à une déformation de 10‰ par rapport à l'état d'origine de la section et se situe dans le domaine (1).

- CAS D'UNE FLEXION COMPOSEE N'ENTRAINANT PAS UNE COMPRESSION COMPLETE DE LA SECTION :

L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur la fibre extrême ou le béton comprimé ($\epsilon_b = 3,5‰$), le diagramme de déformation passe alors par le pivot B et se situe dans le domaine (2).

- CAS D'UNE FLEXION COMPOSEE DE COMPRESSION telle que TOUTE LA SECTION SOIT COMPRIMEE.

L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite en compression du béton qui suivant l'intensité de la flexion varie entre 3,5‰ et 2‰, le diagramme de déformation passe alors par le pivot C.



1.2. DIAGRAMME DE CALCUL.

a. DIAGRAMME DE BETON DE LA DALLE.

$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \sigma_b}{K_b \gamma_b}$ avec 0,85 : coef. pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\sigma_{bg} = 240 \text{ bars.}$

$K_b = 0,85$ (charges routière)

$\gamma_b = 1,5.$

d'où $\sigma_{bu} = 160 \text{ bars.}$

b. Diagramme des Aciers de PRECENTRAINTE.

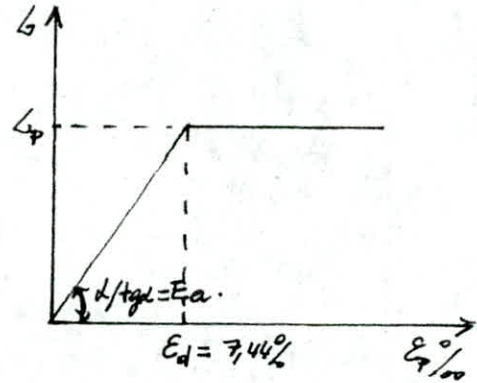
$E_a = 19.10^5 \text{ bars.}$

$A_p = 0,93 \text{ cm}^2$ (pour 1 tonon)

$$L_p = \min \text{ de } \begin{cases} \frac{1,1 F_{Tg}}{1,25 A_p} = 0,946 F_{Tg} = 0,946 \times 15400 \\ \frac{0,95 \times F_{Ag}}{1,25 A_p} = 0,817 F_{Ag} = 0,817 \times 17300 \end{cases}$$

d'où $L_p = 14137,63$ bars.

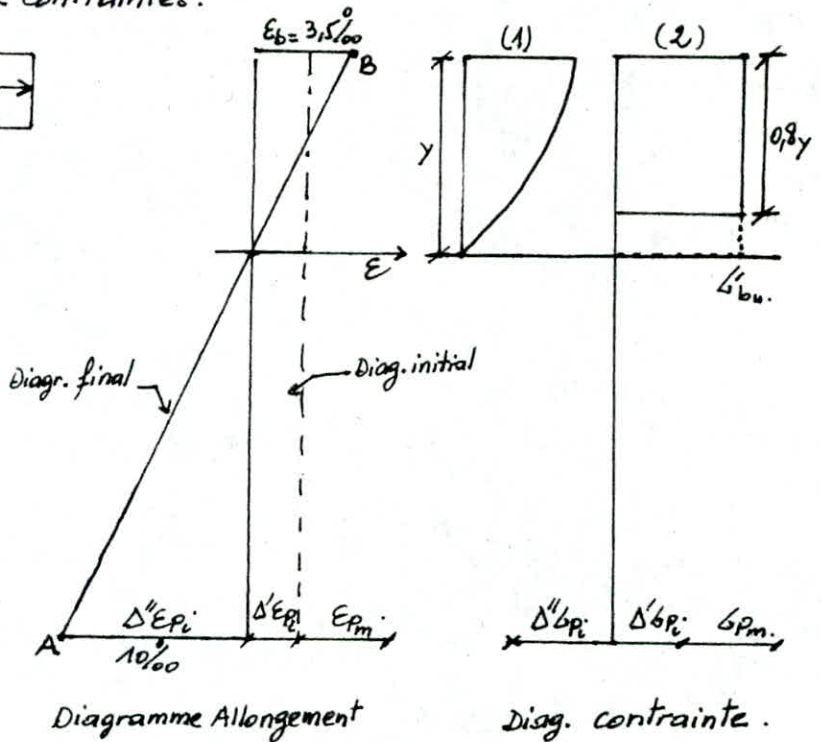
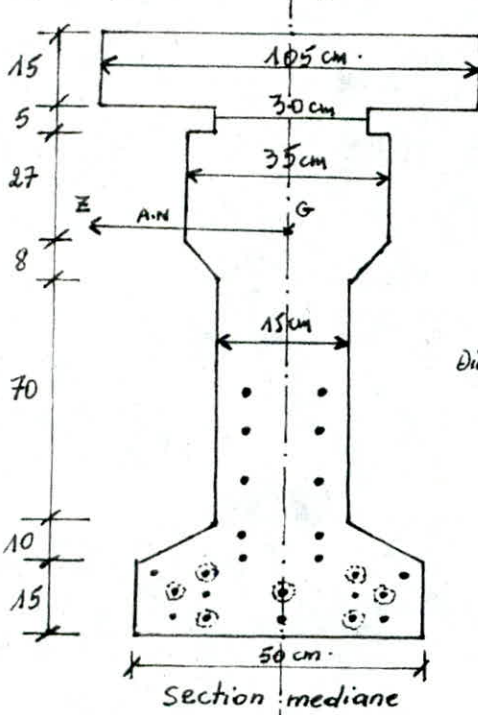
$$E_d = \frac{L_p \times 1000}{E_a} \quad (\text{d'après le graphe})$$



c. Diagramme des aciers passifs.

dans notre cas on n'a pas d'acier passifs donc ils n'interviennent pas dans le calcul.

d. Diagramme - Allongements - contraintes.



ϵ_{pm} : c'est l'allongement des aciers de précontrainte tendus à leur tension caractéristique minimum après des charges permanentes (Hourdis + revêtement + poids propre poutre). Il est constant pour toutes les armatures.

$$F_{min} = 10305,40 \text{ daN/tonon} \Rightarrow L_{pm} = \frac{F}{A_p} = 11081,075 \text{ bars/tonon.}$$

d'où : $\epsilon_{pm} = 5,82\%$ (d'après le diagramme des aciers de précontrainte)

$\Delta \epsilon_{pi}$: Complément d'allongement au delà de la valeur nulle. Il est déterminé par le diagramme des aciers de précontrainte pour chaque lit i .

$\Delta \epsilon_{pi}$: Complément d'allongement accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau du lit i . Sa valeur sera très faible, elle sera négligée dans notre calcul.

$\Delta \sigma_{pi}$ et $\Delta \sigma_{pi}$: variation de contrainte relative à $\Delta \epsilon_{pi}$ et $\Delta \epsilon_{pi}$.

Pour le calcul du moment résistant $M_{im. max}$ nous utilisons le diagramme rectangulaire simplifiée (2) mais en considérant la contrainte σ_b correspondant au raccourcissement exact du béton suivant le diagramme "parabole-rectangle".

1.3. EQUATION D'EQUILIBRE DE LA SECTION.

G : barycentre des forces des armatures

Z : bras de levier.

F_b : force beton = B_c · G_{bu} avec B_c : section de la partie comprimée

[B(0,8y)]

la sollicitation est une sollicitation de flexion composée. On fixe donc l'un des paramètres de cette sollicitation en l'occurrence l'effort normal. Soit l'effort de précontrainte E_{min} = 10305,40 daN/toron.

d'où P = 10305,4 × 24 = 247329,6 daN.

L'équation d'équilibre est donnée par

$$1,2P = F_b - \sum A_{p_i} \cdot \Delta \sigma_{p_i} \quad (1)$$

avec Δσ_{p_i} : section d'armatures actives du lit d'indice "i"

Δσ_{p_i} : surtension du lit d'indice i.

$$\Delta \sigma_{p_i} = \Delta'' \sigma_{p_i} + \Delta' \sigma_{p_i} = \sigma_{p_i} (E_{p_m} + \Delta' E_{p_i} + \Delta'' E_{p_i}) - \sigma_{p_i} (E_{p_m})$$

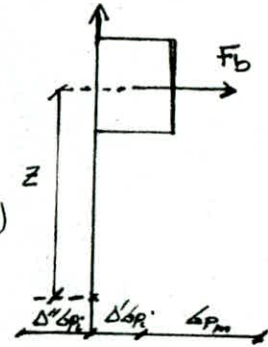
avec Δ'E_{p_i} = 0 (négligé) ; E_{p_m} = cte.

n : nbr de torons = 24

A_p : section d'un toron.

L'équation (1) devient :

$$1,2P = F_b - \sum A_{p_i} \sigma_{p_i} (E_{p_m} + \Delta' E_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot G(E_{p_m}) \quad (2)$$



une fois l'effort normal fixé la comparaison se fera au niveau du moment flechissant telle que :

$$M_u \leq M_{u,lim,max} \quad \text{avec} \quad M_{u,lim,max} = F_b \times Z.$$

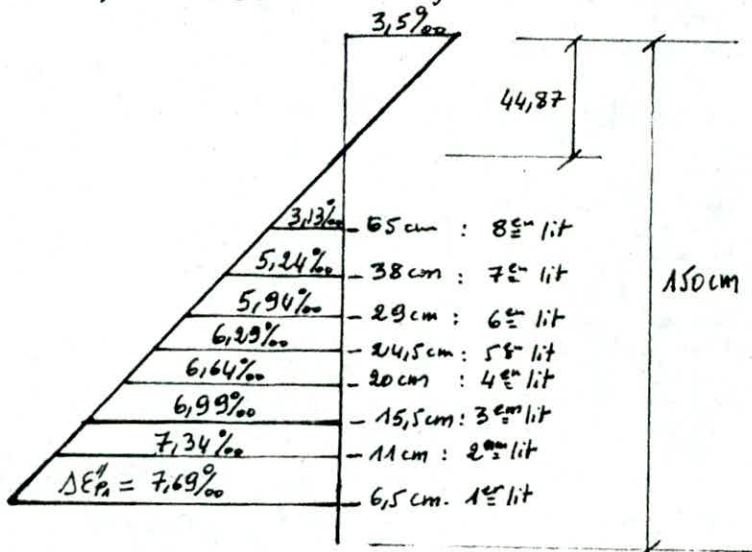
Calcul du moment résistant : M_{u,lim,max}

le calcul se fait par itération, la 1^{re} itération consiste à prendre un diagramme allongements passant par les 2 pivots A et B c.a.d. E_b = 3,5‰ et Δ'E_{p_i} = 10‰. Après l'itération on trouve pour l'équation (2)

$$1,2P > F_b - \sum A_{p_i} \sigma_{p_i} (E_{p_m} + \Delta' E_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot G(E_{p_m}).$$

cela signifie que la section du béton comprimée est petite ("y" petit). Pour augmenter y le diagramme doit pivoter autour de B. nous sommes donc dans le domaine (2) définie par la règle des 3 pivots.

nous donnons ci-joint le diagramme allongement final trouvé et montrons que l'équation (2) est satisfaite.



VERIFICATION DE L'EQUATION D'EQUILIBRE :

nous avons : $1,2P = F_b - \sum A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta''\epsilon_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot \sigma (\epsilon_{p_m})$

$\epsilon_{p_m} = 5,82\% = \text{cte}$

\Rightarrow contrainte (sur le diagramme des aciers de précontrainte) et :

$\sigma_p = 11081,075 \text{ bars/toron} \Rightarrow n \cdot A_p \cdot \sigma (\epsilon_{p_m}) = 24 \times 0,93 \times 11081,075 = 247329,594 \text{ dan}$

calcul du terme : $\sum A_{p_i} \cdot \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta''\epsilon_{p_i})$

le lit 8 qui est le plus haut a un allongement total de :

$(\epsilon_{p_m} + \Delta''\epsilon_{p_8}) = 5,82 + 3,13 = 8,95\% > \epsilon_d = 7,44\%$

donc son point d'allongement se trouve sur le palier du diagramme des aciers de précontrainte. Donc la contrainte correspondante est

$\sigma_p = \sigma_p = 14137,63 \text{ bars}$

l'allongement du lit le plus haut se situant sur le palier, tous les lits plus se situent par définition ($\Delta''\epsilon_{p_i} > \Delta''\epsilon_{p_8}$) également sur le palier et leur contrainte correspondante est donc

$\sigma_p = 14137,63 \text{ bars}$

Finalemnt :

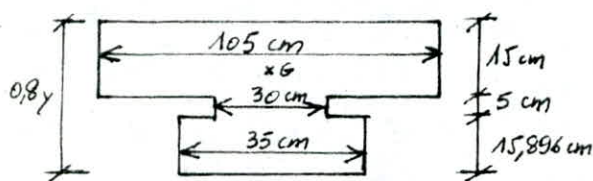
$\sum A_{p_i} \cdot \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta''\epsilon_{p_i}) = n \cdot A_p \cdot \sigma_p = 24 \times 0,93 \times 14137,63 = 315551,90 \text{ dan}$

- CALCUL DE LA FORCE (F_b) reprise PAR LE BETON.

$Y = 44,87 \text{ cm} ; 0,8xy = 35,896 \text{ cm} ;$ la section $B_c = 105 \times 15 + 30 \times 5 + 35 \times 15,896$

$B_c = 2281,36 \text{ cm}^2$

$\sigma'_{bu} = 160 \text{ bars}$



$F_b = 160 \times 2281,36 = 365017,6 \text{ dan}$

$1,2P = 1,2 \times 247329,6 = 296795,52 \text{ dan}$

d'où

$F_b - \sum A_{p_i} \cdot \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta''\epsilon_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot \sigma_p = 365017,6 - 315551,9 + 247329,594 = 296795,29 \text{ dan}$

Donc l'équilibre est vérifié

- CALCUL DU C.D.G DE LA FORCE BETON PAR RAPPORT A LA FIBRE SUPERIEURE.

$d = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{15 \times 105 \left(\frac{15}{2}\right) + 30 \times 5 \times \left(15 + \frac{5}{2}\right) + 35 \times 15,896 \left(20 + \frac{15,896}{2}\right)}{2281,36}$

$d = 13,14 \text{ cm}$

- CALCUL DU BARYCENTRE DES FORCES DES ARMATURES DE PRECONTRAINTÉ :

Les Armatures étant toutes tendues à la même contrainte $\sigma_p = 14137,63 \text{ bars}$. donc le barycentre de leurs forces est confondu avec le centre de gravité des armatures : $D' = 20,937 \text{ cm}$ (voir chap. I).

- CALCUL DU BRAS DE LEVIER Z .

$Z = H - 6,5 - d - D' = 150 - 6,5 - 13,14 - 20,937 = 109,423 \text{ cm}$

finalemnt le moment résistant $M_{ulim.max} = F_b \times Z = 399413,21 \text{ dan.m}$

Moment appliqué à L'E.L. ultime (M_u) :

$M_u = 1,2 \times 1,1 \left(\overset{A}{\underset{S_3}{69905,94}} + \overset{A}{\underset{S_4}{44373,87}} \right) + \overset{A}{\underset{\text{poids mort (poutre+dalle)}}{30412,8}} + \overset{A}{\underset{\text{superstructure charges d'exploitation}}{135821,196}}$

$M_u = 317083,345 \text{ dan.m}$

$\Rightarrow M_u < M_{ulim.max}$ "vérifiée"

XII. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.

1. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A L'APPUI.

Ces vérifications se font à l'état limite d'utilisation. A chaque niveau y on détermine les contraintes de cisaillement à l'état limite d'utilisation.

1.1 - Pour le poids mort "poutre + dalle"

$$\tau_{03} = \frac{V_{pm}}{b_0 \cdot z_p} \quad \text{avec } z_p = \frac{I_p}{S_y}$$

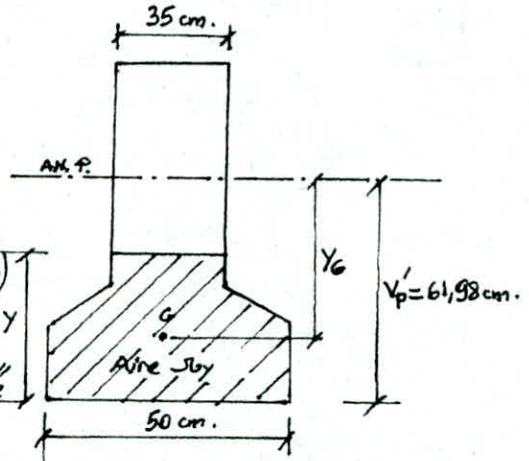
I_p : inertie de la poutre (calculé avec $n=0$)

$$I_p = 7188394,58 \text{ cm}^4.$$

$$S_y = S_{y_0} \cdot Y_0.$$

V_{pm} = effort tranchant à l'appui ($V_{pm} = 17122,71 \text{ kg}$)

b_0 = largeur correspondante à l'ordonnée y .



1.2 - Pour la Combinaison "travaux + revêtement + charge"

$$\tau_{04} = \frac{V_q}{b_0 \cdot z_m} \quad \text{avec } z_m = \frac{I_m}{S_y}$$

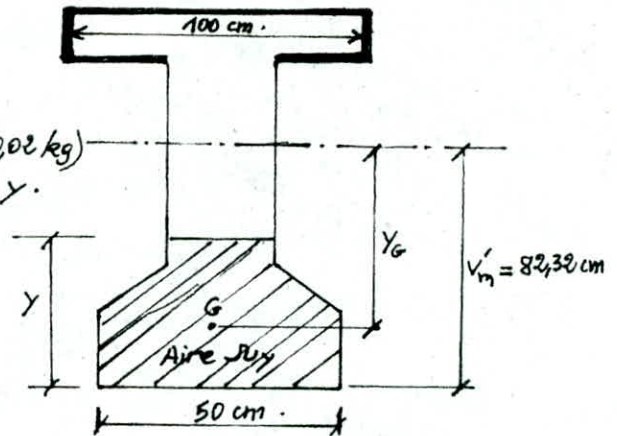
I_m : inertie du montage (calculé avec $n=0$)

$$I_m = 15015923,29 \text{ cm}^4.$$

$$S_y = S_{y_0} \cdot Y_0.$$

V_q = effort tranchant à l'appui ($V_q = 24170,02 \text{ kg}$)

b_0 = largeur correspondante à l'ordonnée y .



1.3 - Tableau donnant les valeurs τ_{03} et τ_{04} pour l'ordonnée variable y .

$Y(\text{cm})$	$\tau_{03}(\text{bars})$	$\tau_{04}(\text{bars})$	$\tau_{03} + \tau_{04}$	$Y(\text{cm})$	$\tau_{03}(\text{bars})$	$\tau_{04}(\text{bars})$	$\tau_{03} + \tau_{04}$
6,5	0,909	0,827	1,736	104	3,407	5,948	9,355
13	1,718	1,586	3,304	110,5	2,706	5,687	8,393
19,5	3,361	3,150	6,511	117	1,905	5,358	7,263
26	3,968	3,774	7,742	123,5	1,003	4,961	5,964
32,5	4,755	4,329	9,084	130	0	4,497	4,497
39	4,889	4,816	9,705				
45,5	5,187	5,235	10,422				
52	5,392	5,586	10,978				
58,5	5,496	5,870	11,366				
65	5,499	6,085	11,584				
71,5	5,402	6,232	11,634				
78	5,205	6,311	11,516				
84,5	4,906	6,322	11,228				
91	4,507	6,266	10,773				
97,5	4,008	6,147	10,149				

Remarque: Pour le calcul de τ_{03} et τ_{04} la même approximation qu'à l'about a été faite.

1.4 - Vérification à l'ordonnée $y = 39$ cm correspondant au niveau le plus défavorable pour le cumul des contraintes de cisaillement tranchant + about (§ 28 IP2).

Pour $y = 39$ cm on a $\tau_{03} = 4,829$ bars ; $\tau_{04} = 4,816$ bars ; $\tau_{04} = 17,598$ b (about) on doit vérifier :

$$\gamma \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} \leq 1,5 \tau_{28}$$

avec $\gamma = 0,89$ (γ tient compte de la réduction des contraintes sous l'effet des pertes dans les armatures entre le moment de relâchement et le moment où l'ouvrage est en service).

$$\gamma \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} = 25,37 \text{ bars} < 1,5 \times 31,2 = 46,8 \text{ bars}$$

1.5 - vérification à l'ordonnée $y = 71,5$ cm correspondant au cumul maximum des contraintes de cisaillement de l'effort tranchant (§ 25 IP2)

Pour $y = 71,5$ cm on doit vérifier $\tau_{03} + \tau_{04} \leq \bar{\tau}$ avec $\bar{\tau} = 0,25 \sqrt{\frac{f_{28}}{\sigma_b} \cdot f_{28} \cdot K}$

$$\tau_{28} = 420 \text{ bars} ; \tau_{28} = 31,2 \text{ b} ; \sigma_b = 1,8 \text{ (en service)} ; K = 1 \text{ (genre II}_b\text{)}$$

alors on a : $\tau_{03} + \tau_{04} = 17,634 \text{ b} < \bar{\tau} = 21,33 \text{ bars}$. vérifiée.

2. - VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT AU DÉBUT DE LA ZONE COURANTE ($x = 1,50$ m).

dans le cas des poutres avec blochets aux extrémités, la vérification sera faite au début de la zone courante. Elle est faite au niveau du centre de gravité de la section complète. A ce niveau il y a cumul de 2 valeurs de contraintes de cisaillement: τ_1 (contr. de cisaillement sur poutre seule) et τ_2 (contr. de cisaillement sur poutre à section complète).

2.1 - calcul de τ_2 (relative à la combinaison trottoir + revêtement + surcharge)

$$\tau_2 = \frac{V_Q}{b_0 \cdot z_M} \text{ avec } z_M = \frac{I_M}{S_{Y_M}} \text{ et } b_0 = 15 \text{ cm}$$

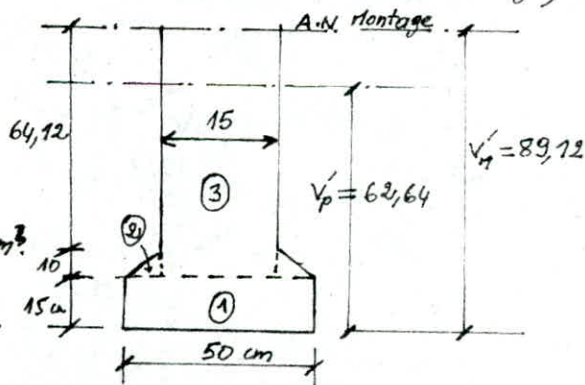
2.1.1 - calcul de z_M :

le moment statique S_{Y_M} vaut.

- ① : $50 \times 15 \times (89,12 - \frac{15}{2}) = 61215 \text{ cm}^3$
 ② : $2 \left[\frac{17,5 \times 10}{3} \times (64,12 + \frac{2}{3} \times 10) \right] = 12387,7 \text{ cm}^3$
 ③ : $15 \times (64,12 + 10) \times ((64,12 + 10) \frac{1}{2}) = 41203,30 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow S_{Y_M} = \Sigma = 114806 \text{ cm}^3$$

$$I_M = \text{Inertie du montage} = 13298649,75 \text{ cm}^4 \Rightarrow z_M = \frac{I_M}{S_{Y_M}} = 115,83 \text{ cm}$$



2.1.2 calcul de V_Q . ($x = 1,5$ m).

$$\text{à } x = 1,50 \text{ m on a d'après l'enveloppe : } \left[1 - \frac{x - 0,75}{12,75 - 0,75} \right] = 0,938$$

V_Q : effort tranchant pour la combinaison (trottoir + revêtement + surcharge à l'E.L. d'utilisation)

$$V_{\text{a}} = (1347,48 + 11576,3 + 927,84) \times 0,938 + 11625,88 = 24618,67 \text{ kg.}$$

$$\text{On a : } \sigma_2 = \frac{24618,27}{114806} = 14,17 \text{ bars}$$

2.2. CALCUL DE σ_1 (relative à la combinaison : poids mort (poutre + dalle))

le moment statique $S_{Y_p} = S_{Y_M} - s_0 \times d$ avec s_0 : aire totale.

$$s_0 = 2036,80 \text{ cm}^2 \text{ et } d = 89,12 - 62,64 = 26,48 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_{Y_p} = 114806 - 2036,8 \times 26,48 = 60871,54 \text{ cm}^3.$$

$$I_p = 6420909,39 \text{ cm}^4 \text{ (inertie de la poutre seule).}$$

d'où :

$$z_p = \frac{I_p}{S_{Y_p}} = 105,48 \text{ cm.}$$

2.2.2. calcul de V_{p_m} ($x = 1,50 \text{ m}$).

$$V_{p_m} = V_{\text{appui}} \times \left(1 - \frac{x - 0,75}{12,75 - 0,75}\right) \text{ avec } V_{\text{appui}} = 17123,71 \text{ kg.}$$

$$\text{et } x = 1,50 \text{ m.}$$

$$V_{p_m} = 16061,1 \text{ kg.}$$

$$\text{finalement on a } \sigma_1 = \frac{16061,1}{15 \times 105,48} = 10,15 \text{ bars}$$

2.3. calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\text{cette contrainte est donnée par : } \bar{\sigma} = 0,25 \left(1 + \frac{G_x}{G_{28}}\right) \sqrt{\left(\frac{G_{28}}{\sigma_b} - G_x\right) (K \cdot G_{28} + G_x)}$$

$$\text{avec } \sigma_b = 1,8 \text{ (en service) ; } G_{28} = 420 \text{ b.}$$

$$K = 1 \text{ (genre II}_b\text{) ; } G_{28} = 31,2 \text{ b.}$$

G_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre de la section complète due :

- à la précontrainte min (si $x \geq l_e$ - ce qui est notre cas : $1,5 > 1,32 - 0,5$)
- au moment dû au poids propre (poutre + dalle) en valeur caractéristique min.

2.3.1. calcul de G_x :

* précontrainte (valeur minimum) : le calcul des pertes de la section au début de la zone courante nous a donné pour la précontrainte min. le diagramme suivant

$$\frac{G_1}{18,41} = \frac{165,5}{107,53} \Rightarrow G_1 = 28,33 \text{ bars}$$

* Moment dû au poids propre (poutre + dalle)

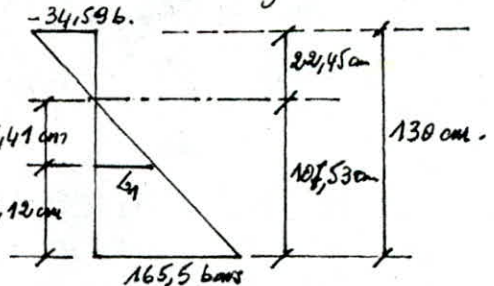
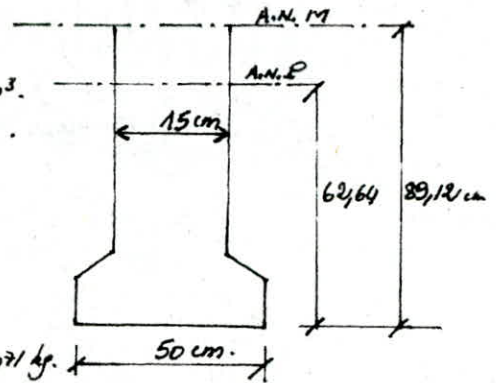
$$q_c = 834,15 + 504 = 1338,15 \text{ kg/ml. (valeur caract. min)}$$

$$\text{à } x = 1,50 \text{ m on a } M = q_c \frac{x}{2} (L - x) = 1338,15 \times \frac{1,5}{2} (25,5 - 1,5) = 24086,7 \text{ kg.m.}$$

$$G_2 = \frac{M}{I_p} (V'_m - V'_p) = \frac{24086,7 \times 10^4}{6420909,39} (89,12 - 62,24) = 9,93 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } G'_x = G_1 + G_2 = 28,33 + 9,93 = 38,26 \text{ bars.}$$

$$\text{Alors } \bar{\sigma} = 31,76 \text{ bars.}$$



La vérification à faire est :

$$\sigma_1 + \sigma_2 \leq \bar{\sigma}$$

$$10,15 + 14,17 = 24,32 \text{ b.} < 31,76 \text{ b} = \bar{\sigma} \quad \text{Vérficé.}$$

3. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES. (§ 31.1.2 I.P.v).

Ce calcul se fait à l'E.L. ultime. Les Armatures transversales sont en acier de nuance Fe40 ($\phi \leq 20 \text{ mm}$) ce qui veut dire que $\sigma_e = 4120 \text{ bars}$ et $\phi = 10 \text{ mm}$. nous explicitons le calcul pour $x = 0$ (à l'appui) et donnons uniquement les résultats pour les autres abscisses.

3.1 calcul des Armatures transversales à l'appui ($x = 0 \text{ m}$).

On détermine les espacements transversales suivant 5 conditions.

CONDITION 1 :

calcul de l'effort tranchant.

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{b_0 (\sigma_c \cdot \text{tg } \beta - 0,47 \sqrt{f_{c28}})} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} A_t &= 1,57 \text{ cm}^2 (2 \phi 10) \\ \sigma_e &= 4120 \text{ bars} \\ b_0 &= \text{largeur âme} = 35 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot z_m} \quad \begin{aligned} V_u &: \text{effort tranchant ultime sous poids mort "poutre + dalle"} \\ &+ \text{effort tranchant ultime ds "trottoir + revêt. + surcharge"} \\ z_m &: \text{bras de levier au niveau de la fibre neutre de la S. complète} \end{aligned}$$

$$\text{tg } 2\beta = \frac{2 \sigma_u}{f_{c28}}$$

f_{c28} : Contrainte de compression de la dalle à 28j: $f_{c28} = 240 \text{ b.}$
 f_{tx} : contrainte normale calculée au niveau de la fibre neutre de la section complète due à :

- la précontrainte min.
- ou σ_{tr} dû au poids propre (poutre + dalle) en valeur caractéristique.

Remarque : à l'appui ($x = 0$) on a $f_{tx} = 0 \Rightarrow \beta = 45^\circ \Rightarrow \text{tg } \beta = 1$.

$$\left. \begin{aligned} I_m &= 15015923,29 \text{ cm}^4 \quad (\text{about } n=0) \\ S_y &= 137549,54 \text{ cm}^3 \end{aligned} \right\} z_m = \frac{I_m}{S_y} = 109,17 \text{ cm.}$$

$$V_u = 22601,98 + 32379,52 = 54981,5 \text{ kg.}$$

$$\text{d'où : } \sigma_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot z_m} = \frac{54981,5}{35 \times 109,17} = 14,39 \text{ bars.}$$

finallement $t_1 = 26 \text{ cm.}$

CONDITION 2 : Règle des minimums d'armatures.

cette règle s'applique selon l'une ou l'autre des conditions :

a- si $\sigma_u \geq 20 \text{ bars}$ $t_2 = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{10 b_0}$

b- si $\sigma_u < 20 \text{ bars}$ $t_2 = \frac{2 A_t \cdot \sigma_e}{\sigma_u \cdot b_0}$

notre cas est relié à b. donc $t_2 = \frac{2 \times 1,57 \times 4120}{14,39 \cdot 35} = 25,69 \text{ cm.}$

CONDITION 3 :

$$t_3 \leq 0,8 H_t \quad H_t : \text{hauteur totale de la section } H_t = 150 \text{ cm.}$$

$$t_3 \leq 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ cm.} \quad t_3 = 120 \text{ cm.}$$

CONDITION 4.:

$$t_4 \leq 3.b_0 = 3 \times 35 = 105 \text{ cm.} \Rightarrow t_4 = 105 \text{ cm.}$$

CONDITION 5 : couture de reprise poutre-dalle.

(en general cette couture est réalisée par les armatures transversales eux-mêmes).

$$t_5 \leq \frac{A_t \cdot G_e}{1,1 \cdot \sigma_u^* \cdot b}$$

b : largeur de la reprise poutre-dalle : $b = 30 \text{ cm.}$

V_u^* : effort tranchant à l'E.L. ultime (trottoir, revet, surch.)

z : bras de levier de la section complète calculé au niveau de la jonction poutre-dalle.

$$\text{avec } \sigma_u^* = \frac{V_u^*}{b \cdot z}$$

$$\text{nous avons } z = \frac{I_u}{S_y} ; S_y = B_p (V'_m - V'_p) = 4807,25 (82,32 - 61,98) = 97779,465 \text{ cm}^3$$

$$I_m = 15015923,23 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow z = 153,57 \text{ cm.}$$

$$V_u^* = 32379,52 \text{ kg} \Rightarrow \sigma_u^* = 7,028 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } t_5 = \frac{1,57 \cdot 4120}{1,1 \cdot 7,028 \cdot 30} = 27,89 \text{ cm}$$

finallement on a $t = \min \{t_1, t_2, t_3, t_4, t_5\} = 25,69 \text{ cm} \Rightarrow t = 25 \text{ cm.}$

3.2. TABLEAU DONNANT LES ESPACEMENTS POUR LES AUTRES ABSCISSES.

Abscisses	$x = 1,50 \text{ m}$	$x = 3 \text{ m}$	$x = 6,375 \text{ m}$	$x = 9,5625 \text{ m}$
CONDITION 1 (t_1)	51,58 cm	65,24 cm	385,47 cm	$t_1 < 0$.
CONDITION 2 (t_2)	43,12 cm.	43,12 cm	46,31 cm	83,18 cm
CONDITION 3 (t_3)	120 cm.	120 cm	120 cm	120 cm
CONDITION 4 (t_4)	105 cm.	105 cm	105 cm	105 cm
CONDITION 5 (t_5)	27,5 cm.	29,60 cm	44,39 cm.	75,20 cm
$t = t_{\min}$.	27 cm	29 cm.	44 cm.	75 cm.

Remarque :

lorsque $t < 0$: on ne tient pas compte de cette condition. Les Armatures transversales sont représentées sur le dessin de la poutre. (type : (F). (G). (H). (I). (K).)

XIII - CALCUL DU PLATELAGE

Le platelage est constitué par une dalle en béton armé coulée sur place d'épaisseur 20 cm (y compris la prédalle). Pour le calcul on considère la dalle d'épaisseur 15 cm car la prédalle sert uniquement pour le coffrage.

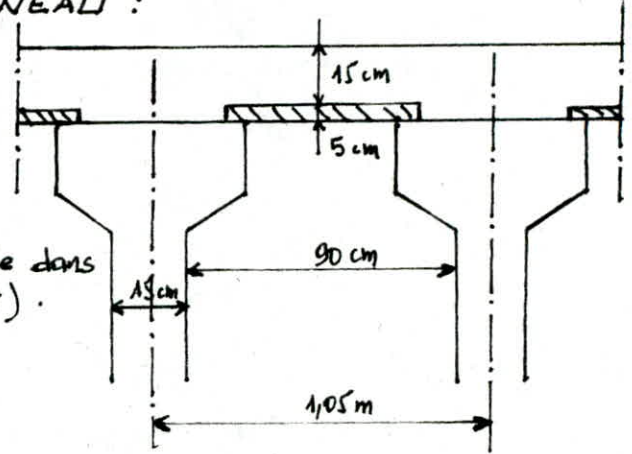
I - DIMENSIONNEMENT DU PANNEAU :

$$l_y = 26,5 \text{ m (longueur d'une travée.)}$$

$$l_x = 0,90 \text{ m (entre nus des âmes des poutres)}$$

$$\text{on a: } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,034 \approx 0$$

$\rho < 0,4$ donc le panneau travaille dans le sens de la petite portée l_x (seulement).



II - CALCUL DES EFFORTS.

1. charges permanentes

nous allons étudier une bande de panneau de 1 m de large et de 15 cm d'épaisseur et de 0,90 m de longueur.

$$\text{- Hourdis: } 2,5 \cdot 0,15 \cdot 1 = 0,375 \text{ t/ml}$$

$$\text{- Revêtement: } 2,2 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$q_g = 0,551 \text{ t/ml.}$$

$$M_{0x} = q_g \cdot \frac{l_x^2}{8} = 0,551 \cdot \frac{(0,90)^2}{8} = 0,056 \text{ t.m/ml}$$

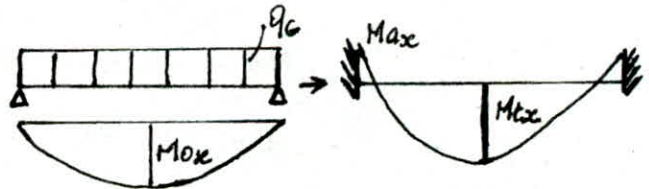
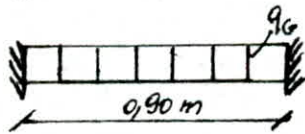
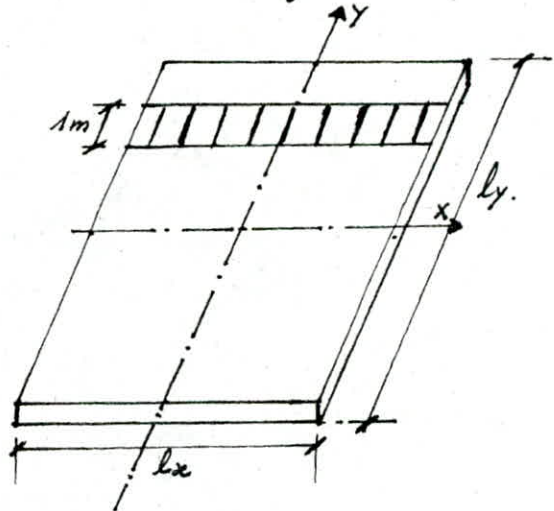
$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{0x} = -0,028 \text{ t.m/ml} = M_{ay}$$

$$\text{d'où } M_{bx} = 0,8 M_{0x} = 0,045 \text{ t.m/ml} \Rightarrow$$

$$M_{by} = \frac{1}{4} \cdot M_{bx} = 0,011 \text{ t.m/ml.}$$

$$T_x = q_g \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 0,24 \text{ t/ml.}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q_g \cdot l_x = 0,17 \text{ t/ml.}$$



2. Surcharges

a. surcharge A(l): $A = 1190 \text{ kg/ml} \Rightarrow q_a = 1,190 \text{ t/ml}$ (2 voies chargées).
en utilisant le même procédé que précédemment on obtient :

$$M_{ax} = -0,06 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{bx} = 0,096 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 0,53 \text{ t/ml}$$

$$M_{ay} = -0,06 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{by} = 0,024 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y = 0,36 \text{ t/ml}$$

b. système B_c: la position la plus défavorable est représentée ci-dessous
on a :

$$u' = v' = a + e + 1,5 e_p = 25 + 15 + 1,5 \cdot 8 = 52 \text{ cm}$$

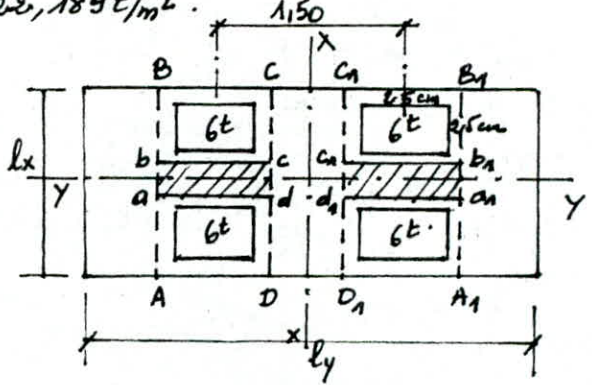
Interférence :

$$\text{- suivant } l_x : \alpha = 50 \text{ cm} < u' = 52 \text{ cm.}$$

Suivant l_y : $\alpha = 150 \text{ cm} > v' = 52 \text{ cm} \Rightarrow$ pas d'interférence suivant l_y .

Contrainte de répartition : $\sigma' = \frac{P}{U \cdot v'} = \frac{6}{(0,92)^2} = 22,189 \text{ t/m}^2$.

* Surface ABB_1A_1 : $U'_1 = 2U' \cdot \Delta' = 2,152 \cdot 2$
 $U'_1 = 102 \text{ cm} > 90 \text{ cm} = l_x$.
 donc on travaille avec $U'_1 = 0,90 \text{ m}$ et
 $v'_1 = 1,50 + v' = 2,02 \text{ m}$



$P_1 = \sigma' \cdot U'_1 \cdot v'_1 = 22,189 \cdot 0,90 \cdot 2,02 = 40,34 \text{ t}$.

$f = 0 \Rightarrow \begin{cases} U'_1/l_x = 1 & \Rightarrow M_1 = 0,0521 \\ v'_1/l_x = 2,244 & M_2 = 0,0034 \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} M_{1x} = (M_1 + \nu M_2) P_1 = 2,122 \text{ t.m/ml} \\ M_{1y} = (M_2 + \nu M_1) P_1 = 0,452 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

Remarque : $\nu = 0,15$: coefficient de Poisson et M_1, M_2 sont déterminées à partir des tables de Figeoud avec $f = 0$.

* Surface CC_1D_1D : $U'_2 = 0,90 \text{ m}$; $v'_2 = 1,50 - 0,52 = 0,98 \text{ m}$; $P_2 = \sigma' \cdot U'_2 \cdot v'_2 = 19,57 \text{ t}$

on trouve $\begin{cases} M_{2x} = 1,580 \text{ t.m/ml} \\ M_{2y} = 0,588 \text{ t.m/ml} \end{cases}$ d'où $\begin{cases} M_{3x} = M_{1x} - M_{2x} = 0,542 \text{ t.m/ml} \\ M_{3y} = M_{1y} - M_{2y} = -0,136 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

Moments dus à la zone d'Interférence :

* Surface abb_1a_1 : $U'_3 = 0,02 \text{ m}$; $v'_3 = v'_1 = 2,02 \text{ m}$; $P_3 = \sigma' \cdot U'_3 \cdot v'_3 = 0,896 \text{ t}$

$M_{3x} = 0,093 \text{ t.m/ml}$
 $M_{3y} = 0,0187 \text{ t.m/ml}$

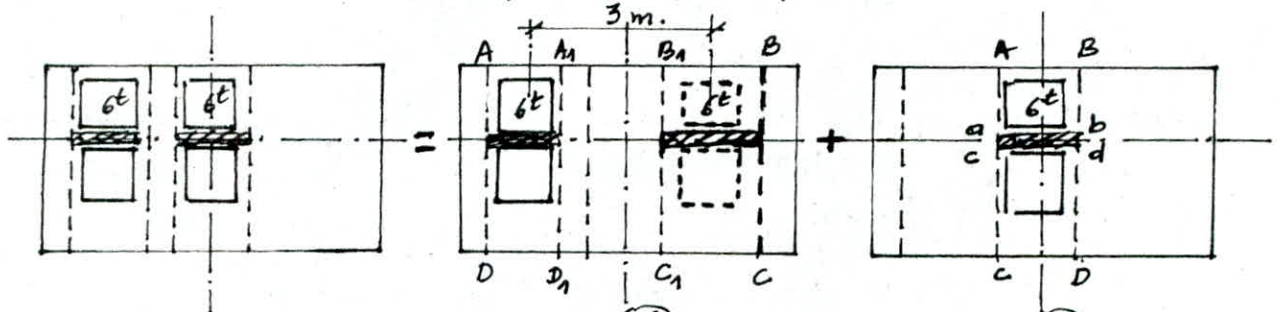
* Surface CC_1d_1d : $U'_4 = \Delta' = 0,02 \text{ m}$; $v'_4 = v'_2 = 0,98 \text{ m} \Rightarrow P_4 = 0,435 \text{ t}$.

$M_{4x} = 0,074 \text{ t.m/ml}$
 $M_{4y} = 0,024 \text{ t.m/ml}$

d'où les moments dus à l'interférence : $\begin{cases} M_{3xp} = M_{3x} - M_{4x} = 0,019 \text{ t.m/ml} \\ M_{3yp} = M_{3y} - M_{4y} = -0,0053 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

Moments finaux pour le système B_c : $\begin{cases} M_x = M_{3xp} + M_{2x} = 0,561 \text{ t.m/ml} \\ M_y = M_{3yp} + M_{2y} = -0,141 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

EFFORT TRANCHANT : la disposition la plus défavorable est :



le système initial est décomposé en 2 systèmes I et II selon le procédé de M. RESAL.

- système I :

* surface ABCD : $u_1' = 0,90 \text{ m}$; $v_1' = 0,52 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 10,88 \text{ t}$
 on a $u_1' > v_1' \Rightarrow T_{v_1'} = \frac{P_1}{3v_1'} = 3,844 \text{ t/m}$ et $T_{u_1'} = \frac{P_1}{2u_1' + v_1'} = 4,47 \text{ t/m}$

* surface abcd :

$u_2' = \Delta' = 0,02 \text{ m}$; $v_2' = 0,52 \text{ m} \Rightarrow P_2 = 0,231 \text{ t}$
 on a $u_2' < v_2' \Rightarrow T_{v_2'} = \frac{P_2}{3v_2' + u_2'} = 0,218 \text{ t/m}$ et $T_{u_2'} = \frac{P_2}{3v_2'} = 0,148 \text{ t/m}$.

D'où $T_{u'}^{(I)} = T_{u_1'} + T_{u_2'} = 4,618 \text{ t/m}$; $T_{v'}^{(I)} = T_{v_1'} + T_{v_2'} = 4,062 \text{ t/m}$.

- système II : on introduit une charge fictive symétrique à la charge réelle.

* surface ABCD : $u_1' = 0,90 \text{ m}$; $v_1' = 3,52 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 70,295 \text{ t}$.

on a $u_1' < v_1' \Rightarrow T_{v_1'} = 8,853 \text{ t/m}$ et $T_{u_1'} = 6,657 \text{ t/m}$.

* surface $A_1B_1C_1D_1$: $u_2' = 0,90 \text{ m}$, $v_2' = 2,48 \text{ m} \Rightarrow P_2 = 49,526 \text{ t}$.

on a $u_2' < v_2' \Rightarrow T_{v_2'} = 8,452 \text{ t/m}$ et $T_{u_2'} = 6,657 \text{ t/m}$.

D'où $T_{u'}^{(II)} = \frac{T_{u_1'} - T_{u_2'}}{2} = 0$ et $T_{v'}^{(II)} = \frac{T_{v_1'} - T_{v_2'}}{2} = 0,20 \text{ t/m}$.

Zone d'interférence

* surface abcd : $u_1' = \Delta' = 0,02 \text{ m}$; $v_1' = 3,52 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 1,562 \text{ t}$

on a $u_1' < v_1' \Rightarrow T_{v_1'} = 0,221 \text{ t/m}$ et $T_{u_1'} = 0,148 \text{ t/m}$.

* surface $a_1b_1c_1d_1$: $u_2' = \Delta' = 0,02 \text{ m}$; $v_2' = 2,48 \text{ m} \Rightarrow P_2 = 1,101 \text{ t}$.

on a $u_2' < v_2' \Rightarrow T_{v_2'} = 0,221 \text{ t/m}$ et $T_{u_2'} = 0,148 \text{ t/m}$.

D'où $T_{u'}^{(II)} = \frac{T_{u_1'} - T_{u_2'}}{2} = 0$ et $T_{v'}^{(II)} = \frac{T_{v_1'} - T_{v_2'}}{2} = 0$.

Donc pour le système (II) nous avons :

$$T_{u'}^{(II)} = 0 + 0 = 0 ; T_{v'}^{(II)} = 0,20 + 0 = 0,20 \text{ t/m}.$$

pour le système entier on a :

$$T_{v'} = T_{v'}^{(I)} + T_{v'}^{(II)} = 4,262 \text{ t/m}.$$

$$T_{u'} = T_{u'}^{(I)} + T_{u'}^{(II)} = 4,618 \text{ t/m}.$$

Enfin pour trouver T_x et T_y on majore $T_{u'}$ et $T_{v'}$ de 25% .

$$T_x = 1,25 T_{u'} = 5,773 \text{ t/m}.$$

$$T_y = 1,25 T_{v'} = 5,328 \text{ t/m}.$$

C. SYSTEME B₂.

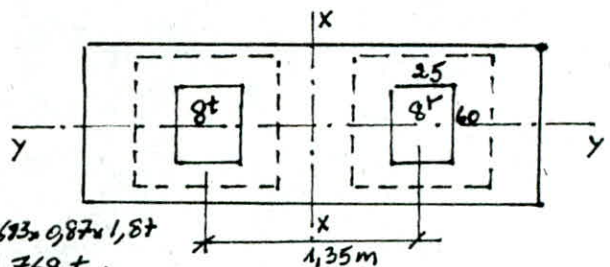
Moment flechissant : la disposition defavorable est representee ci dessous.

$$u' = 0,60 + 0,15 + 1,15 \times 0,08 = 0,87 \text{ m}.$$

$$v' = 0,25 + 0,15 + 1,15 \times 0,08 = 0,52 \text{ m}.$$

Comme $v' < \alpha = 1,35 \Rightarrow$ Pas d'interférence

$$P = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{9}{0,87 \cdot 0,52} = 17,693 \text{ t/m}^2.$$



* Surface ABCD : $u_1' = 0,87$; $v_1' = 0,52 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 17,693 \times 0,87 \times 0,52$
 $P_1 = 28,768 \text{ t}$.

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x_1} = 1,630 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_1} = 0,368 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

* Surface A'B'C'D' : $u_2' = 0,87$; $v_2' = 0,83 \text{ m} \Rightarrow P_2 = 12,769 \text{ t}$.

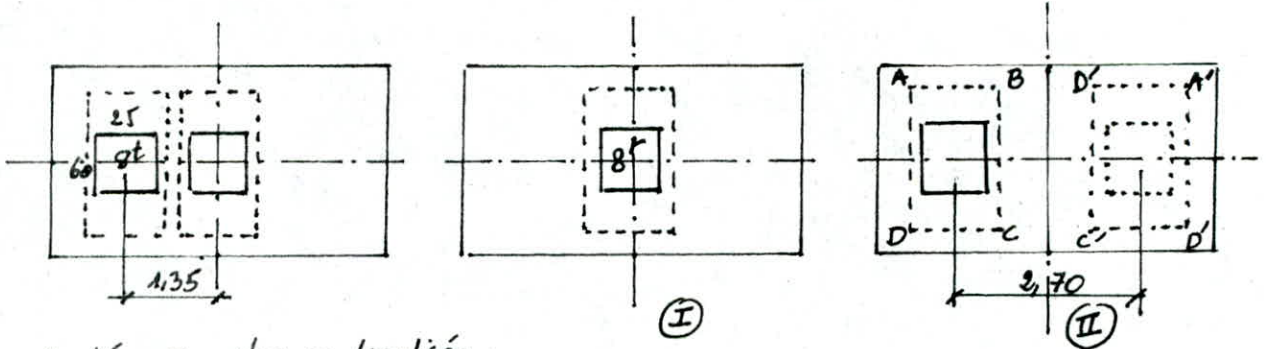
$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x_2} = 1,094 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_2} = 0,475 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

D'où les moments dus à B_t :

$$M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 0,536 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -0,107 \text{ t.m/ml}$$

- EFFORT TRANCHANT



- Système I : charge localisée :

$$U_1' = 0,87 \text{ m} ; v_1' = 0,52 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 7,999 \text{ t}$$

on a $U_1' > v_1' \Rightarrow T_{U_1'}^I = \frac{P_1}{2U_1' + v_1'} = \frac{7,999}{3 \cdot 0,87 + 0,52} = 3,539 \text{ t/m}$

$$T_{v_1'}^I = \frac{P_1}{3v_1'} = \frac{7,999}{3 \cdot 0,52} = 3,065 \text{ t/m}$$

- Système II :

* surface AA'B'B' : $U_2' = 0,87 \text{ m} ; v_2' = 3,22 \text{ m} \Rightarrow P_2 = 49,537 \text{ t}$

on a $U_2' < v_2' \Rightarrow T_{U_2'}^{II} = \frac{P_2}{3v_2'} = 5,128 \text{ t/m}$

$$T_{v_2'}^{II} = \frac{P_2}{2v_2' + U_2'} = 6,776 \text{ t/m}$$

* surface DD'C'C' : $U_3' = 0,87 \text{ m} ; v_3' = 2,18 \text{ m} \Rightarrow P_3 = 33,538 \text{ t}$

on a $U_3' < v_3' \Rightarrow T_{U_3'}^{II} = \frac{P_3}{3v_3'} = 5,128 \text{ t/m}$

$$T_{v_3'}^{II} = \frac{P_3}{2v_3' + U_3'} = 6,413 \text{ t/m}$$

Donc pour le système II on a :

$$T_u^{II} = \frac{1}{2} (T_{U_2'}^{II} - T_{U_3'}^{II}) = 0$$

$$T_{v'}^{II} = \frac{1}{2} (T_{v_2'}^{II} - T_{v_3'}^{II}) = 0,192 \text{ t/m}$$

pour le système I et II on a :

$$T_{u'} = T_{u_1'}^I + T_{u'}^{II} = 3,539 \text{ t/m}$$

$$T_{v'} = T_{v_1'}^I + T_{v'}^{II} = 3,247 \text{ t/m}$$

Finalement les efforts tranchants engendrés par B_t sont :

$$T_x = 1,25 T_{u'} = 4,424 \text{ t/m}$$

$$T_y = 1,25 T_{v'} = 4,059 \text{ t/m}$$

d- Roue isolée B_r

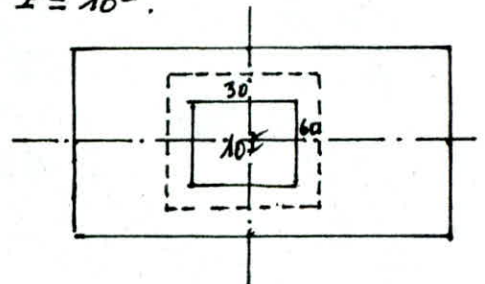
- Moment Flechissant : $u' = 0,60 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,87 \text{ m}$

$$v' = 0,30 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,57 \text{ m}$$

$$L = \frac{10}{0,87 \cdot 0,57} = 20,165 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 20,165 \cdot 0,87 \cdot 0,57$$

$$P = 10 \text{ t}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,947 \text{ t/ml} \\ M_y = 0,514 \text{ t/ml} \end{cases}$$



- EFFORT TRANCHANT :

on a $u' > v' \Rightarrow T_{u'} = 4,329 \text{ t/m}$
 $T_{v'} = 3,831 \text{ t/m}$

d'où $\begin{cases} T_{x_c} = 1,25 T_{u'} = 5,411 \text{ t/m} \\ T_y = 1,25 T_{v'} = 4,789 \text{ t/m} \end{cases}$

2- CONVOI M_{C120} :

- Moment Fléchissant : on peut placer une seule ~~roue~~ *roue*

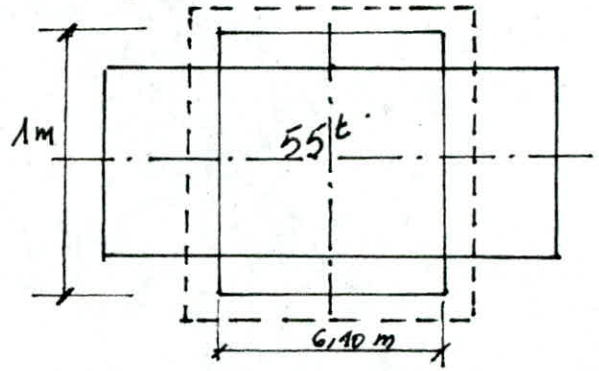
$u' = 1 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 1,27 \text{ m}$
 $v' = 6,10 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 6,37 \text{ m}$

$\Rightarrow \Delta = \frac{P}{u' \cdot v'} = 6,799 \text{ t/m}^2$

or on travaille avec $u' = 0,90 \text{ m}$

$\Rightarrow P = 6,799 \times 0,90 \times 6,37 = 39,979 \text{ t}$

$\Rightarrow \begin{cases} M_{x_c} = 1,564 \text{ t.m/ml} \\ M_y = 0,269 \text{ t.m/ml} \end{cases}$



- EFFORT TRANCHANT :

on a $u' < v' \Rightarrow T_{u'} = 2,04 \text{ t/m}$
 $T_{v'} = 2,858 \text{ t/m}$

d'où $\begin{cases} T_{x_c} = 1,25 T_{u'} = 2,55 \text{ t/m} \\ T_y = 1,25 T_{v'} = 3,573 \text{ t/m} \end{cases}$

Coefficients de majoration dynamique pour les différentes surcharges :

$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{L}{S}}$ avec L : Portées des poutres principales = 25,50 m
 l : entre-axes des poutres de rives = 9,50 m
 $l_r = 7 \text{ m}$

- $l_1 = \max(l_r, l) = 9,50 \text{ m} < L = 25,50 \text{ m} \Rightarrow L = l_1 = 9,50 \text{ m}$

- P : Poids total du tablier (souv. p. principales) compris dans la surface (L : largeur totale du pont avec trottoir). Après calcul on trouve

trottoirs + corniches : $2,5 \times 2 \times 9,5 (1,9 \times 0,2 + 0,35 \cdot 0,2 + 0,35 \cdot 0,2) = 24,7 \text{ t}$

Garde-corps : $0,06 \times 2 \times 9,5 = 1,14 \text{ t}$

Revêtements : $2,2 \times 0,08 \times 7 \times 9,5 = 11,704 \text{ t}$

Hourdis + predalle : $2,5 \times 0,20 \times 9,50 \times 10,80 = 51,3 \text{ t}$

S : surcharge totale que l'on dispose sur la distance L .

- cas de B_c : on peut disposer 2 convois ($b_c = 4$) $\Rightarrow S = 1,1 \times 2 \times 30 = 66 \text{ t}$

- cas de B_t : on peut disposer 2 tandems ($b_t = 1$) $\Rightarrow S = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t}$

- cas de B_r : on peut disposer une roue $B_r \Rightarrow S = 10 \text{ t}$.

Surcharges	B_r	B_t	B_c	M_{C120}
S (t).	10	64	66	110
δ	1,154	1,229	1,232	1,279

Dans le tableau qui suit nous regrouperons les valeurs des moments et des efforts tranchants qui sollicitent le panneau.

valeurs déjà pondérées par δ et réparties suivant le procédé donné par le CCBA 68):

- suivant l_x : $M_{tx} = 0,80 \cdot M_x$ et $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$ (pour des charges réparties)
 $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$ et $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$ (pour des charges localisées)

- suivant l_y : $M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$ et $M_{ay} = M_{ax}$.

EFFORTS	G	A(L)	B _c	B _t	B _r	M _{C120}
M_{tx} (t.m/ml)	0,045	0,096	0,518	0,494	0,919	1,500
M_{ax}	0,028	0,060	0,345	0,329	0,546	1,000
M_{ty}	0,011	0,024	0,129	0,124	0,205	0,375
M_{ay}	0,028	0,060	0,345	0,329	0,546	1,000
T_x (t/ml)	0,240	0,530	7,112	5,437	6,244	3,261
T_y	0,170	0,360	6,564	4,988	5,526	4,570

à ces moments calculés nous ajouterons les moments provenant de la flexion transversale.

III. SOLLICITATIONS MAXIMALES

1. MOMENT FLECHISSANT: Les combinaisons sont:

$G + 1,2 S$ (pour les surcharges civiles)

$G + S$ pour les surcharges M_{C120} .

suitant l_x : c'est le convoi M_{C120} qui est le plus défavorable.

- Flexion locale: $M_{tx} = 0,045 \text{ t.m/ml}$ et $M_{ax} = 0,028 \text{ t.m/ml}$ sous G .

$M_{tx} = 1,50 \text{ t.m/ml}$ et $M_{ax} = 1 \text{ t.m/ml}$ sous M_{C120} .

- Flexion transversale: $M_{tx} = 0,494 \text{ t.m/ml}$ et $M_{ax} = 0 \text{ t.m/ml}$.

d'où $M_{tx} = 1,691 \text{ t.m/ml}$ et $M_{ax} = 1,028 \text{ t.m/ml}$.

suitant l_y : (flexion locale uniquement) le convoi M_{C120} est défavorable

$$\Rightarrow M_{ty} = 0,386 \text{ t.m/ml} \text{ et } M_{ay} = 1,028 \text{ t.m/ml}$$

2. Efforts tranchants: l'effort défavorable est produit par B_c

$$\Rightarrow T_x = T_{x(G)} + 1,2 T_{x(B_c)} = 0,24 + 7,112 \cdot 1,2 = 8,774 \text{ t/ml}$$

$$\text{et } T_y = T_{y(G)} + 1,2 T_{y(B_c)} = 0,17 + 1,2 \cdot 6,564 = 8,047 \text{ t/ml}.$$

IV. ferrailage de la dalle:

1. suivant l_x :

Armatures inférieures: $M_{tx} = 1,691 \text{ t.m/ml}$.

methode de pierre CHARON: $\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_x^2}$ on utilise
 des $\phi \leq \frac{h_x}{20} = 20 \text{ mm}$. **71**

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 15 - 1 - \frac{2}{2} = 13 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_x - \phi = 11 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1,691 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,053 \Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 5,14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } K = 36,8 ; \epsilon = 0,9035$$

$$\text{soit } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

CONDITION DE FISSURATION : $K = 10^6$, $\eta = 1,6$; $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$.

on trouve :

$$\sigma_1 = 1064,08 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2221,97 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2221,97 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } A = 6,550 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit alors 6T16 = 12,06 cm²/ml. espacées de 20 cm.

- Armatures supérieures :

$$M_{acc} = 1,028 \text{ t.m/ml} ; \mu = 0,0326 \Rightarrow K = 49,4 \text{ et } \epsilon = 0,9224.$$

$$\text{d'où } A = 3,06 \text{ cm}^2/\text{ml. soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

CONDITION DE FISSURATION : $\sigma_1 = 1080,1 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où } A = 3,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit alors 6T12 = 6,78 cm²/ml (esp. de 20 cm).

2. suivant l_y :

- Armatures supérieures : On prend $A_{ay} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (esp. 25 cm)

- Armatures inférieures : $M_{ly} = 0,386 \text{ t.m/ml}$.

le moment donne une section d'acier très petite par conséquent

$$\text{on prend : } A_{ly} = \frac{1}{3} \cdot A_{lx} = \frac{12,06}{3} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } A_{ly} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (esp. de 25 cm).}$$

V. VERIFICATIONS

1. VERIFICATION AU CISAILLEMENT : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,63 \text{ kg/cm}^2.$$

- suivant l_x : $T_x = 8,774 \text{ t/ml}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h_x = 13 \text{ cm}$.

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{8,774 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 7,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

- suivant l_y : $T_y = 8,047 \text{ t/ml}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h_y = 11 \text{ cm}$.

$$\text{d'où } \tau_b = 8,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ vérifiée.}$$

2. VERIFICATION AU POINCONNEMENT.

Le poinçonnement est un phénomène dû à l'application des charges localisées. Dans notre cas c'est les surcharges B qui peuvent provoquer ce phénomène.

D'après le CCBA 68 la contrainte de cisaillement dû au poinçonnement est :

$$\bar{\tau}_b = 15 \cdot \frac{P}{l_c \cdot h_0} \quad \text{avec } l_c: \text{périmètre du contour de diffusion de la surcharge } P \text{ sur le plan moyen de la dalle.}$$

$$l_c = 2(u' + v').$$

$$\bar{\tau}_b = 1,2 \bar{\tau}_b = 9 \text{ kg/cm}^2.$$

a. Sous B_c :

$$l_c = 2(52 + 52) = 208 \text{ cm.}$$

$$P = 6000 \text{ kg.}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 2,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 9 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{vérifiée.}$$

b. Sous B_e :

$$l_c = 2(87 + 52) = 278 \text{ cm.}$$

$$P = 8000 \text{ kg.}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 3,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifiée.}$$

a. Sous B_p :

$$l_c = 2(87 + 87) = 288 \text{ cm.}$$

$$P = 10000 \text{ kg.}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 3,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifiée.}$$

3. CONDITION DE NON FRAGILITE

- Pour les armatures inférieures en travée disposées selon l_x la section d'armature qui résiste aux efforts est :

$$A_0 = A_{t_x} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- la section d'armature qui résiste à la sollicitation de fissuration est :

$$A_2 = b \cdot l_x \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\tau}_b}{\sigma_{en}} = 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \cdot \frac{7,5}{4200} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On a: $A_0 > A_2 \Rightarrow$ la section choisit est $A_{t_x} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On doit avoir aussi dans les deux : $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} \geq \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200}$

$$\tilde{w}_f = \frac{12,06}{100 \times 2 \times 3} = 0,0201 > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}. \quad \text{vérifiée.}$$

4. VERIFICATION DES ESPACEMENTS :

- Suivant l_x :

$$t = 20 \text{ cm} < \min \begin{cases} 2h_x = 26 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée.}$$

- Suivant l_y :

$$t = 25 \text{ cm} < \min \begin{cases} 2h_y = 33 \text{ cm.} \\ 33 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{vérifiée.}$$

XIV. CALCUL DES DEFORMATIONS

1. DEFORMATION DE FLEXION :

Une pièce mise en tension subit des déformations telles que rotations d'appuis, raccourcissements, flèches. Ces déformations doivent se produire de manière à ne pas perturber l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections.

2. CALCUL DES FLÈCHES.

2.1. Sous charges permanentes : la flèche dans la section médiane est :

$$f_G = \frac{5q_G \cdot l^4}{384 EI} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} q_G = 1,790 \text{ t/m} \\ E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 8000 \sqrt{4} = 8000 \sqrt{420} = 163951 \text{ bars} \\ I = 6420909,386 \text{ cm}^4 \\ l = 25,5 \text{ m} \end{cases}$$

d'où $f_G = 9,36 \text{ cm}$.

2.2. flèche due à la précontrainte : en section médiane la flèche est :

$$f_P = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L-x) \cdot dx$$

Pour un diagramme de moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit :

$$f_P = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$$

Cette valeur représente le moment statique à EI près ; de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte de chaque section et par l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui gauche.

Nous traçons le diagramme des moments de précontrainte à partir de 3 valeurs des moments à $x = 0,82 \text{ m}$; $1,50 \text{ m}$; $12,75 \text{ m}$.

- à $x = 0,82 \text{ m}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension maximale à la mise en précontrainte} = 13568,2 \text{ daN} \\ \text{Tension maximale en service} = 12565,5 \text{ daN} \end{array} \right.$

la tension prise en compte dans le calcul est $P_1 = \frac{13568,2 + 12565,5}{2} = 13066,9 \text{ daN}$

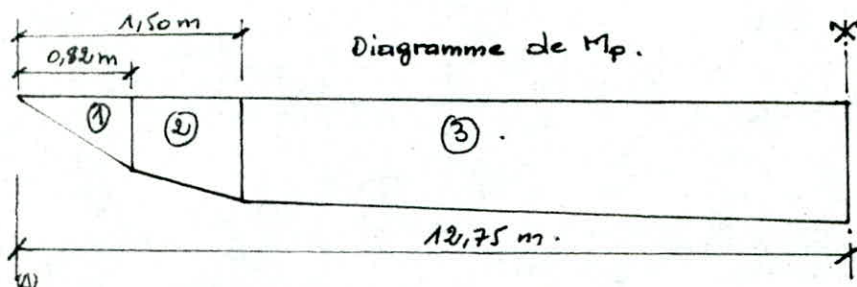
- à $x = 1,50 \text{ m}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension max. à la mise en précontrainte} = 13146,98 \text{ daN} \\ \text{Tension max. en service} = 11750,3 \text{ daN} \end{array} \right.$

la Tension prise en compte ds le calcul est $P_2 = 12448,64 \text{ daN}$.

- à $x = 12,75 \text{ m}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension Max. à la mise en précontrainte} = 13323 \text{ daN} \\ \text{Tension Max en service} = 12234,60 \text{ daN} \end{array} \right.$

la Tension prise en compte est : $P_3 = 12778,8 \text{ daN}$.

Section	N (10^3 daN)	E (m)	$M_P = N \cdot E$ ($10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}$)
$x = 0,82 \text{ m}$	$17 \times 13066,9 = 222,14$	0,370	82,20
$x = 1,50 \text{ m}$	$24 \times 12448,6 = 298,76$	0,417	124,60
$x = 12,75 \text{ m}$	$24 \times 12778,8 = 306,69$	0,417	127,90



- calcul des centres de gravité (G_i) :

$$x_{G_1} = \frac{2}{3} \times 0,82 = 0,55 \text{ m.}$$

$$x_{G_2} = 0,82 + \frac{2 \times 124,6 + 82,20}{124,6 + 82,2} \times \frac{(1,5 - 0,82)}{3} = 1,183 \text{ m.}$$

$$x_{G_3} = 1,5 + \frac{2 \times 127,9 + 124,6}{127,9 + 124,6} \times \frac{(12,75 - 1,5)}{3} = 7,150 \text{ m.}$$

- Aires des diagrammes .

$$A_1 = - \frac{(0,82 \times 82,2)}{2} \cdot 10^3 = - 67,404 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^2.$$

$$A_2 = - \frac{(82,2 + 124,6)}{2} (1,5 - 0,82) \cdot 10^3 = - 70,318 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^2.$$

$$A_3 = - \frac{(124,6 + 127,9)}{2} (12,75 - 1,5) \cdot 10^3 = - 1420,31 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Moment statique } S_{\Delta} = \sum_{i=1}^3 x_{G_i} A_i = - 10275,47 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^3.$$

$$\text{d'où } f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EI} \sum x_{G_i} A_i = - \frac{10275,47 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{163951 \times 6420909,39}$$

$$f_p = - 9,76 \text{ cm}$$

2-3. Flèche de CONSTRUCTION .

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (-9,76 + 9,36) = - 0,30 \text{ cm.}$$

2-4. FLECHE DUE AUX SURCHARGES :

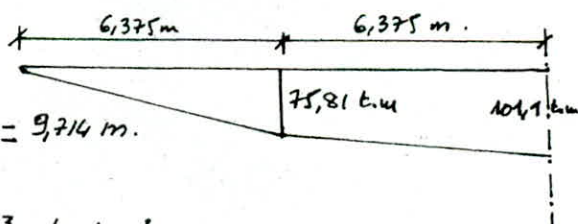
c'est le convoi $M_{c,20}$ qui est le plus défavorable . cette charge n'est pas uniforme, nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte

$$E = E_i = 24000 \sqrt{f_c} = 24000 \sqrt{420} = 491854 \text{ bars.}$$

- CENTRE DE GRAVITE .

$$x_{G_1} = \frac{2}{3} \times 6,375 = 4,25 \text{ m.}$$

$$x_{G_2} = 6,375 + \frac{2 \times 101,1 + 75,81}{101,1 + 75,81} \times \frac{6,375}{3} = 9,714 \text{ m.}$$



- Aire des diagrammes :

$$A_1 = \frac{6,375 \times 75,81}{2} \cdot 10^3 = 241,64 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^2.$$

$$A_2 = \frac{(75,81 + 101,1) \cdot 10^3 \times 6,375}{2} = 563,9 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\Delta} = \sum_{i=1}^2 x_{G_i} A_i = 6504,69 \cdot 10^3 \text{ daN.m}^3.$$

$$\text{d'où } f_Q = \frac{S_{\Delta}}{EI} = \frac{6504,69 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{491854 \times 6420909,386} = 2,06 \text{ cm.}$$

Donc la flèche totale à mi-travée est :

$$\text{- Service à vide : } f = f_G + f_p + f_c = 9,36 - 9,76 - 0,3 = - 0,7 \text{ cm.}$$

$$\text{- Service en charge : } f = f_G + f_p + f_c + f_Q = 1,36 \text{ cm.}$$

3. ROTATIONS D'APPUIS :

l'expression de la rotation est donnée par $\beta = \int_0^L \frac{M}{E.I} \cdot x \cdot dx$.
 dans le cas où le diagramme des moments est symétrique, cette expression devient :

$$\theta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx \text{ ou } \int_0^L M \cdot dx = \text{aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence}$$

3.1. Sous charges permanentes :

$$\beta_G = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E.I} = \frac{1,79 \cdot 10^4 \cdot (25,50)^3}{24 \cdot 163957 \cdot 6420909,39} = 0,012 \text{ rad}$$

3.2. Sous l'effort de précontrainte :

$$\int_0^L M \cdot dx = 2(-67,404 - 70,312 - 1420,31) \cdot 10^3 = -3116,05 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2.$$

$$\Rightarrow \beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M \cdot dx = \frac{-3116,05 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 163957 \cdot 6420909,39} = -0,015 \text{ rad.}$$

3.3. Sous surcharges :

convoi M_{c120} le plus défavorable : $E = E_i = 491854 \text{ bars.}$

$$\int_0^L M \cdot dx = 2(241,64 + 563,9) \cdot 10^3 = 1611,08 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2.$$

$$\Rightarrow \beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M \cdot dx = \frac{1611,08 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 491854 \cdot 6420909,39} = 0,0025 \text{ rad.}$$

donc la rotation totale est :

- Service à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,012 - 0,015 = -0,003 \text{ rad.}$

- Service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = 0,012 - 0,015 + 0,0025 = -0,0005 \text{ rad.}$

4. DEPLACEMENTS D'APPUIS :

les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à quatre causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

4.1. ROTATION D'APPUI PROVOQUANT LE DEPLACEMENT :

$$\Delta\beta = \beta \cdot \frac{h_f}{2} \text{ où } \beta : \text{rotation d'appui; } h_f : \text{hauteur totale de la poutre (avec dalle).}$$

$$\Delta\beta = -0,003 \times \frac{1,50 \times 10^3}{2} = -2,25 \text{ mm.}$$

4.2. DEPLACEMENT DÙ AU RETRAIT :

$$\Delta\alpha = -E_r \cdot \frac{L}{E} \text{ avec } \begin{cases} E_r = 1,43 \times 10^{-4} \\ L = 25,50 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta\alpha = -1,823 \text{ mm.}$$

4.3. DEPLACEMENT DÙ AU FLUAGE :

$$\Delta\beta = -E_f \cdot \frac{L}{E} \text{ avec } \begin{cases} E_f = 3,328 \cdot 10^{-4} \\ L = 25,5 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Delta\beta = -4,243 \text{ mm.}$$

4.4. DEPLACEMENT DÙ AU VARIATION DE TEMPERATURE :

nous prenons une valeur moyenne : $\Delta t = \pm \frac{L}{10.000}$

$$\Delta t = \pm \frac{25,5 \times 10^3}{10.000} = \pm 2,55 \text{ mm.}$$

Enfinement on a : $\begin{cases} \Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta\beta + \Delta\alpha + \Delta\beta_f) + \Delta t = -8,09 \text{ mm.} \\ \Delta_{\min} = 2,55 \text{ mm.} \end{cases}$ **76**

XV. JOINTS DE CHAUSSEE.

Le rôle des joints de chaussée est d'assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leur déplacements relatifs dû à l'effet des écarts de température, aux retraits différenciés et aux rotations.

CHOIX DES JOINTS :

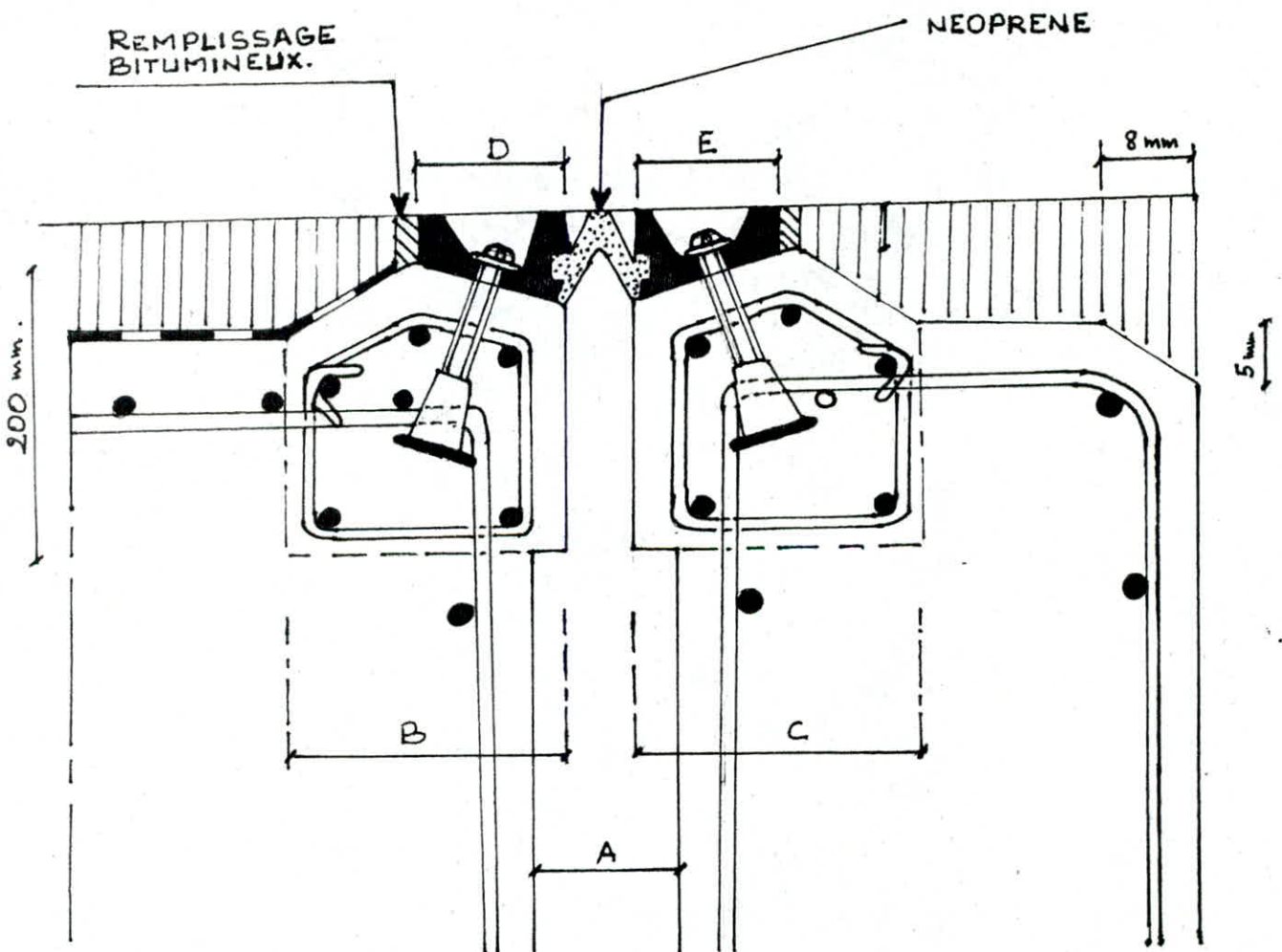
D'après le calcul des déformations nous avons obtenu :

* Souffle maximum = $\Delta_{max} = 8,09 \text{ mm}$.

* Souffle minimum = $\Delta_{min} = 2,55 \text{ mm}$.

Nous allons adopter des joints type monobloc 50 système Freyssinet, dont la flèche technique nous a donné les caractéristiques suivantes en fonction des souffles.

A (mm)		B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)
min	max	200	200	100	100	30
20	70					



Joint de chaussée type monobloc 50

XVI. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

Pour déterminer les appareils d'appuis on doit calculer les efforts horizontaux et verticaux qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage.

1. CHARGES SOLLICITANT L'OUVRAGE.

1.1. CHARGES VERTICALES :

notre tablier repose sur 2 culées extrêmes et une pile, nous allons évaluer les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent chaque culée et la pile

- CULÉE (Sous le système B_c) :

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,941 ; y_3 = 0,765 ; y_4 = 0,588$$

$$y_5 = 0,529 ; y_6 = 0,353.$$

$$d'où V_1 = [24(1 + 0,941 + 0,588 + 0,529) + 12(0,765 + 0,353)] \times 1,1 \times 1,106$$

$$V_1 = 105,61 \text{ t.}$$

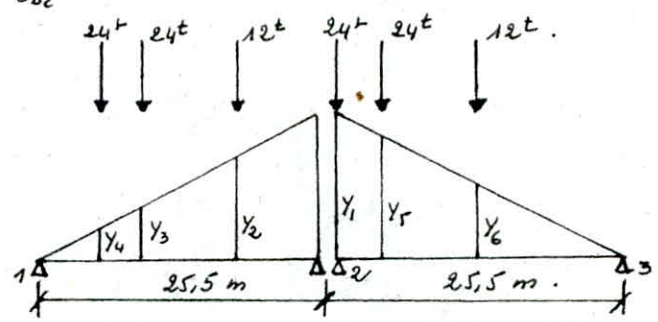
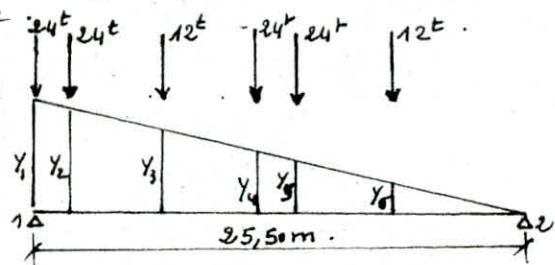
- PILE

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,823 ; y_3 = 0,647$$

$$y_4 = 0,588 ; y_5 = 0,941 ; y_6 = 0,765$$

$$d'où V_2 = [24(1 + 0,647 + 0,588 + 0,941) + 12(0,823 + 0,765)] \times 1,1 \times 1,106$$

$$V_2 = 115,92 \text{ t.}$$



Le raisonnement est pratiquement identique pour les autres charges, par conséquent nous donnons directement les valeurs obtenues dans le tableau suivant:

charges et surch. Appuis	G	A(L)	Trottoirs	B_c	M_{c120}	Seisme vertical $\pm 0,10$
Culée	228,26	110,24	7,267	105,61	106,47	$\pm 15,98$
Pile	456,51	220,48	14,535	115,92	113,64	$\pm 31,96$

Les Accélérations sismiques: verticale et horizontale sont égales respectivement à $E_v = 0,07$ et $E_h = 0,10$ (d'après le C.P.C.).

1.2. CHARGES HORIZONTALES.

1.2.1. VENT : hypothèse simplificatrice du C.P.C.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la surface, frappée normalement, une pression P .

Le Pont est situé dans la région II définie par le C.P.C d'où

$$P = 2500 \text{ N/m}^2 = 0,25 \text{ t/m}^2.$$

l'effort horizontal dû au vent est

$$H_v = P \cdot L_p \cdot h \quad \text{où } \left\{ \begin{array}{l} L_p : \text{Portée du pont} = 52 \text{ m} \\ h : \text{hauteur du tablier} = 1,75 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$H_v = 22,75 \text{ t.}$$

1.2.2. FREINAGE :

Les charges A(L) et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Effort de freinage développé par A(L) :

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,035 \cdot s} \cdot s \quad \text{ou} \quad \begin{cases} A = 1190 \text{ kg/m}^2 \text{ (2 voies chargées)} \\ s = \text{surface chargée} \\ s = L \times l_s = 25,5 \times 7 = 178,5 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$F_A = 8,093 \text{ t.}$$

- Effort de freinage développé par B_c :

$$F_{B_c} = 30 \text{ t.}$$

1.2.3 - SEISME :

La force sismique horizontale est :

$$H_s = E_H \cdot G \quad \text{avec} \quad G: \text{ poids total du tablier} = 17,9 \times 58 = 930,93 \text{ t}$$

$$E_H: \text{ accélération horizontale sismique} = 0,10.$$

$$H_s = 93,93 \text{ t.}$$

1.2.4 - VARIATION LINEAIRE DU TABLIER :

Ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations touchent les appuis de l'ouvrage et provoquent des efforts horizontaux considérables sur ces appuis.

- RETRAIT :

D'après le calcul des pertes on a trouvé que 58% du retrait s'effectue avant la mise en place des poutres préfabriquées (20% sur banc et 38% au stockage)

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = - \left(\frac{100 - 58}{100} \right) \cdot E_r \Rightarrow \Delta l_r = - 0,42 \times E_r \times L_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E_r = 1,43 \cdot 10^{-4} \\ L_p = 52 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta l_r = - 3,123 \text{ mm.}$$

- FLUAGE :

$$\frac{\Delta l_f}{L_p} = - \left(\frac{100 - 38}{100} \right) \cdot E_{f1} \Rightarrow \Delta l_f = - 0,62 \cdot E_{f1} \cdot L_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E_{f1} = 3,328 \cdot 10^{-4} \\ L_p = 52 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta l_f = - 10,729 \text{ mm.}$$

- TEMPERATURE :

$$\Delta l_t = \pm E_{0t} \times L_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E_{0t} \text{ est estimé à } 0,3\% \\ L_p = 52 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta l_t = \pm 15,60 \text{ mm}$$

Donc les variations linéaires totales sont :

$$\text{Allongement: } \Delta l_{\max}^+ = 15,60 \text{ mm.}$$

$$\text{Retrecissement: } \Delta l_{\max}^- = - (3,123 + 10,729 + 15,60) = - 29,452 \text{ mm.}$$

Remarque :

On suppose que le centre de déplacement (position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement) se situe au milieu de la longueur du pont. Donc la variation linéaire engendrée, sur les culées, un déplacement égale à la moitié linéaire totale (pour la pile la variation linéaire est nulle).

$$U_L(\text{totale}) = 29,452 \text{ mm} \Rightarrow U_L(\text{culée}) = \frac{29,452}{2} = 14,726 \text{ mm.}$$

2. DETERMINATION DES APPAREILS D'APPUI.

Reactions des appuis :

$$\text{- sous charges permanentes } \frac{228,26}{10} = 22,826 \text{ t.}$$

$$\text{- sous la surcharge } M_{C,20} \text{ (défavorable): } \frac{106,47}{10} = 10,641 \text{ t.}$$

\Rightarrow Réaction maximale sur chaque appui : $R_{\max} = 22,826 + 10,641 = 33,467 \text{ t}$
 Réaction minimale sur chaque appui : $R_{\min} = 22,826 \text{ t}$.
 les Appareils d'appuis sont choisis de telle façon qu'ils vérifient les neuf conditions suivantes.

2.1 • $a \times b \geq \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}}$ Pour les appuis utilisés par la SAPTA $\bar{\sigma} = 150 \text{ kg/cm}^2$.
 $R_{\max} = 33,467 \text{ kg}$.
 $a \times b \geq 223,11 \text{ cm}^2$.

2.2 - hauteur nette de l'élastomère : $T_r \geq 2L_L = 2 \times 14,726 = 29,452 \text{ mm}$.
 soit $T_r = 40 \text{ mm}$ c.a.d 4 feuillets de 10 mm d'épaisseur chacun.

2.3 - Dimension en plan de l'appareil d'appui
 $\frac{a}{10} \leq T_r \leq \frac{a}{5}$ où $5T_r \leq a \leq 10T_r \Leftrightarrow 200 \leq a \leq 400 \text{ mm}$.

Prenons $a = 200 \text{ mm}$ et $b = 250 \text{ mm}$
 a : dimension parallèle à l'axe longitudinal du pont
 b : dimension perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont

2.4 • Déformation de l'élastomère :

- sous l'effet des actions lentes (dilatation, retrait)
 $\tau_{H_1} < 0,5 G$ avec $\tau_{H_1} = G \cdot \text{tg} \delta_1$ avec G : contrainte de distorsion.
 $G = 8,16 \text{ kg/cm}^2$.
 $\text{tg} \delta_1 = \frac{L_L}{T_r} = \frac{14,726}{40} = 0,368$

$\Rightarrow \tau_{H_1} = 0,368 G < 0,5 G$.

- sous l'effet d'un effort dynamique : dans notre cas c'est le freinage qui est le plus défavorable.

$F = 30 \text{ t} \Rightarrow H = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ t/appui} = 1500 \text{ kg/appui}$.

On doit vérifier que :

$\tau_H = \tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} \leq 0,7 \cdot G = 5,71 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau_H = G \cdot \text{tg} \delta_1 + 0,5 \cdot \frac{H}{a \cdot b} = 8,16 \times 0,368 + 0,5 \cdot \frac{1500}{25 \times 20} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 < 5,71 \text{ kg/cm}^2$.

2.5 - vérification de la somme des contraintes de cisaillement.

$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha < 5 \cdot G = 40,8 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{G_m}{\beta}$ avec $\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{25 \times 20}{2 \times 1 \times (25+20)} = 5,56$ avec $t = 1 \text{ cm}$.

$G_m = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} = \frac{33467}{20 \times 25} = 66,934 \text{ kg/cm}^2$.
 $\tau_N = 18,06 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau_H = 4,50 \text{ kg/cm}^2$ (déjà calculé)

* lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accompli une rotation à l'autre frette solidaire du même feuillet la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation, et a pour valeur :

$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{t} \right)^2 \text{tg} \alpha_t$ avec $\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$: angle de rotation d'un feuillet élémentaire, exprimé en radians.
 $n = 4$ (nbra de feuillets).

$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$ avec $\alpha_0 = \frac{10}{1000} \text{ rad}$ pour le béton précontraint.

$\alpha = -0,0005$ (rotation déjà calculée).

$\alpha_T = 0,01 - 0,0005 = 9,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

$\Rightarrow \alpha_t = \frac{9,5 \cdot 10^{-3}}{4} = 2,375 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.

d'où $\tau_{\alpha} = \frac{8,16}{2} \times \left(\frac{20}{1}\right)^2 \times 2,375 \cdot 10^{-3} = 3,876 \text{ kg/cm}^2$ avec $\tan \alpha_t \approx \alpha_t$.

donc $\sigma = 18,06 + 4,50 + 3,876 = 26,436 \text{ kg/cm}^2 < 5 \cdot G = 40,8 \text{ kg/cm}^2$.

2.6. Condition de non soulèvement.

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{4m}{G} = \frac{3}{5,56} \times \frac{1^2}{20^2} \times \frac{66,934}{2,16} = 0,011 \text{ rad.}$$

$$\alpha_t = 2,375 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < 11 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

2.7. l'épaisseur des frettes devra respecter 2 conditions.

$$t_s \geq 2 \text{ mm} \text{ et } t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{4m}{G_e} = \frac{20}{5,56} \times \frac{66,934}{2400} = 0,10 \text{ cm.}$$

on prend $t_s = 2 \text{ mm}$

2.8. Condition de non cheminement et de non glissement:

* non cheminement : $G_m = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} > 20 \text{ kg/cm}^2$ avec $R_{\min} = 22826 \text{ kg.}$

* non glissement : $G_m = 45,65 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$.

$$H < f \cdot R_{\min}$$

Les forces de l'appareil en contact avec la structure sont des frettes métalliques $\Rightarrow f = 0,12 + \frac{2}{45,65} = 0,12 + \frac{2}{45,65} = 0,164$.

$$H_0 = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{4m}{T_r} = 8,16 \times 20 \times 25 \times \frac{4m}{40} = 14,726 = 1502,052 \text{ kg} = 1,502 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow H = H_0 + H_{\text{freinage}} = 1,502 + 1,5 = 3,002 \text{ t.}$$

et d'autre part :

$$f \cdot R_{\min} = 0,164 \times 22,826 = 3,513 \text{ t}$$

d'où $H < f \cdot R_{\min}$.

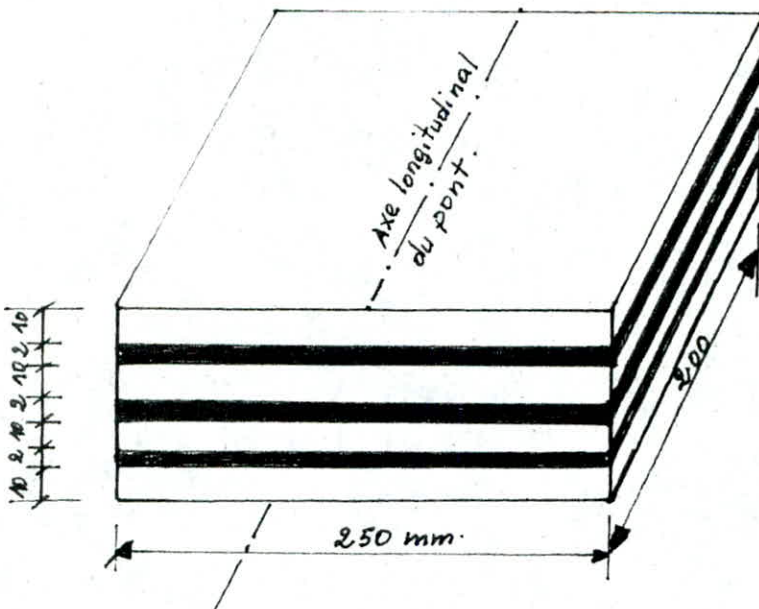
2.9. stabilité :

Il faut que $\frac{a}{T_r} \geq 5 \Leftrightarrow \frac{200}{40} = 5 \geq 5$.

Conclusion :

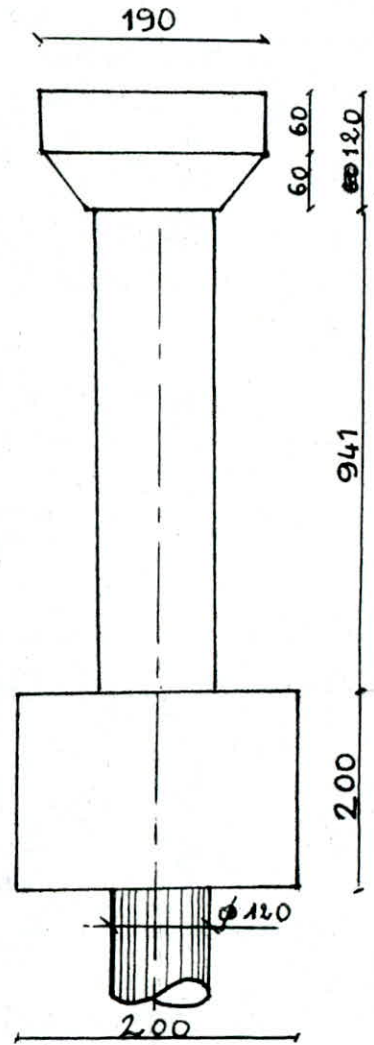
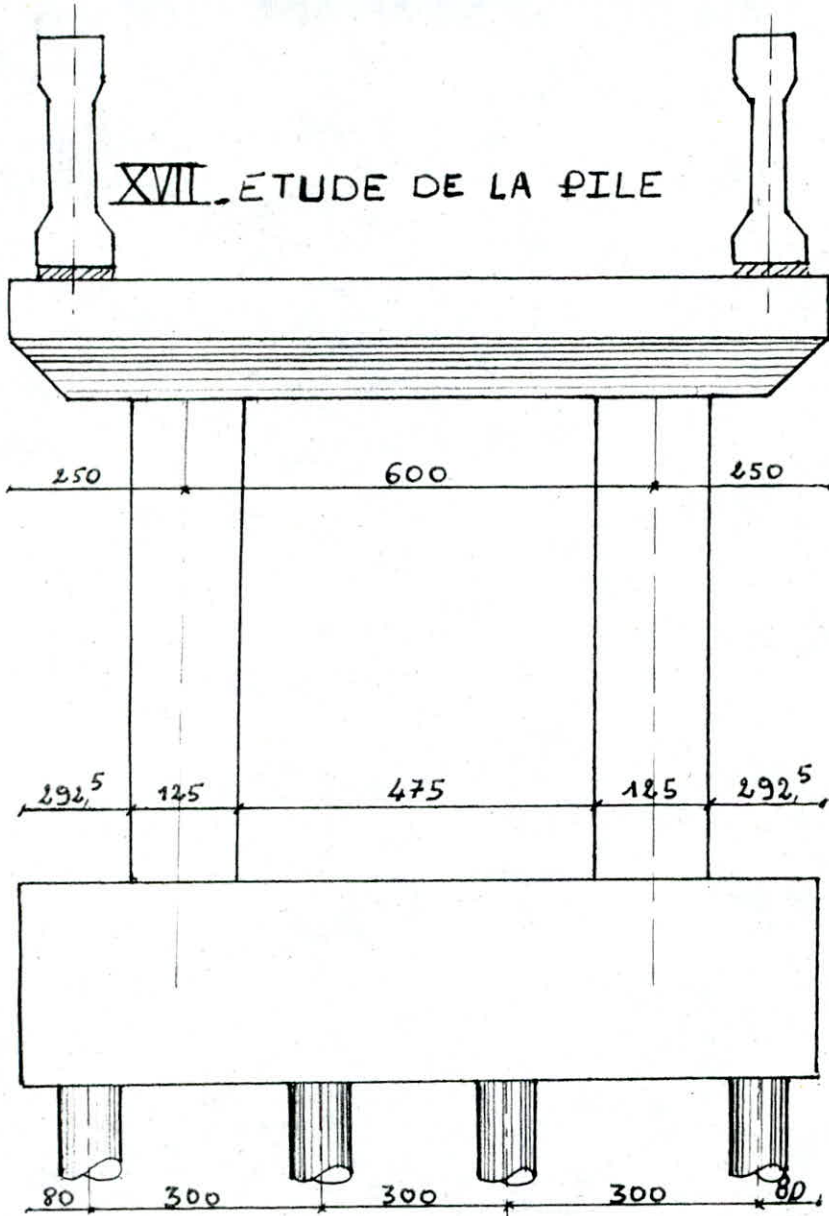
l'Appareil d'appui utilisé pour la pile et les culées aura pour dimensions :

$$300 \times 250 \times (40 \times 10) \times (3 \times 2) \text{ mm.}$$



$$\begin{aligned} &4 \times 10 \text{ mm} \\ &3 \times 2 \text{ mm} \\ &e = 46 \text{ mm.} \end{aligned}$$

XVII. ÉTUDE DE LA PILE



ÉTUDE DU CHEVÊTRE.

Le chevêtre sert essentiellement à transmettre les efforts des appareils d'appui aux autres éléments qui sont les futs et les fondations. Il sera étudié comme une poutre isostatique reposant sur 2 appuis (futs), soumise outre que son poids propre, à la réaction du tablier ainsi qu'aux différentes surcharges.

DETERMINATION DE LA CHARGE LINÉAIRE SUR LE CHEVÊTRE :

CONDITION NORMALE :

Poids propre du chevêtre : $q_0 = 1,2 \times 1,9 \times 2,5 = 5,7 \text{ t/ml}$.

On admettra que les efforts provenant du tablier sont réparties aux poutres qui les transmettent à notre chevêtre en charge concentrées.

$$P_0 = \frac{456,515}{10} = 45,65 \text{ t.}$$

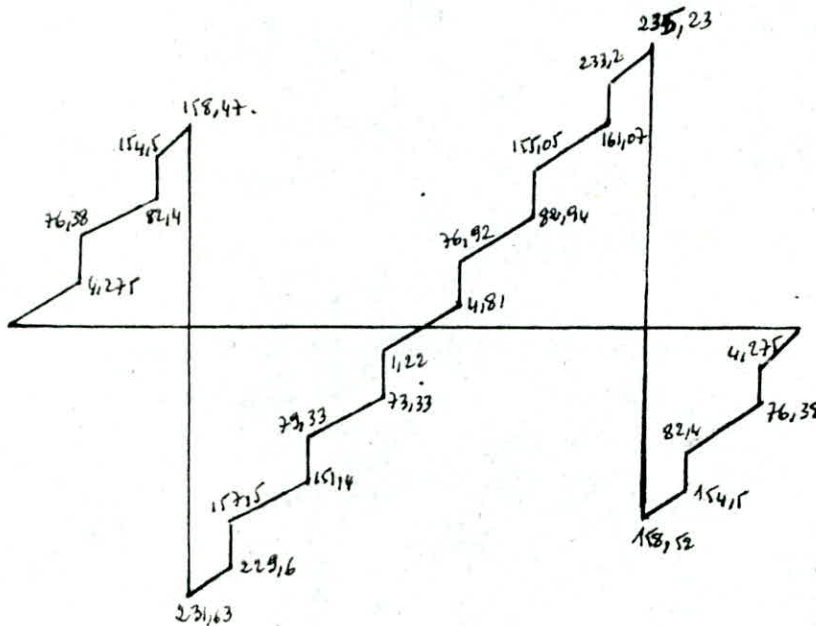
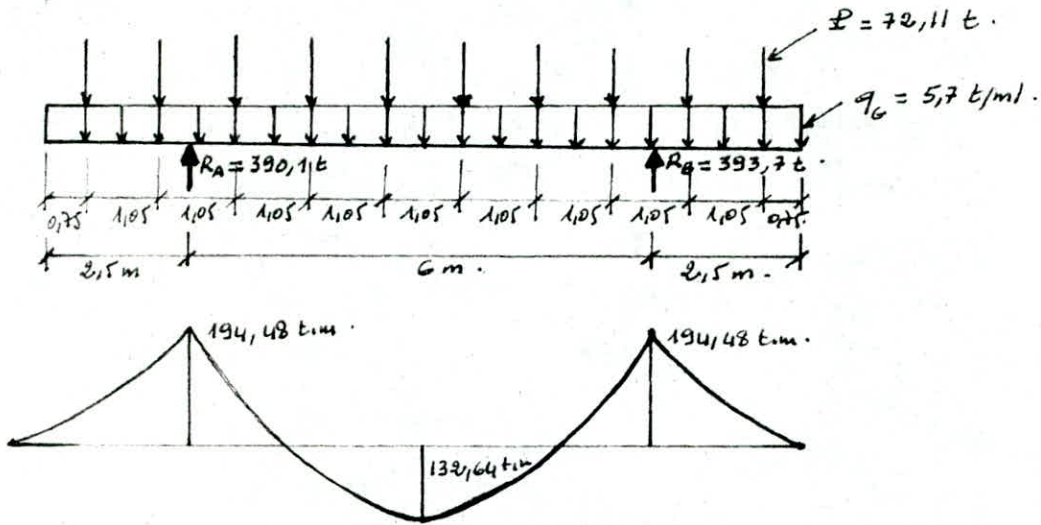
SURCHARGE : le cas de A(B) est le plus défavorable pour la pile.
chaque poutre transmet :

$$P_s = \frac{220,48}{10} = 22,05 \text{ t.}$$

CHARGE CONCENTRÉE :

$$P = P_0 + 1,2 P_s = 72,11 \text{ t.}$$

DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS.



Ferailage: On utilise les abaques de Charon.

ARMATURES SUPERIEURES: $M = 194,48 \text{ t.m.}$; $h = 120 - 6 = 114 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000$
 $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi > 20 \text{ mm}$).

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 194,48 \cdot 10^5}{2667 \cdot 190 \cdot (114)^2} = 0,0443$$

$$\mu = 0,0443 \Rightarrow \alpha = 0,2669; \epsilon = 0,9111; K = 41,2.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{41,2} = 64,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{194,48 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9111 \cdot 114} = 70,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9T32 = 72,38 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fissuration: $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_p}{\phi} \cdot \frac{1 + 10 \bar{\omega}_p}{1 + 10 \bar{\omega}_p} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\sigma_1 = 1204,81 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1470 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = 0,0804 \Rightarrow \alpha = 0,3448; \epsilon = 0,8851; K = 28,5.$$

$$\sigma_b = \frac{1470}{28,5} = 51,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

$$A = 131,12 \text{ cm}^2 \text{ soit } 18 \phi 32 = 144,76 \text{ cm}^2.$$

ARMATURES INFERIEURES : $M_t = 132,64 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \times 132,64 \times 10^5}{1470 \times 190 \times 144} = 0,0548 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,2930 \\ \epsilon = 0,9023 \\ K = 36,2 \end{cases} \text{ et } \sigma_b = \frac{1470}{36,2} = 40,6 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{132,64 \times 10^5}{1470 \times 0,9023 \times 144} = 87,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \phi 32 = 96,5 \text{ cm}^2, e = 22 \text{ cm}.$$

Effort tranchant : $T_{\max} = 235,23 \text{ t.}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{z}{8} \cdot h} = \frac{235,23 \times 10^3}{190 \cdot \frac{z}{8} \cdot 114} = 12,41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = 51,58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où $\tau_b = 12,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$ "on utilise des barres droites"

$$\lambda_{at} = \rho_{at} \cdot \text{Gen} \text{ avec } \rho_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\tau}_b} \right); \frac{2}{3} \right] = 0,82.$$

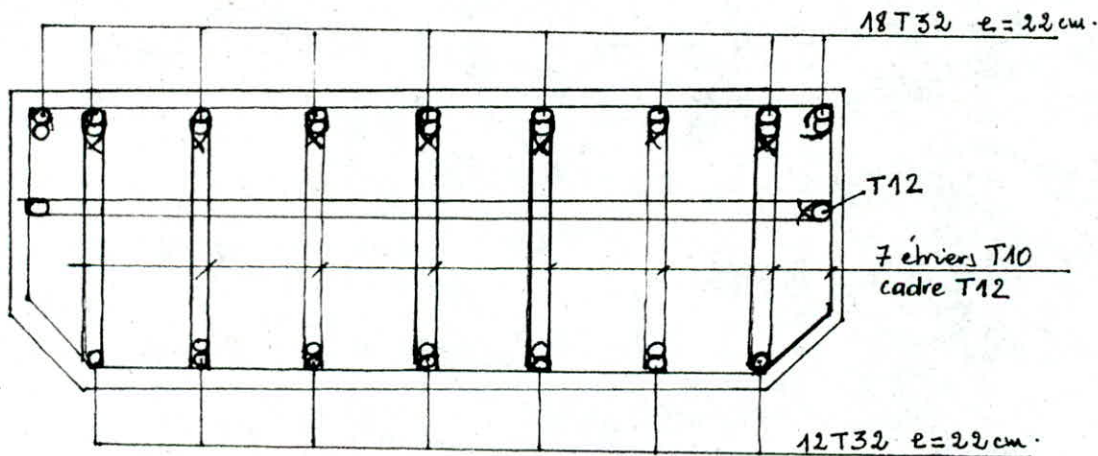
$$\lambda_{at} = 4200 \times 0,82 = 3444 \text{ kg/cm}^2.$$

$A_t = 12,48 \text{ cm}^2$: 1 cadre T12 et 7 étriers T10.

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \lambda_{at}}{T} = \frac{12,48 \times 99,75 \times 3444}{235,23 \times 10^3} = 18,23 \text{ cm}.$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,2 h ; \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) \cdot h \right\} = \min \left\{ 0,2 \times 114 ; 57,41 \right\} = 23 \text{ cm}.$$

On prend $t = 18 \text{ cm} < \bar{t}$.



ÉTUDE DES FUTS :

Les futs de la pile sont sollicités par des charges verticales (poids propre du chevêtre, charges et surcharges du tablier revenant à la pile) et des charges horizontales (freinage, séisme).
des charges horizontales engendrent à la base des futs des moments flechissants.

effort à la base de chaque fût.

condition normale	effort horizontal H	eff. vertical N	d (m)	Moment (t.m)
chevêtre: 2,5(1,2x1,9x11)	—	62,7 t	—	—
fûts 2,5($\pi \cdot \frac{1,25^2}{4} \times 5,41$)x2	—	33,2	—	—
Poids propre du Tablier	—	456,515	—	—
Surcharge A(l)	—	220,48	—	—
Freinage.	15 t	—	6,81	102,15

effort à la base de chaque fût
Combinaison G+1,2P+T.

$$(1) \begin{cases} N_{min} = 165,97 t. \\ H = 18 t. \\ M = 51,1 t.m \end{cases} \quad (2) \begin{cases} N_{max} = 386,45 t. \\ H = 18 t. \\ M = 51,1 t.m \end{cases}$$

CONDITION SISMIQUE.	H (t)	N (t)	d (m)	M (t.m)
chevêtre: 62,7 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 67,089 \\ 58,311 \end{cases}$	—	—
Fût: 33,2 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 35,524 \\ 30,876 \end{cases}$	—	—
Tablier: 456,515 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 488,47 \\ 424,56 \end{cases}$	—	—
Surcharge A(l)	—	220,48.	—	—
Freinage.	15	—	6,81	102,15
Sisme 0,1 (62,7+33,2+456,515)	55,24	—	6,81	376,2

combinaison : (G+P+T+SI)

$$(1) \begin{cases} N_{min} = 513,75 t. \\ H = 70,24 t. \\ M = 478,35 t.m \end{cases} \quad (2) \begin{cases} N_{max} = 811,56 t. \\ H = 55,24 t. \\ M = 376,2 t.m. \end{cases}$$

Ferraillage du fût :

Le fût est sollicité par N, H et M il sera calculé en flexion composée. c'est la combinaison (1) qui donne la section d'armature la plus grande.

On utilisera des $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ (condition extrême)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{478,35}{513,75} = 0,93 \text{ m} > \frac{1,25}{8} = 0,156 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_0 > 0,375 D = 0,469 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,6 \text{ (condition extrême)} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b(Fc)} = 1,5 \bar{\sigma}_{b(Fs)}$$

$$\bar{\sigma}_{b(Fc)} = 1,5 \times 180 = 270 \text{ kg/cm}^2.$$

Flambement du fût :

la longueur de flambement du fût s'écrit :

$l_c = \beta \cdot l_0$ où β est le facteur de flambement dépendant de la nature des liaisons aux extrémités des fûts. Ces liaisons sont difficiles à définir. Par conséquent pour être du côté de la sécurité nous supposons que le fût est encasté à son extrémité inférieure et articulé à son extrémité supérieure.

Ce qui donne $\beta = 1,3$.

$$\Rightarrow l_c = 1,3 \times 5,41 = 7,033 \text{ m.}$$

On a un fût circulaire de diamètre $D = 1,25 \text{ m} \Rightarrow A = \frac{\pi D^2}{4}$ et $I = \frac{\pi D^4}{64}$.

d'où :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{D}{4} = 0,31 \text{ m} \Rightarrow d = \frac{l_c}{i} = \frac{7,033}{0,31} = 22,5 < 35 \text{ donc}$$

nous tenons pas compte du flambement.

Pour le calcul de la section d'armature on utilise "mode memoire Beton Armé" DUNOD.

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{513,75 \times 0,625}{478,35} = 0,6712.$$

$$\Rightarrow w_0\% = 1,97 \text{ et } K = 15,5.$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{478,35 \times 10^5}{(0,625)^3 \cdot 4000 \times (10^2)^3} = 0,05.$$

Les tableaux indiquent à partir des deux valeurs $w_0\%$ et K en considérant que $\frac{d}{2r} = 0,05$ (d étant la distance du bord extérieur au centre de l'armature $d = 6,25 \text{ cm}$.)

$$A = \frac{\bar{w} \pi r^2}{100} = \frac{1,97 \times \pi \times (0,625)^2 \times 10^4}{100} = 241,8 \text{ cm}^2 \approx 242 \text{ cm}^2 \Rightarrow 31 \phi 32 = 249,302 \text{ cm}^2 \text{ espacé de } 12 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Position de l'axe neutre : } \gamma_1 = K_y \cdot \phi ; \frac{d}{\phi} = \frac{6,25}{125} = 0,05 ; \bar{\sigma}_a = K' \cdot \bar{\sigma}_b.$$

$$\text{du tableau pour } K = 15,5 \text{ on a } \begin{cases} K_y = 0,47 \Rightarrow \gamma_1 = 58,75 \text{ cm.} \\ K' = 13,47 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = K' \cdot \bar{\sigma}_b = 13,47 \times 298 = 3475 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification des contraintes dans les conditions normales :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 51,1 \text{ t.m} \\ N = 165,97 \text{ t.m} \end{array} \right\} \Rightarrow K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{165,97 \times 0,625}{51,1} = 2,03 \Rightarrow \begin{cases} K = 3,44 \\ K_b = 0,86 \end{cases} \text{ d'après tableau avec interpolation.}$$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{\pi \cdot r^2} = \frac{100 \cdot 249,302}{\pi \cdot (0,625)^2} = 3,25$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} = \frac{51,1 \times 10^5}{0,86 \cdot (0,625)^3} = 24,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_a = K \cdot \bar{\sigma}_b = 3,44 \times 24,34 = 83,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Pour } K = 3,44 \xrightarrow{\text{tableau}} K' = 14 ; K_y = 0,77.$$

$$\Rightarrow \gamma_1 = K_y \cdot \phi = 96,25 \text{ cm.} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = K' \cdot \bar{\sigma}_b = 340,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

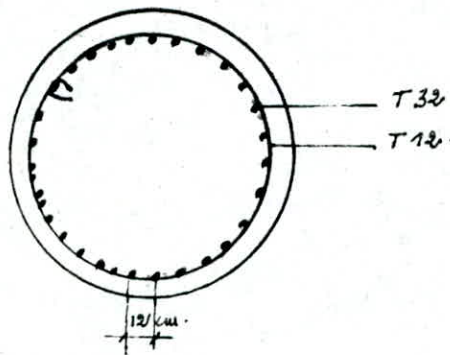
armatures transversales : On prendra des cerces de $\phi 12$.
 espacement admissible :

$$\bar{t} \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{L \min}) (2 - \frac{\delta'_b}{\delta_{b_0}}) \\ t_2 = 15 (2 - \frac{\delta'_b}{\delta_{b_0}}) \phi_{L \min} \end{cases}$$

avec $\phi_t = 1,2 \text{ cm}$; $\phi_L = 3,2 \text{ cm}$; $\delta'_{b_0} = 90 \text{ kg/cm}^2$; $\delta'_b = 24,34 \text{ kg/cm}^2$.

$$\bar{t} \leq \begin{cases} t_1 = (100 \times 1,2 - 15 \times 3,2) (2 - \frac{24,34}{90}) = 124 \text{ cm} \\ t_2 = 15 (2 - \frac{24,34}{90}) \cdot 3,2 = 83 \text{ cm} \end{cases}$$

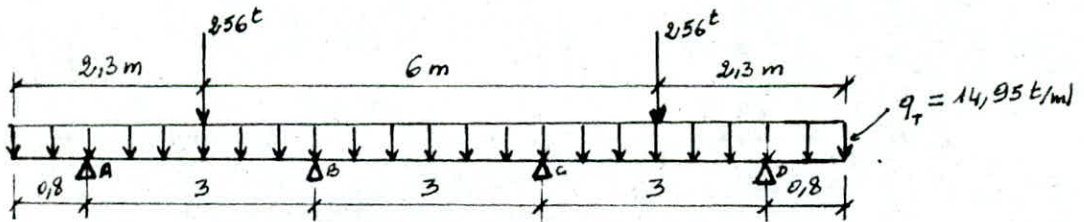
On prendra un espacement de 25 cm . Au niveau du recouvrement on prend $t = 12 \text{ cm}$.



SEMELLE DE LIAISON DES PIEUX DE LA FONDATION DE LA PILE :

La semelle travaille beaucoup plus dans le sens transversale . L'étude sera faite selon la R.d.M. en tenant compte du :

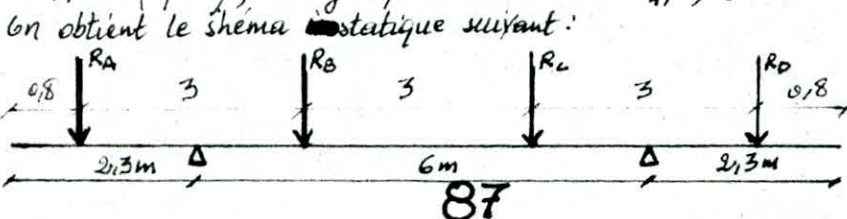
- Poids propre de la semelle : $2,15 \times 2 \times 2 = 10 \text{ t/ml}$.
- Surcharge du remblai sur la semelle = $\frac{21}{10,6} [2 \times 1,14 \times 10,6 - 2\pi (\frac{1,25}{4})^2 \times 114] = 4,95 \text{ t/ml}$.
- Effort vertical "N" revenant à la base de chaque fût : $N = 2,56 \text{ t}$.



A l'aide de l'équation des 3 moments on détermine :

- A l'appui $M_a^{\max} = 72 \text{ t.m}$; $T^{\max} = 173,83 \text{ t}$
- A mi-travée $M_t^{\max} = 170,43 \text{ t.m}$
- Les Reactions : $R_A = R_D = 139,98 \text{ t}$; $R_B = R_C = 195,25 \text{ t}$.

Ferçailage : On inverse la semelle ; on aura une poutre isostatique appuyée sur 2 appuis (fûts), chargée par les réactions "R_A, ..., R_D".



Ferçage : ARMATURES INFÉRIEURES : $M = 209,97 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 209,97 \times 10^5}{2800 \times 200 \times (195)^2} = 0,0148 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1621 \\ \epsilon = 0,9460 \\ K = 77,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{77,5} = 36,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{209,97 \times 10^5}{2800 \times 0,9460 \times 195} = 40,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 13T20 = 40,83 \text{ cm}^2.$$

CONDITION DE NON fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}; \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_f \cdot \omega_f}{\phi(1+10\omega_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,16 \cdot 0,0204}{20 \cdot 2,15 \cdot 200} = 1356 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{40,83}{2,15 \cdot 200} = 0,0204.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1859 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,16 \times 10^6 \times 7,5}{20}} = 1859$$

$$\mu = \frac{15 \times 209,97 \times 10^5}{1859 \times 200 \times (195)^2} = 0,0223 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9346 \\ \alpha = 0,1961 \\ K = 61,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{209,97 \times 10^5}{1859 \times 0,9346 \times 195} = 62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{A = 20T20 = 62,82 \text{ cm}^2}.$$

ARMATURES SUPÉRIEURES : $M = 82,21 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{15 \times 82,21 \times 10^5}{2800 \times 200 \times (195)^2} = 0,00579 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9655 \\ \alpha = 0,1034 \\ K = 130. \end{cases}$$

$$A = \frac{82,21 \times 10^5}{2800 \times 0,9655 \times 195} = 15,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{A = 15T12 = 16,96 \text{ cm}^2}.$$

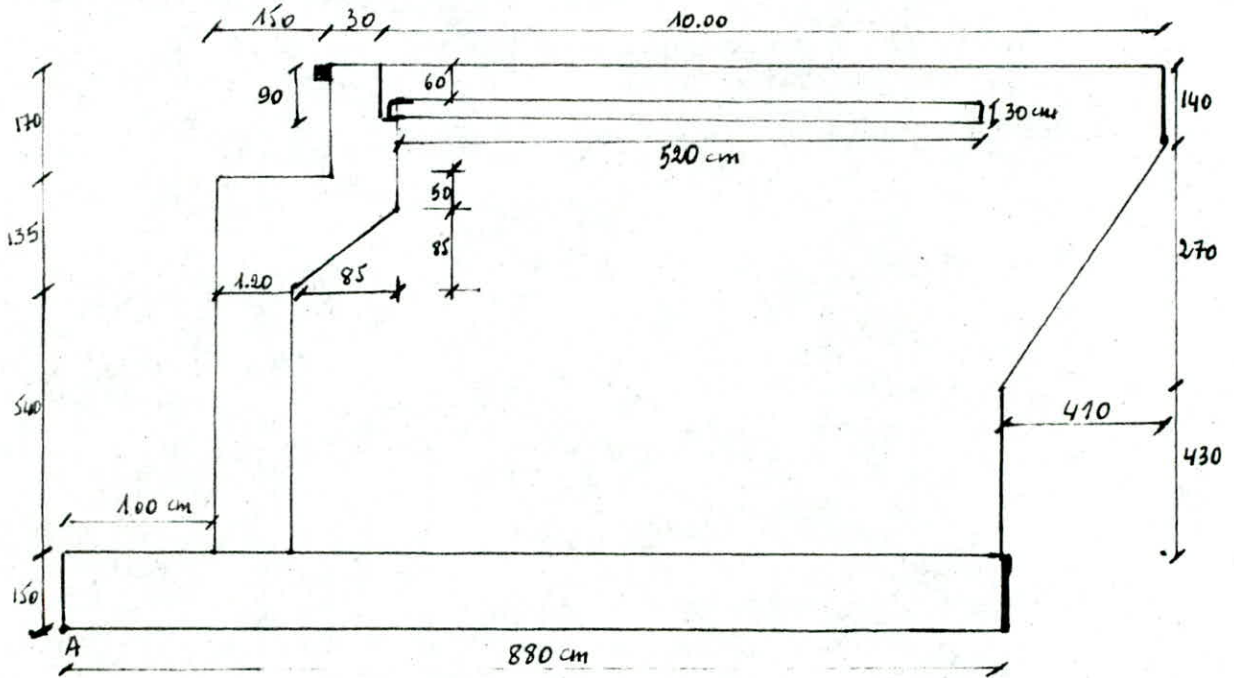
Pour l'effort tranchant il sera repris par des cadres de T12. $e = 20 \text{ cm}$.

XVIII - ETUDE DE LA CULEE .

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure . Elle assure la liaison entre l'ouvrage et le terrain de façon à avoir une continuité entre la route et celle du pont .

Comme le montre la répartition des efforts, la culée est l'un des éléments d'appui les plus sollicités . Outre les sollicitations dont elle est sujette, elle doit aussi reprendre les actions exceptionnelles presque totalement .

Nous baserons nos calculs sur le schéma suivant .



1. STABILITE DE LA CULEE :

Il sera vérifié la stabilité à vide et en service aussi bien dans les conditions normales qu'exceptionnelles (sismiques) .

En plus des efforts ramenés par le tablier, il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de 1 t/m^2 et des actions verticales .

Poussée des terres : $P = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot l$

* Conditions normales $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

* Conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule

MONDRE OKABE :
$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot K}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha - \theta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

avec

φ : angle de frottement .

β : inclinaison de la culée (0°) .

δ : angle de frottement sol-béton (0°)

$\theta = \alpha \operatorname{arctg} \left(\frac{E_H}{1 \pm E_V} \right)$ avec E_H : coefficient sismique horizontal = 0,1 (C.P.S)

E_V : coefficient sismique vertical = 0,07 .

$$K = \sqrt{E_H^2 \pm (1 \pm E_V)^2}$$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$: densité de la terre de remblai

$l = 9,50 \text{ m}$

$h = 9,90 \text{ m}$

L'équation devient :
$$K_{ah} = \frac{\cos(\varphi - \theta) \cdot K}{\cos \theta \left(1 + \frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta} \right)^2}$$

- en condition normale $K_a = 0,333$

- en condition sismique les valeurs de K_{ah} calculées sont résumées dans le tableau suivant :

Action du seisme	Notation	E_H	E_V	K	θ°	K_{ah}
Horizontal	S_H	0,1	0	1,005	5,71	0,395
Vertical ↑	$S_V \uparrow$	0	-0,07	0,930	0	0,310
Vertical ↓	$S_V \downarrow$	0	-0,07	1,070	0	0,357
Vertical ↑ + Horizontal	$V \uparrow + H$	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
Vertical ↓ + Horizontal	$V \downarrow + H$	0,1	-0,07	1,075	7,34	0,420

Calcul des efforts sur la culée (à vide) et par rapport au point A ; " M_s " désigne le moment stabilisant et " M_R " le moment renversant. Pour plus de sécurité, il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée. " d " désigne le bras de levier.

Sollicitation	Calcul de l'effort	Horizontal (t)	Vertical (t)	d (m)	M_R (t.m)	M_s (t.m)
Poussée des Terres. $\frac{1}{2} \cdot \delta \cdot h \cdot L \cdot K_{ah}$	C.N: $\frac{1}{2} \times 2 \times 9,9 \times 0,33 \cdot 9,50$	310,05	—	4,8	1488,24	—
	$S_V \downarrow$ " " " " $\cdot 0,357$ "	332,40	—	4,8	1595,52	—
	$V \downarrow + H$: " " " " $\cdot 0,420$ "	391,05	—	4,8	1877,04	—
	$V \uparrow + H$: " " " " $\cdot 0,374$ "	348,22	—	4,8	1671,46	—
	S_H : " " " " $\cdot 0,395$ "	367,78	—	4,8	1765,34	—
Poussée de la surcharge $1t/m^2$ (q.l.h.Kah)	C.N: $1,2 \cdot 1,99 \cdot 9,5 \cdot 0,333$	37,58	—	4,75	178,5	—
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 0,357$	40,29	—	"	191,38	—
	$V \downarrow + H$: " " " " $\cdot 0,420$	47,40	—	"	225,15	—
	$V \uparrow + H$: " " " " $\cdot 0,374$	42,21	—	"	200,49	—
	S_H : " " " " $\cdot 0,395$	44,58	—	4,75	211,75	—
Poids des Terres.	C.N: $6,5 \cdot 8,4 \cdot 9,5 \cdot 2 \cdot 1$	—	1037,4	5,45	—	5653,83
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	1110	5,45	—	6049,5
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	964,78	5,45	—	5258,05
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	103,74	—	5,7	591,32	—
Poids des surcharges sur remblai (q.h.l)	C.N: $1,2 \cdot 9,9 \cdot 6,5 \cdot 1$	—	77,22	5,45	—	420,84
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	82,62	5,45	—	450,28
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	71,81	5,45	—	391,36
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	7,72	—	9,9	76,43	—
Poids du mur garde grève	C.N: $20,41$	—	20,41	2,74	—	55,92
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	21,84	2,74	—	59,84
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	18,98	2,74	—	52
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	2,04	—	8,92	18,10	—
Poids du Mur frontal	C.N: $231,15$	—	231,15	1,68	—	388,33
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	247,33	1,68	—	415,51
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	214,97	1,68	—	361,14
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	23,11	—	5,13	118,55	—
Poids du Mur en retour	C.N: $161,40$	—	161,40	6,42	—	1036,18
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	172,70	6,42	—	1108,73
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	150,10	6,42	—	963,64
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	16,14	—	6,11	98,61	—
Poids de la dalle de Transition	C.N: $37,05 \cdot 1,10$	—	37,05	5,4	—	200,07
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	39,64	5,4	—	214,05
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	34,46	5,4	—	186,08
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	3,70	—	9,20	34,04	—
Poids de la Semelle.	C.N: $409,2$	—	409,2	4,40	—	1800,48
	$S_V \downarrow$: " " " " $\cdot 1,07$	—	437,84	4,40	—	1926,49
	$S_V \uparrow$: " " " " $\cdot 0,93$	—	380,56	4,40	—	1674,46
	S_H : " " " " $\cdot 0,1$	40,92	—	0,75	30,69	—

NOUS résumons ci-après la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) par rapport au Point A.

Conditions	V (t)	H (t)	Mr (t.m)	Mg (t.m)
C.N	1973,83	347,63	1666,74	9555,64
SH	1973,83	609,73	2944,92	9555,64
SV↑ + SH	1835,66	587,8	2839,78	8886,73
SV↓ + SH	2111,97	635,82	3070,02	10224,40

Vu l'utilisation de pieux les 2 conditions de stabilité à l'égard du renversement et du glissement ne sont pas nécessaires. Elles seront vérifiées.

La semelle de notre culée repose sur 15 pieux de diamètre (1,20 m) chacun selon la disposition ci-dessous.

calcul de la capacité portante d'un Pieux.

Etant donné que nous n'avons pas reçu de rapport de sol, nous avons opté pour des pieux métalliques battus jusqu'à refus. ($\phi = 610 \text{ mm}$) "utilisé par la SAPTA" la capacité portante admissible d'un pieux sera calculée en négligeant le frottement latéral q_f (raison sécuritaire) avec une cohésion $C = 0,2 \text{ bars}$ et un angle de frottement $\phi = 30^\circ$. Ce qui veut dire qu'on a $\bar{q} = \frac{1}{2}q_p + \frac{1}{3}q_p$ avec q_p : capacité portante de pointe.

$$\frac{1}{2}q_p = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi B^2}{4} (\delta' D_f \times N(\eta) + 1,3 \cdot C \cdot N(c)) \right] \text{ avec.}$$

$N(\eta)$ et $N(c)$ paramètres fonctions de ϕ (variable selon les auteurs)

D'après Caquot et Kerisel et pour $B > 32 \text{ cm}$; $\phi = 30^\circ \Rightarrow \begin{pmatrix} N(\eta) = 18,4 \\ N(c) = 30,1 \end{pmatrix}$.

$\delta' = 1 \text{ t/m}^3$ (terrain supposé immergé dans la nappe).

D_f = profondeur du pieu depuis la semelle de liaison = 25 m.

C = cohésion en $\text{t/m}^2 = 2 \text{ t/m}^2$.

d'où $\bar{q} = 304,22 \text{ t}$

en prenant un coefficient d'efficacité $\psi = 0,7$. on a

$$\bar{q} = 0,7 \times 304,22 = 212,95 \text{ t.}$$

CULÉE EN SERVICE. (C.N).

	V (t)	H (t)	d (m)	Mr (t.m)	Mg (t.m)
Tablier surchargé	338,45	—	1,75	—	592,3
Freinage	—	15	9,90	148,5	—
culée à vide	1973,88	347,63	—	1666,74	9555,64
Total.	2312,28	362,63	—	1815,24	10147,94

$$e = \frac{M_g - M_r}{V} = 3,60 \text{ m}; \quad M_g = V(x_c - e) - H \cdot \frac{B}{2} = 2312,28(4,4 - 3,6) - \frac{362,63 \times 1,5}{2} = 1577,8 \text{ t.m}$$

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_g \cdot x_c}{\sum x_c^2} = \frac{2312,28}{15} \pm \frac{1577,8 \times 3,6}{15 \times (3,6)^2}$$

$$F_{\max} = 183,4 \text{ t} < 212,95 \text{ t} = \bar{q}.$$

$$F_{\min} = 124,9 \text{ t} > 0.$$

VERIFICATION DE LA STABILITE EN SERVICE (condition sismique).

nous résumons dans le tableau qui suit les différentes valeurs calculées.

Seisme	V	H	M _R	M _S	e	M _G	F _{max}	F _{min}
SH	2318,28	624,73	3093,42	10147,94	3,05	2653,03	203,282	105,02
SV↑+SH	2174,11	602,8	2988,28	9479,03	2,99	2613,39	193,336	96,54
SV↓+SH	2450,42	650,82	3219,52	10816,7	3,1	2697,43	213,31	113,40

Pour tous les cas il apparaît que $F_{max} < 1,5 \times 212,95 = 319,42 \text{ t.}$
et $F_{min} > 0.$

la culée est donc stable pour 15 pieux disposés sous la semelle comme indiqué dans le schéma précédent.

II. CALCUL DES ELEMENTS DE LA CULEE.

1- CALCUL DU MUR GARDE - GREVE.

le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière et qui résultent de :

- la poussée des terres.
- la poussée des charges locales au arrière du mur.
- l'effort de freinage.

* ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE :

- Moment dû à la poussée des terres (M_T) :

En ne tenant pas compte de la présence de la chaussée, le moment max. à l'encastrement est donné par :

$$M_T = \frac{K_a \cdot \Delta \cdot h^3}{6} \text{ avec } K_a : \text{coefficient de poussée} = 0,333$$

$$M_T = 0,545 \text{ t.m/ml. } \Delta : \text{Poids volumique du remblai} = 2 \text{ t/m}^3$$

$$h : \text{hauteur du garde grève} = 1,70 \text{ m.}$$

* Moment dû à la poussée des charges locales (M_p) :

Pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5 m et 3 m. Il a été vérifié que seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (poussée des charges locales et freinage) était la plus défavorable. L'effort maximal étant produit sur les 2 roues arrière de 6t chacune de 2 camions accolés placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du garde-grève. Les charges arrière réelles (2 roues de 6t distantes de 0,5m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de 0,25m x 0,75m. Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment à l'encastrement aura pour expression :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+h} dx$$

avec $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$ où K_a = coefficient de poussée
 γ : coefficient de pondération
 δ = coefficient de majoration dynamique
 b_c = coefficient de réduction.

$$K = 0,333 \times 1,2 \times 1 \times 1,1 = 0,439.$$

$$\Rightarrow M_p = \frac{12 \times 0,439}{0,75 + 2 \times 1,7} \int_0^{1,7} \frac{1,7-x}{0,25+1,7} dx = 2,93 \text{ t.m/ml.}$$

* Moment dû à la force de freinage (M_f)

Il sera considéré un essieu lourd d'un camion B_2 au contact du garde grève. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du garde grève on ne considèrera que l'effort dû à une seule roue de 6 t.

$$M_f = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} \cdot \gamma = 3,35 \text{ t.m/ml}$$

Moment total à l'encastrement :

$$M = M_T + M_p + M_f = 0,545 + 2,93 + 3,35 = 6,83 \text{ t.m/ml}$$

Remarque :

La formule approchée donne : $M = 2,5(h + 1) = 6,75 \text{ t.m/ml}$.

FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE :

- Ferrailage vertical (face arriere) :

$$M_{\max} = 6,83 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{G_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 6,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,0502 \Rightarrow E = 0,9060 ; K = 38,2$$

$$A = \frac{M}{G_a \cdot E \cdot h} = \frac{6,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,906 \cdot 27} = 9,97 \text{ cm}^2$$

On prendra 5T12 = 10,17 cm²/ml.

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,17}{100 \cdot 27} = 37,3 < \bar{\omega}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{G_a}{K} = \frac{2707,84}{38,2} = 70,89 < \bar{\sigma}_b$$

Face avant :

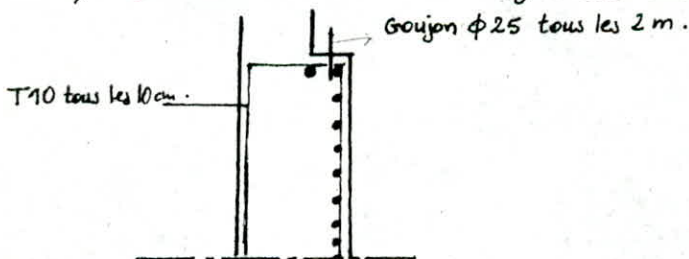
Quelle que soit la hauteur du mur $M_{\min} = 3,2 \text{ t.m/ml}$, Il sera adopté 5T12 par mètre linéaire.

FERRAILLAGE HORIZONTAL : "Selon SETRA"

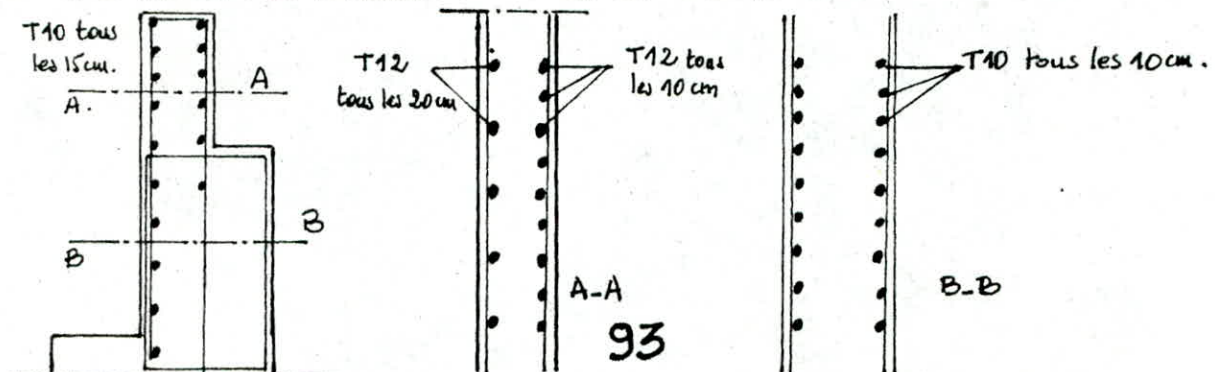
Pour une hauteur $1 \text{ m} \leq h \leq 2 \text{ m}$ il pourra être prévu des T10 tous les 15 cm.

FERRAILLAGE DU CORBEAU DE LA DALLE DE TRANSITION :

nous adopterons le ferrailage donné dans le bulletin SETRA. Il est défini en coupe transversal tel que schématisé ci-dessous et regne sur toute la largeur de la dalle.



- SCHEMA DE FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE et du CORBEAU :



2- MUR EN RETOUR :

Son rôle est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
calcul des contraintes le long du mur :

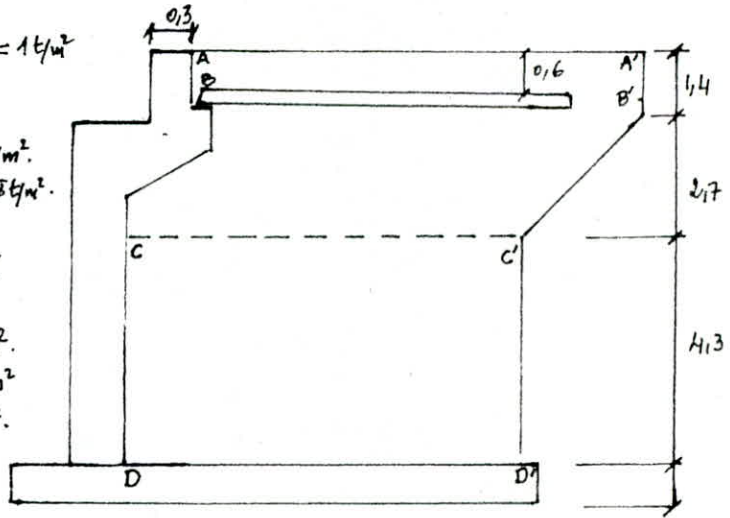
a. Partie au dessus de la dalle de transition AA'BB'.

$G = K(q + \gamma \cdot h)$ avec $K = \frac{1}{3}$; $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$; $q = 1 \text{ t/m}^2$
q est majorée par $\delta = 1,2$.

Pour $h = 0 \Rightarrow G = \frac{1}{3} (1,1,2 + 0) = 0,4 \text{ t/m}^2$.
 $h = 0,6 \Rightarrow G = \frac{1}{3} (1,1,2 + 2 \cdot 0,6) = 0,8 \text{ t/m}^2$.

b. Partie au dessous de la dalle : BB'DD'.

$h = 0 \Rightarrow G = \frac{1}{3} (1,1,2 + 0) = 0,40 \text{ t/m}^2$.
 $h = 2,7 \Rightarrow G = \frac{1}{3} (1,1,2 + 2 \cdot 2,7) = 2,2 \text{ t/m}^2$
 $h = 7 \text{ m} \Rightarrow G = \frac{1}{3} (1,1,2 + 2 \cdot 7) = 5,1 \text{ t/m}^2$.

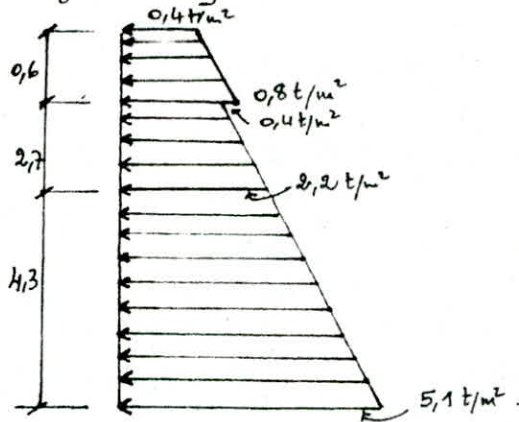


Soient les contraintes moyennes et les longueurs moyennes

$G_m = 0,6 \text{ t/m}^2$ et $l_m = 7 \text{ m}$

$G_m = 1,3 \text{ t/m}^2$ et $l_m = 3,5 \text{ m}$

$G_m = 3,65 \text{ t/m}^2$ et $l_m = 4,3 \text{ m}$



* Tranche AA'BB' : encastrement le long de AB

$M_{AB} = G_m \cdot l_m \cdot \frac{l_m}{2} = 0,6 \cdot \frac{7^2}{2} = 14,7 \text{ t.m/ml}$.

au début du gousset :

$M = 0,6 \cdot \frac{6^2}{2} = 10,8 \text{ t.m/ml}$.

* Tranche BB'CC' : encastrement le long de Bc .

$M_{Bc} = 1,3 \cdot \frac{3,5^2}{2} = 7,96 \text{ t.m/ml}$.

au début du gousset :

$M = 1,3 \cdot \frac{2,5^2}{2} = 4,1 \text{ t.m/ml}$.

* Tranche CC'DD' : encastrement le long de CD :

$M_{CD} = 3,654 \times \frac{4,3^2}{2} = 33,78 \text{ t.m/ml}$.

au début du gousset :

$M = 3,654 \times \frac{3,3^2}{2} = 20 \text{ t.m/ml}$.

conclusion :

- à la base on a : $M_{max} = 33,78 \text{ t.m/ml}$
- au début du Gousset : $M_{max} = 20 \text{ t.m/ml}$.

Ferraillage à la base :

$\mu = \frac{15 \times M}{G_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 33,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 95^2} = 0,0209 \Rightarrow \epsilon = 0,9367 ; K = 64$

$$M = \frac{33,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9367 \cdot 0,93} = 13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra : 10 T14/ml espacées de 10 cm.

Ferailage du debut de gousset :

$$\mu = \frac{15 \times 20 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0,1469 \Rightarrow E = 0,8538 ; K = 19,2$$

$$\text{d'où } A = \frac{20 \times 10^5}{2800 \times 0,8538 \times 27} = 30,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On Prendra 10 T20/ml

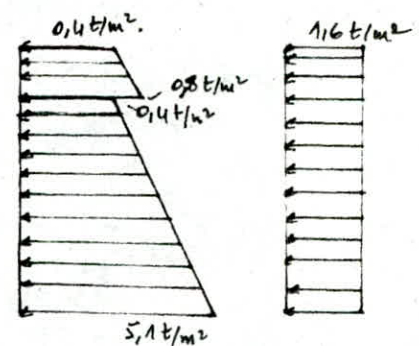
Aciers verticaux : on considère l'encastrement au niveau de EE'

$$M_{EE'} = 1,68 \times \frac{(4,7)^2}{2} = 2,42 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2,42 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0,0177 \Rightarrow E = 0,9412 ; K = 70$$

$$A = \frac{2,42 \times 10^5}{2800 \times 0,9412 \times 27} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section étant petite on prendra des aciers de répartition 6T10 e = 15cm.



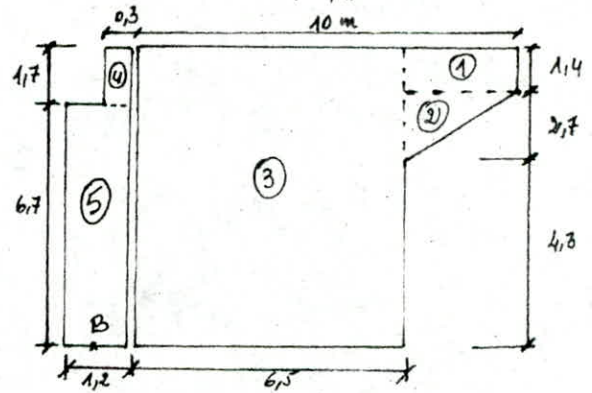
3. MUR FRONTAL

- Evaluation des efforts :

a- culée à vide :

Poids propre des différents éléments :

- $Q_1 = 1,4 \times 1 \times 3,5 \times \frac{25}{11,5} = 1,07 \text{ t/ml}$
- $Q_2 = \frac{2,7 \times 3,5 \times 1 \times 2,5}{2 \times 11,5} = 1,037 \text{ t/ml}$
- $Q_3 = \frac{6,5 \times 8,4 \times 1 \times 2,5}{11,5} = 11,87 \text{ t/ml}$
- $Q_4 = 0,3 \times 1,7 \times 2,5 \times 1 = 1,28 \text{ t/ml}$
- $Q_5 = 6,7 \times 1,2 \times 2,5 \times 1 = 20,1 \text{ t/ml}$



Sollicitation	calcul de l'effort	H (t/ml)	V t/ml	d (m)	M/B t.m/ml
Poussée des terres	CN: $\frac{1}{2} \times 2 \times (8,4)^2 \times 0,333$	23,50	—	2,8	65,8
	SH: // $\times 0,420$	29,60	—		82,88
Poussée de la surcharge	CN: $1,2 \times 1 \times 8,4 \times 0,333$	3,40	—	4,2	14,28
	SH: // $\times 0,420$	4,23	—		17,76
Q_4	CN: 1,28	—	1,28	0,45	-0,53
	SV: $1,28 \times 1,07$	—	1,40	0,45	-0,63
	SH: $1,28 \times 0,1$	0,13	—	7,55	0,98
Mur en retour	SH: $1,07 \times 0,1 \times 2$	0,21	—	7,7	1,62
	SH: $1,03 \times 0,1 \times 2$	0,20	—	6,1	1,22
	SH: $11,87 \times 0,1 \times 2$	2,40	—	4,2	10,08
Q_5	CN: 20,1	—	20,1	0	0
	SV: $20,1 \times 1,07$	—	21,51	0	0
	SH: $20,1 \times 0,1$	2,01	—	3,35	6,73

des efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte car, d'une part ils ne sollicitent pas la section B, d'autre part les moments qu'ils induisent ne sont pas plus défavorable.

La combinaison des efforts donne :

En CN : $H = 26,90 \text{ t/ml} ; V = 21,38 \text{ t/ml} ; M_B = 19,5 \text{ t/ml}$

En CS : $H = 38,78 \text{ t/ml} ; V = 22,91 \text{ t/ml} ; M_B = 120,06 \text{ t/ml}$

b. Culée en service :

sollicitation	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B (t.m/ml)
Tablier surchargé	—	29,43	0,1	-2,94
Freinage	2,61	—	6,7	17,49
Total en C.N.	29,51	50,81	—	94,05
Total en C.S	41,39	52,34	—	134,61

Ferailage : La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical V et le moment de flexion M. Le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{134,61}{52,34} = 2,57 \text{ m} > \frac{ht}{6} = \frac{1,2}{6} = 0,2 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement}$$

comprimée ;

$$e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} \cdot d = 2,57 + 0,6 - 0,05 = 3,12 \text{ m} \Rightarrow M' = V \cdot e_1 = 163,30 \text{ t.m/ml}$$

On prendra $\sigma_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ et $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_{ca} = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$$\mu = \frac{15 \times 163,3 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 115^2} = 0,066 \Rightarrow \epsilon = 0,8941$$

$$K = 32,2 \quad (d_b < \bar{d}_b)$$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{163,3 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8941 \times 115} = 56,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{V}{\bar{\sigma}_{ca}} = 56,72 - \frac{52,34 \times 10^3}{2800} = 38,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A = 13T20 = 40,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacées de 7 cm.

Horizontalement on placera des Armatures de repartition $\bar{\sigma}_{ca} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacées de 20 cm.

* Ferailage du sommier d'appui :

La liaison tablier appui est assurée par des appareils d'appuis discontinus, il y a risque de fissuration suivant le plan vertical et oblique (à 45°). Pour parer à ce risque nous prévoyons des armatures de chaînage et des armatures de surface d'éclatement.

- Armatures de chaînage : $R_{max} = G + 1,2 P$.

$$R_{max} = \frac{228,26}{10} + \frac{110,24}{10} = 33,85 \text{ t}$$

On dispose sur la partie supérieure 5T16 ($e = 10 \text{ cm}$), on vérifie ensuite si ces armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés.

$$A = 0,25 \cdot \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_{ca}} = 0,25 \cdot \frac{33,85 \cdot 10^3}{2800} = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16$$

donc les 5T16 choisis suffisent.

- Armatures de surface d'éclatement :

On dispose au droit de chaque appareil d'appui une frette supérieure de surface dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à $0,04 R_{max}$. 5T10 suffisent pour reprendre cet effort.

En profondeur on disposera 5T10 sur 35 cm ($e = 5$ cm)

4. DALLE DE TRANSITION :

elle sert à éviter le dénivellement éventuel entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.

La dalle a une longueur de 5,20 m et une épaisseur de 30 cm. Le calcul se fera suivant le document S.E.T.R.A.

* charges permanentes :

Poids propre de la dalle : $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$.

Poids du remblai : $2 \times 0,6 \times 1 = 1,20 \text{ t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $\frac{2,2 \times 0,08 \times 1}{1} = 0,176 \text{ t/ml}$.
 $= 2,126 \text{ t/ml}$.

Calcul des efforts sur la dalle de transition :

le choix du système de calcul dépend de la raideur de la dalle, elle est considérée raide si $l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$; l_e étant la longueur élastique ayant pour expression

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \quad \text{avec} \quad K = 4 ; E = 126 \cdot 10^3 \text{ cm pour le béton.}$$

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

d'où $l_e = 1,30 \text{ m}$ et $\frac{\pi}{2} \cdot l_e = 2,04 < l = 5,20 \text{ m}$. La dalle n'étant pas raide, il sera tenu compte de la flèche pour les sollicitations agissant sur elle.

* Influence du remblai proportionnellement à la flèche.

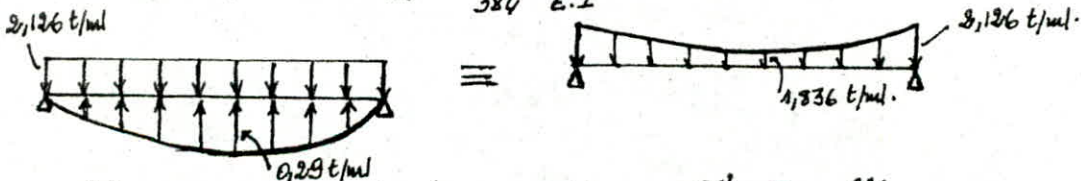
Si $f(x)$ est la flèche prise par la dalle, le remblai aura une réaction sur la dalle $K \cdot f(x)$ qui équivaut à appliquer sur la dalle une charge répartie ascendante q
 $q = p - K \cdot f(x)$ "K désignant le coefficient caractéristique du remblai"

L'expression de la flèche d'une poutre simplement appuyée est :

$$f(x) = \frac{P \cdot x}{24 E I} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$$

La réaction $K \cdot f(x)$ aura donc une forme de charge parabolique ascendante ayant une valeur maximale à mi-travée

$$q_r = K \cdot f\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5}{384} \cdot \frac{K \cdot P \cdot l^4}{E \cdot I} = 0,29 \text{ t/ml}$$



Pour une telle superposition de charge : $M_{\max} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{5}{48} q_r \cdot l^2 = 6,37 \text{ t.m/ml}$.

$$T_{\max} = \frac{Pl}{2} - q_r \cdot \frac{l}{3} = 5,03 \text{ t/ml}$$

Ferraillage : $M = 6,37 \text{ t.m/ml}$; $T = 5,03 \text{ t/ml}$.

$$\mu = 0,0468 \Rightarrow E = 0,9088, K = 39,8 \Rightarrow A = 9,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra 4T20 = 19,58 cm².

VERIFICATION DES CONTRAINTES : ($\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 1469 \text{ kg/cm}^2$).

$$\bar{\omega} = 0,35 \Rightarrow E = 0,9081, K = 39,4 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 37,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

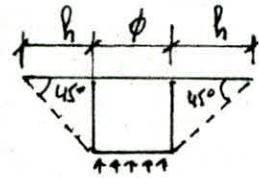
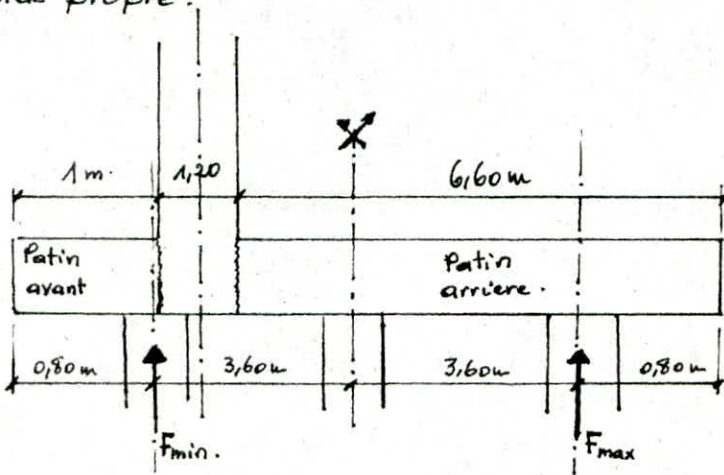
Il sera par ailleurs disposé des armatures de répartition

$$A_r = (0,25 \div 0,5) A \text{ soit 4T10 par ml}$$

VERIFICATION AU CISAILEMENT : $\bar{\tau} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5,03 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,871 \cdot 2,27} = 2,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 2,5 \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$

FERAILLAGE DE LA SEMELLE:

Les efforts sur la semelle sont appliqués dans le sens de la largeur, le ferraillage sera déterminé par la méthode des consoles qui suppose la semelle encastree au mur frontal. La semelle est sollicitée par la réaction des pieux et par son poids propre.



a. Effort sur le Patin arriere (CN: $F_{max} = 183,4 t$)

La réaction F_{max} donne naissance à un moment fléchissant à l'encastrement.

$$M_{arr} = F_{max} (6,6 - 0,8) = 183,4 \times 5,8 = 1063,72 t.m.$$

La contrainte due à F_{max} se diffusant comme le montre le schéma ci-dessous.

la largeur intéressant M_{arr} est:

$$l = h + \phi + h = 4,20 m.$$

$$M_{ar} = \frac{1063,72}{4,2} = 253,27 t.m.$$

Le moment fléchissant à l'encastrement dû au poids propre de la semelle est:

$$M_s = \rho_s \times \frac{6,60}{2} = 2,5 \times 1,5 \times 6,6 \times \frac{6,6}{2} \times 1 = 81,675 t.m/ml.$$

d'où le moment total à l'encastrement du Patin arriere:

$$M_1 = M_{ar} - M_s = 253,27 - 81,675 = 171,595 t.m/ml.$$

b. effort sur le patin avant: (CN: $F_{min} = 124,9 t$.)

$$M_2 = \frac{124,9 \times (1 - 0,8)}{4,2} = 2,5 \times 1,5 \times \frac{1,2}{2} = 4,073 t.m/ml.$$

en condition sismique

$$F_{min} = 96,54 t.$$

$$F_{max} = 213,31 t.$$

$$M_2 = 2,72 t.m/ml$$

$$M_1 = 212,5 t.m/ml.$$

Ferraillage: $\phi \geq 25 cm \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{ca}$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 171,595 \times 10^5}{2666 \cdot 100 \cdot (145)^2} = 0,0437 \Rightarrow \epsilon = 0,9117; K = 41,6$$

$$A_n = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{171,59 \times 10^5}{2666 \cdot 0,9117 \cdot 145} = 48,60 cm^2/ml$$

en prendra des 10 T25 avec $e = 10 cm$.

\Rightarrow * $A_t^{inf} = 124 T25$ sur toute la longueur de la semelle espacées de 10 cm.

* nappe superieure: $\frac{A_1}{5} = A_t^{sup} = \frac{48,60}{5} = 9,72 cm^2/ml$. on prend 10 T12

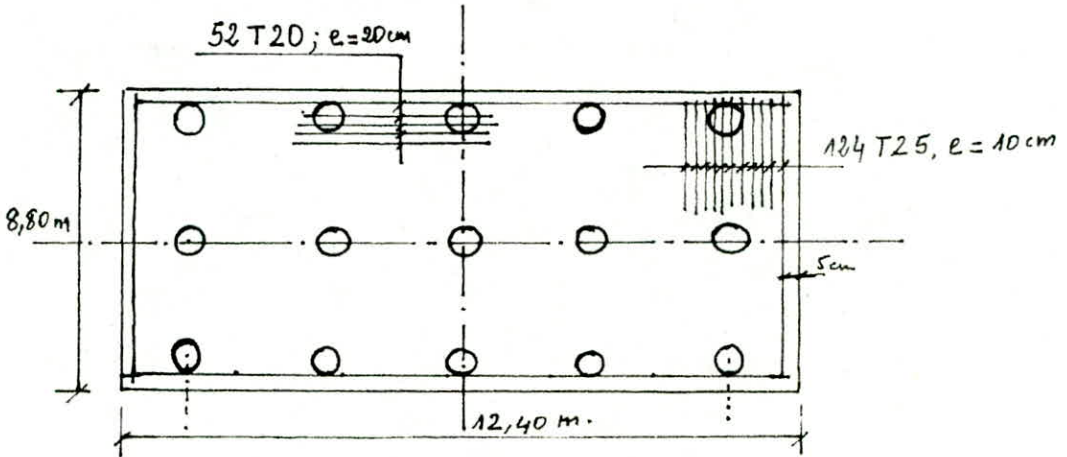
$A_t^{sup} = 124 T12$ espacées de 10 cm.

ferailage longitudinal :

- Armatures inferieures : $A_e^{inf} = \frac{A_1}{3} = \frac{48,60}{3} = 16,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

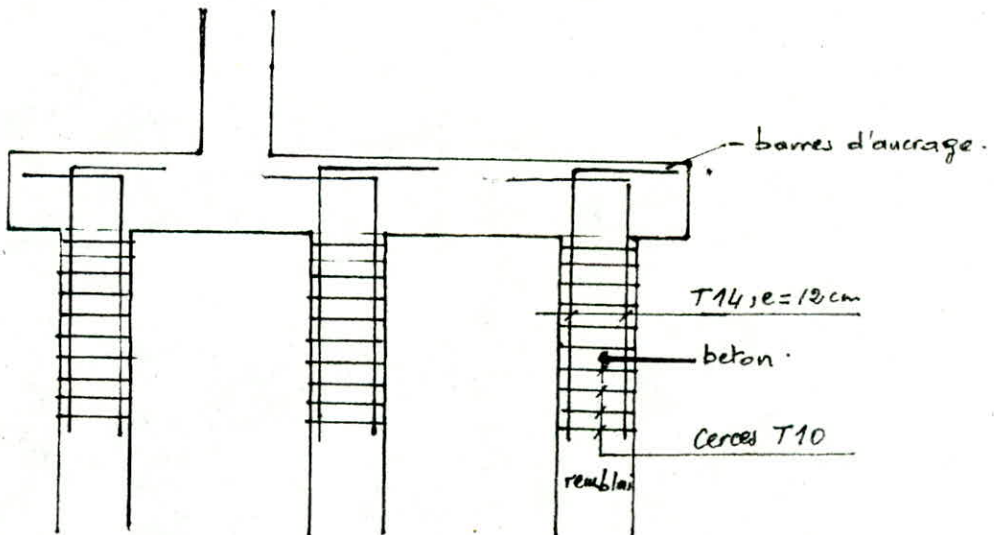
On prendra $6T20/\text{ml} \Rightarrow 52T20$ sur toute la largeur de la semelle espacées de 20 cm.

- Armatures superieures : " A_e^{sup} " on prend forfaitierement $6T12$, $e = 20 \text{ cm}$ ce qui revient à $52T12$ sur toute la largeur de la semelle espacées de 20 cm.



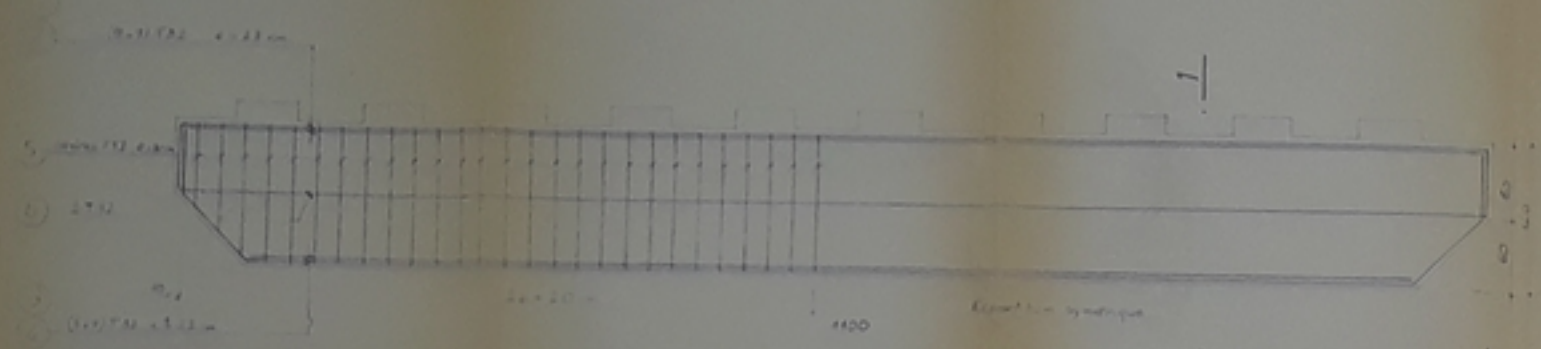
Remarque :

Les efforts transmis à la semelle seront transmis aux pieux (battus). Les pieux seront ferailés au niveau de la zone superieure permettant l'ancrage (2 m à partir du haut à l'aide des T14).

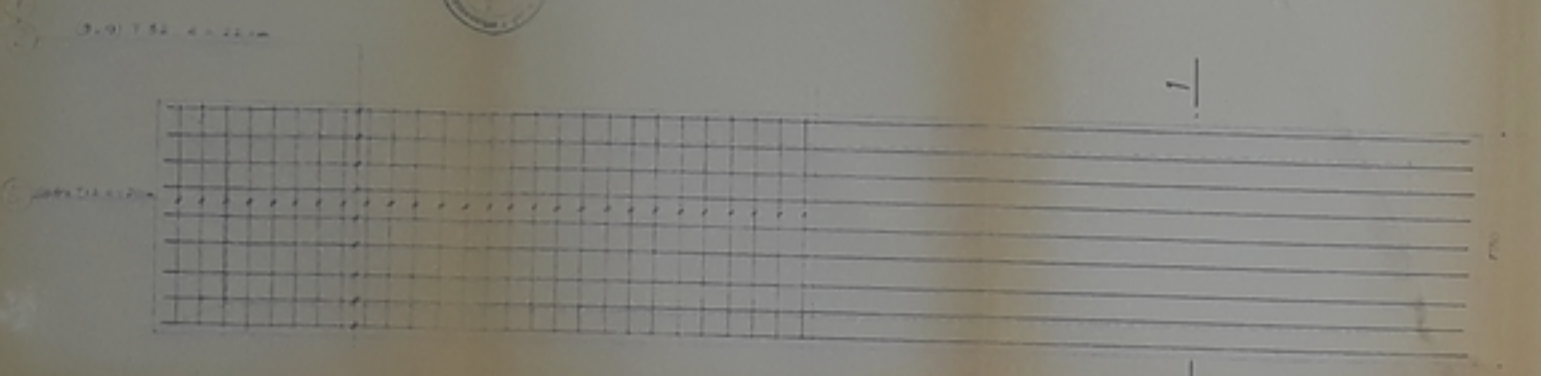


BIBLIOGRAPHIE

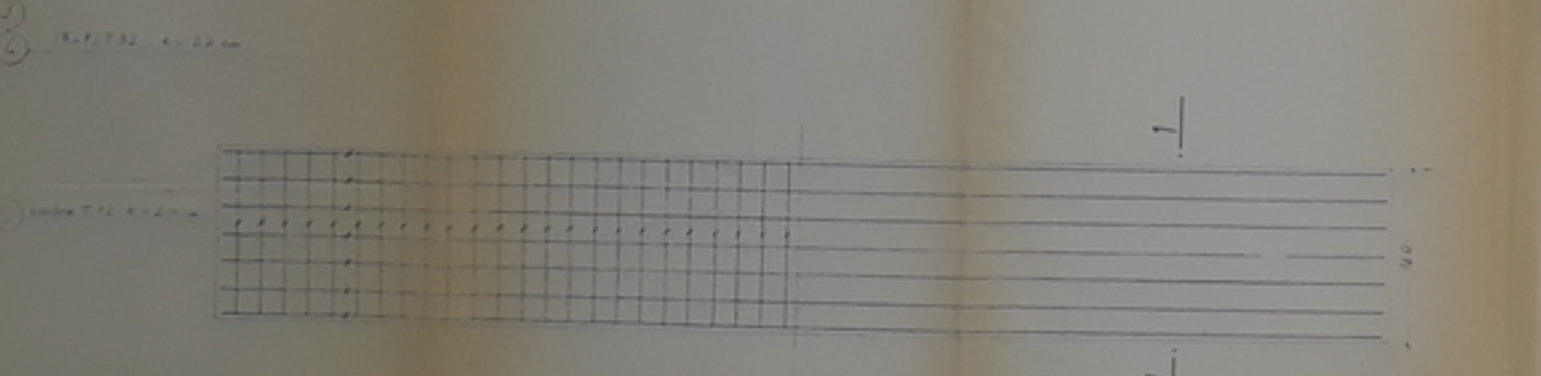
- Le calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes (R. BARES; C. MASSONNET)
- Le calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé (P. CHARDON).
- Pratique du Béton précontraint (DREUX).
- Aide mémoire (V. DAVIDOVICI).
- Documents SETRA. (Service d'études techniques des routes et autoroute.)
France.
- M. Belazoughi " Cours de béton Armé " . O.P.U.
- Poutre précontraintes par Adhérence "PR.AD 73".
- Conception et calcul des betons precontraints, Instruction provisoire
N°2 (73).



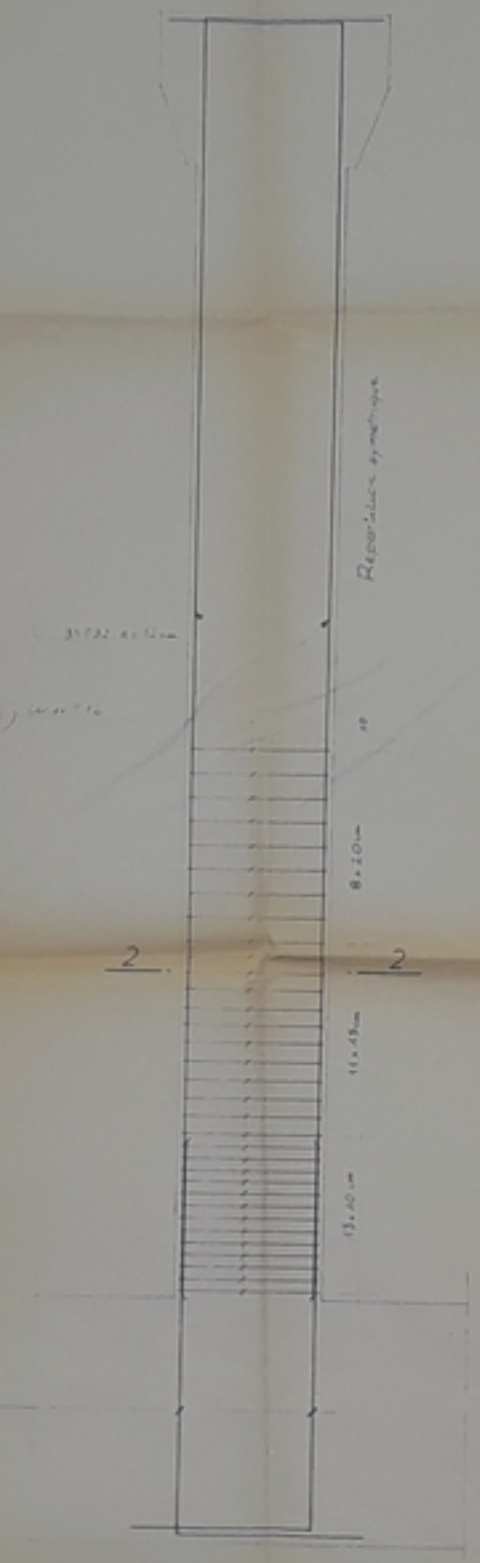
ELEVATION CHEVETRE



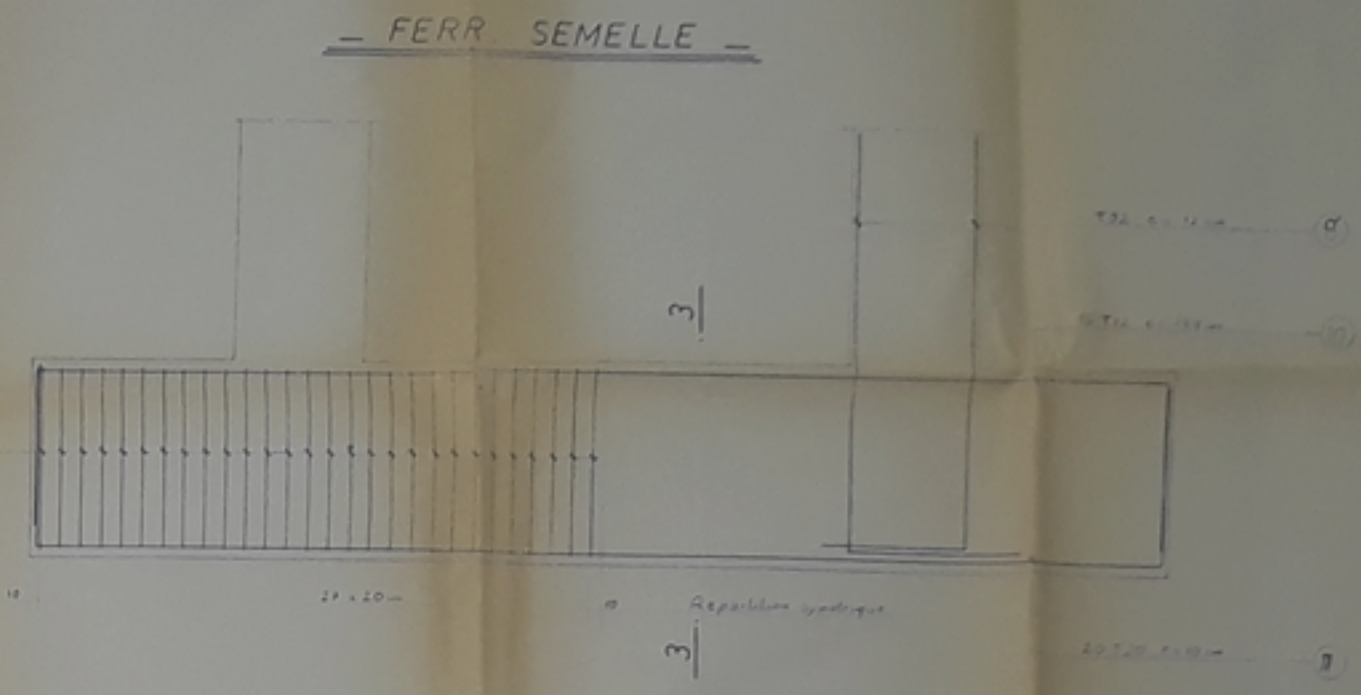
NAPPE SUPERIEURE



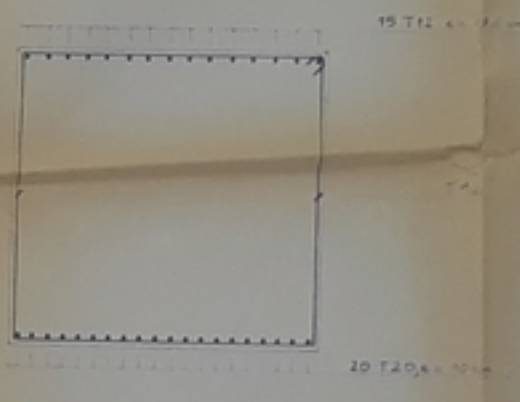
NAPPE INFERIEURE



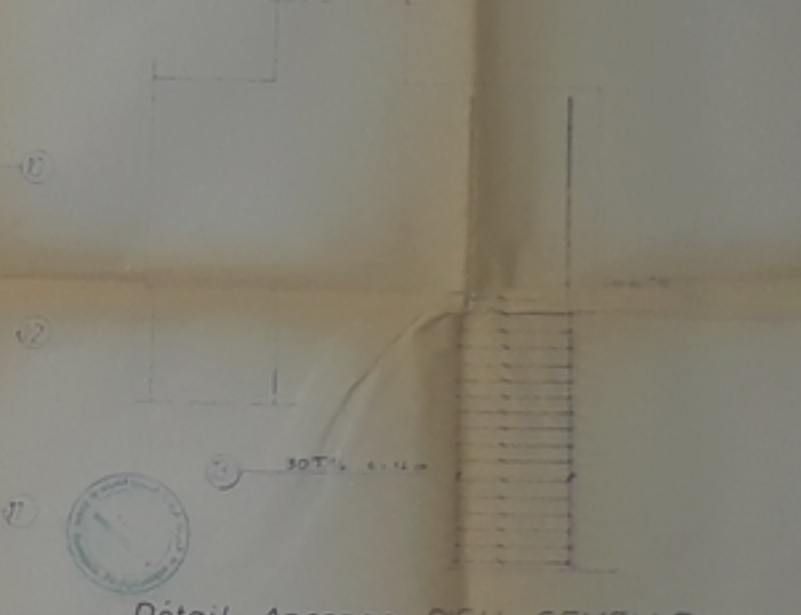
Ferr du FUT



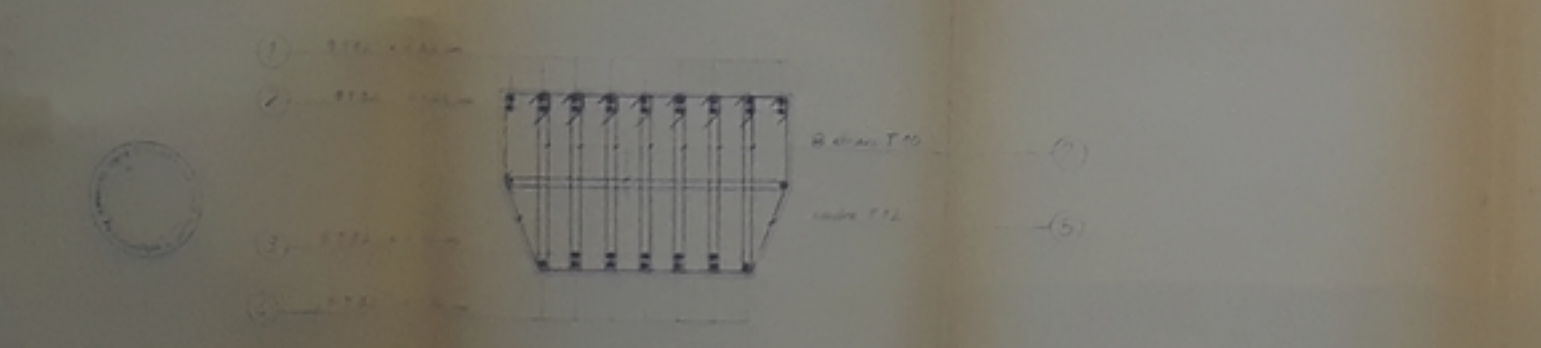
FERR SEMELLE



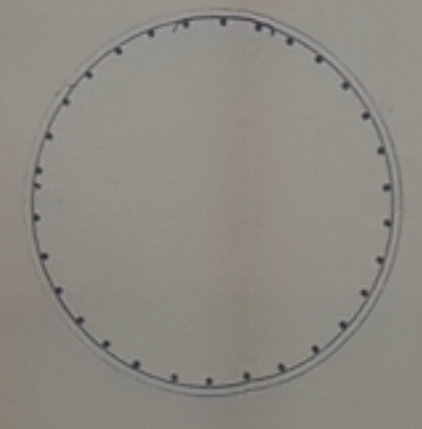
COUPE 3-3



Détail Ancrage Pieu-Semelle



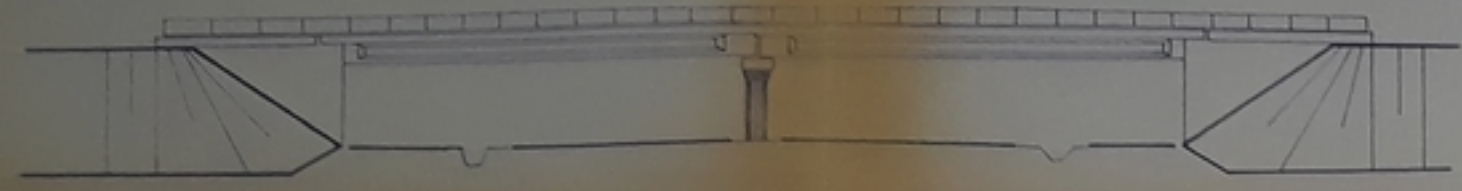
COUPE 1-1



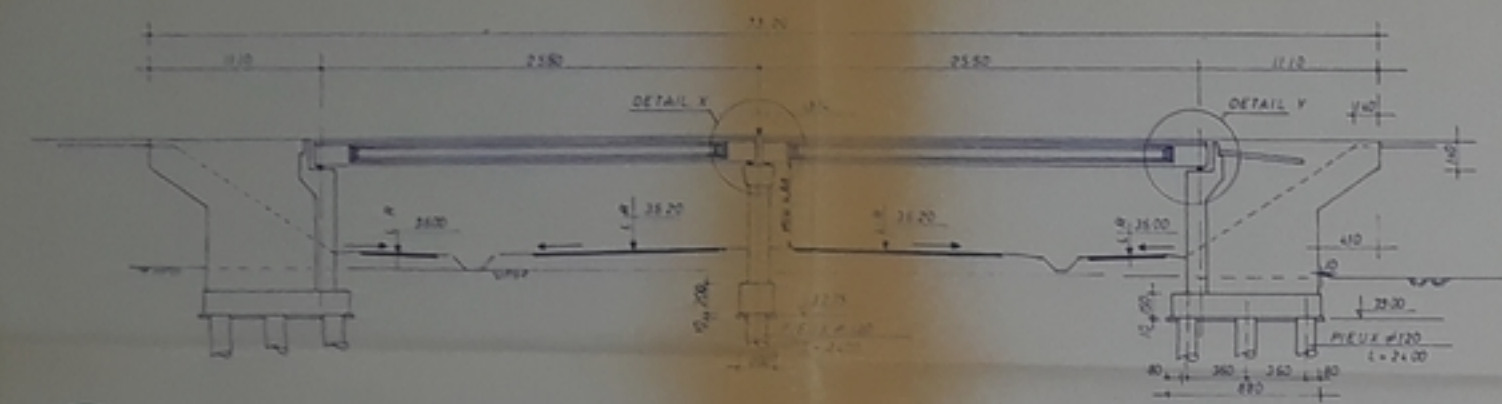
COUPE 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE	
DEMOCRATIQUE ET PEUVLE	
ROCADE	
BOUFARIK → BUDA	
FERR : PILE - SEMELLE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDE	
ETUDE : RAB DRISE : RAB PROJECTION	PROPOSE : RAB
S. BENTAMAR	M ^{re} CHERID
B. SAYAH	JAN 4 ET S.A.P.T.A

VUE EN ELEVATION



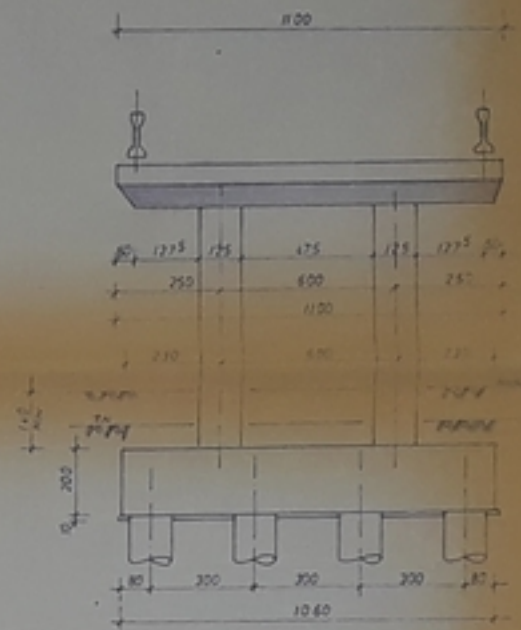
COUPE LONGITUDINALE



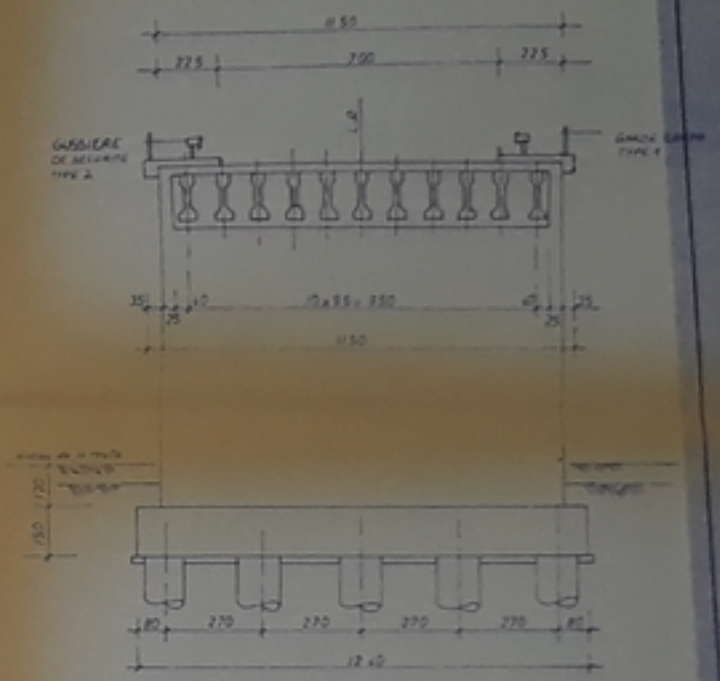
VUE EN PLAN



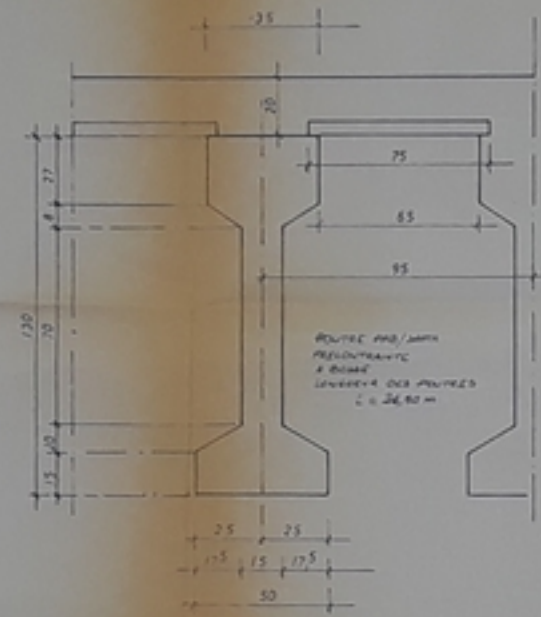
COUPE B-B



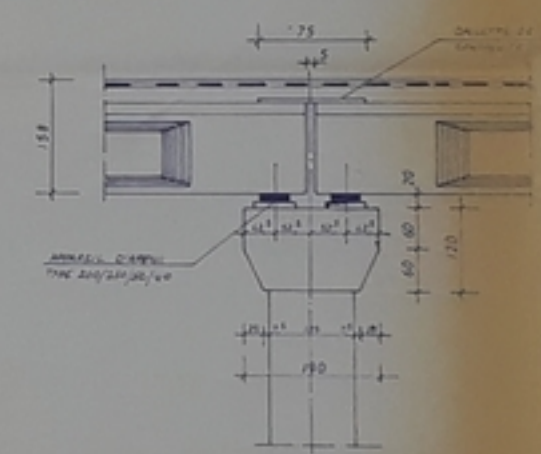
COUPE A-A



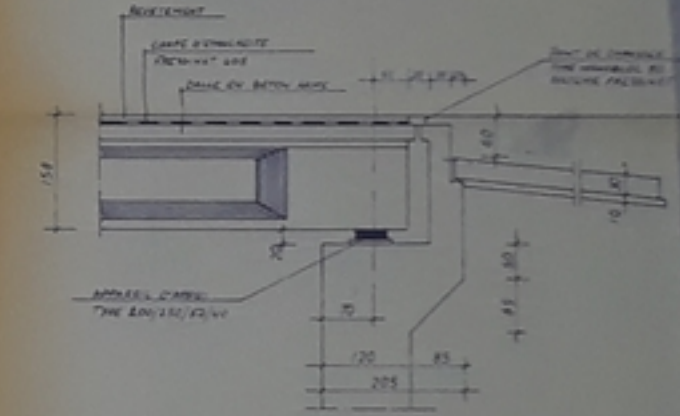
DETAIL POUTRE



DETAIL X



DETAIL Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ROCADE

BOUFARK → BLIDA

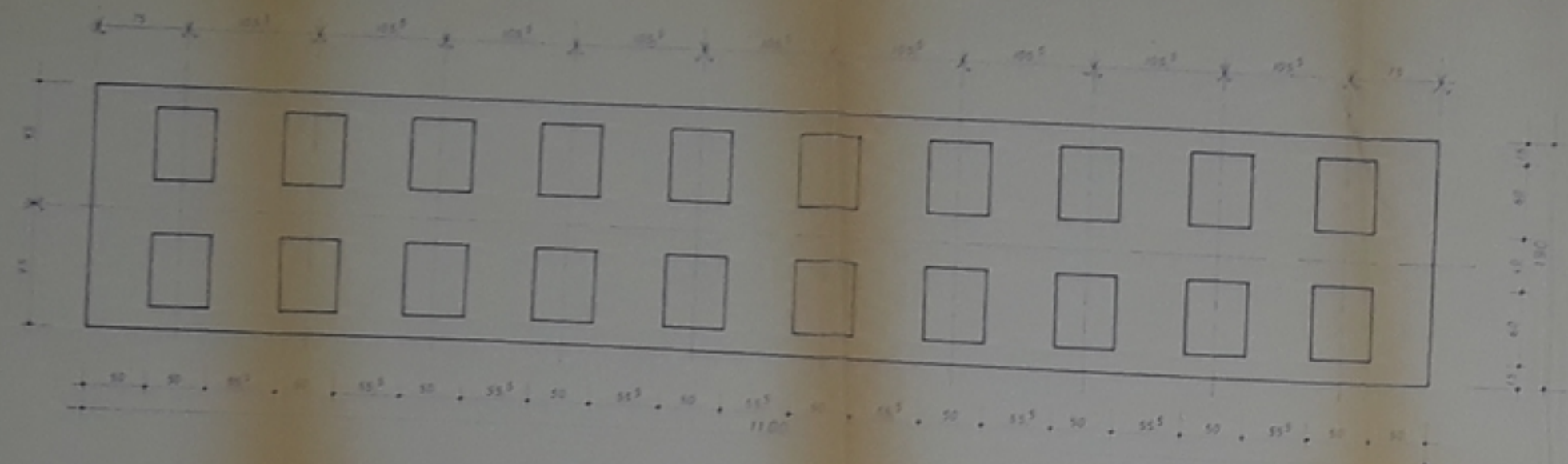
VUE D'ENSEMBLE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

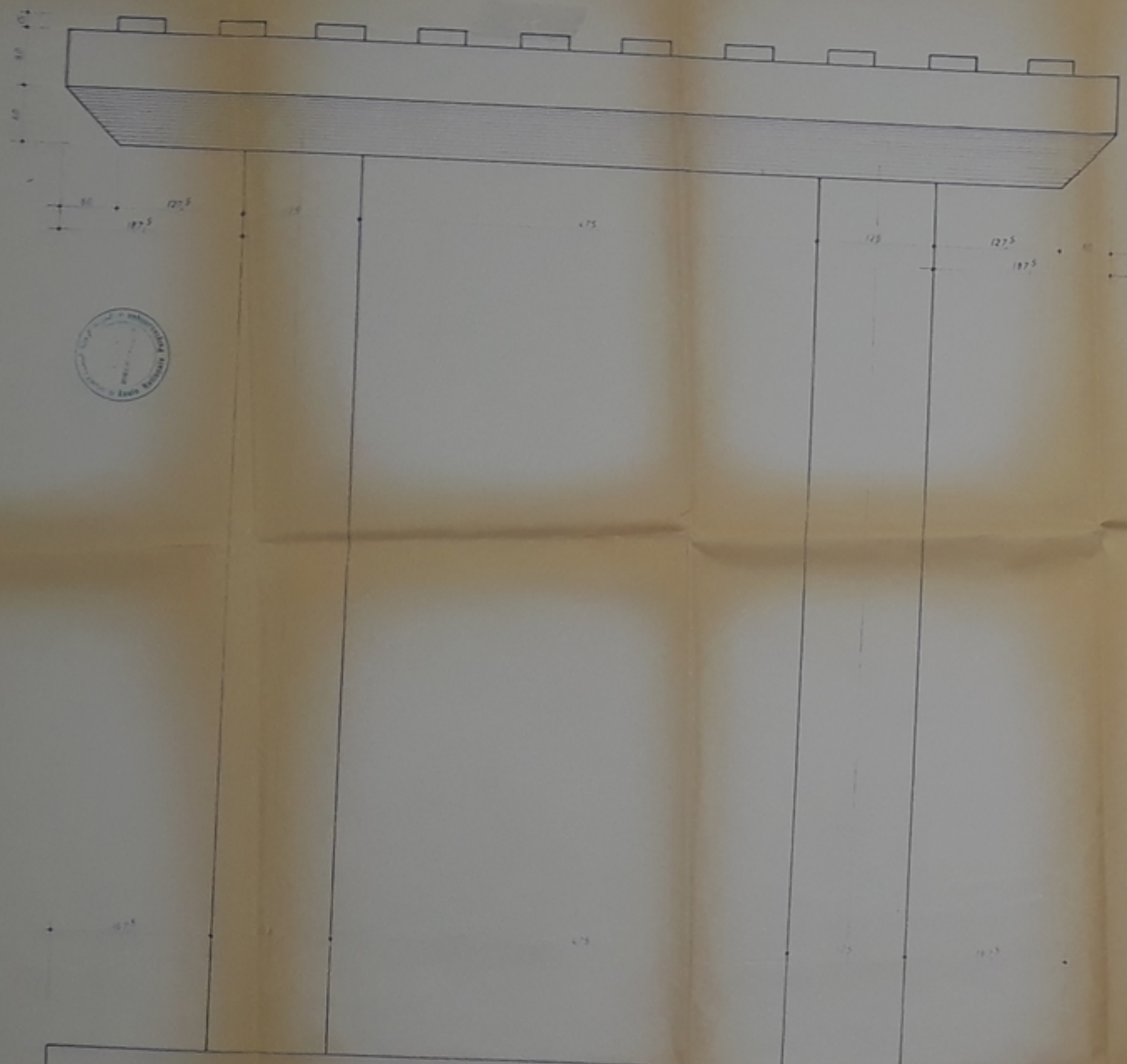
PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE = PAR	DIRIGE = PAR	PROMOTION	PROFESSEUR
S. BENTAHAR	M. P. CHERID	JAN 1 87	S. A. ...
B. SAYAH			

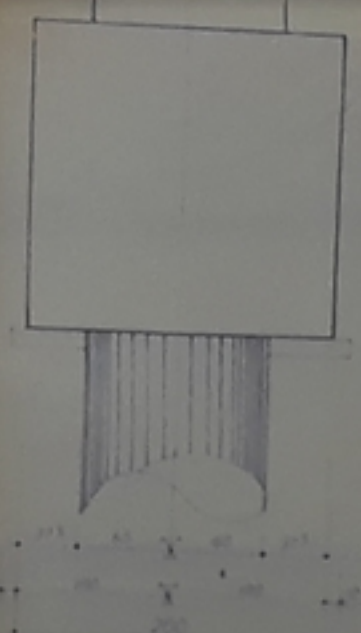
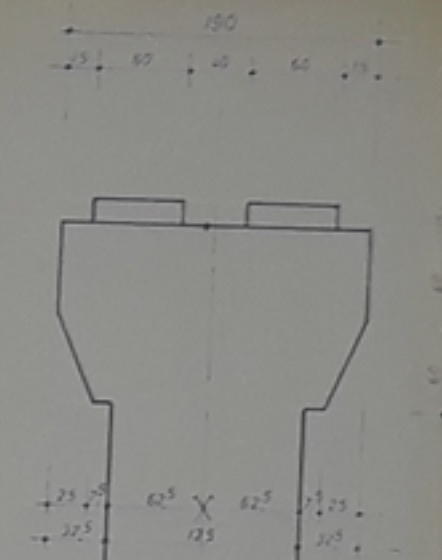
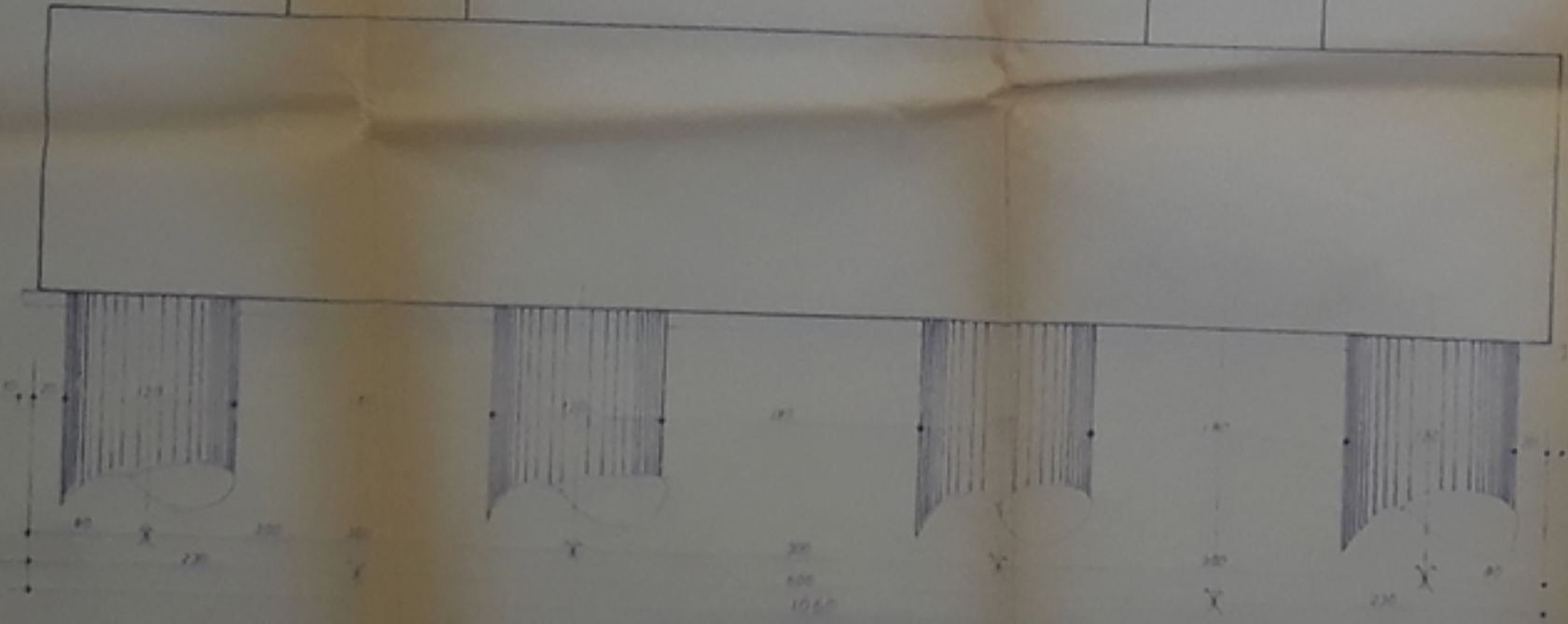
ECH: 1/200



VUE EN PLAN

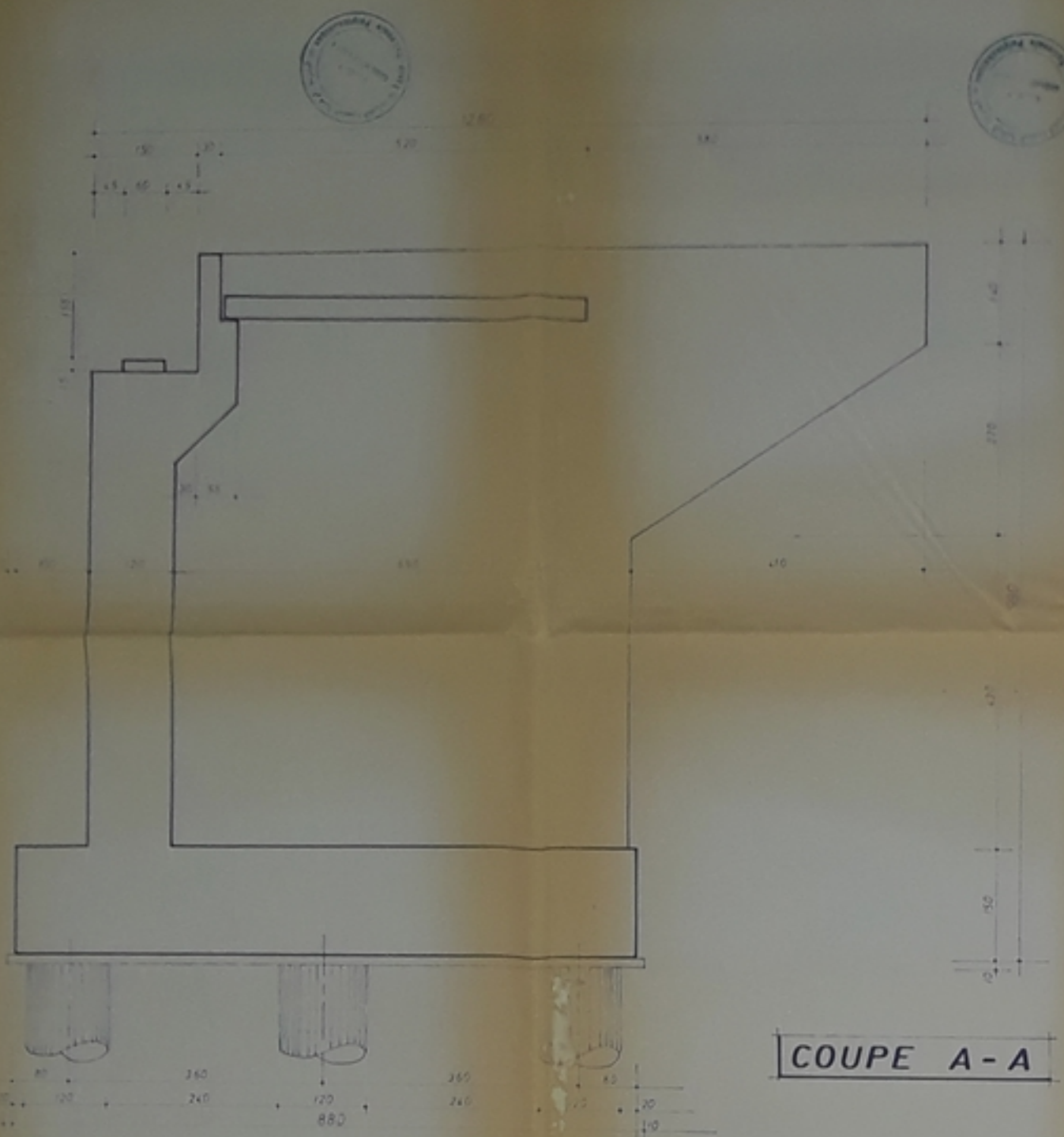


ELEVATION S'vant 1-1

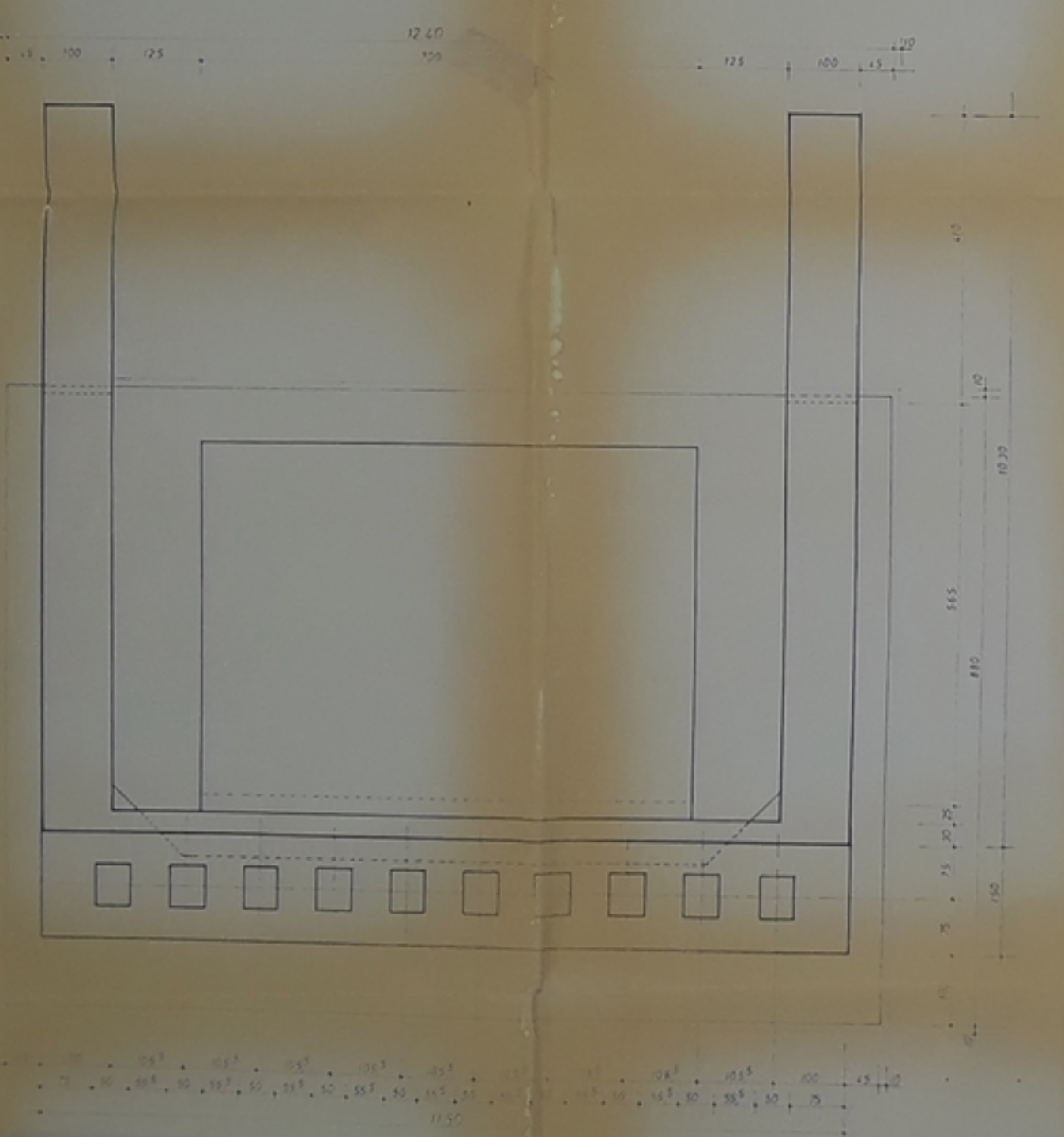


VUE DE GAUCHE

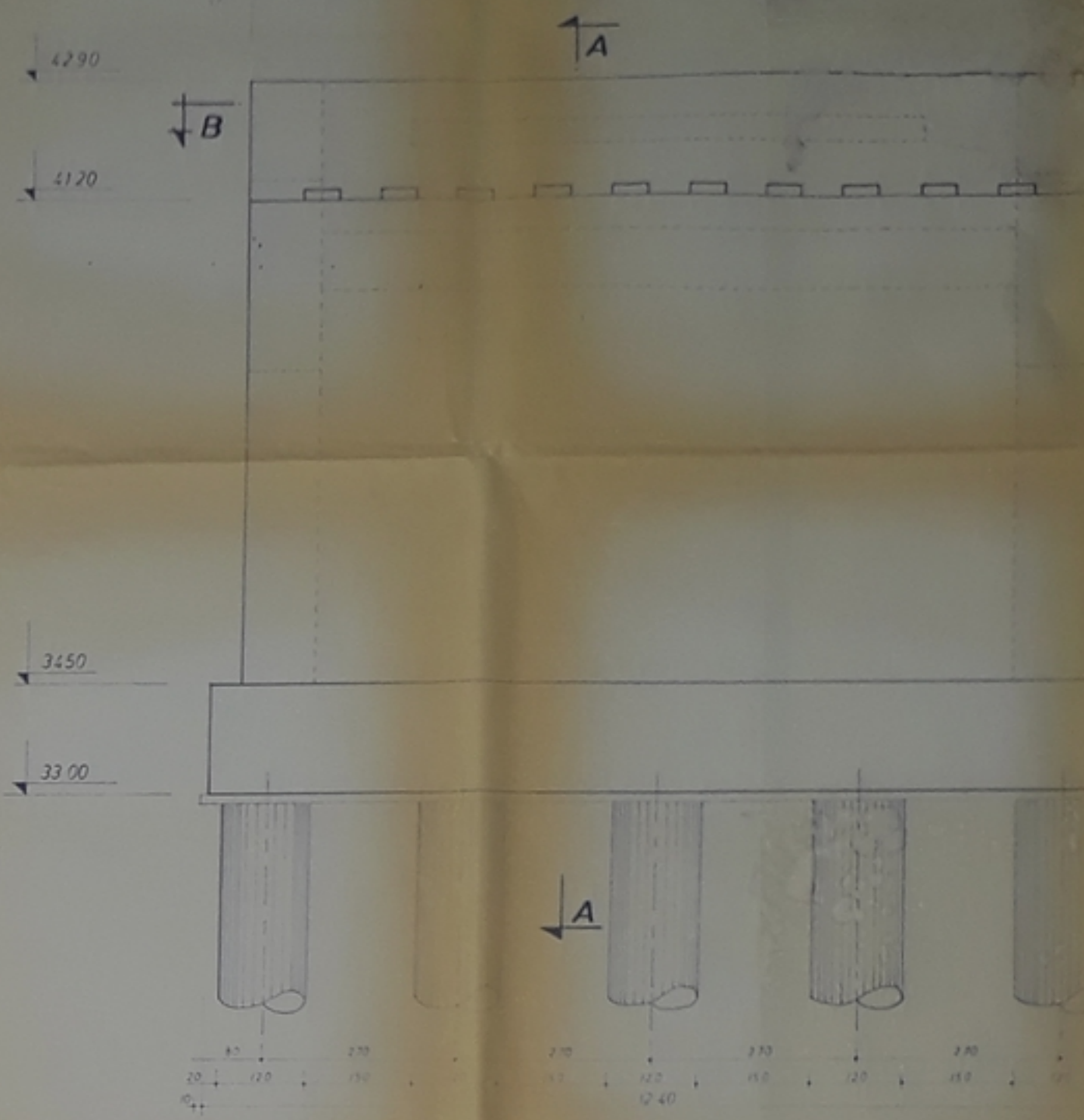
REPUBLIQUE ALGERIENNE		
DEMOCRATIE ET POPULAIRE		
ROCADE		
BENKARK → BLIDA		
COFFRAGE	PILE	
EESSE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
INSTITUT DE FIN D'ETUDES		
ETUDE - REALISEE - PAR	PROMOTION	PROPOSEE - PAR
S. BENABOU / A. FICHERID	JAN : 87	S. A. P. T. A



COUPE A - A



COUPE B - B



ELEVATION S'vant 1-1

REPUBLIQUE	
DEMOCRATIQUE ET	
ROCADE	
BOUFARIK → BLIDA	
COFFRAGE	
ECOLE NATIONALE	
PROJET DE FIN	
ETUDE = PAR	DIRIGE = PAR
S. GENAÏNE	M. FICHERO
ECH: 1/10	

PB01137
-4-

