

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES

***SALLE DE SPORTS
EN BETON PRECONTRAINTE***

Proposé par } Mr. ENESCU

Promoteur } Mr. ENESCU

Etudié Par } Mr. EULMI Moussa
 } Mr. BOUDOUMA M'hamed

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Promotion Janvier 1980

Université des Sciences et de La Technologie d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES

*SALLE DE SPORTS
EN BETON PRECONTRAIN*

Proposé par } Mr. ENESCU
Promoteur } Mr. ENESCU
Etudié Par } Mr. EULMI Moussa
 } Mr. BOUDOUMA M'hamed

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Promotion Janvier 1980

Je dédie ce modeste travail...

- A mon père

qui bien des fois aux prix de nombreux sacrifices a tout fait pour que mes études aboutissent.

- A ma mère

En témoignage du respect que j'ai envers elle, et la reconnaissance de tout ce qu'elle a fait et continue de faire pour moi.

- A mes beaux frères Hocine et Abdelhafid

Dans l'espoir que je pourrai être à la hauteur de la confiance qu'ils ont placée en moi.

- A Djamel et Nabil.

- A toutes mes sœurs.

- A toute la famille.

- A tous les amis, et camarades d'école.

Moussa EULMI.

" A la mémoire de mon père "

En cette occasion qui m'est donnée de remercier les personnes qui m'ont aidé dans mes études, je m'oublie pas :

- ma mère dont les sacrifices me m'auraient jamais permis de poursuivre mes études
- mes oncles pour leurs encouragements durant toutes mes études

Je dédie enfin ce travail :

- à mon frère Mohamed
- à mes sœurs Nadia et Naima
- à toute ma famille
- à tous mes amis

M. Mohamed BOUDOUMA

Remerciements

Nous saisissons cette occasion pour adresser nos remerciements à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation d'ingénieurs, en particulier à notre promoteur Monsieur STEFAN ENESCU pour l'aide et les conseils qu'il n'a cessé de nous prodiguer pour la réalisation de ce projet.

Table des matieres

Chapitre I. Caracteristiques des materiaux utilisés	- page-1 -
Chapitre II. Calcul statique de l'ouvrage	- page-7 -
Chapitre III. Calcul sismique	- page-17 -
Chapitre IV. Calcul au vent	- page-23 -
Chapitre V. Calcul des effets de la neige	- page-36 -
Chapitre VI. Toiture (éléments préfabriqués)	- page-47 -
Chapitre VII. Etude et calcul de précontrainte	- page-61 -
Chapitre VIII. Etude du portique longitudinal	- page-77 -
Chapitre IX. Fondations	- page-122 -

Introduction

L'ouvrage à étudier est une salle de sport de 48m (2x24m) de longueur, et 29m de largeur. Les portiques transversaux sont en béton précontraint, distants de 4m entre eux.

La couverture de cet ouvrage est constituée d'éléments préfabriqués.

Travail demandé

- Plan d'architecture
- Plans Coffrages
- Plans ferraillages
- Notes de calculs.

I. Béton

La seule différence entre le béton armé et le béton précontraint est que ce dernier doit pouvoir résister dès la mise en précontrainte à des contraintes élevées.
Le béton doit donc être de bonne qualité pour les raisons suivantes:

- La mise en précontrainte fait subir au matériau des contraintes plus élevées que celles de service.
- Limiter le retrait et le fluage du béton (le fluage varie en sens inverse de la résistance) qui entraînerait des pertes de tension dans l'armature.

Les résistances demandées en général au béton précontraint, sont de l'ordre de 350 kg/cm^2 à 450 kg/cm^2 à 28 jours (résistance mesurée sur éprouvette cubique $12 \times 12 \times 12$)

1. Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA de classe 325 à contrôle strict
 grosseur des granulats $c_g = 5/25 \text{ mm}$ Pour béton précontraint
 $c_g = 5/10 \text{ mm}$ Pour béton armé (Triture)

1.1 Contraintes admissibles pour béton précontraint

• Les normes prescrivent :

- En cours de construction : $\bar{\sigma}'_b = 0,55 \sigma'_j$ (on prend ici $\sigma'_j = \sigma'_{28}$)
- En service : $\bar{\sigma}'_b = 0,42 \sigma'_{28}$

avec σ'_{28} = résistance du béton à l'écrasement à 28 jours d'âge
(ou résistance normale exigée du béton sur cube $12 \times 12 \times 12$)

On exigera une résistance à l'écrasement à 28 jours d'âge $\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

donc en cours de construction : $\bar{\sigma}'_b = 0,55 \times 400 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 220 \text{ kg/cm}^2$

• en service : $\bar{\sigma}'_b = 0,42 \times 400 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 168 \text{ kg/cm}^2$

1.2 Contraintes admissibles de traction pour béton précontraint

En général on n'a pas de traction dans un ouvrage en béton précontraint mais dans le cas où cette contrainte existe, elle sera limitée à : $0,42 \times \sigma_{28}$

Suivant les commentaires de l'Article 9,7 des CCBA 68 σ_{28} peut se calculer suivant la formule suivante :

$$\sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28}$$

$$\text{d'où } \sigma_{29} = 7 + 0,06 \times 400 = 31 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Soit } \bar{\sigma}_b = 0,42 \times 31 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 13,02 \text{ kg/cm}^2$$

1.3 Contrainte de cisaillement dans le béton précontraint

La contrainte admissible sera telle que :

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'}, [(\bar{\sigma}' - \sigma')(\bar{\sigma} + \sigma')]$$

appelée formule de MM CHALOS et BÉTEILLE

(cette formule est valable quand on n'a pas de précontrainte transverse la vérification se fait au niveau de l'axe neutre.)

1.4 Conclusion

- $\bar{\sigma}'_b = 168 \text{ kg/cm}^2$ en service
- $\bar{\sigma}'_b = 220 \text{ kg/cm}^2$ en cours de construction
- $\bar{\sigma}_b = 13,02 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'}, [(\bar{\sigma}' - \sigma')(\bar{\sigma} + \sigma')]$

2. Contraintes admissible du béton armé (élément de toiture) :

Le dosage est le même 400 kg/cm^3 . La résistance à exiger pour une éprouvette cubique $12 \times 12 \times 12$ est de :

$$\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$$

Les règles CCBA 68 (art 9,4) donnent :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

- α depend de la classe du ciment, pour CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$
- β depend de la mise en oeuvre, pour un contrôle strict $\rightarrow \beta = 1$
- δ depend des granulats utilisés: si $\frac{e}{c_g} \geq 4 \rightarrow \delta = 1$
 ici $e =$ espacement minimum de la pièce $e = 4\text{cm}$ (Trottoir)
 $c_g =$ dimension maximum des granulats utilisés $c_g = 10\text{mm}$
 d'où $\frac{e}{c_g} = \frac{4}{1} = 4 = 4$ donc $\delta = 1$

δ depend de la sollicitation

$$\delta = \begin{cases} 0,80 & \text{en compression simple} \\ 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$$

En flexion - Composée:

Effort normal de Traction: $\delta = 0,6$

- Effort normal de Compression

$$\delta = \begin{cases} 0,30 (1 + e_0/3e_i) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

e_0 représente l'excentricité de la résultante par rapport au C'G de la section de béton seul.

e_i représente la distance de la limite du noyau au C'G de la section de béton seul dans le m' par le centre de pression (BA 63 Art 10 P 10)

Les valeurs de δ sont égales aux valeurs fixées en 9,46 multipliées par quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du même genre (BA 63 art 247 P 13)

$$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple} \\ 0,5 < \epsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma_m' < \bar{\sigma}'_0 \end{cases}$$

En résumé on a :

- Contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \cdot 1 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 0,30 \times 300 = 90 \text{ bars} = 92 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_2$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = 1,5 \cdot 92 = 138 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_2$$

- Contrainte admissible de flexion

$$\bar{\sigma}'_b = 0,60 \bar{\sigma}'_{28} = 0,60 \times 300 = 180 \text{ bars} = 184 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 184 = 276 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_2$$

- Contrainte de traction de référence (BA 68 Art 9,45 p14)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \bar{\sigma}'_{28} \quad (\text{CCBA 68 art 9,5})$$

α, β, γ ont les mêmes valeurs que précédemment

$$\text{dnc } \alpha = \beta = \gamma = 1.$$

Le coefficient θ est une fraction du dosage du ciment (400 kg/m^3)

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$$

$$\text{dnc } \bar{\sigma}_b = \theta \bar{\sigma}'_{28} = 0,025 \times 300 = 7,5 \text{ bars.}$$

$$\text{soit } \bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte admissible de cisaillement

d'après CCBA art 25,12

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

Les autres parties de l'ouvrage (Poutres longitudinales, Longrines, fondations) seront constituées d'un béton d'axe à 350 kg/m^3 CPA325 à Contrôle atténué

Avec le même calcul que précédemment on aura :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Les coefficients d'élasticité (module de Young) pris en compte pour les calculs

Pour l'acier $E_a = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

Pour le béton précontraint $E_b = 380.000 \text{ kg/cm}^2$

Pour le câble de précontrainte $E_p = 1.800.000 \text{ kg/cm}^2$

II ACIER

- Acier doux (ronds lisses) de nuance Fe E 22

Contrainte limite d'élasticité nominale $\bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$
Contrainte admissible: $\bar{\sigma}_a = f_a \bar{\sigma}_{en}$

$f_a = 2/3$ pour Sp_a $\longrightarrow \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 1$ pour Sp_r $\longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$

III Compatibilité avec le béton (B.A 68 art 18 P 23)

- Ces aciers peuvent être utilisés à condition que:

$$\bar{\sigma}'_{bo} > 20 (1 + 1,25 \gamma_d)$$

γ_d représente ici le plus coefficient de scellement

$\gamma_d = 1$ pour les aciers doux, $\gamma_d = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

donc $\bar{\sigma}'_{bo} > 20 (1 + 1,25) = 45 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

Il est en outre à noter que les contraintes admissibles de l'acier ci-dessus déterminées ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration (B.A 68 art 46, 22 P 29)

- Valeur maximum de la contrainte admissible de l'acier

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = k \frac{\sigma}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \\ \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \eta \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

k : Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration

$k = 10^2$ pour une fissuration préjudiciable (dans notre cas)

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton, en bars

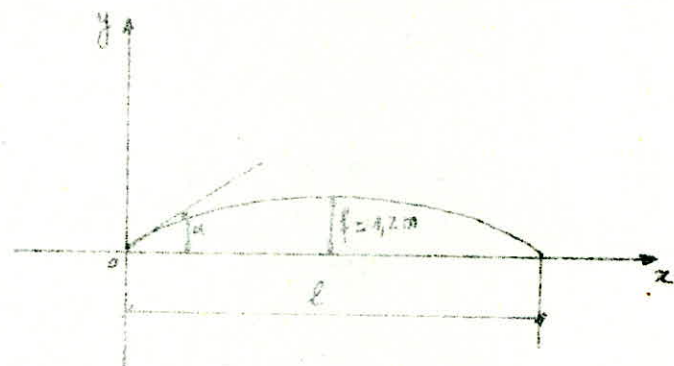
ϕ : diamètre nominal, en mm, de la plus grosse des barres tendues

\tilde{w}_f : Pourcentage d'armature $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$

CHAP-2 Etude Statique du portique transversal

Les travées des portiques monobaux sont des poutres en béton précontraint de 21m de long, et de forme parabolique avec une flèche $f = 1,2$ m au milieu de la poutre.

I. Equation de la parabole



Equation générale de la parabole : $y = ax^2 + bx + c$

à l'origine on a : $x = 0 ; y = 0 \rightarrow c = 0$

$$\text{Pour } x = l/2 ; \begin{cases} y = f \rightarrow f = a\frac{l^2}{4} + b\frac{l}{2} \\ y' = 0 \rightarrow 0 = 2a\frac{l}{2} + b \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} f = a\frac{l^2}{4} + b\frac{l}{2} \\ 0 = al + b \end{cases} \xrightarrow{\times (-\frac{l}{2})} \begin{cases} f = a\frac{l^2}{4} + b\frac{l}{2} \\ 0 = -a\frac{l^2}{2} - b\frac{l}{2} \end{cases} \rightarrow f = -\frac{al^2}{4}$$

$$\text{d'où } a = -4\frac{f}{l^2} \rightarrow b = \frac{4f}{l}$$

$$\text{Soit } y = -4\frac{f}{l^2}x^2 + \frac{4f}{l}x \quad \text{avec } f = 1,2 \text{ m et } l = 21 \text{ m}$$

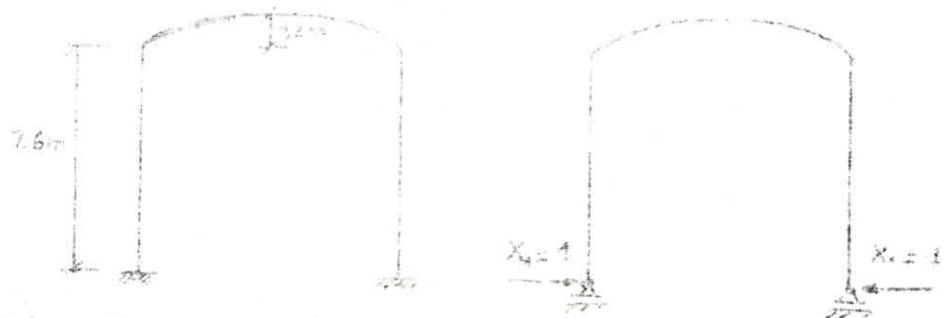
numériquement on a :

$$y(x) = -\frac{4 \cdot 1,2}{21^2} x^2 + \frac{4 \cdot 1,2}{21} x$$

$$y(x) = [-10,88 x^2 + 228,57 x] 10^{-3}$$

II Calcul des efforts

2.1 degré d'hyperstaticité



$$\text{degré d'hyperstaticité} = 3c - a - 2s$$

c = nombre de liaisons parfaites ($c = 2$)

a = nombre d'articulations ($a = 0$)

s = nombre d'appuis simples ($s = 0$)

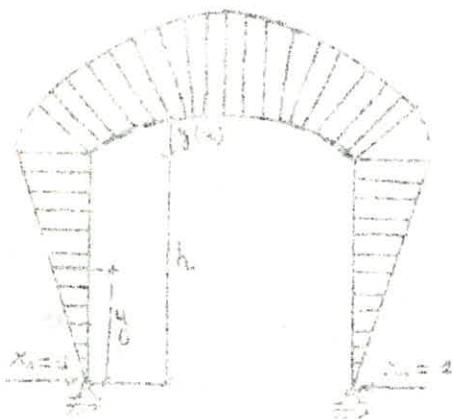
$$\text{donc } d^{\circ} = 3 \cdot 2 - 0 - 2 \cdot (0) = 6 - 0 = 6$$

L'équation du système linéaire modale est:

$$S_{ij} X_j + \Delta_{ip} = 0$$

$$\text{avec } S_{ij} = \int \frac{m_i^j}{EI} ds, \quad \Delta_{ip} = \int \frac{M_p m_i}{EI} ds$$

2.2 détermination de m_1 (moment dû à $X_1 = 1$)



- sur les poteaux on a:

$$m_1 = y \int_0^{3.2} ds$$

- sur la partie ma:

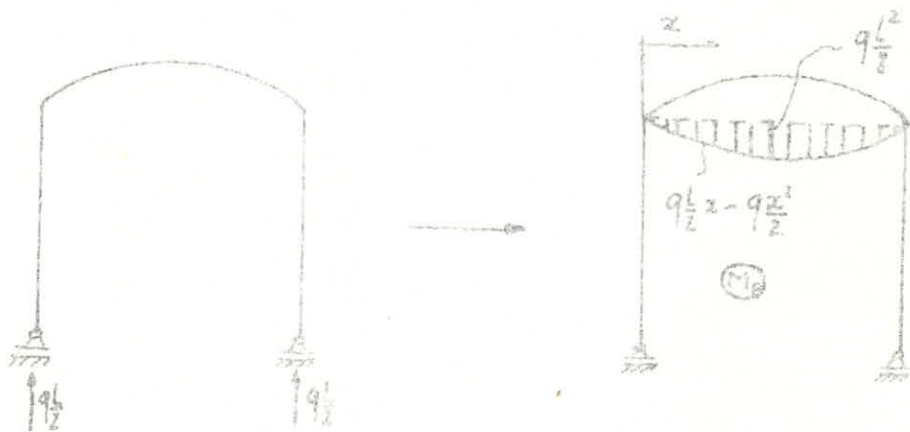
$$m_1 = h + y(x)$$

En remplaçant $y(x)$ par la valeur on obtient:

$$m_1 = -10,88 \cdot 10^{-5} x^2 + 3,28,57 \cdot 10^{-3} x + 7,6$$

2.3 détermination de M_p

M_p est le moment dû à la charge q



$$M_p = q \frac{L}{2} z - q \frac{z^2}{2}$$

2.4 Calcul des coefficients

2.4.1 Calcul de S_{M1} : $S_{M1} = \int \frac{m^2}{EI} ds = \frac{2}{EI_p} \int_0^{h=76} y^2 dy + \frac{4}{EI_t} \int_0^{l=21} (h + y(x))^2 dx$

- $\frac{2}{EI_p} \int_0^{76} y^2 dy = \frac{2}{EI_p} \frac{76^3}{3} = \frac{292,6}{EI_p}$
- $\frac{4}{EI_t} \int_0^{l=21} (h + y(x))^2 dx = \frac{4}{EI_t} \int_0^{21} (h^2 + 2h y(x) + y^2(x)) dx$ axe $h = 76m$

En remplaçant h et $y(x)$ par leurs valeurs respectives et après intégration on obtient :

$$\frac{4}{EI_t} \int_0^{21} (h + y(x))^2 dx = \frac{1484,20}{EI_t}$$

• $I_p =$ moment d'inertie des poteaux de section $(30 \times 90) \rightarrow I_p = \frac{0,3 \cdot 0,9^3}{12} = 19,22 \cdot 10^{-6} m^4$

• $I_t =$ moment d'inertie de la traverse de section $(30 \times 420) \rightarrow I_t = \frac{0,3 \cdot 4,2^3}{12} = 43,2 \cdot 10^{-6} m^4$

• $E =$ module d'élasticité

d'où $S_{M1} = \frac{1}{E} \left[\frac{292,6}{19,22 \cdot 10^{-6}} + \frac{1484,20}{43,2 \cdot 10^{-6}} \right]$

Soit

$$S_{M1} = \frac{5,04 \cdot 10^7}{E}$$

2.4.2 Calcul de Δ_{sp}^o

$$\Delta_{sp}^o = - \int \int \frac{M_{0,sp}}{EI} ds = - \int_0^L \frac{(9\frac{1}{2}x - 9\frac{x^2}{2})(-10,88 \cdot 10^{-3}x^2 + 228,57x + 7,6)}{EI} dx$$

après intégration ($L=21m$) on trouve :

$$\Delta_{sp}^o = \frac{-9 \cdot 6,61 \cdot 10^3}{EI_e} = \frac{-9}{E} \cdot 1,53 \cdot 10^5 \quad (\Delta_{sp}^o < 0)$$

2.4.3 Répartition des charges et surcharges sur la toiture

① Isolation thermique : bien que l'ouvrage a des façades vitrées qui n'isolent pas thermiquement l'intérieur de la salle, on doit penser à l'isolation thermique de la toiture par différents moyens :

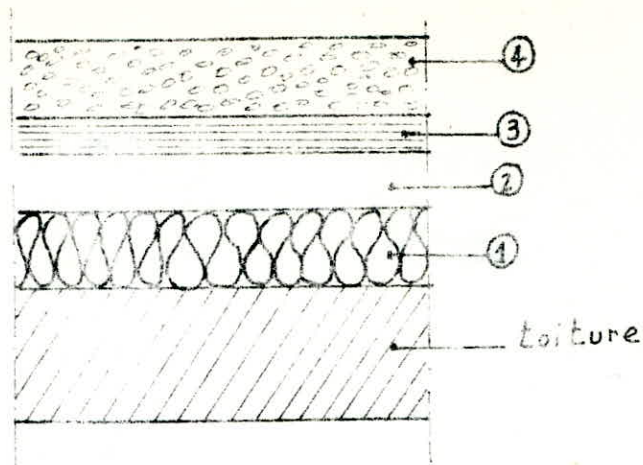
- La toiture est exposé au soleil toute la journée alors que les façades vitrées ne peuvent l'être que durant une demi-journée.
- Éviter la variation de longueur donc la fissuration.

l'isolation thermique sera constituée de panneaux en liège de 2 cm d'épaisseur à 400 kg/m^3

② Étanchéité : Ce sera un enduit qui permet de poser l'étanchéité sur une surface lisse. Ce sera un mortier ciment-chaux de 1,5 cm d'épaisseur à 2000 kg/m^3

③ Étanchéité : Ce sera des feuilles de papiers bitumé de 1 cm d'épaisseur à 400 kg/m^3

④ Couche de protection : Son rôle est de protéger l'étanchéité de l'atmosphère (choc thermique, variation de température). La protection sera légère du fait de la non-accessibilité de la terrasse. Elle sera constituée d'une surface de gravillon d'épaisseur 2 cm à 1700 kg/m^3 .



4.3.1 Charges et surcharges Correspondantes

1. Isolation thermique	$400 \times 0,02$	→	8 kg/m^2
2. béton de forme	$2000 \times 0,015$	→	30 kg/m^2
3. Etanchéité	$400 \times 0,01$	→	4 kg/m^2
4. Couches de protection	$1700 \times 0,02$	→	34 kg/m^2

d'où une charge permanente due au revêtement $g_1 = 76 \text{ kg/m}^2$

Soit une charge $g_1 = 76 \times 4 = 304 \text{ kg/ml}$

• charge permanente due à la toiture seule (élément prefabricué)

$$g_2 = 1 \times 0,39 \times 2500 = 975 \text{ kg/ml} \quad (0,39 \text{ m}^2 = \text{section de la toiture})$$

Voir pages suivantes

• charge permanente due à la Traverse (Poutre $0,30 \times 1,20$)

$$g_3 = 1 \times 0,30 \times 1,20 \times 2500 = 900 \text{ kg/ml}$$

• charge permanente due aux panneaux lumineux

$$g_4 = 30 \text{ kg/ml}$$

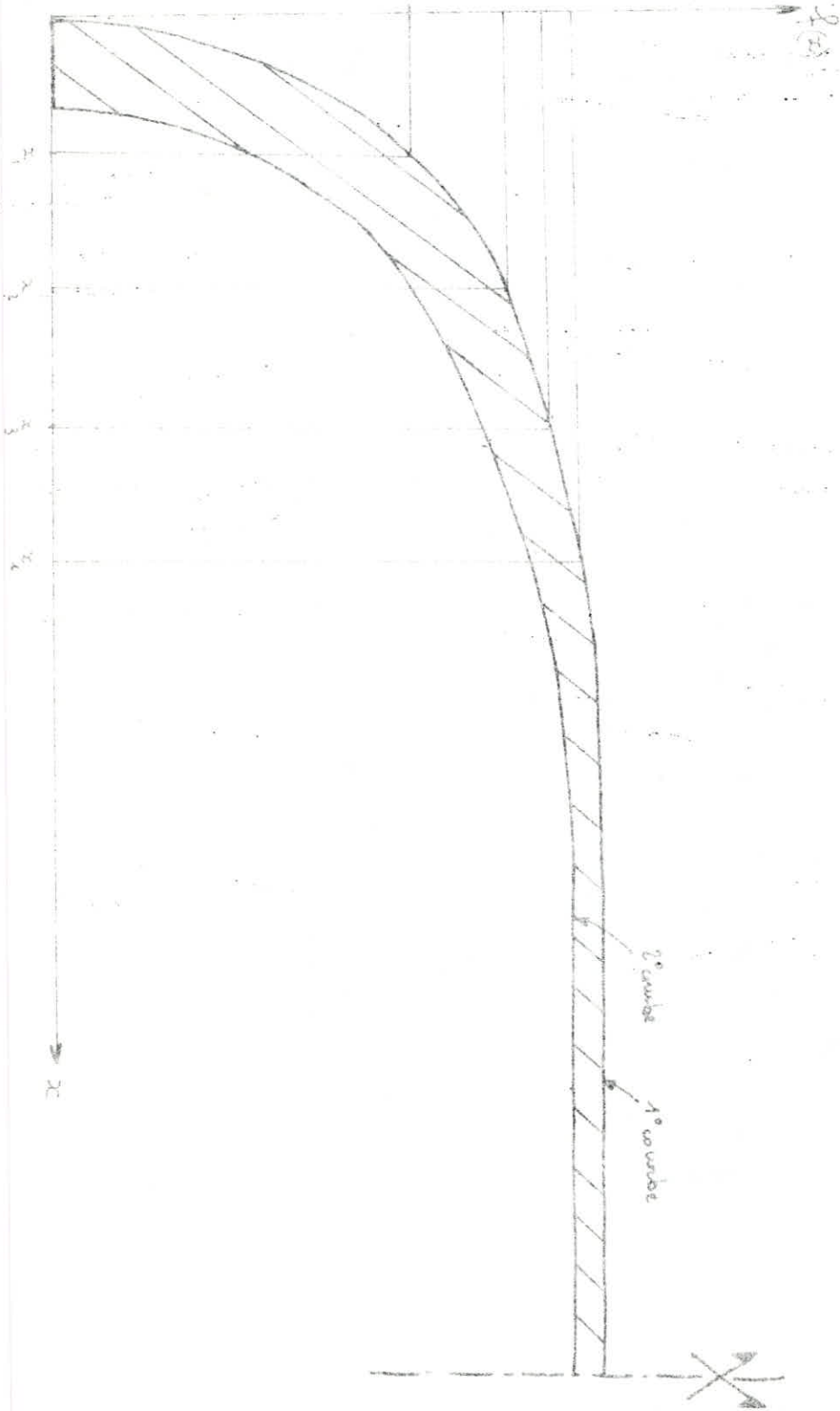
La charge permanente totale à prendre en compte pour les calculs est :

$$g = 304 + 975 + 900 + 30 = 2209 \text{ kg/ml}$$

On Prendra

$$\underline{\underline{g = 2,3 \text{ t/ml}}}$$

méthode de calcul de la section de la toiture



Le calcul de la section transversale d'un élément de tige a été fait en appliquant la formule de Simpson pour le calcul de la valeur de l'intégrale qui suit :

$$I = \int_{x_0}^{x_n} f(x) dx$$

où la valeur de $f(x)$ doit être connue pour $(n+1)$ points équidistants f_0, f_1, \dots, f_n .

$$I \text{ sera donné par } I = \int_{x_0}^{x_n} f(x) dx = \frac{h}{3} \left[f_0 + 4f_1 + 2f_2 + 4f_3 + 2f_4 + \dots + 2f_{n-2} + 4f_{n-1} + f_n \right]$$

$$\text{où } h = \frac{x_n - x_0}{n} \quad n = \text{nombre d'intervalles}$$

$$x_n > x_0$$

Pour l'application pratique de cette formule, nous avons utilisé la calculatrice TI 58 à programmes préenregistrés (dont celui de l'intégrale de Simpson à valeurs discrètes).

Donc pratiquement, connaissant la forme de la tige on pourra déduire les valeurs f_i correspondantes aux abscisses x_i . L'intégrale I donne la valeur de l'aire comprise entre la 1^o courbe et l'axe des abscisses. En refaisant la même chose pour la 2^o courbe, on aura l'aire comprise entre la 2^o courbe et l'axe des abscisses. La différence des 2 aires nous donne l'aire transversale de la tige (partie hachurée de la figure précédente).

On trouve, en utilisant donc le programme préenregistré de la TI 58 que la section est : $A = 0,33 \text{ m}^2$

4.3.2 Surcharges d'exploitation

Ce sera celle occasionnée par un ouvrier pour l'entretien, elle sera prise égale à 100 kg/m^2

d'où une charge par mètre linéaire : $100 \times 4 \longrightarrow P = 400 \text{ kg/ml}$

IV Calcul des efforts sous $S_n = g + 1,2 P$

$$S_n = g + 1,2 P = 2,3 + 1,2 \times 0,4 = 2,78 \text{ kg/ml}$$

Pour le portique transversal hyperstatique, la méthode utilisée pour le calcul des efforts est celle dite "méthode des forces" (c'est la méthode exacte)

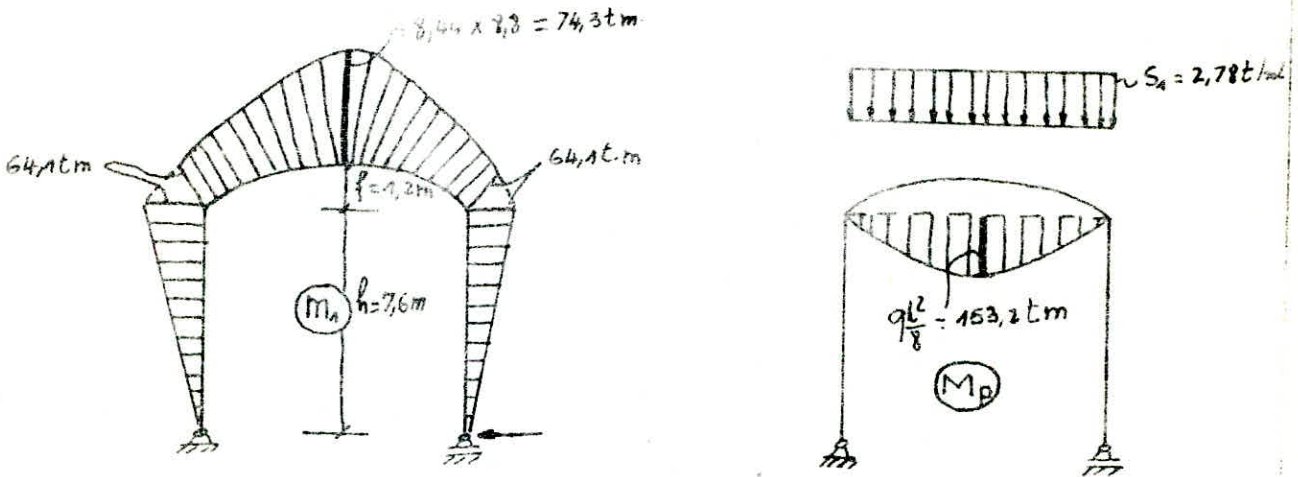
L'équation du système, rendu hyperstatique est : $\delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0$

En remplaçant les coefficients δ_{11} , δ_{1p} par leur valeurs déjà calculées on aura :

$$\frac{5,04 \cdot 10^4}{E} X_1 + \frac{2780 \cdot 1,53 \cdot 10^5}{E} = 0$$

dit $X_1 = 8,84 \text{ t}$

1. Diagrammes des moments (M_n , M_p) sous $X_1 = 8,84 \text{ t}$ et $S_n = 2,78 \text{ t/ml}$



Le rapport $f/l = 1,2/21 \approx 5\%$ étant très petit, le moment sera donc calculé comme si la traverse était horizontale. L'erreur commise sera négligeable.

2. Diagrammes résultants sous la sollicitation $S_1 = 2,78 \text{ t/ml}$

Diagramme des moments

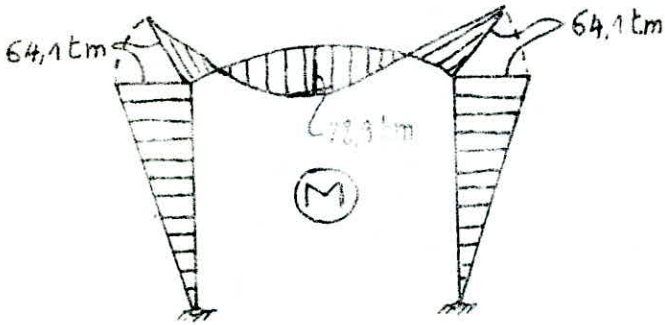


Diagramme des efforts tranchants

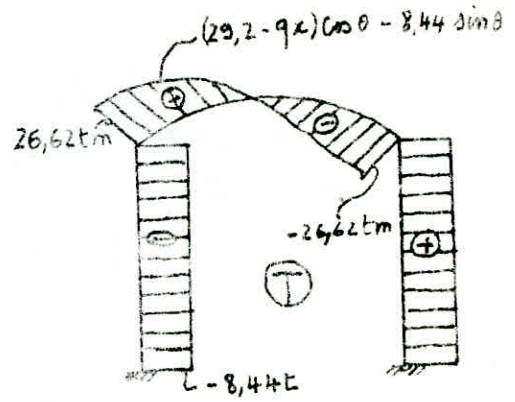
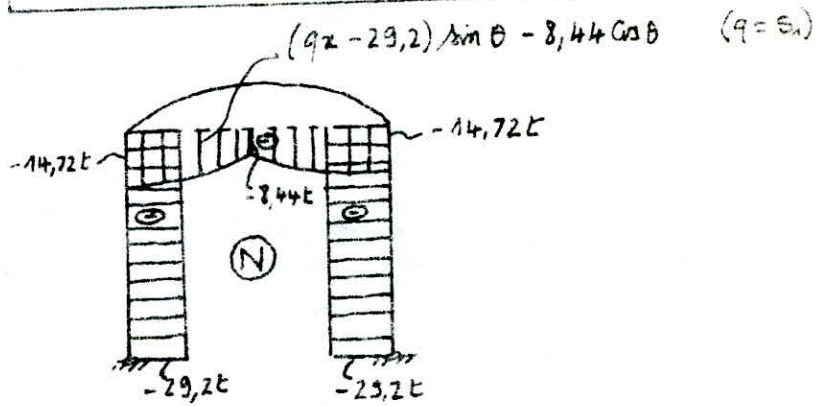
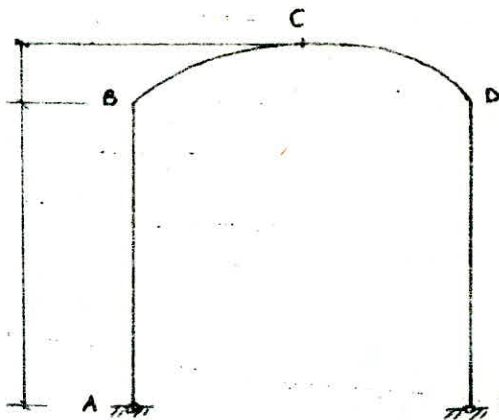


Diagramme des efforts normaux



3. Tableau récapitulatif des résultats finaux sous $S_0 = 2,78 \text{ t/ml}$

$S_0 = 2,78 \text{ t/ml}$

Nœuds	A	B		C	D		E
Barres	—	BA	BC	—	DC	DE	—
Moments [tm]	0	-64,1	-64,1	+78,9	-64,1	-64,1	0
Efforts tranchants [t]	-8,44	-8,44	+26,62	0	-26,62	+8,44	+8,44
Efforts normaux [t]	-29,2	-29,2	-14,72	-8,44	-14,72	-29,2	-29,2

CHAP. 3 Etude au Séisme

L'ouvrage est prévu pour une zone de moyenne sismicité comme Alger. Le calcul se fera conformément aux Règles Parasismiques 1969.

I/- Forces sismiques horizontales transversales :

On utilise la formule $F_{E,H} = \pm \Gamma_H \cdot W$ (art 3,112-11 des R. P. S 69)

où Γ_H = coefficient sismique dans la direction horizontale.

$$\Gamma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

et W = charges permanentes et surcharges d'exploitation

- α = coeff. d'intensité dépendant de l'intensité nominale pour laquelle est donnée la protection de la construction. Il assure la protection de l'ouvrage contre les secousses sismiques d'intensité δ prise comme intensité de référence pour une zone de moyenne sismicité (comme Alger)

dans notre cas : $\alpha = 1$

- β = coeff. de réponse dépendant de l'amortissement du bâtiment et de la période du mode fondamental de vibration de l'ouvrage.
Notre ouvrage a un amortissement "moyen" car on peut le considérer parmi les cas cités par les P.S 69 comme un "hall" en subdivisions peu nombreuses" (art 3,112-131)

$$\text{donc } \beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}} \quad \text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,130$$

où T = période du mode fondamental de vibration de la construction.

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{car contrairement fait en Béton Armé (art 3,113-3)}$$

$$\text{où } H = \text{hauteur totale de l'ouvrage} = 7 + 2 \times 1,2 = 9,4 \text{ m}$$

$$\text{et } L = \text{dimension dans le sens étudié (transversalement)} = 21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = 0,09 \times \frac{9,4}{\sqrt{21}} = 0,17 \text{ sec}$$

$$\text{d'où } \beta = \frac{0,085}{\sqrt{0,17}} = 0,153 \quad \text{puisque } \beta > 0,13 \quad \text{on prendra } \beta = 0,13$$

- δ = coeff. de distribution qui dépend de la position de l'élément considéré par rapport



La formule donnant γ est :

$$\gamma = h \cdot \frac{S}{I}$$

où $S =$ moment statique $= Mh$ } $\Rightarrow \gamma = h \frac{Mh}{Mh^2}$
 $I =$ " d'inertie $= Mh^2$ }

$$\Rightarrow \boxed{\gamma = 1}$$

$\delta =$ coeff. de fondation qui dépend de la structure de cette dernière (isolée, sur pieux, et du sol. Notre cas est un sol de consistance moyenne. On aura des semelles isolées.

$$\Rightarrow \boxed{\delta = 1,15} \quad (\text{art } 3,112-151)$$

d'où $\Gamma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta = 1 \times 0,13 \times 1 \times 1,15 = 0,15 \Rightarrow \boxed{\Gamma_H = 0,15}$

Détermination de W :

W = charges et surcharges soumises à l'action sismique

W = charges permanentes + $\frac{1}{5}$ surcharge d'exploitation + excédent sur 35 kg/m^2 de surcharge normale de neige.

Dans notre cas on a : • la surcharge normale de neige $= 20 \text{ kg/m}^2 < 35 \text{ kg/m}^2$

• la surcharge d'exploitation est celle qui résulte d'un surin pour l'entretien de la toiture. D'après les commentaires de l'art. 3,10 on considère que les surcharges d'exploitation facilement déplaçables (personnes isolées) ne sont pas susceptibles de donner lieu à des forces d'inertie importantes. Donc on ne tient pas compte de la surcharge d'exploitation.

d'où $W =$ charges permanentes $= q \cdot L = 2,3 \times 21 = 48,3 \text{ t}$

d'où la force qui résulte de l'action sismique dans le sens transversal et horizontal

$$F_{t,H} = \Gamma_H \cdot W = 0,15 \times 48,3 \quad \text{d'où} \quad \boxed{F_{t,H} = 7,25 \text{ t}}$$

Cette force, selon les R.P.S 63, sera appliquée au niveau de l'ouvrage qui est dans notre cas l'intersection de la poutre parabolique avec le poteau.



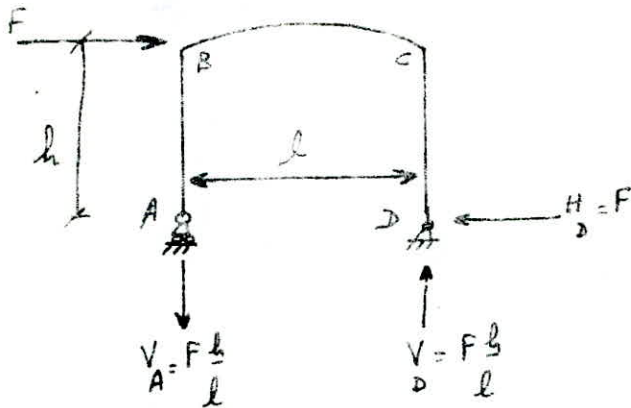
II/- Détermination des moments dus aux efforts sismiques horizontaux :

La structure est hyperstatique de degré = 1. Nous utiliserons la méthode des forces
 L'équation hyperstatique est :

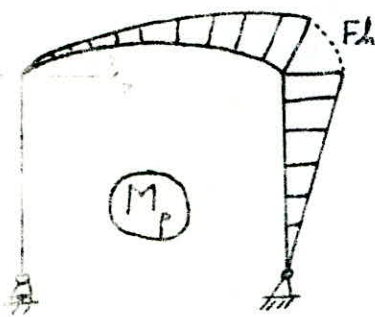
$$\sum_{i=1}^n X_i + \Delta_{IP}^{\circ} = 0$$

S_{11} est déjà calculée : $S_{11} = \frac{5,04 \times 10^4}{E}$

Calcul de Δ_{IP}° : le schéma isostatique de base choisi est :



Le diagramme des moments fléchissants, sur le schéma isostatique de base, causé par la force extérieure F est le suivant : (il sera noté par M_p)



le coefficient Δ_{IP}° est donné par la formule :

$$\Delta_{IP}^{\circ} = \sum \int \frac{m_1 M_p}{EI} ds$$

- \sum veut dire que l'on fait le calcul de l'intégrale pour chaque barre du portique.

- m_1 = moment fléchissant causé par la force de liaison inconnue X_1

A → B : $M_p = 0$

B → C : $M_p = F x + F \frac{h}{l} x$

$M_p^B = 0$

$M_p^C = F \cdot 0 + F \frac{h}{l} \cdot l = Fh$

D → C : $M_p = Fx$

$M_p^D = 0$

$M_p^C = Fh$

d'où $\Delta_{IP}^{\circ} = \int_{B \rightarrow C} \frac{m_1 M_p}{EI_{Bc}} ds + \int_{C \rightarrow D} \frac{m_1 M_p}{EI_{cp}} ds =$

$$\Delta_{1P}^{\circ} = \int_0^l (h + z_x) \left[F z_x + \frac{F h z}{l} \right] \frac{dx}{EI_{Bc}} + \int_0^l \frac{z \cdot F z}{EI_{c0}} dz$$

où z_x = équation de la parabole = $(-10,88x^2 + 228,57x) \cdot 10^{-3}$ en mètres

$$h = 7,6 \text{ m} ; F = 7,25 \text{ t} ; l = 21 \text{ m}$$

$$I_{Bc} = \text{moment d'inertie de la poutre parabolique} = \frac{1,2^3 \times 0,3}{12} = 43,2 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{c0} = \text{" " du poteau} = \frac{0,3^3 \times 0,3}{12} = 18,22 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Après intégration :

$$\Delta_{1P}^{\circ} = \frac{5,9023}{EI_{Bc}} \times 10^3 + \frac{1,060 \times 10^3}{EI_{c0}} = \frac{194,84 \times 10^3}{E}$$

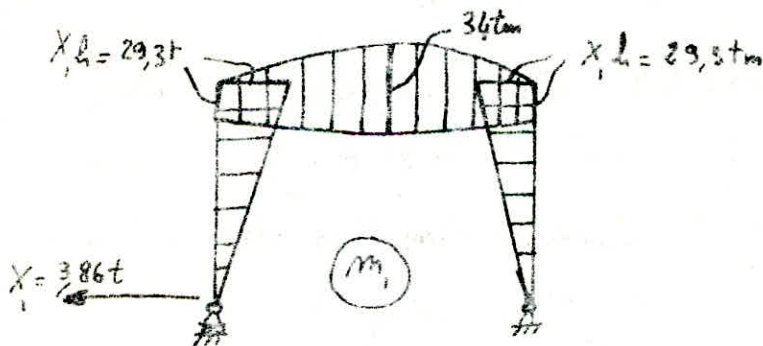
Connaissant δ_{11} et Δ_{1P}° , on détermine l'inconnue hyperstatique X_1 :

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1P}^{\circ} = 0 \Leftrightarrow X_1 = - \frac{\Delta_{1P}^{\circ}}{\delta_{11}} \Rightarrow X_1 = - \frac{194,84 \times 10^3}{50,4 \times 10^3}$$

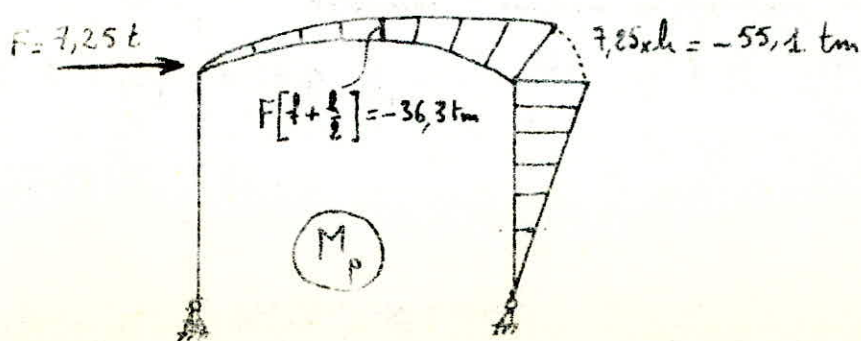
$$\text{d'où } X_1 = -3,86 \text{ t}$$

D'où : le schéma du diagramme des moments

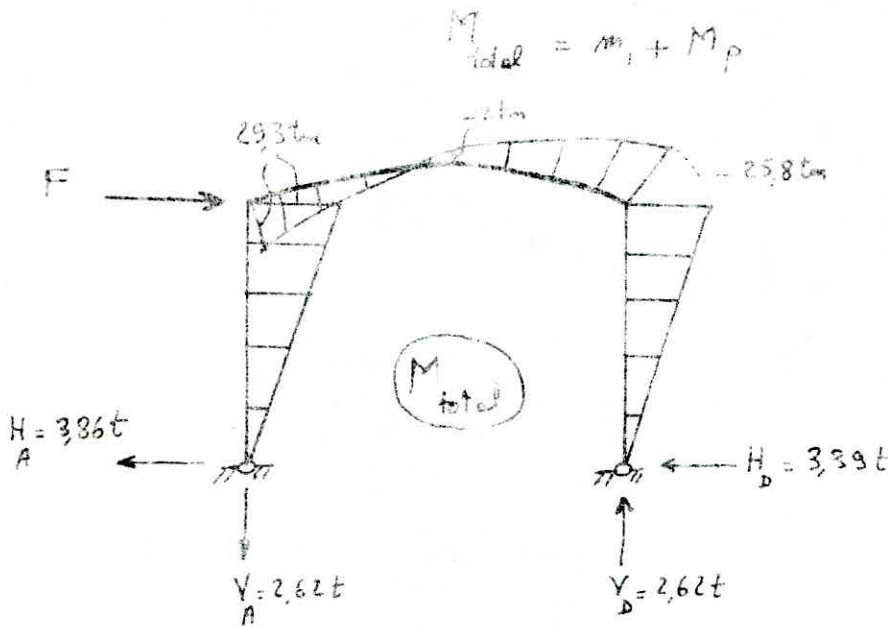
fléchissants causés par la force de liaison X_1 , sera le suivant :



le diagramme des moments fléchissants causés par $F = 7,25 \text{ t}$ est le suivant :



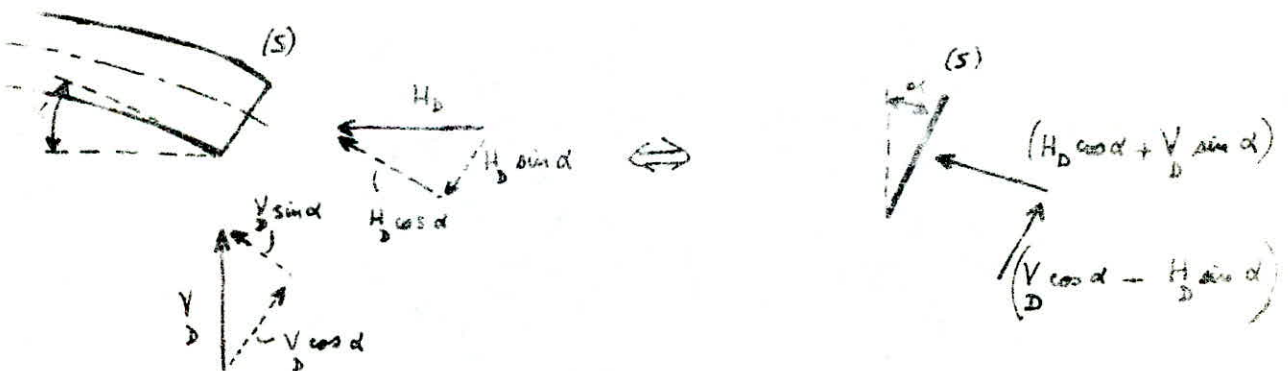
Le diagramme des moments fléchissants pour le portique hyperstatique sous la force sismique F sera :



Les réactions d'appui étant déterminées, on peut ainsi connaître les effets normaux et les effets tranchants dans toute section droite du portique.

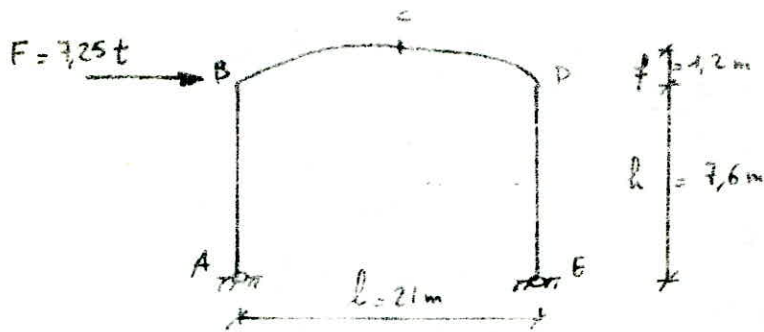
Remarque : Vu que la poutre n'est pas horizontale, la réaction d'appui horizontale m_y créera pas seulement des effets normaux, mais aussi des effets tranchants.

Prendons l'extrémité droite de la poutre parabolique. La section droite (S) prise à ce niveau sera soumise à H_D et V_D . Soit α , l'angle que fait la tangente à la poutre avec l'horizontale.



Les valeurs des effets tranchants et des effets normaux qui sont résumés sur le tableau qui suit ont été trouvés en considérant ce qui a été exposé dans la remarque ci-dessus.

Résultats finaux pour le séisme :



Noeuds	A	B		C	D		E
Barres	—	BA	BC		DC	DE	—
Moments (tm)	0	+29,3	+29,3	-2	-25,8	-25,8	0
Efforts tranchants (t)	+3,86	3,86	-3,31	-2,62	-1,8	+3,39	+3,39
Efforts normaux (t)	-2,62	-2,62	+2,73	+3,39	+3,9	+2,62	+2,62

N.B. Efforts normaux positifs pour une compression.

Effort tranchant positif si la force fait tourner la fibre dans le sens des aiguilles d'une montre.

I. Introduction

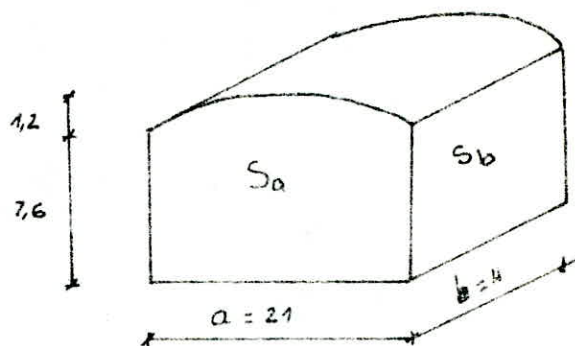
Le Calcul des surcharges dues au vent doit être fait obligatoirement dans les 2 hypothèses suivantes.

- a - sous l'action des surcharges normales (V_N)
- b - sous l'action des surcharges extrêmes (V_e)

Le calcul est mené selon les recommandations N.V 65 révisées 67

1. Dimensions géométriques de la structure

- . $a = 21 \text{ m}$
- . $b = 4 \text{ m}$
- . $h = 7,6 + 1,2 = 8,8 \text{ m}$
- . $f = 1,2 \text{ m}$

2. Calcul du Coefficient δ_0 .

La valeur du coefficient δ_0 est donnée par le diagramme de la figure R-III-5 (N.V 65 P 89) en fonction des caractéristiques géométriques de la structure.

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{8,8}{21} = 0,42 \quad ; \quad \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{8,8}{4} = 2,2$$

II. Vent normal à la petite face S_b

$$\lambda_b = 2,2 > 1 \quad ; \quad \frac{b}{a} = \frac{4}{21} \quad \longrightarrow \quad \delta_0 = 0,85$$

1. Actions extérieures (on considère le cas où la construction est fermée
C'est à dire de perméabilité $\mu \leq 5\%$, on ne calcule pas l'effet du vent dans le cas d'une construction ouverte ou semi-ouverte car les résultats seront moins défavorables que pour une construction fermée)

1.1 Parois Verticales (Règle N.V.65 p.91)

- face au vent : $C_e = 0,8 \quad \forall \delta_0$
- faces sous le vent : $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,305$

1.2 Toiture en voûte

flèche : $f = 1,2 < \frac{24}{10} = \frac{a}{10} = 2,1$

de même $f = 1,2 < \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 8,8$

Les Coefficients de pression C_e sont déterminés par interpolation linéaire entre les coefficients δ_{ov} de la voûte de flèche égale à son dixième de a ou b , lus sur le diagramme de la figure (R-III-7 p.95) et ceux de la toiture terrasse δ_{ot} d'une construction de même base et de même hauteur de façade, lus sur le diagramme de la figure R-III-6

- a. face au vent (methode de calcul)

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \text{ m ; } \alpha = 12,87^\circ \\ \delta_{ov} = -0,34 \\ \delta_{ot} = -0,28 \end{array} \right\} C_e = \frac{\delta_{ov} + \delta_{ot}}{2} = \frac{(-0,34) + (-0,28)}{2} = -0,31$$

. tableau

$x=0; \alpha=12,87^\circ$		$x=2; \alpha=10,48^\circ$		$x=4; \alpha=8,05^\circ$		$x=6; \alpha=5,6^\circ$		$x=8; \alpha=3,12^\circ$		$x=10,5; \alpha=0^\circ$	
$\delta_{ov} = -0,34$	$\delta_{ot} = -0,28$	$\delta_{ov} = -0,31$	$\delta_{ot} = -0,24$	$\delta_{ov} = -0,27$	$\delta_{ot} = -0,20$	$\delta_{ov} = -0,24$	$\delta_{ot} = -0,16$	$\delta_{ov} = -0,21$	$\delta_{ot} = -0,12$	$\delta_{ov} = -0,17$	$\delta_{ot} = -0,08$
$C_e = -0,310$		$C_e = -0,345$		$C_e = -0,360$		$C_e = -0,370$		$C_e = -0,365$		$C_e = -0,360$	

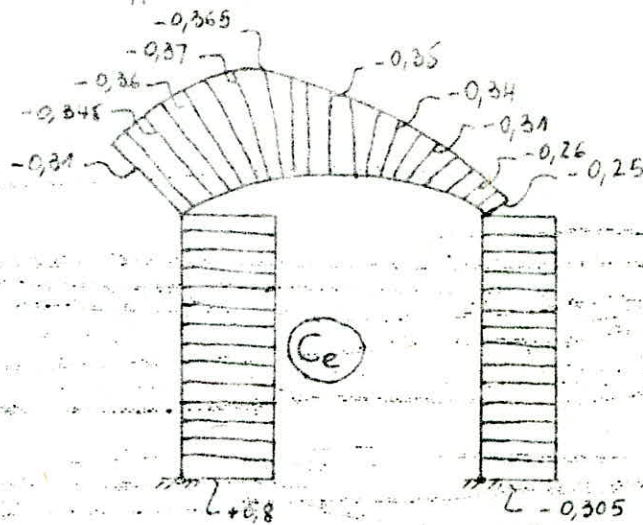
- b. faces sous le vent (methode de calcul)

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \text{ m ; } \alpha = 12,87^\circ \\ \delta_{ov} = -0,29 \\ \delta_{ot} = -0,21 \end{array} \right\} C_e = \frac{(-0,29) + (-0,21)}{2} = -0,25$$

. Tableau

$x=0; \alpha=12,87^\circ$		$x=2; \alpha=10,48^\circ$		$x=4; \alpha=8,05^\circ$		$x=6; \alpha=5,6^\circ$		$x=8; \alpha=3,12^\circ$		$x=10,5; \alpha=0^\circ$	
$\delta_{ov} = -0,29$	$\delta_{ot} = -0,21$	$\delta_{ov} = -0,26$	$\delta_{ot} = -0,17$	$\delta_{ov} = -0,23$	$\delta_{ot} = -0,13$	$\delta_{ov} = -0,20$	$\delta_{ot} = -0,09$	$\delta_{ov} = -0,17$	$\delta_{ot} = -0,05$	$\delta_{ov} = -0,14$	$\delta_{ot} = -0,01$
$C_e = -0,250$		$C_e = -0,260$		$C_e = -0,280$		$C_e = -0,310$		$C_e = -0,340$		$C_e = -0,350$	

1.3 Diagramme des Coefficients de Pression C_e



2. Actions intérieures (2,14 PA01 - Regles N.V65)

Les actions intérieures sont déterminées par des coefficients C_i Calculés au moyen de formules variables pour chaque cas.

Lorsque ces déterminations conduisent à des coefficients compris entre $-0,20$ et 0 , on prend $-0,20$; et lorsqu'ils sont compris entre 0 et $0,15$, on prend $+0,15$.

Pour le cas d'une construction fermée (2,14 PA01 N.V65) (U.L.5%) on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments:

- soit une surpression avec $C_i = +0,6$ (1,8 - 1,3%)
- soit une dépression avec $C_i = -0,6$ (1,3% - 0,8)

Numériquement on a:

- surpression $C_i = +0,417$ ($\gamma_0 = 0,85$)
- dépression $C_i = -0,183$

Par application de (2,14 PA01 N.V65) $-0,20 < C_i = 0,183 < 0$ donc on prendra une dépression $C_i = -0,20$

Les valeurs des coefficients à retenir pour les calculs sont donc:

$C_i = +0,417$	en surpression
$C_i = -0,20$	en dépression

3. Actions résultantes unitaires à retenir pour les calculs

$$C = C_e - C_i$$

On combine C_e et C_i de façon à avoir la combinaison la plus défavorable

3.1 Parois verticales

• Pression $C = C_e - C_i = (0,8) - (-0,20) = +1,0$

• Succion $C = C_e - C_i = -0,305 - 0,417 = -0,722$

3.2 Toiture

• Succion $C = C_e - C_i = -0,31 - 0,417 = -0,73$ (constante)

ou variable avec les valeurs extrêmes suivantes:

$$C = -0,72; C = -0,787; C = -0,667; C = -0,787; C = -0,667$$

mais pour des mesures de simplification, on utilise pour les calculs une valeur constante pour toute la toiture en voute.

$$C = -0,73$$

4. Pression dynamique de base

Sa valeur est relevée sur le tableau des surcharges climatiques en ALGERIE.

Pour ALGER : $q_{10} = 70 \text{ kg/cm}^2$

soit q_h la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

Pour $0 < H < 500 \text{ m}$ on a : $\frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+19}{H+60}$ (Regles N.V 65)

4.1 Diagramme des pressions normales agissant sur un Portique

H (m)	0	4,2	8,8	10
q (kg/m ²)	52,5	63,89	68,17	70

On considère que la répartition des pressions est constante sur 10 m de hauteur et vaut :

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 = 70 \times 4 = 280 \text{ kg/ml}$$

5. Coefficient de majoration (1,649 P81 N.V.65)

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité.

Ce coefficient β est donné par la formule $\beta = 1 + \xi \theta$

ξ , Coefficient de réponse, est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement, par l'un des diagrammes de la figure R-III-3

θ , Coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fractionnelle de la figure R-III-4

θ , Coefficient global dépendant du type de construction ; pour notre ouvrage

on a : $\theta = 2$

• $T = 0,17 \text{ s}$ (Période d'oscillation, voir calcul sismique) $\rightarrow \xi = 0,35$

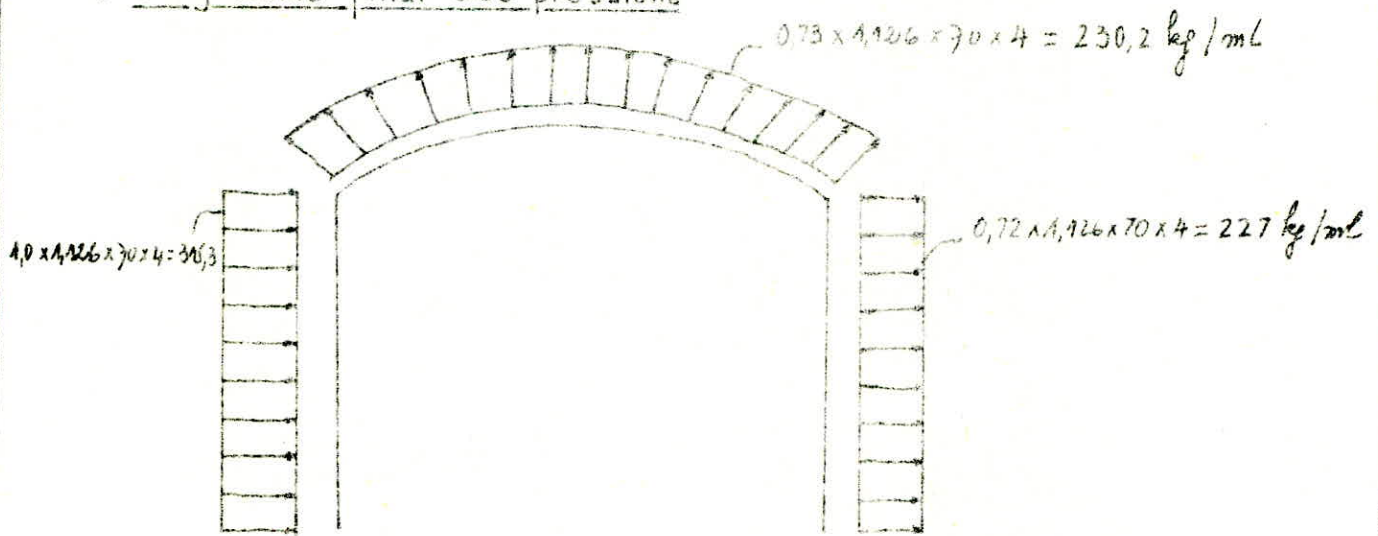
• Pour $H = 8,8 \text{ m}$; $\theta = 0,36$

Le Coefficient de majoration dynamique est donc $\beta = 1(1 + 0,35 \times 0,36)$

soit :

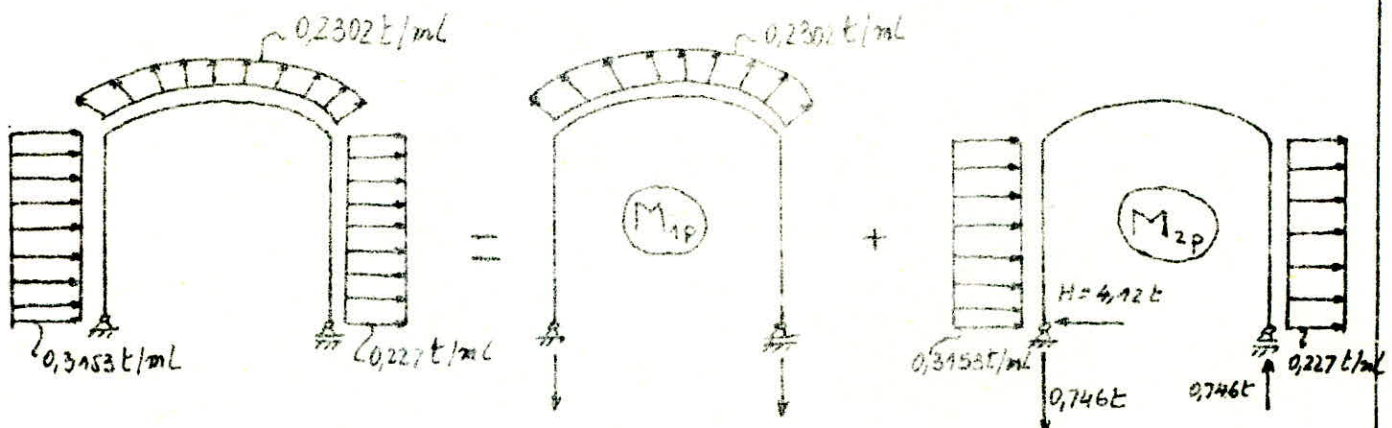
$$\beta = 1,126$$

6 Diagramme final des pressions

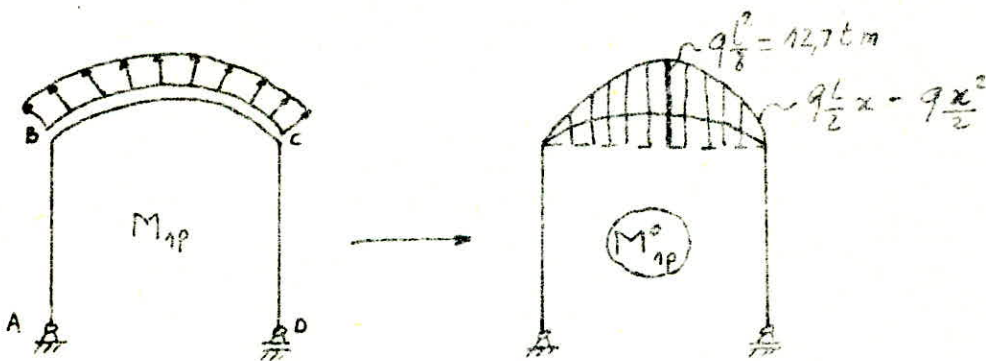


7. Calcul des efforts (Par la methode des forces)

methode de Superposition des effets

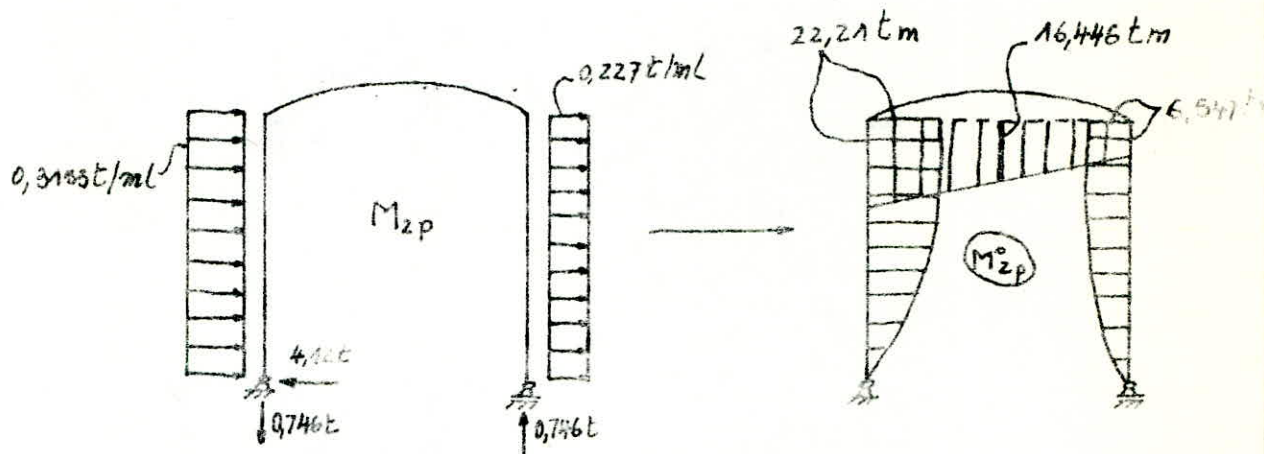


7.1 Calcul de M_{1p}^0 (diagramme des moments)



Remarque: La travée est de faible courbure ($f/l = 12/25 \approx 5\%$) c'est pour cette raison qu'on rapporte le diagramme des moments de la travée à celui de la corde BC (l'erreur est négligeable)

7.2 Calcul de M_{2p} (diagramme des moments)



• Poteau AB :

$$M(x) = 4,12x - 0,3153 \frac{x^2}{2}$$

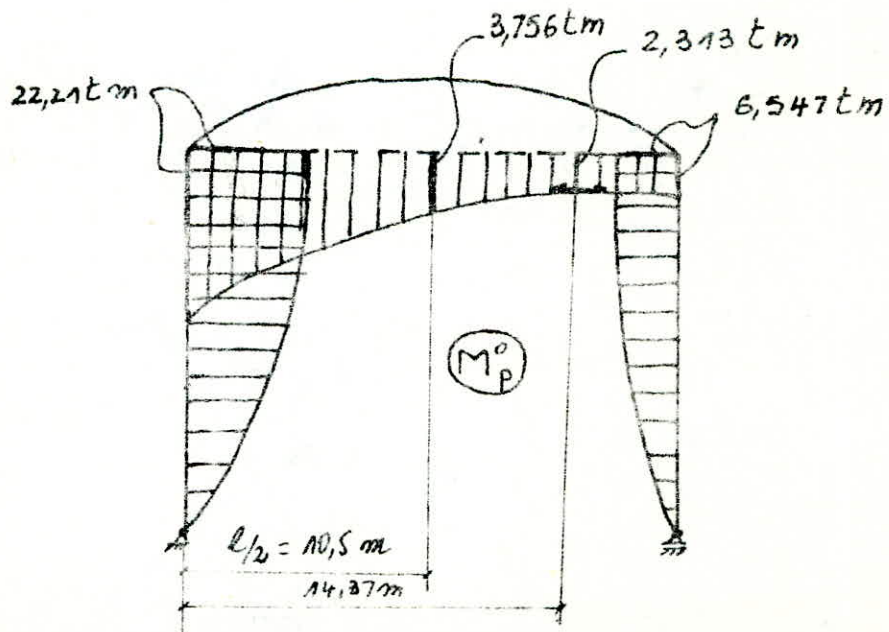
• Enverse BC :

$$M(x) = 22,21 - 0,746x - 0,3153y_x + 4,12y_x$$

En remplaçant y_x par sa valeur $y_x = [-10,88x^2 + 228,57x] / 11$

$$\text{on obtient : } M(x) = 22,21 - 0,352x - 18,754 \cdot 10^{-3} x^2$$

7.3 Diagramme final $M_p^o = M_{1p} + M_{2p}$



Equation du moment dans la traverse BC

$$M_p^o = M_{1p}^o + M_{2p}^o \quad (M_{1p}^o \text{ et } M_{2p}^o \text{ ont de signes opposés})$$

$$M_p^o = (22,21 - 0,352x - 18,754 \cdot 10^{-3} x^2) - (0,2302 \times \frac{21}{2} x - 0,2302 \frac{x^2}{2})$$

$$M_p^o = 22,21 - 2,7691x + 9,6346 \cdot 10^{-2} x^2$$

Ce diagramme admet une tangente horizontale (minimum) pour $x = 14,37 \text{ m}$; $M_x = 2,313 \text{ Em}$.

7.3.1 Calcul des coefficients de l'équation "hyperstatique"

L'équation hyperstatique du portique est:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p}^o = 0 \quad (1)$$

Le coefficient δ_{11} a déjà été calculé, il a pour valeur:

$$\delta_{11} = \frac{5,04 \cdot 10^4}{E}$$

Il reste donc à calculer le coefficient Δ_{1p}^o :

$$\Delta_{1p}^o = \sum \int \frac{M_p^o m_1}{EI_i} ds = \int_{AB} \frac{M_p^o m_1}{EI_p} dx + \int_{BC} \frac{M_p^o m_1}{EI_c} dx + \int_{CD} \frac{M_p^o m_1}{EI_p} dx$$

Remarque: Sur les poteaux AB et CD on applique la méthode de Vereschagin (car m_1 est linéaire), tandis que sur la traverse BC on fait une intégration directe.

$$\text{d'où} \quad \int_{AB} \frac{M_p^o m_1}{EI_p} dx = -\frac{5/12 M_p^o m_1}{EI_p} = -\frac{5}{12} \times 22,21 \times 7,6 \times 7,6 \times \frac{1}{EI_p} = -\frac{2,9337 \cdot 10^3}{E}$$

$$\int_{CD} \frac{M_p^o m_1}{EI_p} dx = -\frac{5/12 M_p^o m_1}{EI_p} = -\frac{5}{12} \times 6,547 \times 7,6 \times 7,6 \times \frac{1}{EI_p} = -\frac{8,6478 \cdot 10^3}{E}$$

$$\int_{BC} \frac{M_p^o m_1}{EI_c} dx =$$

$$M_p^o = 22,21 - 2,7691x + 3,6346 \cdot 10^{-2} x^2$$

$$m_n = 7,6 + yx = 7,6 - 10,88 x^2 \cdot 10^{-2} + 22,857 \cdot 10^{-3} x$$

d'où le produit $M_p^o \cdot m_n$ serait tout calcul fait:

$$M_p^o \cdot m_n = 168,796 - 15,9685x - 0,14234x^2 + 0,05215x^3 - 0,0040482x^4$$

Soit finalement:

$$\int_0^{21} \frac{M_p^o m_n}{EI_c} dx = - \frac{1263,64}{EI_c} = - \frac{2,925 \cdot 10^4}{E}$$

$$\text{Donc } \Delta_{1p}^o = - \left(\frac{2,9337 + 2,925 + 0,86478}{E} \right) 10^4$$

ou encore

$$\Delta_{1p}^o = - \frac{6,7235 \cdot 10^4}{E}$$

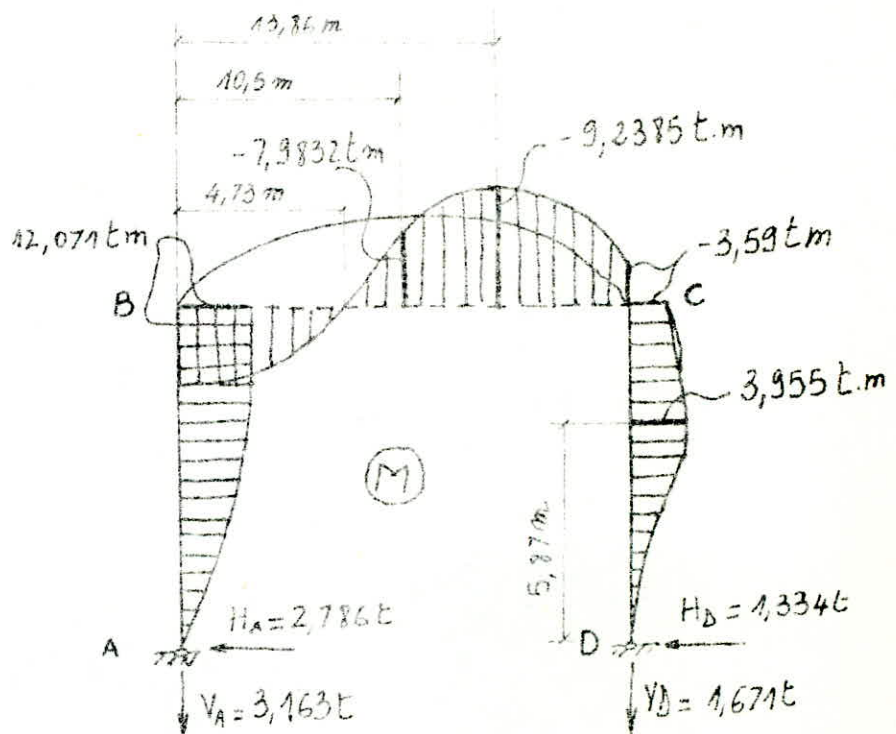
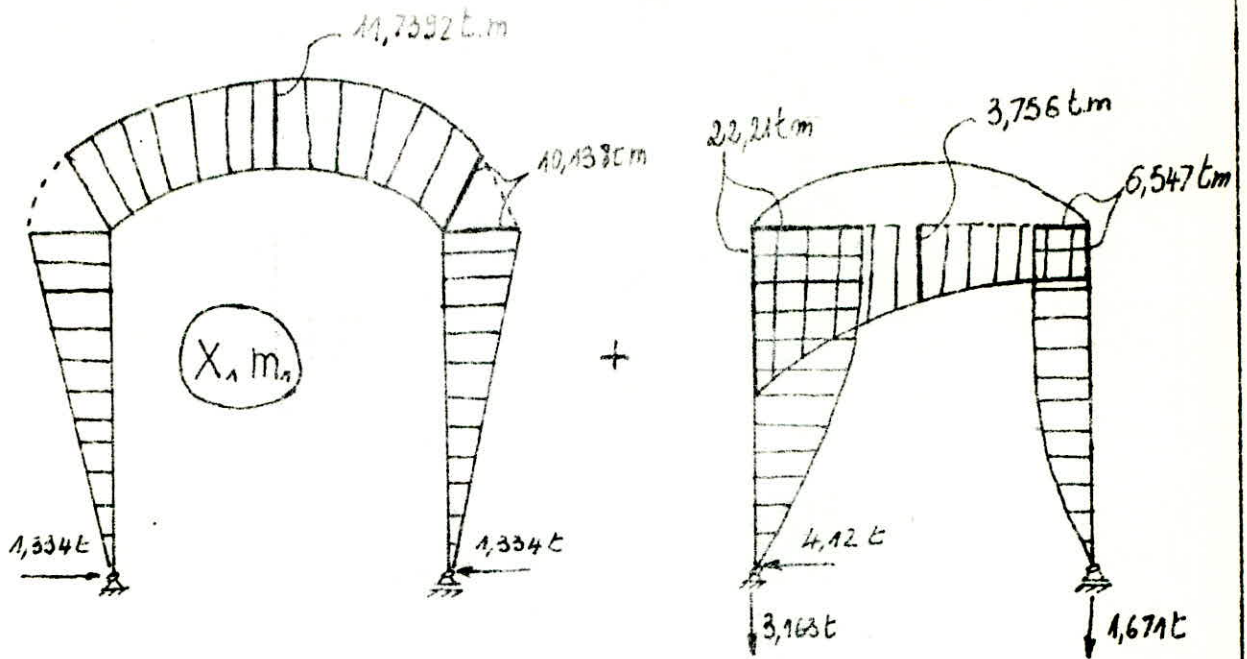
En remplaçant les coefficients S_{11} , S_{1p}^o par leurs valeurs respectifs dans l'équation (1) on aura:

$$\frac{5,04 \cdot 10^4}{E} X_1 + \frac{6,7235 \cdot 10^4}{E} = 0$$

Soit

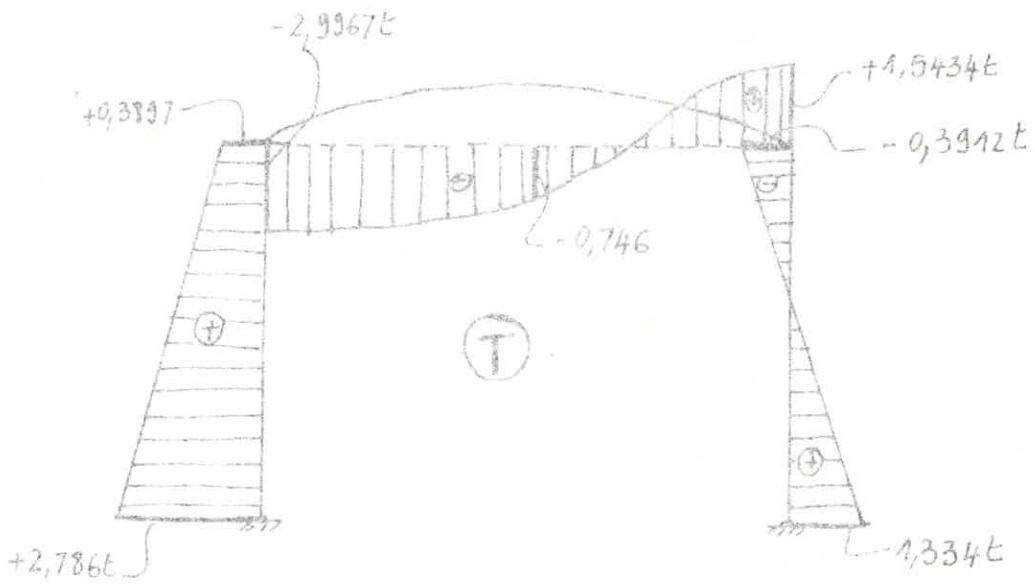
$$X_1 = 1,334 t$$

7.3.2 Diagramme des moments résultants

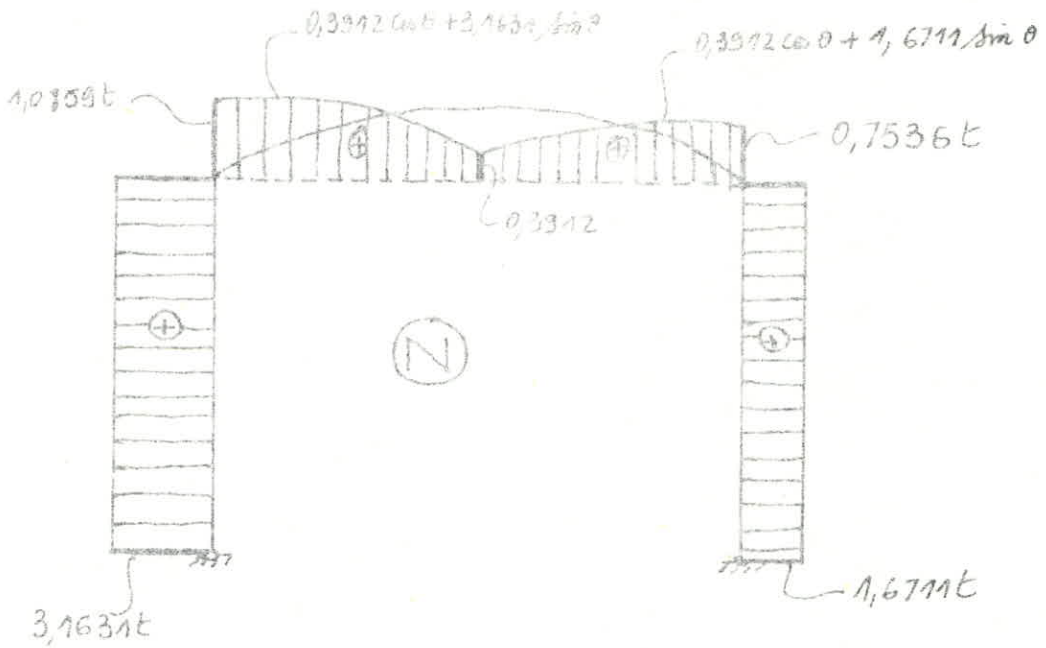


- sur AB: $M_x = 2,786x - 0,15765x^2$
- sur BC: $M_x = 12,071 - 3,074x + 0,11086x^2$ ($M_x = 0; x = 4,73\text{ m}$)
- sur CD: $M_x = 1,334x - 0,1135x^2$ ($M_{max} = 3,955\text{ t.m}; x = 5,87\text{ m}$)

7.3.3 Diagramme des efforts tranchants (même méthode de calcul que le moment)



7.3.4 Diagramme des efforts normaux



1. Pour un ouvrage situé à ALGER, et jusqu'à deux cents d'altitude, on suppose que les surcharges normales P_n et extrêmes P'_n uniformément réparties dues à la neige, ont pour valeurs en projection horizontales celles indiquées ci-dessous :

$$P_n = 20 \text{ kgf/m}^2 ; \quad P'_n = 35 \text{ kgf/m}^2 = \frac{7}{4} P_n$$

Altitude : L'ouvrage est supposé être à 500 m d'altitude

Autour de 200 m d'altitude et quelle que soit la région considérée, la loi de variation des surcharges en fonction de P_n ou de P'_n (R-II-2,1) et de l'altitude A est donnée par la formule suivante :

$$200 \text{ m} \leq A \leq 500 \text{ m} \quad ; \quad P_n = P_n + \frac{A-200}{10} \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Soit } P_n = 20 + \frac{500-200}{10} = 50 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Ce qui correspond à : } \underline{\underline{P_n = 50 \cdot 4 = 200 \text{ kgf/m}^2}}$$

Combinaison des effets de la neige et du vent

Les effets de la neige et du vent sont considérés simultanément lorsque leur combinaison produit dans la construction des actions plus défavorables que si la neige ou le vent agissait seul.

Dans ce cas les hypothèses suivantes sont admises :

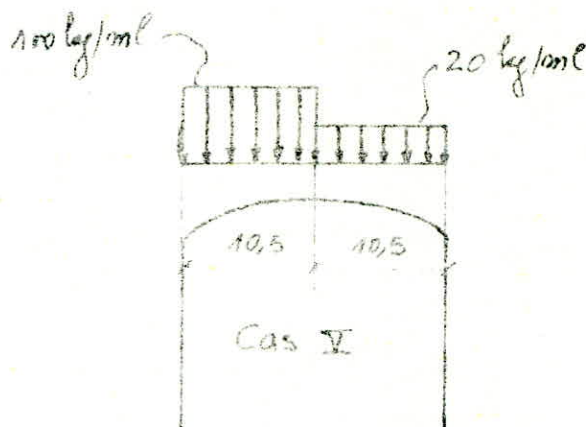
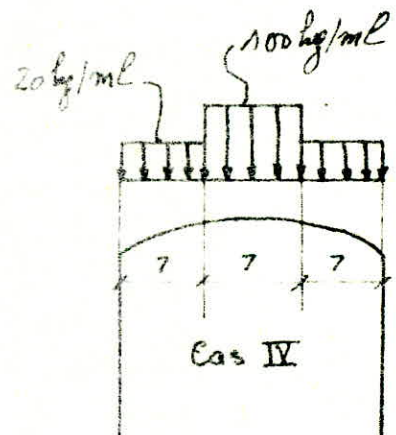
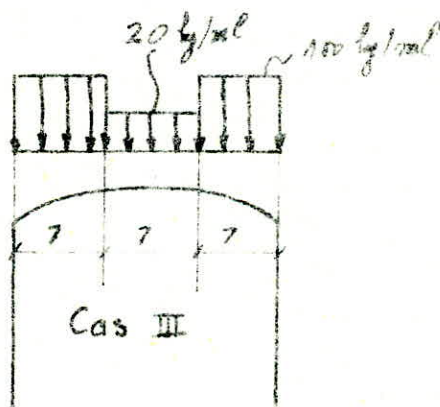
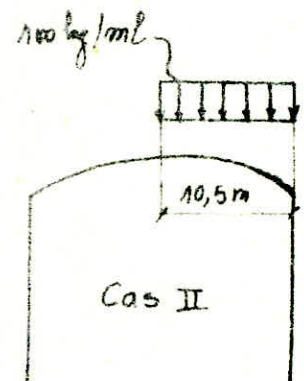
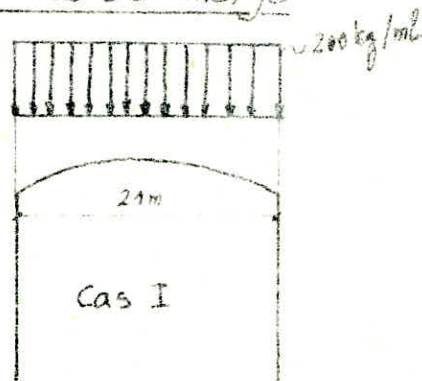
- La surcharge normale ou extrême due au vent soufflant dans différentes directions est prise en totalité ;
- La surcharge de neige normale ou extrême est réduite de moitié ;
- Pour tenir compte des possibilités d'accumulation de neige dans certaines zones (R-II-3,2) cette surcharge de neige réduite est appliquée de la manière la plus défavorable soit totalement, soit partiellement, mais la différence de charge entre les parties les plus chargées et les parties les moins chargées ne doit pas dépasser 20 daN/m^2 pour la surcharge normale et 35 daN/m^2 pour la surcharge extrême, ces valeurs pouvant être majorées (R-II-3,3).

On admet par mesure de simplification que les actions (pressions et succion) dues au vent sur une toiture conoïde sont les mêmes que sur la toiture sans neige, bien que les conditions aérodynamiques avec les variations de forme dues aux accumulations plus ou moins régulières de neige.

Il suffit en général pour tenir compte des dissymétries de surcharges de neige dues à l'action du vent.

- Dans le cas d'une voûte, se charger au maximum la moitié de la voûte

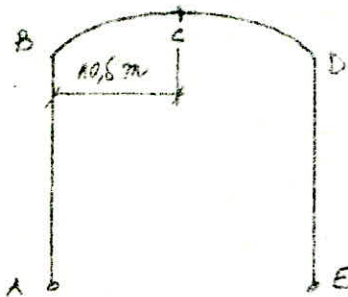
II. Différents cas de charge



III. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts dus à l'eau ou charges de neige on n'appliquera pas la méthode des forces qui est une méthode exacte car on a 5 cas de charge à calculer néanmoins on pourra utiliser la méthode approchée qui est exposée dans le livre de M. KLEIN LOGEL

a. 



$$k = \frac{I_c}{I_p} \times \frac{h}{l} = \frac{43,4}{18,22} \cdot \frac{7,6}{21} = 0,85808$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1,2}{7,6} = 0,15789$$

$$B = 2k + 3 + 2\varphi = (2 \times 0,85808) + 3 + (2 \times 0,15789) = 5,03194$$

$$C = 2\varphi \left[1 + \frac{4}{5}\varphi \right] = 0,355667$$

$$N = B + C = 5,03194 + 0,355667 = 5,387607$$

Les moments seront donc par :

$$M_B = M_D = - \frac{(L + R) + \varphi Q}{2N}$$

$$\text{avec } Q = \frac{1}{5} q l^2$$

$$\left. \begin{aligned} R &= q \frac{l^2}{4} \left[\frac{2 - \sqrt{5}}{4} \right] = \frac{1,75}{16} q l^2 \\ L &= \frac{q l^2 (1 + 0,5)^2}{4} = \frac{2,25}{16} q l^2 \end{aligned} \right\} L + R = 0,25 q l^2$$

$$\text{Soit } M_B = M_D = - \frac{0,25 q l^2 + 0,15789 \times 0,2 q l^2}{2 \times 5,387607} = - 0,026132 q l^2$$

$$\underline{\underline{M_B = M_D = - 2,30484 \text{ tm}}}$$

$$M_c = \frac{q l^2}{16} - 1,15789 \times 0,026132 q l^2$$

$$\text{Soit } M_c = 0,032242 q l^2 \rightarrow \underline{\underline{M_c = 2,84374 \text{ tm}}}$$

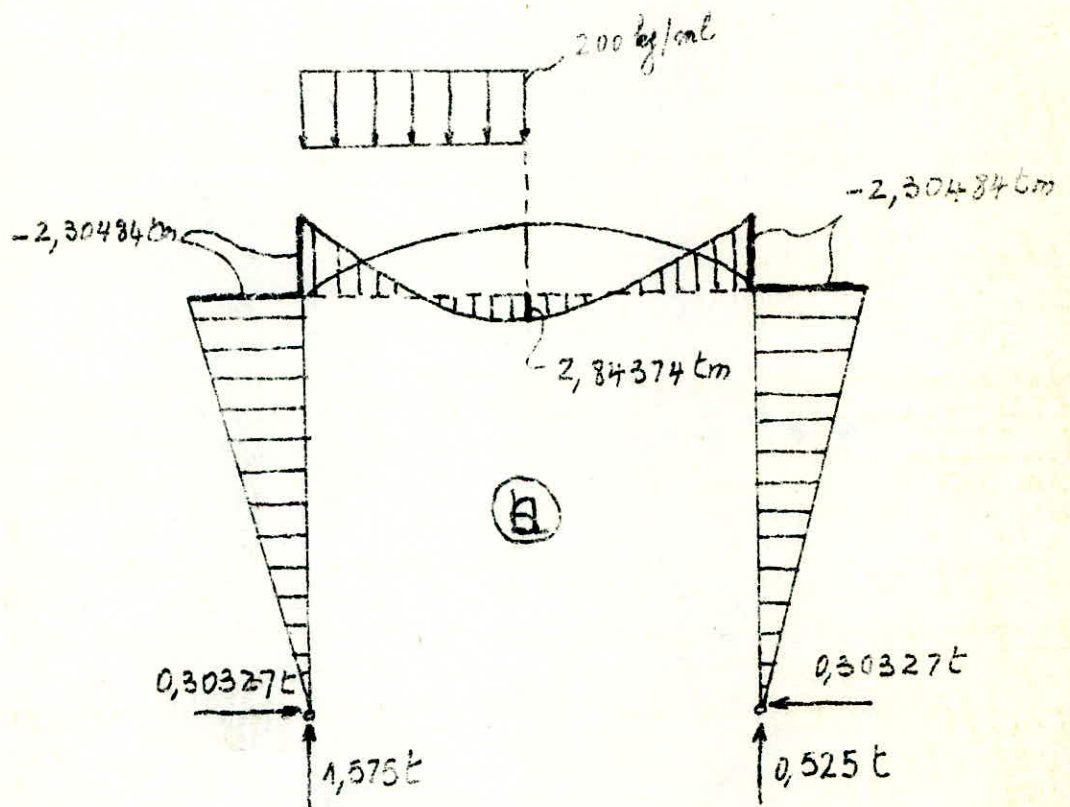
$$V_A = \frac{M_A}{l} = \frac{3/8 q l^2}{l} = \frac{3}{8} q l \quad \text{and} \quad M_A = \frac{3}{8} q l^2$$

$$\rightarrow \underline{\underline{V_A = 1,575 \text{ t}}}$$

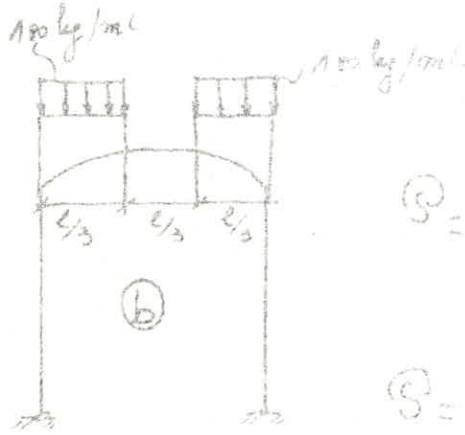
$$V_E = \frac{M_E}{l} = \frac{q l^2/8}{l} = \frac{q l}{8} \quad \text{and} \quad M_E = \frac{q l^2}{8}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{V_E = 0,525 \text{ t}}}$$

$$H_A = H_E = -\frac{M_B}{h} \rightarrow \underline{\underline{H_A = H_E = 0,30327 \text{ t}}}$$



-b-



$$\mathcal{S} = \frac{2}{5} q \cdot \left(\frac{l}{3}\right)^2 \left[5 - 5 \times \left(\frac{1}{3}\right)^2 + 2 \left(\frac{1}{3}\right)^3 \right]$$

4,518518

$$\mathcal{S} = 0,200823 q l^2$$

$$\mathcal{R} = \mathcal{L} = 0,129639 q l^2$$

dans le cas b les moments, sont donnés par

$$M_B = M_D = - \frac{(\mathcal{L} + \mathcal{R}) + \varphi \mathcal{S}}{2N}$$

$$\text{Soit } M_B = M_D = - \left[\frac{2 \times 0,129639 q l^2 + 0,45789 \cdot 0,200823 q l^2}{2 \times 5,387607} \right]$$

$$M_B = M_D = -0,0270034 q l^2 \longrightarrow \underline{\underline{M_B = M_D = -1,1908 \text{ tm}}}$$

$$M_c^0 = \frac{q l^2}{18} ; \quad M_c = M_c^0 + (1 + \varphi) M_B$$

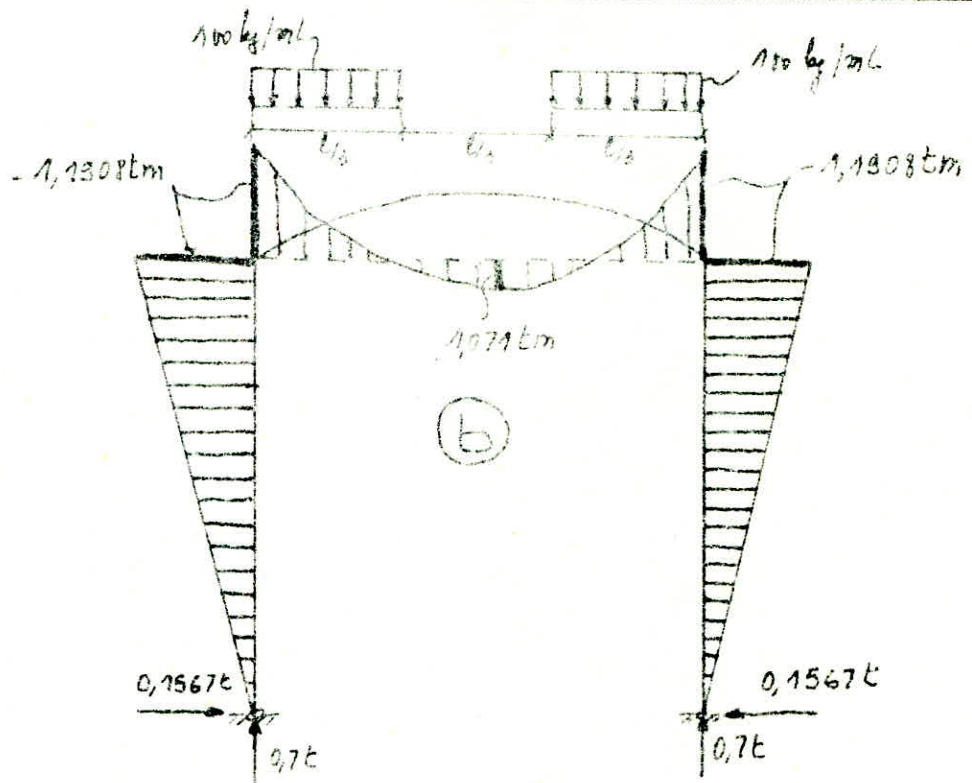
$$\text{Soit } M_c = \frac{q l^2}{18} - (1,45789) 0,0270034 q l^2 = 0,0242886 q l^2$$

$$\longrightarrow \underline{\underline{M_c = 1,071 \text{ tm}}}$$

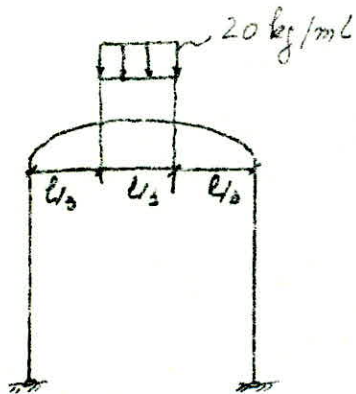
$$M_B = M_D = \frac{q l^2}{3} \longrightarrow V_A = V_E = \frac{q l}{3} \longrightarrow \underline{\underline{V_A = V_E = 0,7 \text{ t}}}$$

$$H_A = H_E = - \frac{M_D}{h} \longrightarrow H_A = H_E = + \frac{0,0270034 q l^2}{h}$$

$$\longrightarrow \underline{\underline{H_A = H_E = 0,1567 \text{ t}}}$$



-C-

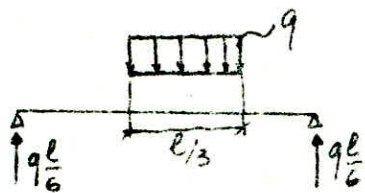


$$S = \frac{1}{40} \cdot 9 \frac{l}{3} \cdot l \left[5 - \left(\frac{1}{3} \right)^2 \right]^2$$

$$S = 0,1331779 l^2$$

$$S = R = \frac{9 \frac{l^2}{3} \left(3 - \left(\frac{1}{3} \right)^2 \right)}{8} = 0,120379 l^2$$

$$M_A = M_B = 9 \frac{l^2}{6}$$



$$M_c^o = 9 \frac{l}{6} \cdot \frac{l}{2} - 9 \frac{l}{6} \cdot \frac{l}{12} = 9 \frac{l}{6} \left[\frac{l}{2} - \frac{l}{12} \right]$$

$$M_c = 9 \frac{l}{6} \cdot \frac{5l}{12} = \frac{59l^2}{72}$$

Dans le cas c Les moments sont donnés par:

$$\bullet M_B = M_D = - \frac{(L + R) + \varphi S}{2N} = - \left(\frac{2 \cdot 0,120879l^2 + 0,15789 + 0,1991779l^2}{2 \cdot 5,387607} \right)$$

$$M_B = M_D = - 0,025269l^2 \longrightarrow \underline{\underline{M_B = M_D = - 0,2228 \text{ tm}}}$$

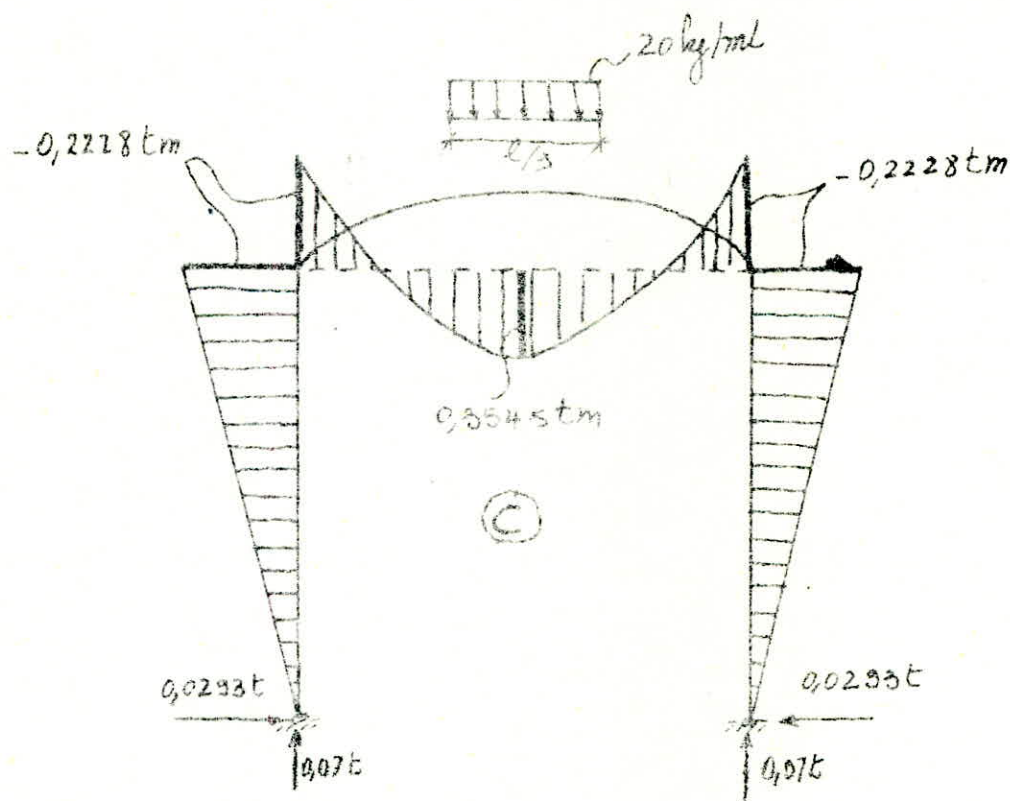
$$M_C = M_C^0 + (1 + \varphi) M_B$$

$$M_C = \frac{5}{72} 9l^2 - 1,15789 \cdot 0,025269l^2 = 0,0401969l^2$$

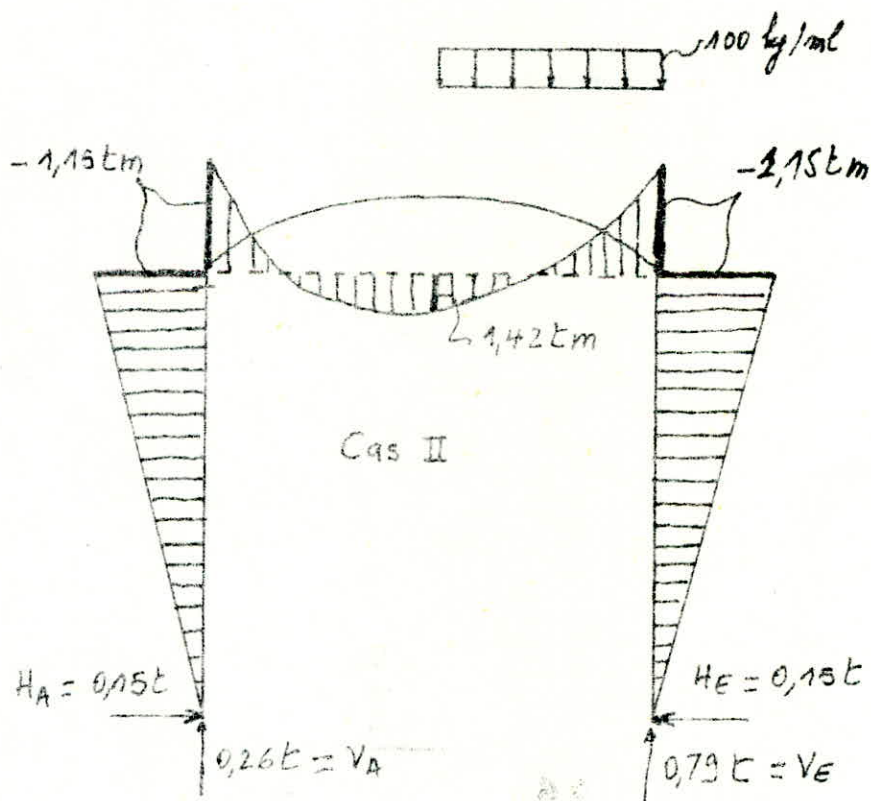
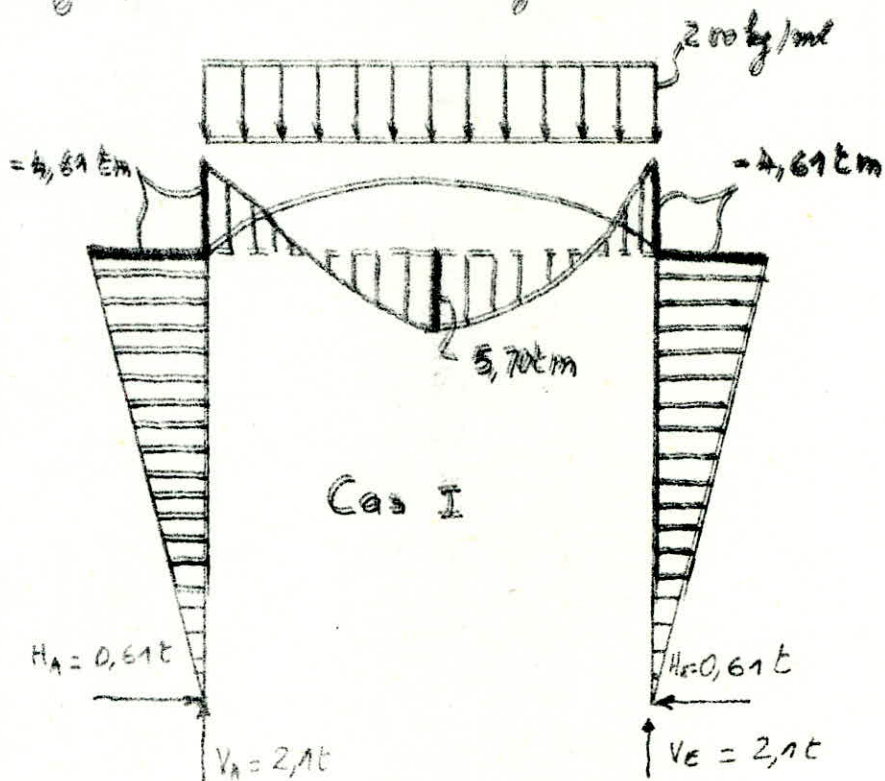
$$\longrightarrow \underline{\underline{M_C = 0,3545 \text{ tm}}}$$

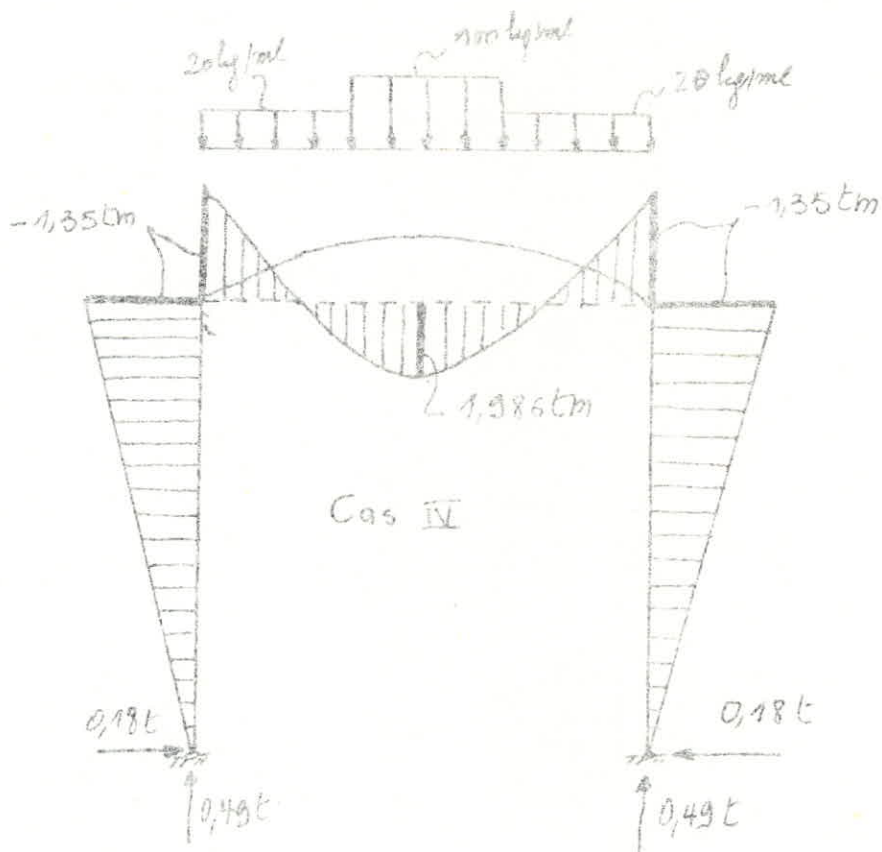
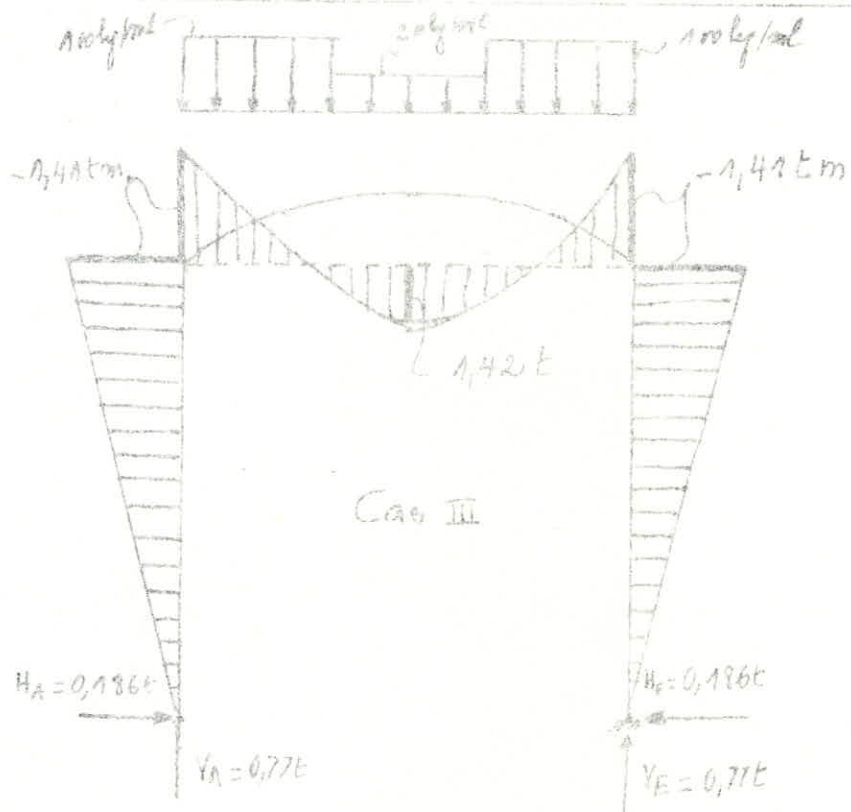
$$\bullet V_A = V_E = \frac{Jl}{l} = \frac{9l}{6} \longrightarrow V_A = V_E = 0,07l$$

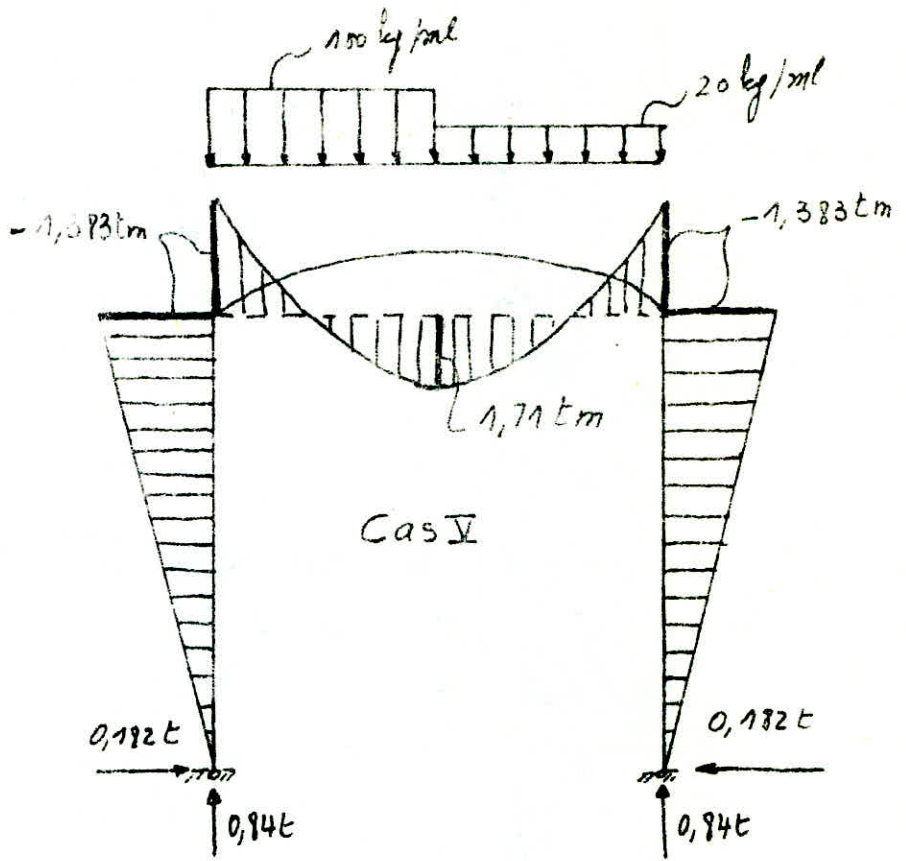
$$\bullet H_A = H_E = - \frac{M_B}{R} = 0,0293l$$



Pour la détermination des diagrammes selon des moments de différents cas de charges, on combine les diagrammes de cas a-b-c







Combinaisons

1. Sollicitations pondérées du 1^{er} genre

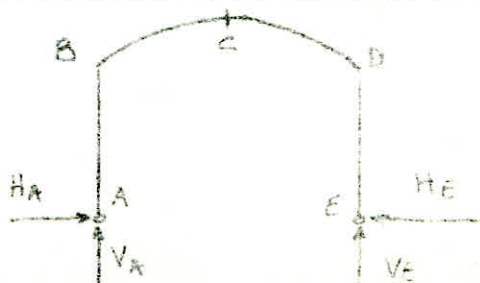
1.1. $S_n = G + 1,2P$

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-53,032	-53,032	+65,277	+24,158	+24,158	+6,983	+6,983
1,2P	-11,067	-11,067	+13,623	+5,041	+5,041	+1,457	+1,457
S_n	-64,099	-64,099	+78,9	+29,199	+29,199	+8,44	+8,44

1.2 $S'_n = G + P + V$

(V) étant les surcharges climatiques (neige + vent)

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-53,032	-53,032	+65,277	+24,158	+24,158	+6,983	+6,983
P	-9,2225	-9,2225	+11,3525	+4,2008	+4,2008	+1,21416	+1,21416
V	-4,6097	-5,89485	+5,6875	+2,1	+2,1	+0,6065	+1,63725
S'_n	-66,8642	-68,149	+82,317	+30,4588	+30,4588	+8,80366	+9,83441



2. Sollicitations Pondérées du 2^e genre

2.1. $S_2 = (G) + 1,5(P) + 1,5(V)$

	M_B [kNm]	M_D [kNm]	M_C [kNm]	V_A [kN]	V_E [kN]	H_A [kN]	H_E [kN]
G	-53,02	-53,032	+65,277	+24,158	+24,158	+6,983	+6,983
1,5P	-13,8337	-13,8337	+17,0287	+6,3042	+6,3042	1,82124	+1,82124
1,5V	-6,9145	-8,8423	+8,5313	+3,15	+3,15	+0,90575	+2,4558
S_2	-73,780	-75,780	+90,837	+33,603	+33,603	+9,71393	+11,260

2.2 $S'_2 = (G) + (P) + \delta_w (W)$ δ_w la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

Le coefficient δ_w étant calculé par la formule :

$$\delta_w = 1,10 - 0,5 \frac{(P_{g,max})}{(G)} \quad \text{dans le cas où } (P_{g,max}) < 0,20(G)$$

$P_{g,max}$ = Surcharge max développée par les surcharges normales d'exploitation

dans notre cas : $P_{g,max} = 400 \text{ kg/m}$
 $G = 2300 \text{ kg/m}$ } $\frac{P_{g,max}}{G} = 0,174 < 0,2$

d'où $\delta_w = 1,013 = 1,10 - 0,5 \frac{0,174}{0,53,02}$

d'où $\delta_w = 1,013$

	M_B	M_0	M_c	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-53,032	-53,032	+65,277	+24,458	+24,458	+6,983	+6,983
P	-3,2225	-3,2225	+11,3525	+4,2003	+4,2003	+1,21416	+1,21416
$\delta_w(X)$	-1,1927	-3,5525	+3,6024	+3,5455	+3,5455	+1,0240	+1,0240
S_2'	-70,0372	-72,207	+36,2343	+31,9043	+31,9043	+9,2246	+9,2246

Il est à noter que la sollicitation $(S_2'') = (G) + (P) + (SI)$
donne les effets les moins défavorables (C'est pour cette raison qu'on n'a
pas établi un tableau pour (S_2''))

CHAP. 6 Calcul de l'élément de toiture

La valeur de la charge à prendre en compte pour le calcul de l'élément de toiture est :

- g_1 = charge permanente due au revêtement (déjà calculée)

$$g_1 = 304 \text{ kg/m}$$

- g_2 = charge permanente due au poids propre

$$g_2 = 375 \text{ kg/m}$$

- g_s = surcharge d'exploitation pour terrasse non accessible donnée par la norme égale à 200 kg/m^2

$$g_s = 300 \times 1 = 200 \text{ kg/m}$$

$$\text{d'où } q = (g_1 + g_2) + 1,2 g_s = 1,28 + 1,2 \times 0,2 \implies \boxed{q = 1,52 \text{ t/m}}$$

q sera considéré répartie uniformément et horizontalement.

Dimensions de la toiture :

La fibre moyenne sera représentée par l'axe de symétrie de l'élément de toiture. Donc la longueur à prendre en compte, on qui on laissera de part et d'autre des appuis de la toiture pour le montage une distance de 4 cm, sera :

$$l = 400 - 4 - 13 = 383 \text{ cm}$$

la hauteur est : $h = 80 - 2 = 78 \text{ cm}$

Une caractéristique de arcs est que les efforts axiaux et les moments fléchissants ont des effets comparables sur la déformation de la structure, donc, dans le calcul des coefficients du système d'équation, l'influence de l'effort axial ne doit pas être négligée. Par contre, l'influence de l'effort tranchant sera négligée comme pour les autres structures. L'arc est articulé, donc 1 fois hyperstatique. On appliquera la méthode de forces. Le système de base choisi est le suivant :



$$\text{d'où } X_1 = - \frac{\left(\int \frac{y M_p^0}{EI} ds + \int \frac{\cos \alpha \cdot N_p^0}{EA} ds \right)}{\int \frac{y^2}{EI} ds + \int \frac{\cos^2 \alpha}{EA} ds}$$

L'expérience montre que pour les cas tels que :

$$\frac{f}{l} \geq \frac{1}{5} \quad \text{et} \quad \frac{h_e}{l} \leq 0,1 \quad \Rightarrow \quad \text{alors } \int \frac{\cos \alpha \cdot N_p^0}{EA} ds \quad \text{peut être négligé.}$$

Dans notre cas : $f = \text{flèche} = 78 \text{ cm}$

$l = \text{longueur} = 383 \text{ cm}$

$h_e = \text{épaisseur au milieu} = 4 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} f \\ l \end{array} \right\} = \frac{78}{383} = \frac{1}{4,91} > \frac{1}{5}$$

et

$$\frac{h_e}{l} = \frac{4}{383} = 0,01 < 0,1$$

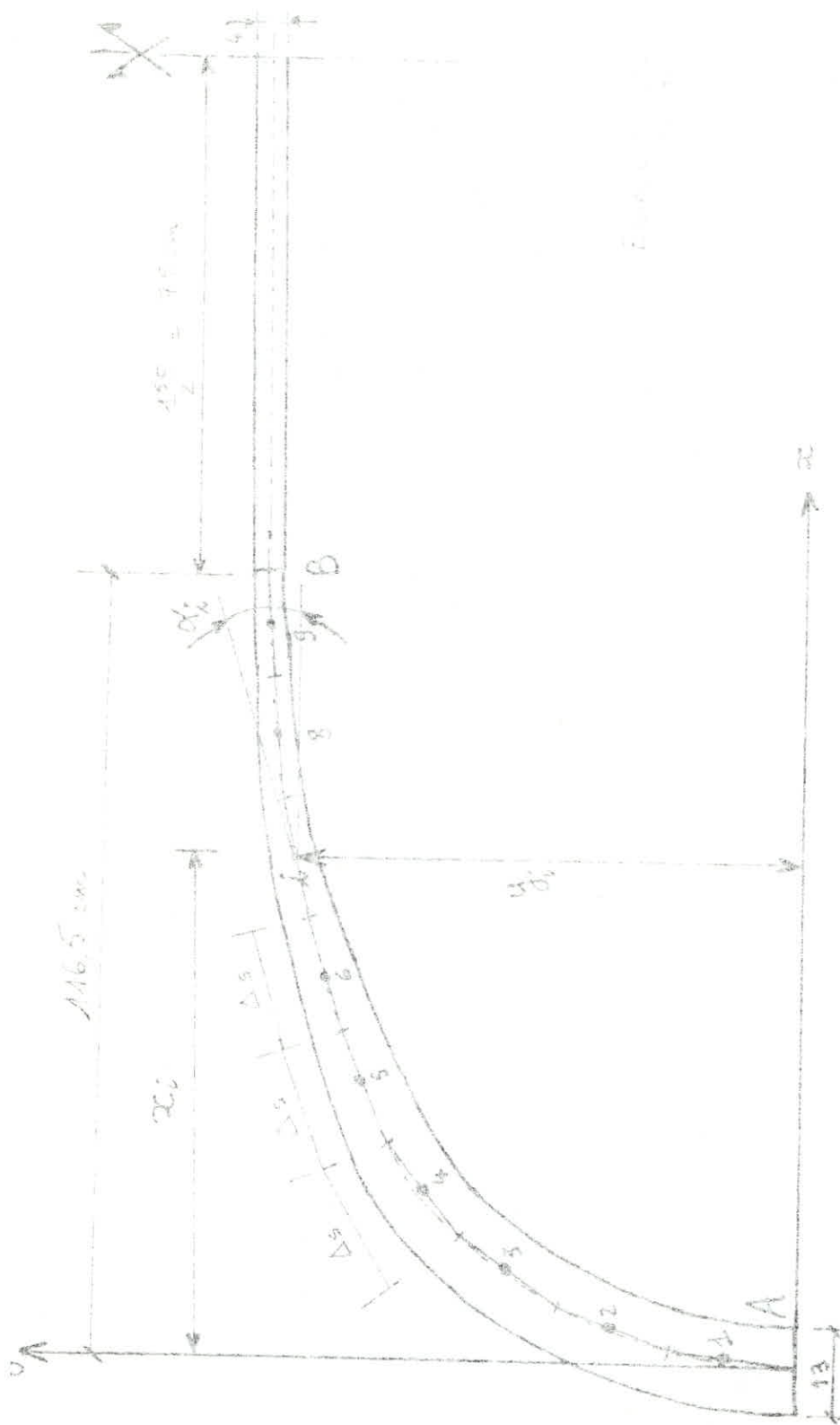
donc :

$$X_1 = \frac{\int \frac{y M_p^0}{EI} ds}{\int \frac{y^2}{EI} ds + \int \frac{\cos^2 \alpha}{EA} ds}$$

L'intégration directe est ici difficile à effectuer surtout que la section transversale varie en certains points. A cause de tout ceci, l'intégration est remplacée par une sommation numérique. On remplacera pour cela l'axe par une ligne polygonale où chacun de ses segments aura la même longueur Δs . Le nombre de partage de l'axe sera donc fonction de la précision souhaitée.

On tracera pour cela l'élément de forme de l'échelle. (Voir fig. ci après)
L'échelle utilisée est $\frac{1}{10}$.

Sur la portion courbe, on prendra 9 segments tous égaux entre eux.

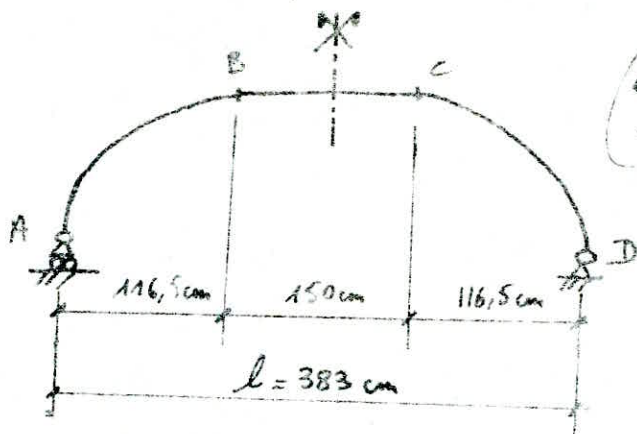


Sur le graphe précédent: $\Delta s_1 = \Delta s_2 = \dots = \Delta s_n = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$

En passant de l'intégration directe à la sommation numérique X_1 devient:

$$X_1 = \frac{\sum \frac{y_i M_{ip}^0}{EI_i} \Delta s_i}{\sum \frac{y_i^2}{EI_i} \Delta s_i + \sum \frac{\cos^2 \alpha_i}{EA_i} \Delta s_i}$$

en simplifiant par E et en décomposant la sommation, on a entre A et B une sommation numérique et entre B et C une intégration directe.



(entre B et C l'arc est horizontal.)

et puisque de plus l'arc possède un axe de symétrie.

$$X_1 = \frac{2 \Delta s \sum_A^B \frac{y_i M_{ip}^0}{I_i} + \int_B^C \frac{y M_{ip}^0}{I} ds}{2 \Delta s \left[\sum_A^B \frac{y_i^2}{I_i} + \sum_A^B \frac{\cos^2 \alpha_i}{A_i} \right] + \int_B^C \frac{y^2}{I} ds + \int_B^C \frac{\cos \alpha}{A} ds}$$

Les calculs seront présentés sur le tableau suivant:

i	y_i [cm]	x_i [cm]	M_{ip}^2 [cm] $= 9\left(\frac{p}{2}x - \frac{z^2}{2}\right)$	I_i [cm ⁴]	A_i [cm ²]	$\cos \alpha_i$	$\cos^2 \alpha_i$	$\frac{y_i \cdot M_{ip}^2}{I_i}$ [cm]	$\frac{y_i^2}{I_i}$ [cm ⁻³]	$\frac{\cos^2 \alpha_i}{A_i}$ [cm ⁻⁶]
1	9	0,53	0,0154	$18,3 \times 10^3$	$1,3 \times 10^3$	0,1406	0,0197	$7,592 \times 10^{-6}$	$4,426 \times 10^{-3}$	$15,154 \times 10^{-6}$
2	26,5	4,73	0,1359	"	"	0,3409	0,1162	$1,9688 \times 10^{-4}$	$38,37 \times 10^{-3}$	$89,385 \times 10^{-6}$
3	42,5	12,9	0,36218	"	"	0,5263	0,2769	$8,425 \times 10^{-4}$	$98,7 \times 10^{-3}$	213×10^{-6}
4	55,5	23,85	0,65075	"	"	0,7736	0,5984	$1,9736 \times 10^{-3}$	$169,32 \times 10^{-3}$	$460,30 \times 10^{-6}$
5	64	41	1,06518	$16,4 \times 10^3$	$1,2 \times 10^3$	0,9204	0,8471	$4,7333 \times 10^{-3}$	$284,44 \times 10^{-3}$	$705,917 \times 10^{-6}$
6	70	57	1,4131	$6,075 \times 10^3$	$0,9 \times 10^3$	0,9473	0,8973	$1,6280 \times 10^{-2}$	$806,584 \times 10^{-3}$	997×10^{-6}
7	74	74,5	1,7456	$3,515 \times 10^3$	$0,75 \times 10^3$	0,9739	0,9485	$3,6749 \times 10^{-2}$	1,558	$1,265 \times 10^{-3}$
8	77	92	2,0306	$1,8 \times 10^3$	$0,6 \times 10^3$	0,9848	0,9698	$8,6865 \times 10^{-2}$	3,294	$1,616 \times 10^{-3}$
9	78	109	2,2681	$1,041 \times 10^3$	$0,500 \times 10^3$	1	1	$1,6993 \times 10^{-1}$	5,884	2×10^{-3}

La valeur des sommes respectives est donc :

$$\cdot 2 \Delta s \sum_1^B \frac{y_i M_{ip}}{I_i} = 2 \times 0,18 \times 3,1757 \times 10^5 = 1,1432 \times 10^5$$

$$\cdot 2 \Delta s \sum_1^B \frac{y_i^2}{I_i} = 2 \times 0,18 \times 12,1368 \times 10^4 = 4,369 \times 10^4$$

$$\cdot 2 \Delta s \sum_A^B \frac{\cos^2 \alpha_i}{A_i} = 2 \times 0,18 \times 73,618 = 26,502$$

Calcul de $\int_B^C \frac{y M_p^*}{I} ds$:

entre B et C on a : $y = \text{constante} = 0,78 \text{ m}$
 $I = \text{''} = \frac{0,04^3}{12} = 533,33 \times 10^{-8} \text{ m}^4$
 $M_p^* = q \left(l \frac{x}{2} - \frac{x^2}{2} \right)$
 $ds = dx$

$$\cdot \int_B^C \frac{y M_p^*}{I} ds = \int_{1,165}^{2,665} \frac{0,78 \times 1,52}{533,33 \times 10^{-8}} \left(3,83 \frac{x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) dx$$

$$= 2,223 \times 10^5 \left[3,83 \frac{x^2}{4} - \frac{x^3}{6} \right]_{1,165}^{2,665}$$

$$\Rightarrow \int_B^C \frac{y M_p^*}{I} ds = 5,800 \times 10^5$$

Calcul de $\int_B^C \left(\frac{y^2}{I} + \frac{\cos^2 \alpha}{A} \right) dx$:

entre B et C $\Rightarrow \alpha = 0 \Rightarrow \cos \alpha = 1$

$$\int_B^c \frac{y^2}{I} dx + \int_B^c \frac{\cos \alpha}{A} dx = \frac{0,78^2 \times 1,5}{533,33 \times 10^{-8}} + \frac{1 \times 1,5}{4 \times 10^{-2}}$$

$$\Rightarrow \int_B^c \left(\frac{y^2}{I} + \frac{\cos \alpha}{A} \right) dx = 1,7115 \times 10^5$$

D'où la valeur finale de X_1 :

$$X_1 = \frac{1,1432 \times 10^5 + 5,8 \times 10^5}{(4,369 \times 10^4 + 26,502) + 1,7115 \times 10^5}$$

d'où

$$X_1 = 3,23 \text{ t}$$

Détermination des efforts :

X_1 étant déterminé, le moment fléchissant dans une section i quelconque de l'arc est :

$$M_{ip} = M_{ip}^0 - y_i X_1$$

La variation de M_{ip} sera donnée sur le tableau qui suit. Vu que l'arc est symétrique, on s'arrêtera à $x_i = \frac{l}{2} = 1,195 \text{ m}$

x_i [m]	y_i [m]	$M_{ip}^0 =$ $q(l\frac{x}{2} - \frac{x^2}{2})$	$y_i X_1$	$M_{ip} = M_{ip}^0 - y_i X_1$ [tm]
0,0053	0,09	0,0154 tm	0,2907	- 0,2757 tm
0,047	0,265	0,133	0,856	- 0,721 "
0,129	0,425	0,362	1,372	- 1,01 "
0,238	0,555	0,649	1,793	- 1,144 "
0,410	0,640	1,065	2,067	- 1,002 "
0,570	0,700	1,412	2,261	- 0,849 "
0,745	0,740	1,746	2,39	- 0,644 "
0,92	0,77	2,034	2,486	- 0,452 "
1,09	0,78	2,269	2,519	- 0,25 "
1,2	"	2,398	"	- 0,12 "
1,4	"	2,585	"	+0,066 "
1,6	"	2,711	"	+0,192 "
1,8	"	2,777	"	+0,258 "
$x = \frac{l}{2} = 1,915$	"	2,787	"	+0,268 "

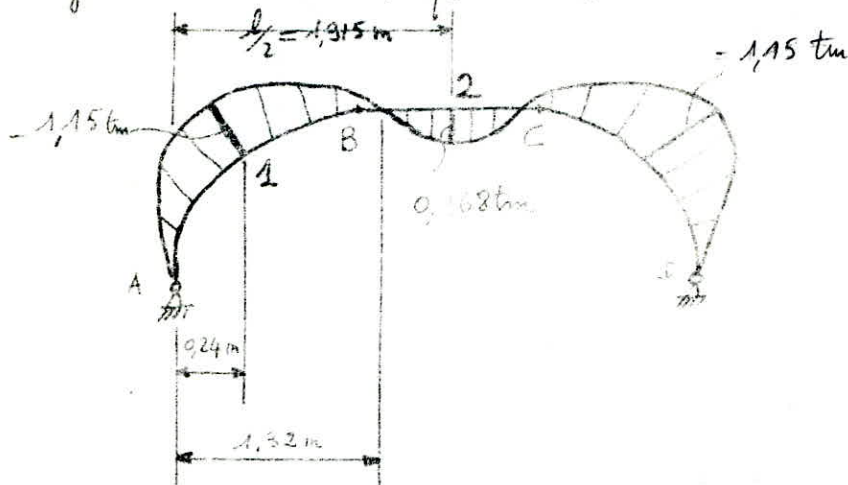
D'après le tableau : le moment maximum positif est :

$$\underline{\underline{M_{max}^{\oplus} = +0,268 \text{ tm dans la section } i \text{ à } x_i = \frac{l}{2} = 1,915 \text{ m}}}$$

le moment maximum négatif peut être évalué à :

$$\underline{\underline{M_{max}^{\ominus} = -1,15 \text{ tm dans la section } i \text{ à } x_i = 24 \text{ cm}}}$$

et enfin le moment fléchissant est nul pour $x_2 = 1,32$
 le diagramme des moments fléchissants est donc :



Détermination des armatures :

Puisque les inerties sont variables, nous avons 2 sections à vérifier.

1/ Section médiane 2 :

La toiture sera dimensionnée en flexion simple. La partie inférieure étant non exposée aux intempéries on prendra un enrobage d égal à 1 cm.

D'où la hauteur utile h sera : $h = h_0 - d = 3 \text{ cm}$ ($h_0 = 4 \text{ cm}$)



Pour déterminer la section d'acier, on utilisera la méthode des abaques exposée dans l'ouvrage de P. CHARON.

Vue l'épaisseur faible, on prendra des treillis soudés. Le règlement CCBA 68 prescrit pour les treillis soudés dont le diamètre ϕ est inférieur à 6 mm, une contrainte garantie égale à $\sigma_{eg} = 5300 \text{ kg/cm}^2$ d'où la contrainte admissible sera égale à :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3530 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{avec } \sigma_{en} = \sigma_{2g})$$

Pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$y = \frac{15 M_2}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 26800}{3530 \times 100 \times 3^2} = 0,1265$$

on tire des abaques $k = 21,2$; $\epsilon = 0,8619$

$$\text{d'où } A_2 = \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a y} = \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{26800}{3530 \times 0,8619 \times 3} = 2,936 \text{ cm}^2$$

Pour utiliser un même treillis soudé pour tout l'élément toiture on prendra :

14 $\phi 6$ (pour équilibrer $M_2 = 1,15 \text{ tm}$) espacés de 7,5 cm

La section d'aciers est donc : $A = 3,96 \text{ cm}^2$

Vérifions la contrainte dans le béton $\bar{\sigma}'_b$:

$$\text{on a la formule : } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{3530}{21,2} = 166,5 \text{ kg/cm}^2$$

Si le béton est dosé à 400 kg/m^3 avec un contrôle strict on aura

$$\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{C'est le même type de béton utilisé pour le portique transversal})$$

$$\text{Donc } \sigma'_b = 166,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

On pourrait se demander l'utilité d'un béton à fort dosage en ciment pour l'élément de toiture. Montrons la raison de ce choix par le petit calcul qui suit :

Si le béton est dosé à 350 kg/m^3 avec contrôle strict on aura $\bar{\sigma}'_b = 164 \text{ kg/cm}^2$
on aura cette fois $\sigma'_b = 166,5 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$.

Il faudrait donc placer des armatures comprimées. Vu la faible épaisseur, nous sommes limités dans le nombre de nappes d'armatures à mettre en place.

Pour cela on prend un béton dosé à 400 kg/m^3 pour éviter d'avoir des armatures comprimées.

2-/ Section 1 :

dans cette section, les aciers se trouvent exposés aux intempéries on prendra un enrobage de 2 cm. la hauteur utile est donc :

$$h = h_0 - d = 11 \text{ cm}$$



Pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$y = \frac{15 \cdot M_2}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 115000}{3530 \times 100 \times 11^2} = 0,04038$$

on tire des abaque $k = 43,6$; $\epsilon = 0,9147$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a y} = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{115000}{3530 \times 0,9147 \times 11} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Si on prend 14 $\phi 6$ espacés de 7,5 cm la section est $A = 3,96 \text{ cm}^2$
 Vérifions la contrainte dans le béton σ'_b .

σ'_b est donné par la formule:

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{f_c} = \frac{3530}{43,6} = 81 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers de répartition:

Soit ϕ_n = diamètre des aciers de répartition.

Soit ϕ_l = " " porteurs ($\phi_l = 6 \text{ mm}$)

on doit avoir : $\phi_l - \phi_n \geq 2 \text{ mm}$

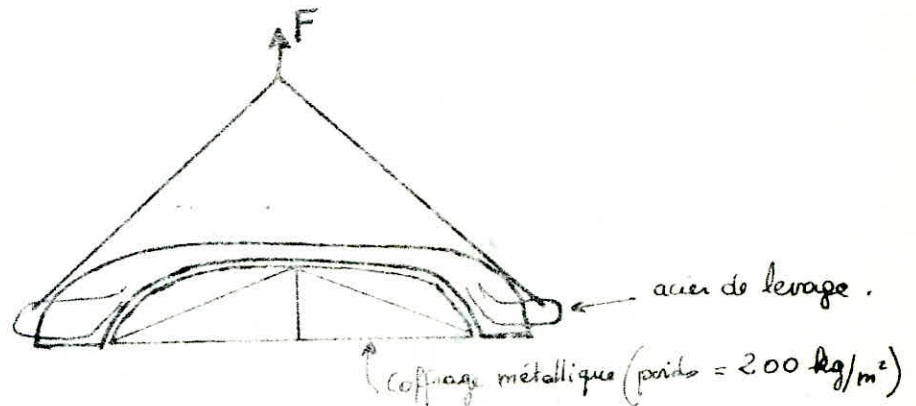
on prendra : $\phi_n = 3 \text{ mm}$ espacés de 15 cm. On aura donc 7 $\phi 3$

Remarque: la détermination des armatures pour l'élément de toiture a été faite en considérant une charge uniformément répartie. Donc le point de moment nul est fixe. Nous n'avons pas considéré une face isolée due à un ouvrier sur la toiture pour l'entretien de cette dernière. Car dans ce cas le point de moment nul se déplacera et on serait amené à prévoir des armatures placées de part et d'autre du point de moment nul. Mais comme le point de moment nul se situe dans la section d'épaisseur 4 cm, on ne pourra prévoir de telles armatures.

La toiture sera donc considérée comme étant vraiment inaccessible. Néanmoins, pour son entretien, on utilisera une table horizontale placée longitudinalement avec le pied portant sur 2 poutres transversales successives (espacées de 4 m). L'ouvrier aura à se déplacer librement sur cette table.



Détermination des aciers de levage :



on disposera les aciers de levage aux 4 extrémités de l'élément de toiture. (on aura donc 4 crochets). Les crochets serviront également pour l'articulation de l'élément de toiture avec le poteau.

Le poids par mètre linéaire de la toiture est de $1,52 \text{ t/m}$:

Sa longueur totale est de : $4,00 - 0,04 = 3,96 \text{ m}$

D'où son poids est de : $1,52 \times 3,96 = 6020 \text{ kg}$.

Le poids du coffrage de la toiture est de :

$$P_c = 200 \times 3,96 \times 1 = 792 \text{ kg}$$

Si on considère un coefficient dynamique de $1,5$ (d'après les règlements) au fais de levage est de :

$$F = (P + P_c) 1,5 = (792 + 6020) \times 1,5 = 10,218 \text{ t}$$

on a 4 crochets, donc chaque crochet reprendra :

$$\frac{F}{4} = \frac{10,218}{4} = 2555 \text{ kg}$$

Pour ne pas avoir des effets d'extension trop importants dans le béton on limitera la contrainte des aciers à environ 1800 kg/cm^2 :

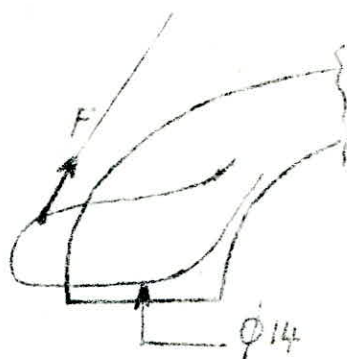
D'où la section d'un crochet de levage :

$$A = \frac{2555}{1800} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Comme chaque crochet est muni de 2 branches, la section à prendre en

sera : $\frac{A}{2} = 0,71 \text{ cm}^2$ on prendra un crochet $\phi 14$ ($A = 1,54 \text{ cm}^2$)

Pour la longueur d'ancrage, elle sera prise forfaitairement, car F (force de levage) n'agit pas perpendiculairement à la face de béton, il n'y a petite partie de F qui est reprise par l'ancrage du crochet dans le béton.



on doit enfin vérifier d'après les règles CCB 68 art. 30,62 le rayon minimum qui résulte de la condition de non écaillage du béton. Il faut qu'en toute partie courbe d'une barre, qu'elle soit présente aux fins d'ancrage ou pour toute autre raison (changement de direction pour une armature tendue), que le rayon de courbure ne doit pas être plus petit que :

$$r_m = 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left[1 + \frac{\phi}{d} \right] \gamma$$

où σ_a = contrainte de cette barre ici $\sigma_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

d = distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus proche.
ici $d = 2 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}'_{b0}$ = contrainte admissible du béton en compression simple.
ici $\bar{\sigma}'_{b0} = 184 \text{ kg/cm}^2$

γ = coefficient à prendre en compte ici $\gamma = 1$

$$\text{d'où } r_m = 0,10 \times 14 \times \frac{1000}{184} \left[1 + \frac{14}{20} \right] = 1,3 \text{ cm}$$

il faut donc que $r > 1,3 \text{ cm}$.

~~Il est donc~~

Plan d'étude de la précontrainte pour la poutre transversale.

- I - Caractéristiques géométriques de la section transversale - page - 63
- II - Efforts unitaires dans la phase initiale pour les câbles - page - 67
- III - Efforts unitaires dans la phase initiale pour le béton - page - 71
- IV - Efforts unitaires pour les câbles pour la phase finale - page - 83
- pertes par relaxation dans les câbles
 - pertes par fluage du béton
 - pertes par retrait du béton
- V - Efforts unitaires dans le béton dans la phase finale - page - 87
- VI - Vérification de la résistance dans la phase initiale - page - 89
- [A] Section milieu
 - [B] Section d'appui
- VII - Vérification de la résistance dans la phase finale - page - 91
- VIII - Vérification des efforts unitaires tangentiels et principaux dans les phases initiales et finales - page - 94
- IX - Détermination du nombre de câbles pour le poteau - page - 98
- X - Ancrages - page - 101

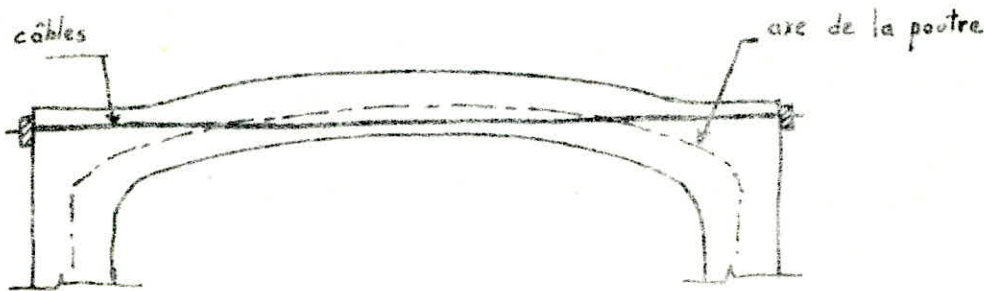
Etude de la Précontrainte.

La poutre transversale ayant elle même une forme parabolique, il ne sera pas utile de faire varier l'excentricité des câbles. Les câbles seront tous horizontaux.

En section milieu, l'excentricité sera maximum pour pouvoir équilibrer le moment qui y est maximum. Vu que la poutre est hyperstatique, en section d'appui le moment y est négatif, on a donc un changement de sens des moments le long de la poutre.

On doit donc avoir une excentricité des câbles qui change de signe. Donc en section milieu l'excentricité doit être négative (câbles en dessous du C.D.G de la section de béton) et en section d'appui l'excentricité doit être positive.

Pour répondre à ces 2 conditions, les câbles doivent être horizontaux (voir figure ci-dessous). En résumé la position des câbles est déterminée de par la forme parabolique de la poutre.



Dimensionnement et nombre de câbles :

Pour connaître le nombre suffisant de câbles, on utilisera une méthode rapide qui consiste à dimensionner la section dans un certain état tel que s'il était atteint au cours du "fonctionnement" de la construction, celle-ci se trouverait alors hors service. C'est la méthode dite "aux états limites".

L'état limite considéré sera l'état limite de rupture. Le calcul aux états limites fait intervenir non pas les résistances admissibles mais des résistances de calcul.

* Résistances de Calcul: Pour leur évaluation, on utilisera les méthodes simplifiées du CEB (Comité Européen du Béton) et du Comité mixte FIP-CEB (Fédération Internationale de Précontrainte).

- Résistance de Calcul du Béton: C'est une résistance minorée du béton qui fait intervenir 3 coefficients de minoration différents.

- un premier coefficient pris égal à 0,83 pour faire intervenir la résistance sur cylindre (car $R_{cyl} = 0,83 R_{cube}$)
- un deuxième coefficient de minoration pris égal à 0,85 pour faire intervenir la résistance dite "caractéristique" qui tient compte de la valeur moyenne et de la

dispersion des résultats d'essai.

- et enfin un troisième coefficient de minoration qui n'est autre que le coefficient de sécurité $\gamma_b = \frac{1}{1,5}$

Donc la résistance de calcul du béton sera pour $R_{cube} = \sigma_{28}' = 400 \text{ kg/cm}^2$

$$R_b^c = \frac{1}{1,5} \times 0,85 \times 0,83 \times 400 \Rightarrow R_b^c = 188 \text{ kg/cm}^2$$

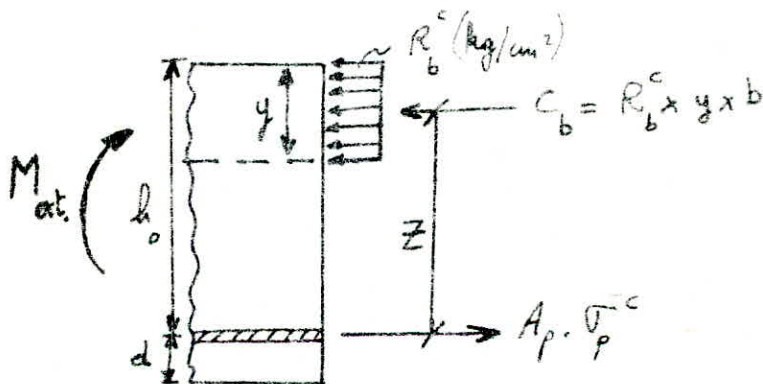
- Résistance de calcul des câbles: comme pour le béton, c'est une résistance mino-
 rée de la résistance caractéristique.

Les câbles utilisés sont de $12 \phi 5$. La contrainte caractéristique est $\sigma_{pk} = 13900 \text{ kg/cm}^2$. Le CEB recommande:

$$\sigma_p^c = 0,87 \sigma_{pk} = 0,87 \times 13900 \Rightarrow \sigma_p^c = 12100 \text{ kg/cm}^2$$

* nombre de câbles: Dans la phase de rupture, le diagramme de contraintes de

compression dans le béton peut être considéré comme rectangulaire (l'erreur commise est minimale). On considère que le béton ne travaille pas en traction, ces efforts étant repris par les câbles. On obtient le diagramme suivant: (pour section milieu)



Pour la méthode aux états limites on prendra non pas le ^{moment} maximum dû aux sollicitations du 1^o genre comme pour la méthode aux contraintes admissibles, mais le moment maximum trouvé en comparant les sollicitations du 1^o et du 2^o genre. Pour notre cas:

$$M_{ext} = M_{max}^{2^o \text{ genre}} = 90,837 \text{ tm} = 90,837 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La valeur de d sera prise égale forfaitairement à 15 cm (il faudra vérifier ensuite si dans la réalité d est bien égal à 15 cm)

$$d'où \quad h_0 = h - d = 120 - 15 = 105 \text{ cm.}$$

il faut qu'à l'équilibre $\begin{cases} \Sigma \text{ Moments} = 0 \\ \Sigma \text{ Forces} = 0 \end{cases}$

La 1^o équation nous permettra de déterminer la valeur de y
 La 2^o équation " " " " la section totale des câbles A_p .

$$\Sigma \text{ Moments} = 0 \Rightarrow M_{ext} = R_b^c \cdot b \cdot y \left[h_0 - \frac{y}{2} \right]$$

(le moment est pris par rapport aux câbles tendus)

$$\text{on a donc : } -188 \times 30 \times 0,5 y^2 + 188 \times 30 \times 105 \times y - 90,837 \times 10^5 = 0$$

$$\text{on trouve } y = 16,66 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Forces} = 0 \Rightarrow A_p \cdot \sigma_p^c = R_b^c \cdot b \cdot y \Rightarrow A_p = \frac{R_b^c \cdot b \cdot y}{\sigma_p^c}$$

$$A_p = \frac{188 \times 30 \times 16,66}{12100} = 7,75 \text{ cm}^2$$

Un câble de 12 $\phi 5$ a une section $A = 2,35 \text{ cm}^2$. Le nombre minimum de câbles est:

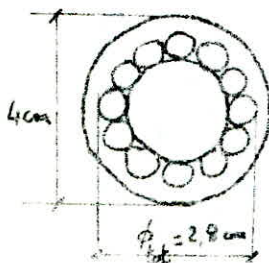
$$n = \frac{7,76}{2,35} = 3,3 \quad \text{c'est à dire 4 câbles.}$$

Un que la poutre a un rôle important du point de vue stabilité de l'ouvrage, il est bon de dimensionner largement le nombre de câbles car dans le cas où un câble et hors service il faudrait que la stabilité de l'ouvrage soit assurée.

Preions donc 5 câbles de 12 $\phi 5$.

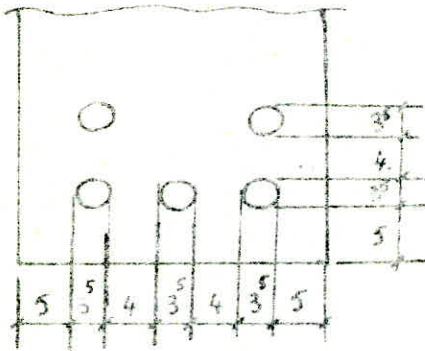
7/ Caractéristiques géométriques de la section transversale:

(A) - Section milieu: le diamètre de la gaine sera de 4 cm. Donc la section de béton prise en compte sera : section totale - trous de 4 cm.



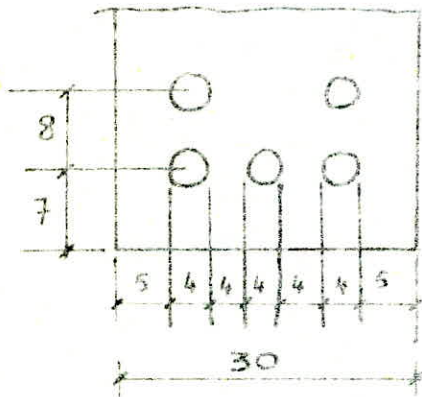
La figure 1 représente les espacements minimums ainsi que les distances minimums entre les câbles et la paroi de béton.

Fig. 1-



- Pour le ϕ des gaines de câbles, nous les avons prises égales à 4 cm.
- Donc l'espacement entre-axe des câbles que l'on doit prendre est 8 cm.
- La distance entre le CG de la gaine au parement externe du béton est prise égale à 7

Les dispositions prises pour les espacements est réunies sur la figure suivante :



• Section homogène de béton : A_{bi} :

$$A_{bi} = A_b + n_p A_p + n_a A_a - A_r$$

où A_b = section du béton seul

- A_p = section totale des câbles

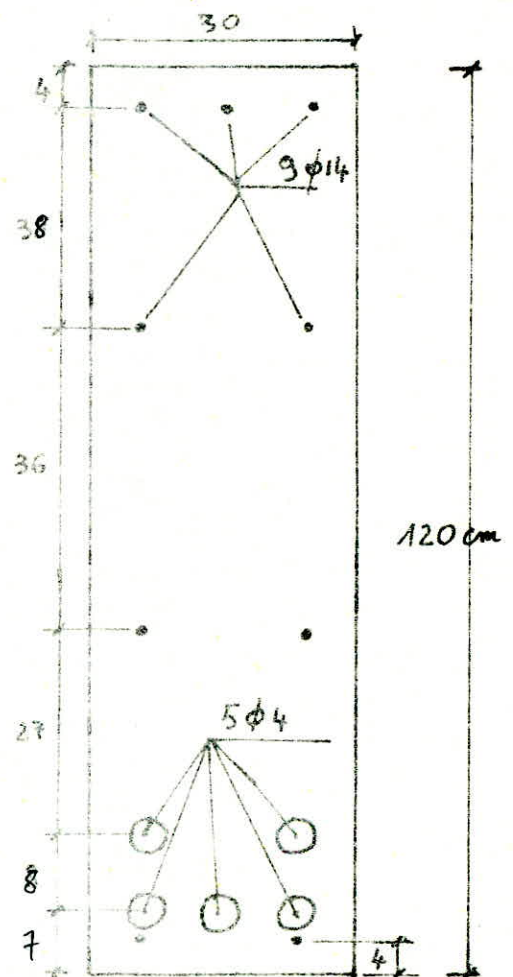
- n_p = coefficient d'équivalence pour béton + câble précontraintes = $\frac{E_p}{E_b}$

- n_a = coefficient d'équivalence pour béton + armature = $\frac{E_a}{E_b}$

- A_a = section totale des aciers de construction

- A_r = section totale des trous pour le passage des gaines

N.B.: Les aciers $3 \phi 14$ seront des aciers de construction (non calculés).



$$A_b = 120 \times 30 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_b} = \frac{1.800.000}{380.000} = 4,7368$$

$$A_p = n_p \pi \frac{2,8^2}{4} = 30,78 \text{ cm}^2$$

$$m_p A_p = 145,79 \text{ cm}^2$$

$$n_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2.100.000}{380.000} = 5,5263$$

$$A_a = n_a \pi \frac{1,6^2}{4} = 13,854 \text{ cm}^2$$

$$m_a A_a = 76,56 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 5 \pi \frac{4^2}{4} = 62,83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{bi} = 3600 + 145,79 + 76,56 - 62,83$$

$$\Rightarrow A_{bi} = 3759,56 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité:

$$y_G = \frac{S_{bi}}{A_{bi}}$$

ou S_{bi} = moment statique / arête inférieure du béton.

	$A_{bi} \text{ (cm}^2\text{)}$	$y_i \text{ (cm)}$	$S_{bi} \text{ (cm}^3\text{)}$
Béton: 120x30	3600	60	216×10^3
2 $\phi 14$ $n_a = 5,5263$	17,014	4	68,056
3 $\phi 28$ $n_p = 4,7368$	87,5	7	612,5
2 $\phi 28$	58,33	15	874,95
2 $\phi 14$	17,014	42	714,588
2 $\phi 14$	17,014	78	$1,327 \times 10^3$
3 $\phi 14$	25,521	116	$2,96 \times 10^3$
3 vides de $\phi 40$	-37,699	7	-263,893
2 vides de $\phi 40$	-25,132	15	-376,98
Total =	3759,56	y_G	$2,21,916 \times 10^3$

* le signe - car ces vides sont à retrancher.

$$d'où $y_G = \frac{2,21,916 \times 10^3}{3759,56} \Rightarrow$$$

$$y_G = 59,03 \text{ cm}$$

d'où $v = 120 - y_G = 60,97 \text{ cm}$

$v' = y_G = 59,03 \text{ cm}$

• Moment d'inertie :

	d (cm)	A (cm ²)	A d ² (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)
béton	0,97	3600	$3,387 \times 10^3$	$4,32 \times 10^6$	$4,32 \times 10^6$
2 ϕ 14	59,03	17,014	$51,523 \times 10^3$	—	$51,523 \times 10^3$
3 ϕ 28	59,03	87,5	$236,87 \times 10^3$	—	$236,88 \times 10^3$
2 ϕ 28	44,03	58,33	$113,08 \times 10^3$	—	$113,086 \times 10^3$
2 ϕ 14	17,03	17,014	$4,934 \times 10^3$	—	$4,934 \times 10^3$
2 ϕ 14	18,97	17,014	$6,1226 \times 10^3$	—	$6,1226 \times 10^3$
3 ϕ 14	56,97	25,521	$82,83 \times 10^3$	—	$82,83 \times 10^3$
3 vides ϕ 40	59,03	37,699	$102,05 \times 10^3$	—	$102,05 \times 10^3$
2 vides ϕ 40	44,03	25,132	$48,72 \times 10^3$	—	$48,72 \times 10^3$

- d seau la distance entre l'axe qui passe par le C.D.G. d'une section quelconque et l'axe neutre

- I_Δ = moment d'inertie d'une section quelconque par rapport à son C.D.G.
(négligeable pour toutes les sections sauf le béton).

- I_x = " " " " " " a l'axe neutre "X-X".

La formule donnant I_x est :

$$I_x = \sum (I_{\Delta} + A d^2)$$

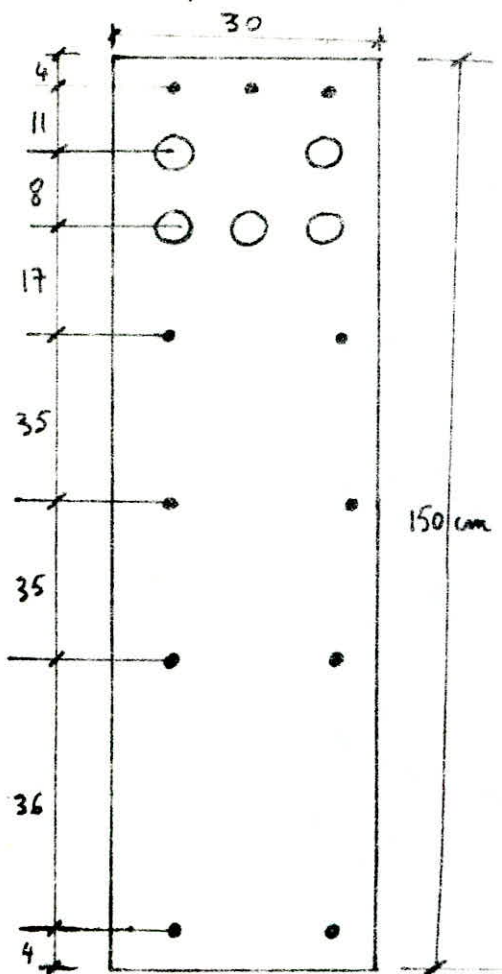
d'où $I_{\text{tot}} = 4,668 \times 10^6 \text{ cm}^4$

B) Section à l'appui :

La même démarche sera appliquée pour connaître les valeurs suivantes :

- Section homogène de béton
- Centre de gravité (position de l'axe neutre)
- Moment d'inertie.

La seule différence est que, pour bénéficier d'une augmentation du bras de levier dans cette section de moment négatif maximum et également d'une réduction de l'effort tranchant, la section à l'appui a une hauteur de 150 cm. Cette valeur n'a pas été calculée mais a été donnée sur le plan d'architecture. Nous devons donc en conséquence faire des calculs de résistance.



Les calculs ne seront pas exposés puisqu'ils sont du même type que ceux utilisés pour la section milieu.

on trouve donc :

$$A_{bi} = 4676,57 \text{ cm}^2$$

$$r = 73,9 \text{ cm}$$

$$r' = 76,1 \text{ cm}$$

$$I_{\text{tot}} = 8,942 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

II/ Efforts unitaires dans la phase initiale pour les câbles :

Nous traiterons dans ce paragraphe, les pertes que chaque câble subit inévitablement. En effet, les pertes peuvent être divisées en 2 :

- les pertes instantanées
- les pertes dans le temps (ceux-ci seront calculés dans un autre paragraphe)

De même que les pertes instantanées peuvent être divisées en 2 :

- les pertes que subit chaque câble de la même manière, c'est-à-dire que la perte calculée pour 1 câble est la même pour les 4 autres. C'est ce dont ce paragraphe traite.
- les pertes que subit particulièrement chaque câble, c'est-à-dire les pertes qui ne sont pas les mêmes pour les câbles distincts. Ceci sera traité dans le paragraphe III qui suit.

Les pertes que subit chaque câble de la même manière sont : les pertes de frottement et les pertes d'ancrage.

A) Section milieu:

Soit un câble quelconque, soit $\sigma_{p,k} = 13900 \text{ kg/cm}^2$ = contrainte initiale de traction dans le câble.

La contrainte dans le câble après pertes notée $\sigma_{p,p}$ sera:

$$\sigma_{p,p} = \sigma_{p,k} - (\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_a)$$

où $\Delta\sigma_f$ = pertes par frottement ; $\Delta\sigma_a$ = pertes d'ancrage.

* Calcul de $\Delta\sigma_f$: le câble étant rectiligne et sans de frottements rectilignes le long du câble. Les frottements vont s'opposer à la contrainte initiale, nous n'auront pas une contrainte constante le long du câble.

$\Delta\sigma_f$ est donné par la formule: $\Delta\sigma_f = \sigma_{p,k} [1 - e^{-ks}]$

où k = frottement par unité de longueur [sur la portion rectiligne du câble]
 $k = 0,004$

et s = longueur droite du câble en m.

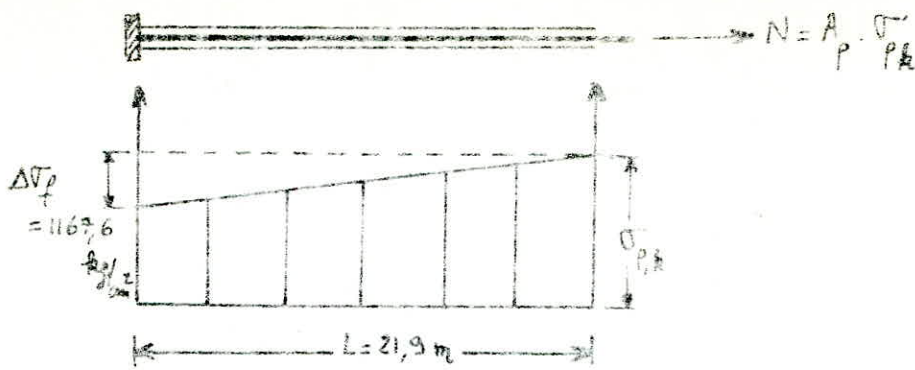
$s = 21,9 \text{ m}$

d'où: $\Delta\sigma_f = 13900 [1 - e^{-0,004 \times 21,9}] = 13900 [1 - e^{-0,087}]$
 $= 13900 \times 0,084$

$\Rightarrow \Delta\sigma_f = 1167,6 \text{ kg/cm}^2$

Etant donné que le câble ne sera tendu que d'un côté (de l'autre côté on aura ce qu'on appelle un ancrage mort), les pertes par frottement seront les plus grandes du côté de l'ancrage mort.

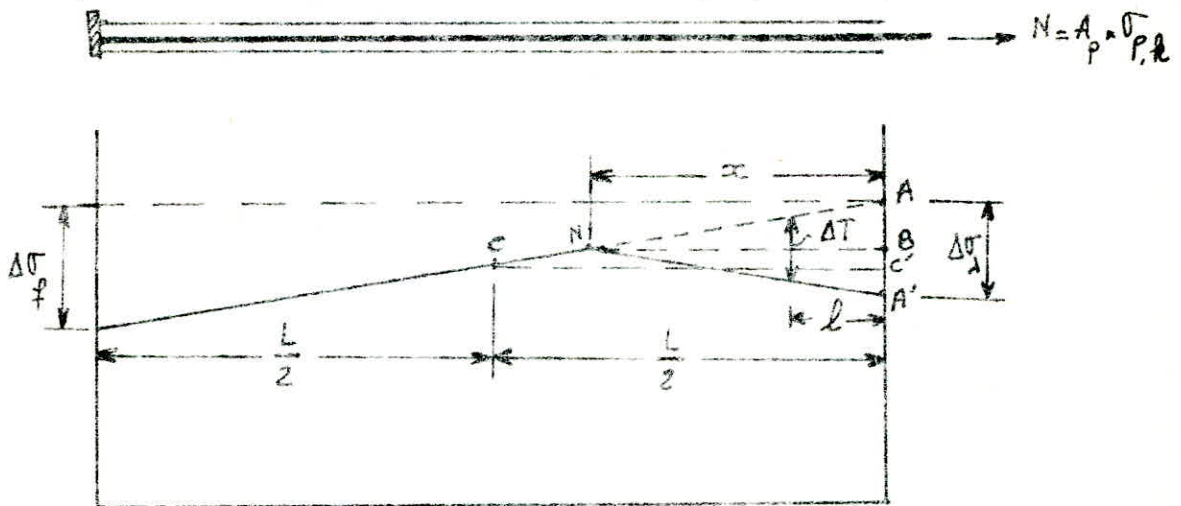
Nous pouvons ainsi tracer les contraintes de traction le long du câble compte tenu de $\Delta\sigma_f$. La contrainte diminue en s'éloignant du point d'où l'on tend le câble. Le tracé de contraintes est donné par la figure suivante:



donc dans la section milieu $\Delta \sigma_f = \frac{1167,6}{2} \Rightarrow \Delta \sigma_f = 583,8 \text{ kg/cm}^2$

* Calcul de $\Delta \sigma_f$: lorsqu'on ancre le câble, la tension du fil à l'extrémité est transférée du vérin à l'ancrage. Il y a alors raccourcissement du câble (donc diminution de contrainte $\Delta \sigma_f$) à cause de la rentrée du cône mâle dans le cône femelle sur une certaine longueur (de l'ordre de quelques millimètres). Le phénomène est appelé "rentrée du câble". Donc $\Delta \sigma_f$ sera maximum juste après l'ancrage et diminuera le long du câble pour ensuite s'annuler en une certaine section que l'on déterminera.

Au cours de la "rentrée du câble", le sens du mouvement relatif entre câble et gaine est de sens inverse à celui qui existait lors de la mise en traction. Donc le diagramme des tensions entre l'ancrage et un point inconnu (où $\Delta \sigma_f$ est nul) situé à la distance x de l'ancrage est symétrique du diagramme avant transfert (avant ancrage) par rapport à l'horizontale passant par le point situé à la distance x de l'ancrage (voir figure ci-dessous)



Le raccourcissement est élastique, donc le raccourcissement "ε" à l'abscisse "l" est:

$$\varepsilon = \frac{\Delta T}{E_a}$$

La rentrée λ (qui est une constante connue du matériel utilisé pour précontraindre les câbles) est donc:

$$\lambda = \int_A^N \varepsilon dl = \int_A^N \frac{\Delta T}{E_a} dl = \frac{1}{E_a} \int_A^N \Delta T \cdot dl = 4 \text{ mm (constante donnée)}$$

or l'intégrale: $\int_A^N \Delta T \cdot dl = \text{aire du triangle ANA}' = 2 \times \text{aire du triangle ANB}$

$$\text{d'où } \int_A^N \Delta T \cdot dl = \lambda E_a = 2 \times \text{aire du triangle ANB}$$

$$\text{aire de ANB} = \frac{\lambda E_a}{2} = \frac{4 \times 10^{-3} \times 1.800.000}{2} = 3600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \text{m}$$

$$\text{or } AC' = \frac{\Delta T_1}{2} = 583,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{et} \quad \frac{AB}{AC'} = \frac{x}{L/2} \quad (\text{triangle ANB et ACC' semblables})$$

$$\Rightarrow AB = \frac{583,8}{2,9/2} x = 53,32 x$$

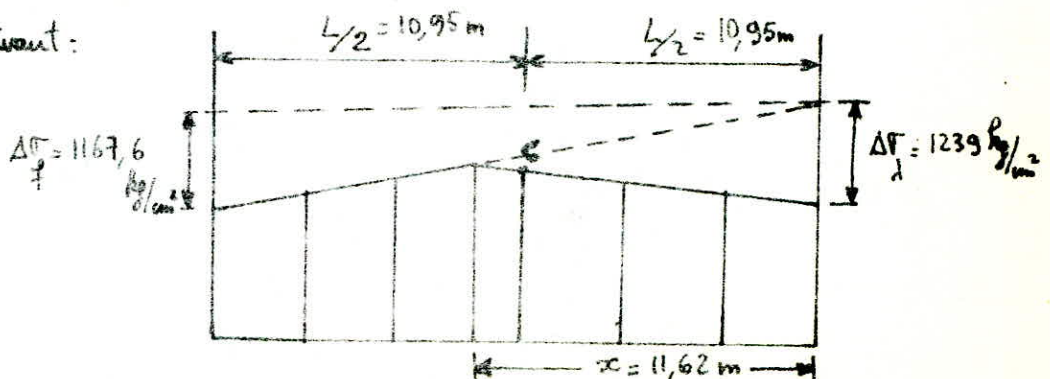
$$\text{l'aire de ANB} = \frac{x \times AB}{2} = \frac{53,32 x^2}{2} \quad \text{on tire donc la valeur de } x:$$

$$\frac{53,32 x^2}{2} = 3600 \Rightarrow x = \sqrt{\frac{2 \times 3600}{53,32}} = 11,62 \text{ m}$$

$$\text{puisque } AB = \frac{\Delta T_1}{2} = 53,32 x = 53,32 \times 11,62 \Rightarrow \text{d'où } \Delta T_1 = 2 \times 53,32 \times 11,62$$

$$\Rightarrow \boxed{\Delta T_1 = 1239 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

d'où le diagramme suivant:



Calcul de $\sigma_{PR} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_a$ à mi-portée :

• à $\frac{L}{2} = 10,95 \text{ m}$, on a : $\Delta\sigma_f = \frac{1167,6}{2} = 583,8 \text{ kg/cm}^2$

• à $\frac{L}{2} = 10,95 \text{ m}$, on a : $\frac{\Delta\sigma_a}{1239} = \frac{11,62 - 10,95}{11,62} \Rightarrow \Delta\sigma_a = 71,44 \text{ kg/cm}^2$

d'où à mi-portée :

$$\sigma_{PP} = \sigma_{PR} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_a = 13900 - 583,8 - 71,44$$

$$\sigma_{PP} = 13244,7 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{PP} = contrainte à mi-portée pour un câble après pertes par frottement et pertes dues à l'ancrage

B - Section à l'appui :

On utilisera le diagramme précédent pour déterminer la valeur σ_{PP} . La section à l'appui se trouve à 0,90 m de l'ancrage. Vu que les pertes sont différentes pour chaque section d'appui, on prendra la section qui lui correspond la plus petite perte. Donc on prend la section du côté de l'ancrage mort.

Dans ce cas : $\Delta\sigma_a = 0$ et $\Delta\sigma_f$ est tel que : $\frac{\Delta\sigma_f}{1167,6} = \frac{21,3 - 0,9}{21,9}$

d'où $\Delta\sigma_f = 1119,6 \text{ kg/cm}^2$

Calcul de $\sigma_{PR} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_a$ pour section d'appui :

σ_{PP} = contrainte à l'appui pour un câble après pertes par frottement et pertes dues à l'ancrage.

$$\sigma_{PP} = 13900 - 1119,6$$

$$\sigma_{PP} = 12780,4 \text{ kg/cm}^2$$

III / Efforts unitaires dans le béton dans la phase initiale :

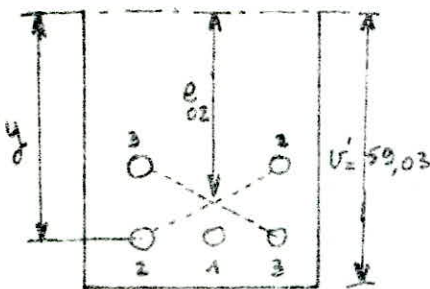
Dans ce paragraphe nous traiterons, comme cité au début du paragraphe II, de la 2^e catégorie de pertes instantanées. Elles sont dues à la non-simultanéité de

mise en tension des câbles. En effet, lors de la mise en tension d'un câble,

les câbles précédemment tendus subissent un raccourcissement, seul le dernier câble tendu ne subit rien. Les raccourcissements sont dus principalement à la déformation instantanée du béton sous l'action des fais de précontrainte.

A Section milieu :

* Calcul de la contrainte dans le béton au niveau du câble (1) sous la précontrainte des câbles (2) et (3) :



les câbles (2) sont tirés en même temps, donc le câble équivalent aux câbles (2) passera à une distance e_{02} du C.D.G. de la section homogène du béton. (il en est de même pour les câbles (3)).

Notons $\sigma_{bp1}^{(2)}$ = la contrainte dans le béton au niveau du câble (1) due à la tension des câbles (2).

on a :
$$\sigma_{bp1}^{(2)} = \frac{N_{02}}{A_b} + \frac{N_{02} \cdot e_{02}}{I_b} y - M_g \frac{y}{I_b}$$

avec N_{02} = effet des câbles (2) = $\sigma_{pp} \cdot A_{p2} = 13244,7 \times (2 \times 2,35) = 62,25 t$

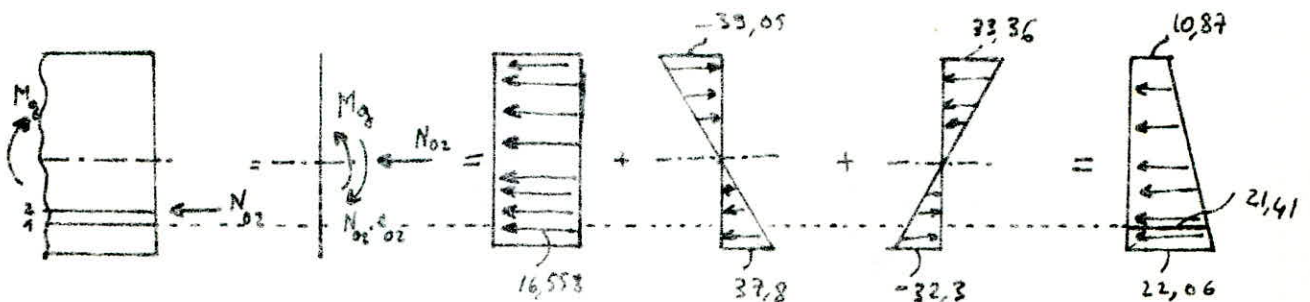
A_b = section milieu = $3753,5 \text{ cm}^2$

I_b = m² d'inertie de la section milieu = $4,668 \times 10^6 \text{ cm}^4$

e_{02} = excentricité du câble résultant des câbles (2) = $59,03 - (7+4) = 52,03 \text{ cm}$

M_g = moment dû au poids propre = $25,543 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

$$\sigma_{bp1}^{(2)} = \frac{62250}{3753,5} + \frac{62250 \times 52,03 \times 52,03}{4,668 \times 10^6} - \frac{25,543 \times 10^5 \times 52,03}{4,668 \times 10^6} = 16,558 + 33,325 - 28,47 = 21,41 \text{ kg/cm}^2$$



• Après tension du 2° câble, le 1° subit une diminution de tension $\Delta \sigma_{s1}^{(2)} = n \frac{\sigma_{bp}^{(2)}}{p}$ due au raccourcissement du béton (déformation instantanée). En effet:

$\sigma_{bp}^{(2)}$ est calculée sous la tension du 2° câble après pertes (frottement + ancrage)

ici $N_{02} = \text{tension des câbles (2)} = 62,25 \text{ t (après pertes)}$

Le raccourcissement unitaire qui entraîne une diminution de la tension est:

$$\epsilon = \frac{\sigma_{bp}^{(2)}}{E_b} \Rightarrow \Delta \sigma_{s1}^{(2)} = E_p \cdot \epsilon = \frac{E_p}{E_b} \cdot \sigma_{bp}^{(2)} = n \frac{\sigma_{bp}^{(2)}}{p}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{s1}^{(2)} = \frac{1800000}{380000} \times 21,41 = 101,41 \text{ kg/cm}^2$$

• Après tension du 3° câble, le 1° subit une diminution de tension $\Delta \sigma_{s1}^{(3)} = n \frac{\sigma_{bp}^{(3)}}{p}$

mais $\sigma_{bp}^{(3)} = \sigma_{bp}^{(2)} \Rightarrow \Delta \sigma_{s1}^{(3)} = \Delta \sigma_{s1}^{(2)}$

d'où la perte totale pour le câble (1) due à la non-simultanéité des tensions des câbles (2) et (3) est:

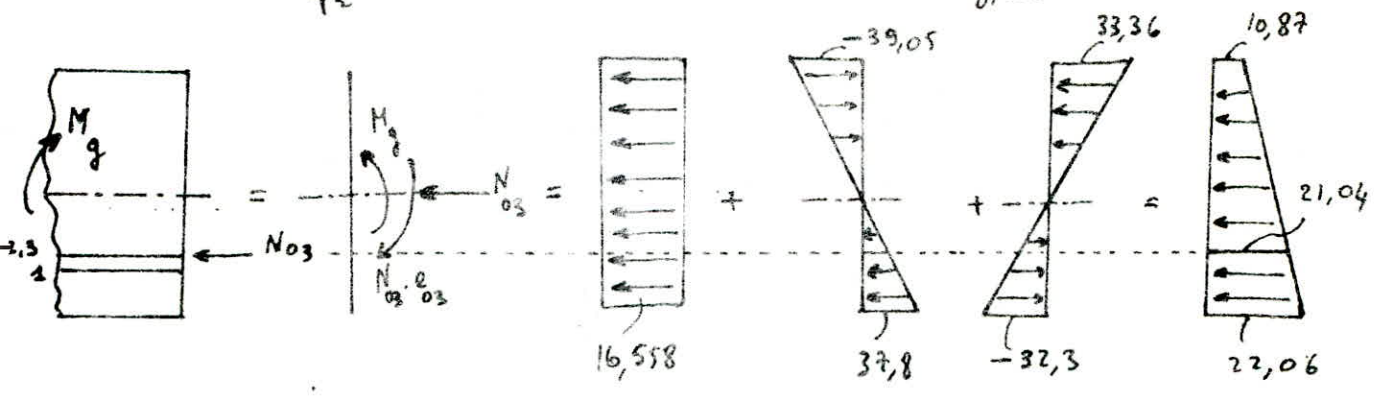
$$\Delta \sigma_{s1} = 2 \times 101,41 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \boxed{\Delta \sigma_{s1} = 202,82 \text{ kg/cm}^2}$$

* Calcul de la contrainte dans le béton au niveau du câble (2) sous la précontrainte du câble (3):

on utilise la même démarche: $\sigma_{bp2}^{(3)} = \frac{N_{03}}{A_b} + \frac{N_{03} \cdot e_{03}}{I_b} e_{02} - \frac{M_g}{I_b}$

avec: $e_{02} = e_{03} = 48,03 \text{ cm}$; $N_{03} = \sigma_{pp} \times A_{p3} = N_{02} = 62,25 \text{ t}$
 $A_b = 3759,5 \text{ cm}^2$; $I_b = 4,668 \times 10^6 \text{ cm}^4$; $R_g = 25,543 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

d'où: $\sigma_{bp2}^{(3)} = 16,558 + 30,76 - 26,28 = 21,04 \text{ kg/cm}^2$



$$\text{d'où } \Delta \sigma_{s2} = m_p \frac{\sigma_{p2}}{b_{p2}} = \frac{1800000}{380000} = 99,66 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \boxed{\Delta \sigma_{s2} = 99,66 \text{ kg/cm}^2}$$

\Rightarrow câble ① a une contrainte après pertes de : $\sigma_{pp1} = \sigma_{pp} - \Delta \sigma_{s1} = 13244,7 - 202,82$

d'où $\sigma_{pp1} = 13041,88 \text{ kg/cm}^2$ ce qui correspond à une force de $N_{p1} = \sigma_{pp1} \times A_1$

$$\rightarrow N_{p1} = 13041,88 \times 2,35 = 30,648 \text{ t}$$

\Rightarrow câble ② a une contrainte après pertes de : $\sigma_{pp2} = \sigma_{pp} - \Delta \sigma_{s2} = 13244,7 - 99,66$

d'où $\sigma_{pp2} = 13145,04 \text{ kg/cm}^2$ ce qui correspond à une force de $N_{p2} = \sigma_{pp2} \times A_2$

$$\rightarrow N_{p2} = 13145,04 \times 4,7 = 61,781 \text{ t}$$

\Rightarrow câble ③ a une contrainte après pertes de : $\sigma_{pp3} = \sigma_{pp} = 13244,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow N_{p3} = 13244,7 \times 4,7 = 62,25 \text{ t}$$

ce qui correspond à une force N_{tot} appliquée au béton de : $N_{\text{tot}} = N_{p1} + N_{p2} + N_{p3}$

$$\Rightarrow N_{\text{tot}} = 154,68 \text{ t}$$

Soit l'excentricité sera de : $e_0 = \frac{N_{p1} e_{01} + N_{p2} e_{02} + N_{p3} e_{03}}{N_{\text{tot}}}$

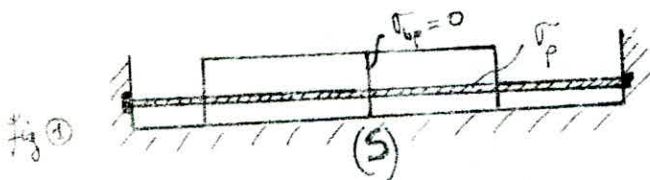
$$e_0 = \frac{(30,648 \times 53,03) + (61,781 \times 48,03) + (62,25 \times 48,03)}{154,68} \rightarrow e_0 = 48,82 \text{ cm}$$

Calcul de la force des câbles prise en compte dans les calculs :

Sur la force N_{tot} on a une compression dans le béton. Pour pouvoir appliquer la superposition des effets (efforts extérieurs notamment), on doit partir d'un état initial dans le béton :

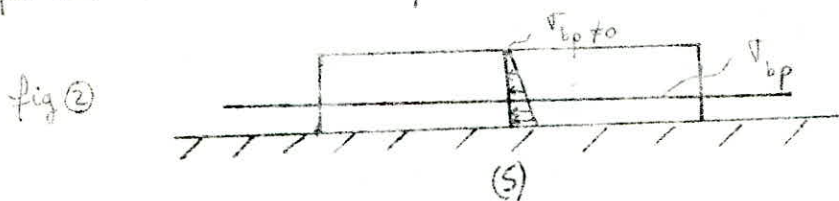
C'est-à-dire du point de vue des contraintes, avoir dans le béton une contrainte nulle au niveau des câbles. Cet état est bien sûr un état fictif.

L'avantage de traiter de cette manière est d'avoir un état semblable à celui de la précontrainte par prétension. En effet : pour la prétension lorsque les câbles sont tendus, le béton a alors une contrainte nulle.

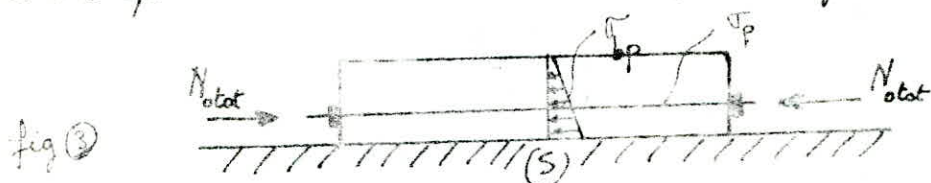


dans le section (S) de béton la contrainte " σ_{bp} " y est nulle.

Après avoir enlevé les cables qui retiennent les cables on a l'état suivant :



Pour la post-tension on a l'état suivant après ancrage des cables :



L'état fictif considéré doit donc être semblable à celui de la fig ①, pour pouvoir ensuite faire la superposition des efforts (forces ou moments extérieurs). Donc si on a σ_{bp} dans le béton (fig ③) on devra tendre l'ensemble "béton + câble" (de manière fictive bien sûr) avec une force telle que l'on ait une contrainte dans (S) égale et opposée à σ_{bp} .

Donc on aura dans (S) dans le béton au niveau du câble on aura :

$$\sigma_{bp} - |\sigma_{bp}| = 0$$

Cette variation de contrainte dans le béton crée une contrainte dans le câble égale à $m_p \sigma_{bp}$ (en vertu de l'égalité des allongements du béton et de l'acier). D'où au total dans l'état fictif au niveau des cables :

- dans le béton : contrainte nulle

- dans les cables : $\sigma_{p_0} = \sigma_p + m_p \sigma_{bp}$

donc pour un câble "i" :

$$\sigma_{p_0}^{(i)} = \sigma_p^{(i)} + m_p \sigma_{bp}^{(i)}$$

$$\text{avec } \sigma_{bp}^{(i)} = \frac{N_{tot}}{A} + \frac{N_{tot}}{I} y_i - \frac{M_g}{N} y_i$$

et la force totale des cables sera : $N_0 = \sum_{i=1}^3 \sigma_{p_0}^{(i)} \cdot A_i$

Remarque : on a $i=1$ à 3 , car sur les 5 cables, on tirera un câble seul puis dans un deuxième temps 2 autres cables et enfin dans un troisième temps les 2 derniers cables. Donc tout ceci revient à appliquer 3 forces.

câble ① : $\sigma_{bp}^{(1)} = \frac{154,68 \times 10^3}{3759,5} + \frac{154,68 \times 10^3 \times 4882}{4,668 \times 10^6} \times 52,03 - \frac{25,543 \times 10^5}{4,668 \times 10^6} \times 52,03$

$$\sigma_{bp}^{(1)} = 41,14 + 84,17 - 28,47 = 96,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p^{(1)} = \sigma_{pp} = 13041,88 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\sigma_{P_0}^{(1)} = 13041,88 + \frac{1800000}{380000} \times 96,84 = 13500 \text{ kg/cm}^2$

câble (2) : $\sigma_{bp}^{(2)} = \frac{154,68 \times 10^3}{3759,5} + \frac{154,68 \times 10^3 \times 48,88}{4,668 \times 10^6} \times 48,03 - \frac{25,543 \times 10^5}{4,668 \times 10^6} \times 48,03$
 $\sigma_{bp}^{(2)} = 41,14 + 77,70 - 26,28 = 92,56 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_P^{(2)} = \sigma_{PP_2} = 13145,04 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\sigma_{P_0}^{(2)} = 13145,04 + \frac{1800000}{380000} \times 92,56 = 13583,5 \text{ kg/cm}^2$

câble (3) : $\sigma_{bp}^{(3)} = \sigma_{bp}^{(2)} = 92,56 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_P^{(3)} = \sigma_{PP_3} = 13244,7 \text{ kg/cm}^2$

d'où : $\sigma_{P_0}^{(3)} = 13244,7 + \frac{1800000}{380000} \times 92,56 = 13683 \text{ kg/cm}^2$

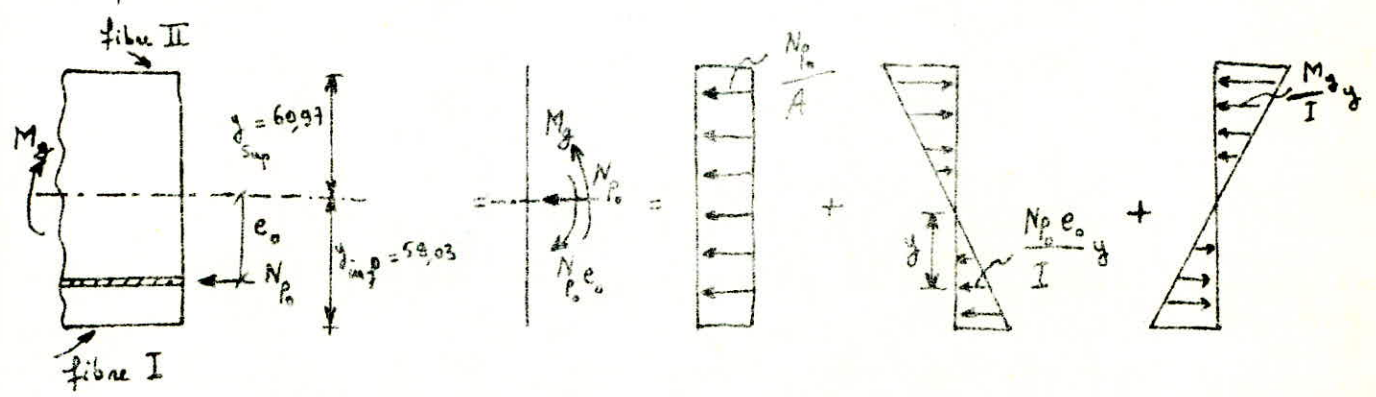
d'où la force totale :

$N_{P_0} = (13500 \times 2,35) + (2 \times 2,35) [13583,5 + 13683]$

$N_{P_0} = 159,86 \text{ t}$

C'est cette valeur qui va comprimer le béton en se superposant avec les efforts extérieurs. On peut dès à présent connaître le diagramme des contraintes dû à N_{P_0} et le moment M_g dû au poids propre (dans la section milieu étudiée).

Cette phase correspond donc à la phase initiale où les efforts dus au poids propre agissent avec les efforts de précontrainte après pertes par frottement, par ancrage et pertes dues à la non simultanéité des tensions des câbles. On a l'état suivant.



fibre I : $\sigma_{bpI} = \frac{N_{P_0}}{A} + \frac{N_{P_0} e_0}{I} y_{inf} - \frac{M_g}{I} y_{inf}$

$$\sigma_{bp I} = \frac{159860}{3759,5} + \frac{159860 \times 48,82}{4,668 \times 10^6} \times 59,03 - \frac{25,543 \times 10^5}{4,668 \times 10^6} \times 59,03$$

$$\sigma_{bp I} = 42,52 + 98,69 - 32,3 \Rightarrow \boxed{\sigma_{bp I} = 108,91 \text{ kg/cm}^2}$$

fibre II : $\sigma_{bp II} = \frac{N_p}{A} - \frac{N_p \cdot e_0}{I} y_{sup} + \frac{M_g}{I} y_{sup}$

$$\sigma_{bp II} = 42,52 - \frac{159860 \times 48,82}{4,668 \times 10^6} \times 60,97 + \frac{25,543 \times 10^5}{4,668 \times 10^6} \times 60,97$$

$$\sigma_{bp II} = 42,52 - 101,93 + 33,36 \Rightarrow \boxed{\sigma_{bp II} = -26,05 \text{ kg/cm}^2}$$

Or dans l'état élastique la contrainte admissible en traction prise pour notre type de béton n'est que de $\bar{\sigma}_b = -13,02 \text{ kg/cm}^2$. Donc la contrainte $\sigma_{bp II}$ sur la fibre supérieure mettrait le béton dans un état tel que des fissures apparaîtraient. Nous avons à notre disposition pour surmonter la difficulté 2 moyens :

- Soit diminuer la contrainte dans les câbles.
- Soit augmenter le moment M_g .

Nous choisissons le 2^o moyen. Pratiquement, on disposera sur la poutre transversale un certain nombre d'éléments de toiture pour augmenter la contrainte due à M_g et ainsi diminuer $\sigma_{bp II}$. Calculons donc le nombre d'éléments de toiture pour avoir à la limite $\sigma_{bp II} = \bar{\sigma}_b$.

Remarque: nous ne risquons rien d'approcher la contrainte admissible, car après avoir mis en place la superstructure $\sigma_{bp II}$ deviendra une contrainte de compression.

on doit avoir donc :

$$\sigma_{bp II} = 42,52 - 101,93 + x = -13 \Rightarrow x = 46,41 \text{ kg/cm}^2$$

(le terme x est la contrainte due aux poids propre + quelques éléments de toiture)

$$x = \sigma_g = \frac{M}{I} \times y_{sup} \Rightarrow 46,41 = \frac{M \times 60,97}{4,668 \times 10^6} \Rightarrow \text{il faut que :}$$

$M = M_g = 35,532 \text{ tm}$. Le nombre d'éléments de toiture à mettre en place doit donc faire passer le moment de la valeur 25,543 tm à 35,532 tm.

Le moment étant proportionnel à la charge on a :

pour $q = 0,9 \text{ t/m}$ (p. propre) $\Rightarrow M_g = 25,543 \text{ tm}$

pour avoir $M'_g = 35,532 \text{ tm}$ il faut que ; $q = \frac{35,532}{25,54} \times 0,9 = 1,252 \text{ t/m}$

C'est-à-dire augmenter la charge de $\Delta q = 1,252 - 0,9 = 0,352 \text{ t/m}$

La force créée par cette surcharge $\Delta q = 0,352 \text{ t/m}$ est :

$$F = 0,352 \times 21 = 7,392 \text{ t}$$

Or la force créée par un élément de toiture est $F_1 = 0,975 \text{ t}$. Donc le nb d'éléments de toiture qu'il faut placer pour créer une force égale à F est :

$$n = \frac{7,392}{0,975} = 7,58$$

On placera donc 8 éléments de toiture à répartir le plus symétriquement possible de façon à avoir une charge répartie le plus uniformément possible :



l'espacement sera de 2 m sauf au milieu où il sera de 1 m.

La surcharge due à ces 8 éléments est $\frac{0,975 \times 8}{21} = 0,371 \text{ t/m}$

D'où le moment à vide à considérer sera égal à :

$$M_g^{\text{milieu}} = 25,54 + \frac{25,54}{0,9} \times 0,371 = 36,07 \text{ tm}$$

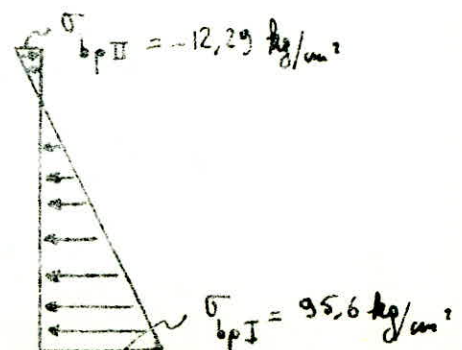
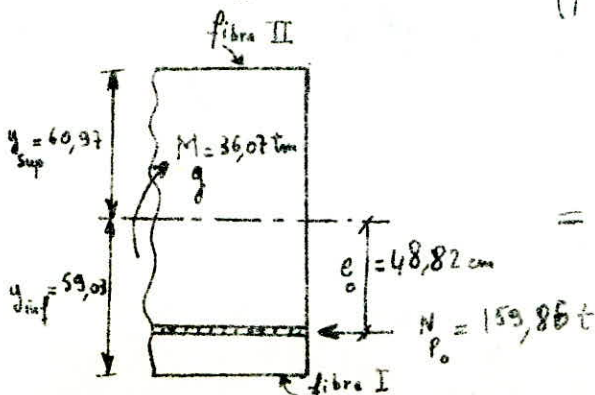
de même $M_g^{\text{appui}} = 20,751 + \frac{20,751}{0,9} \times 0,371 = 29,3 \text{ tm}$

Les contraintes extrêmes dans la section milieu deviennent égales à :

$$\sigma_{bpI} = 42,52 + 98,69 - \frac{36,07 \times 10^5 \times 59,03}{4,668 \times 10^6} = 95,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bpII} = 42,52 - 101,93 + \frac{36,07 \times 10^5 \times 60,97}{4,668 \times 10^6} = -12,29 \text{ kg/cm}^2 \quad (< \bar{\sigma}_b = -13 \text{ kg/cm}^2)$$

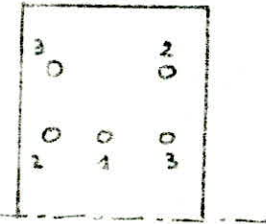
d'où le schéma des contraintes suivant : (phase initiale)



B) Section d'appui :

On utilisera strictement la même méthode pour déterminer les contraintes pour les 2 fibres extrêmes.

* Calcul de la contrainte dans le béton au niveau du câble (1) après tension du câble (2) et (3) :



$$\sigma_{bp1}^{(2)} = \frac{N_{02}}{A_b} + \frac{N_{02} \cdot e_{02}}{I_b} \cdot y - \frac{M_g \cdot y}{I_b}$$

avec :
$$\begin{cases} N_{02} = \sigma_{pp} \cdot A_2 = 12780,4 \times 2 \times 2,35 \\ = 60,06 \text{ t} \end{cases}$$

$$A_b = 4676,57 \text{ cm}^2$$

$$e_{02} = 54,9 \text{ cm}$$

$$y = 50,9 \text{ cm}$$

$$I_b = 8,942 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$M_g = 29,3 \text{ tm} \text{ (p. propre + 8 él. de toiture)}$$

$$\sigma_{bp1}^{(2)} = \frac{60,06 \times 10^3}{4676,57} + \frac{60,06 \times 10^3 \times 54,9 \times 50,9}{8,942 \times 10^6} - \frac{29,3 \times 10^5 \times 50,9}{8,942 \times 10^6} =$$

$$\sigma_{bp1}^{(2)} = 12,84 + 18,77 - 16,67 = 14,94 \text{ kg/cm}^2$$

- Après tension du 2° câble, le 1° subit une diminution de tension $\Delta \sigma_{s1}^{(2)} = m_p \sigma_{bp1}^{(2)}$

$$\Delta \sigma_{s1}^{(2)} = \frac{1800000}{380000} \times 14,94 = 70,77 \text{ kg/cm}^2$$

- Après tension du 3° câble, le 1° subit une diminution de tension $\Delta \sigma_{s1}^{(3)} = n_p \sigma_{bp1}^{(3)}$

$$\sigma_{bp1}^{(3)} = \sigma_{bp1}^{(2)} \text{ (car } e_{02} = e_{03}) \Rightarrow \Delta \sigma_{s1}^{(3)} = 70,77 \text{ kg/cm}^2$$

d'où perte totale pour le câble (1) due à la tension (2) et (3) est :

$$\Delta \sigma_{s1} = 2 \times 70,77 \Rightarrow \boxed{\Delta \sigma_{s1} = 141,54 \text{ kg/cm}^2}$$

* Calcul de la contrainte dans le béton au niveau du câble (2) après tension du (3) :

$$\text{on a : } \sigma_{bp2}^{(3)} = \frac{N_{03}}{A_b} + \frac{N_{03} \cdot e_{03}}{I_b} - \frac{M_g \cdot e_{03}}{I_b}$$

avec $e_{03} = 54,9 \text{ cm}$

$N_{03} = N_{02} = 60,06 \text{ t}$

$A_b = 4676,57 \text{ cm}^2$

$I_b = 8,942 \times 10^6 \text{ cm}^4$

$M_g = 29,3 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_{bp_2}^{(3)} = 12,84 + \frac{60060 \times 54,9^2}{8,942 \times 10^6} - \frac{29,3 \times 10^5 \times 54,9}{8,942 \times 10^6} \\ \sigma_{bp_2}^{(2)} = 12,84 + 20,24 - 17,99 \\ \sigma_{bp_2}^{(3)} = 15,09 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

Après tension du 3^e câble, le 2^e subit une diminution de tension $\Delta \sigma_{s_2}^{(3)} = n \cdot \sigma_{bp_2}^{(3)}$

$$\Delta \sigma_{s_2}^{(3)} = \frac{1800000}{380000} \times 15,09 = 71,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{\Delta \sigma_{s_2} = 71,48 \text{ kg/cm}^2}$$

La contrainte dans chaque câble après pertes (avirage + frottements + non-simultanéité de tension) sera :

câble ①: $\sigma_{PP_1} = \sigma_{PK} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_\lambda - \Delta \sigma_{s_1} = 12780,4 - 141,54$

$$\boxed{\sigma_{PP_1} = 12638,86 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow N_{P_1} = \sigma_{PP_1} \times 2,35 \Rightarrow \underline{N_{P_1} = 29,7 \text{ t}}$$

câble ②: $\sigma_{PP_2} = \sigma_{PK} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_\lambda - \Delta \sigma_{s_2} = 12780,4 - 71,48$

$$\boxed{\sigma_{PP_2} = 12708,92 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow N_{P_2} = \sigma_{PP_2} \times 2,35 \Rightarrow \underline{N_{P_2} = 59,73 \text{ t}}$$

câble ③: $\sigma_{PP_3} = \sigma_{PK} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_\lambda = 12780,4 \text{ kg/cm}^2$

$$\boxed{\sigma_{PP_3} = 12780,4 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow N_{P_3} = \sigma_{PP_3} \times 4,7 \Rightarrow \underline{N_{P_3} = 60,06 \text{ t}}$$

d'où $N_{\text{tot}} = N_{P_1} + N_{P_2} + N_{P_3} = 149,38 \text{ t}$

L'excentricité de N_{tot} est :

$$e_0 = \frac{N_{P_1} e_{01} + N_{P_2} e_{02} + N_{P_3} e_{03}}{N_{\text{tot}}}$$

$$e_0 = \frac{(29,7 \times 50,9) + (59,73 \times 54,9) + (60,06 \times 54,9)}{149,38} \Rightarrow \underline{e_0 = 54,1 \text{ cm}}$$

Calcul de la force de câbles prise en compte dans les calculs :

on utilisera le même état fictif pour arriver à la valeur de la force. On doit donc calculer (comme pour le cas de la section milieu) :

$$\sigma_{p_0}^{(i)} = \sigma_p^{(i)} + n_p \sigma_{bp}^{(i)} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bp}^{(i)} = \frac{N_{\text{tot}}}{A} + \frac{N_{\text{tot}} e_0}{I} y_i - \frac{M_g}{I} y_i$$

$$\text{et la force totale sera : } N_p = \sum_{i=1}^3 \sigma_{p_0}^{(i)} \cdot A_i$$

câble ① : $\sigma_{bp}^{(1)} = \frac{149380}{4676,57} + \frac{149380 \times 54,1 \times 54,9}{8,942 \times 10^6} - \frac{29,3 \times 10^5}{8,942 \times 10^6} \cdot 50,9$

$$\sigma_{bp}^{(1)} = 31,94 + 46,00 - 16,68 = 61,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_{p_0}^{(1)} = 12638,86 + \frac{1800000}{380000} \cdot 61,26$$

$$\Rightarrow \sigma_{p_0}^{(1)} = 12929 \text{ kg/cm}^2$$

câble ② : $\sigma_{bp}^{(2)} = \frac{149380}{4676,57} + \frac{149380 \times 54,1 \times 54,9}{8,942 \times 10^6} - \frac{29,3 \times 10^5 \times 54,9}{8,942 \times 10^6}$

$$\sigma_{bp}^{(2)} = 31,94 + 49,61 - 17,99 = 63,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_{p_0}^{(2)} = 12708,92 + \frac{1800000}{380000} \times 63,56$$

$$\Rightarrow \sigma_{p_0}^{(2)} = 13010,0 \text{ kg/cm}^2$$

câble ③ : $\sigma_{bp}^{(3)} = \frac{149380}{4676,57} + \frac{149380 \times 54,1 \times 54,9}{8,942 \times 10^6} - \frac{29,3 \times 10^5 \times 54,9}{8,942 \times 10^6}$

$$\sigma_{bp}^{(3)} = 31,94 + 49,61 - 17,99 = 63,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_{p_0}^{(3)} = 12780,4 + \frac{1800000}{380000} \cdot 63,56$$

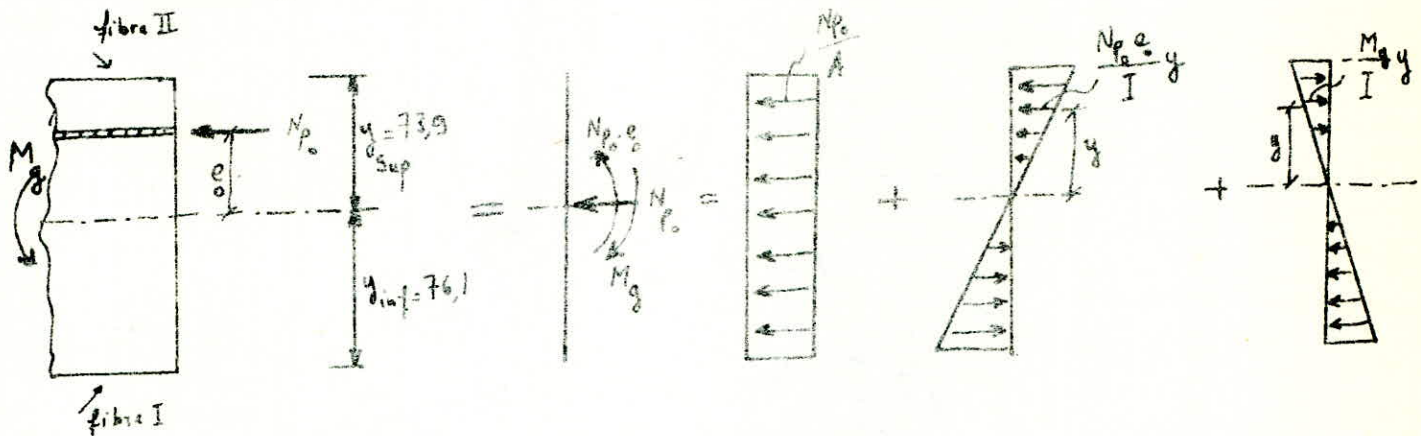
$$\Rightarrow \sigma_{p_0}^{(3)} = 12865,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où la force totale : } N_p = (12929 \times 2,35) + (13010 + 12865,6) \times 2,35$$

$$\Rightarrow \boxed{N_p = 152,00 \text{ t}}$$

Détermination des contraintes sur les fibres extrêmes dans le section d'appui (phase initiale):

on déterminera les contraintes dues à la superposition des effets N_p et M_g dans le section d'appui. On a l'état suivant:



fibre I :
$$\sigma_{bp I} = \frac{N_p}{A_b} - \frac{N_p \cdot e_0}{I_b} y_{inf} + \frac{M_g}{I_b} y_{inf}$$

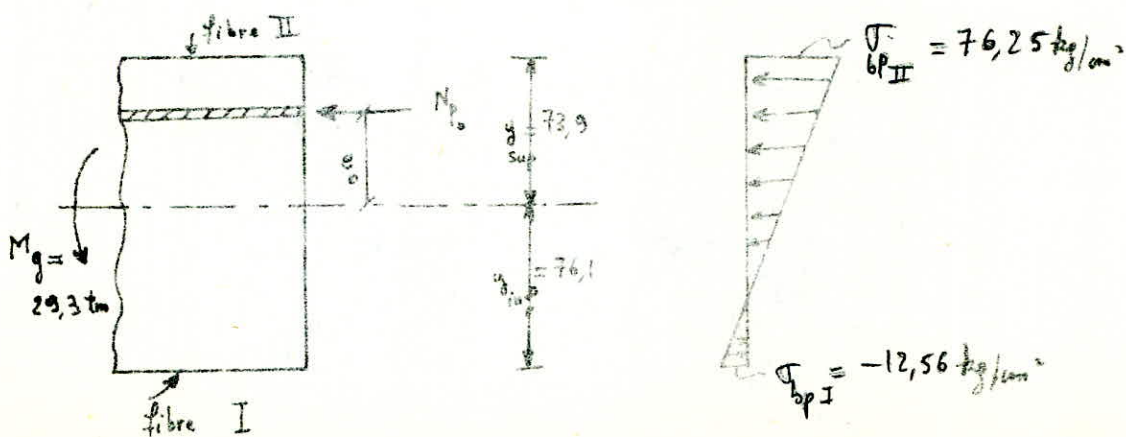
$$\sigma_{bp I} = \frac{152 \times 10^3}{4676,57} - \frac{152 \times 10^3 \times 54,1}{8,942 \times 10^6} \times 76,1 + \frac{29,3 \times 10^5}{8,942 \times 10^6} \times 76,1$$

$$\sigma_{bp I} = 32,50 - 69,99 + 24,93 = -12,56 \text{ kg/cm}^2 \quad (< \bar{\sigma}_b = -13,02 \text{ kg/cm}^2)$$

fibre II :
$$\sigma_{bp II} = \frac{N_p}{A_b} + \frac{N_p \cdot e_0}{I_b} y_{sup} - \frac{M_g}{I_b} y_{sup}$$

$$\sigma_{bp II} = \frac{152 \times 10^3}{4676,57} + \frac{152 \times 10^3 \times 54,1}{8,942 \times 10^6} \times 73,9 - \frac{29,3 \times 10^5}{8,942 \times 10^6} \times 73,9$$

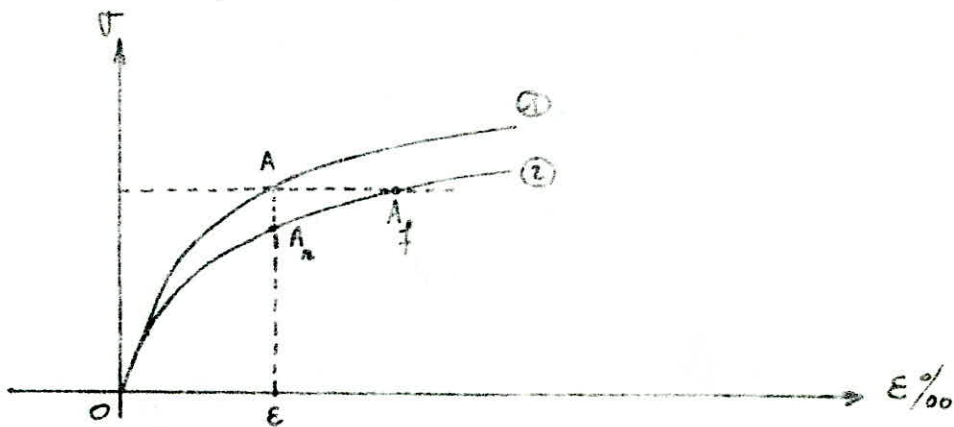
$$\sigma_{bp II} = 32,50 + 67,96 - 24,21 = 76,25 \text{ kg/cm}^2$$



IV / - Efforts unitaires dans l'acier dans la phase finale :

Dans la phase finale, se produisent les pertes qui se réalisent au cours du temps et ceci par opposition aux pertes dans la phase initiale qui sont des pertes instantanées (frottement, ancrage, non-simultanéité de tensions). On peut considérer donc que la contrainte dans la phase initiale va diminuer au cours du temps sous l'effet de 3 types de pertes :

1° Pertes par relaxation de l'acier : Si on tend une armature entre 2 extrémités fixes on a alors au cours du temps une diminution de tension, c'est par définition la relaxation. Cette relaxation est d'autant plus grande que la déformation permanente est grande. Expliquons ce phénomène par le diagramme "contrainte - déformation" suivant :



Le diagramme ① est un diag. instantané (essai rapide)

Le diagramme ② est un diag. obtenu au cours d'un essai infiniment lent.

- Si on maintient la longueur fixe (donc E constant) : on a une diminution de la tension au cours du temps et le pt A décrit AA_n c'est la "relaxation".
- Avec ce diagramme le phénomène de "fluage" peut être mis en évidence. Si on maintient la tension fixe (donc σ constant) : on a une augmentation de la déformation le point A décrit alors AA_f .

On voit que AA_n est d'autant plus grand (donc la relaxation plus grande) que le point A est éloigné (sur la courbe ①) de l'origine. C'est-à-dire donc que les déform. plastiques instantanées sont plus grandes que les déformations élastiques.

Cette perte par relaxation est une constante pour le matériau. Dans le cas où

cette valeur n'est pas mise à la disposition du projeteur, on pourra considérer comme raisonnable une perte de relaxation de 8 à 10% de la tension initiale.

On prendra ici 9%. D'où la perte par relaxation $\Delta\sigma_r$ est:

$$\Delta\sigma_r = 0,09 \times 13900 = \underline{1251 \text{ kg/cm}^2}$$

2° Perte par fluage du béton: Au cours de la phase finale les câbles adhèrent au béton (injection déjà faite), donc au fluage du béton correspond une perte de contraintes dans les câbles. Comme vu plus haut, le fluage du béton est une déformation de ce dernier sous tension constante. Cette perte est donnée par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_f = \frac{E_a}{E_f} \cdot N_b$$

où N_b = contrainte de béton en service à vide au niveau du câble.

• $E_f = 9000\sqrt{N}$ = coeff. de déformations du béton sous fluage.

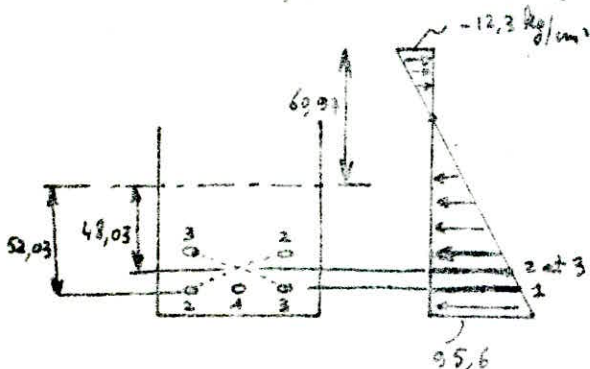
avec N = résistance effective du béton au moment de l'application de la précontrainte. En pratique, on applique la précontrainte lorsque la résistance du béton atteint le $\frac{2}{3}$ de la résistance à 28 jours $\Rightarrow N = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ kg/cm}^2$

d'où $E_f = 9000 \times \sqrt{267} \Rightarrow E_f = 147061 \text{ kg/cm}^2$

• $E_a = 1.800.000 \text{ kg/cm}^2$

Calculons donc N_b au niveau de chaque câble dans les sections milieu:

on a le diagramme à vide (sous le poids propre + 8 éléments de traction).



• Calcul de N_b au niveau des câbles ② et ③:

$$N_b = \left[\frac{95,6 + 12,3}{120} \right] (60,97 + 48,03) - 12,3$$

$$\underline{N_b = 85,7 \text{ kg/cm}^2}$$

• Calcul de N_b au niveau du câble ①:

$$N_b = \left(\frac{95,6 + 12,3}{120} \right) (60,97 + 52,03) - 12,3$$

$$\underline{N_b = 89,3 \text{ kg/cm}^2}$$

d'où :

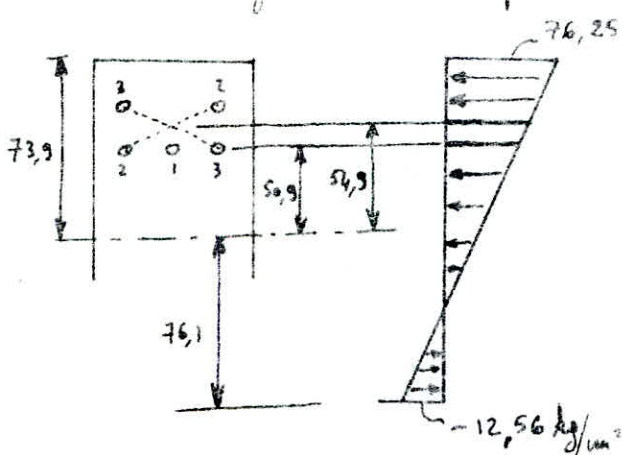
- Perte par fluage pour le câble ① : $\Delta\sigma_{f_1}^{\text{milieu}} = \frac{1800000}{147061} \times 89,3 = \underline{1093 \text{ kg/cm}^2}$

- Perte par fluage pour les câbles ② et ③ :

$$\Delta\sigma_{f_2}^{\text{milieu}} = \Delta\sigma_{f_3}^{\text{milieu}} = \frac{1800000}{147061} \times 85,7 = \underline{1048 \text{ kg/cm}^2}$$

Calculons N_b au niveau de chaque câble dans la section d'appui :

on a le diagramme à vide pour cette section :



• Calcul de N_b au niveau des câbles ② et ③ :

$$N_b = \left[\frac{76,25 + 12,56}{150} \right] (76,1 + 54,9) - 12,56$$

$$N_b = 65,6 \text{ kg/cm}^2$$

• Calcul de N_b au niveau du câble ① :

$$N_b = \left[\frac{76,25 + 12,56}{150} \right] (76,1 + 50,9) - 12,56$$

$$N_b = 63,2 \text{ kg/cm}^2$$

d'où :

- Perte par fluage pour le câble ① : $\Delta\sigma_{f_1}^{\text{appui}} = \frac{1800000}{147061} \times 63,2 = \underline{773 \text{ kg/cm}^2}$

- Perte par fluage pour les câbles ② et ③ :

$$\Delta\sigma_{f_2}^{\text{appui}} = \Delta\sigma_{f_3}^{\text{appui}} = \frac{1800000}{147061} \times 65,6 = \underline{803 \text{ kg/cm}^2}$$

3% Perte par retrait du béton :

Le retrait du béton entraîne une légère perte dans l'acier (c'est-à-d. le câble) qui est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rt} = 2 \times 10^{-4} \times E_a \Rightarrow \Delta\sigma_{rt} = 2 \times 10^{-4} \times 1800000$$

$$\underline{\Delta\sigma_{rt} = 360 \text{ kg/cm}^2}$$

Contraintes dans les câbles dans la phase finale:

(A) Section milieu: (la contrainte finale sera notée par $\overline{\sigma}_{p_0}$)

on a la formule générale: $\overline{\sigma}_{p_0} = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{\lambda} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{\lambda t}$

câble ①:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 13500 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{\lambda} = 1251 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_f = 1093 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_{\lambda t} = 360 \text{ ---} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(1)} = 13500 - 1251 - 1093 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(1)} = 10796 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

câble ②:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 13583,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{\lambda} = 1251 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_f = 1048 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_{\lambda t} = 360 \text{ ---} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(2)} = 13583,5 - 1251 - 1048 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(2)} = 10924,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

câble ③:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 13683 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{\lambda} = 1251 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_f = 1048 \text{ ---} \\ \Delta\sigma_{\lambda t} = 360 \text{ ---} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(3)} = 13683 - 1251 - 1048 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(3)} = 11024 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

(B) Section d'appui:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 12905,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_f = 773 \text{ ---} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(1)} = 12905,7 - 1251 - 773 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(1)} = 10521,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 13019,1 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_f = 803 \text{ ---} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(2)} = 13019,1 - 1251 - 803 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(2)} = 10605,1 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{p_0} = 13115,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_f = 803 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{p_0}^{(3)} = 13115,5 - 1251 - 803 - 360 \\ \overline{\sigma}_{p_0}^{(3)} = 10701,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

V. Efforts unitaires dans le béton dans la phase finale :

① Section milieu : déterminons la force totale due à la précontrainte (après tous les pertes) notée \bar{N}_0 .

$$\bar{N}_0 = A_1 \bar{\sigma}_{p_0}^{(1)} + A_2 \bar{\sigma}_{p_0}^{(2)} + A_3 \bar{\sigma}_{p_0}^{(3)}$$

$$\bar{N}_0 = (2,35 \times 10796) + 4,7(10924,5 + 11024) = 25,37 + 51,34 + 51,81 = 128,52 \text{ t}$$

Calcul de l'excentricité de \bar{N}_0 :
$$e_0 = \frac{\bar{N}_0^{(1)} e_1 + \bar{N}_0^{(2)} e_2 + \bar{N}_0^{(3)} e_3}{\bar{N}_0}$$

$$e_0 = \frac{(25,37 \times 52,03) + 48,03(51,34 + 51,81)}{128,52} \Rightarrow e_0 = 48,82 \text{ cm}$$

Déterminons les contraintes sur les 2 fibres extrêmes de béton :

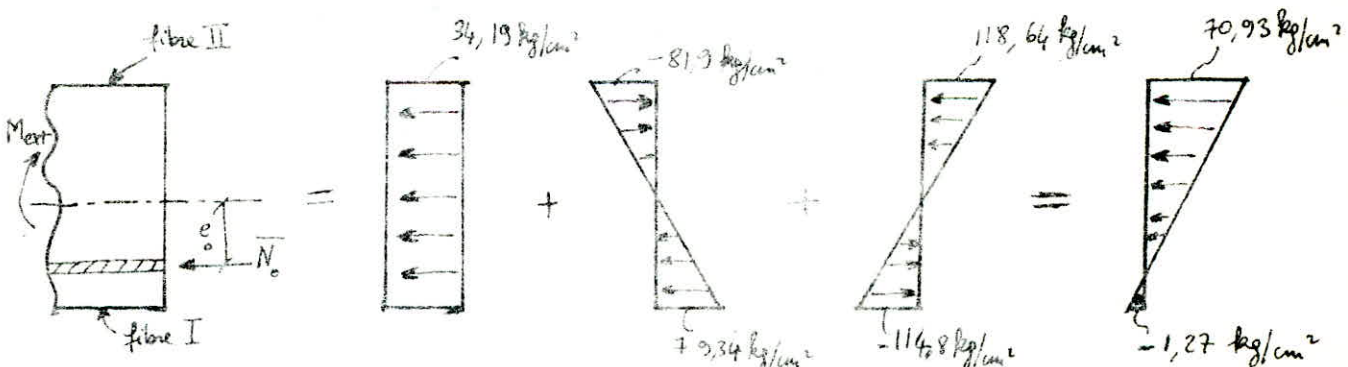
fibre I :
$$\sigma_{bpI} = \frac{\bar{N}_0}{A_b} + \frac{\bar{N}_0 \cdot e_0}{I_b} y_{inf} - \frac{M_{ext}}{I_b} y_{inf}$$

fibre II :
$$\sigma_{bpII} = \frac{\bar{N}_0}{A_b} - \frac{\bar{N}_0 \cdot e_0}{I_b} y_{sup} + \frac{M_{ext}}{I_b} y_{sup}$$

avec $M_{ext} = M_{max} = 90,837 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

$$\sigma_{bpI} = \frac{128520}{3759,5} + \frac{128520 \times 48,82 \times 59,03}{4,668 \times 10^6} - \frac{90,837 \times 10^5 \times 59,03}{4,668 \times 10^6} \Rightarrow \sigma_{bpI} = -1,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bpII} = \frac{128520}{3759,5} - \frac{128520 \times 48,82 \times 60,97}{4,668 \times 10^6} + \frac{90,837 \times 10^5 \times 60,97}{4,668 \times 10^6} \Rightarrow \sigma_{bpII} = 70,93 \text{ kg/cm}^2$$



Il n'y a aucun danger à avoir une contrainte de traction au niveau de la fibre I :

- en effet la hauteur de béton tendu est égale à $y = 120 - \frac{70,93}{(70,93 + 1,27)} \times 120$ (triangle sembl.) on trouve $y = 2,1 \text{ cm}$. Cette hauteur n'atteint même pas le niveau des aciers $\phi 14$ de construction qui eux peuvent reprendre cette traction.
- de plus cet état de contraintes est trouvé avec $M_{ext} = M_{max}$ dû à la somme de toutes les sollicitations défavorables (vent, neige, ...). Ces sollicitations ne pouvant exister durant toute la vie d'exploitation de l'ouvrage on aura donc M_{ext} qui diminue d'où σ_{bpI} également qui diminue (les fibres se relâchent ainsi d'eux-mêmes).

ⓑ Section d'appui:

* détermination de \bar{N}_0 = force totale due à la précontrainte :

$$\bar{N}_0 = A_1 \bar{\sigma}_{p_0}^{(1)} + A_2 \bar{\sigma}_{p_0}^{(2)} + A_3 \bar{\sigma}_{p_0}^{(3)} = (2,35 \times 10521,7) + 4,7(10605,1 + 10701,5)$$

$$\bar{N}_0 = 24,73 + 49,84 + 50,30 = \underline{124,87 \text{ t}}$$

* détermination du point d'application de \bar{N}_0 :

$$e_0 = \frac{\bar{N}_0^{(1)} e_1 + \bar{N}_0^{(2)} e_2 + \bar{N}_0^{(3)} e_3}{\bar{N}_0} = \frac{(24,73 \times 50,9) + (49,84 + 50,30) 54,9}{124,87}$$

$$e_0 = 54,1 \text{ cm}$$

* détermination des contraintes sur les 2 fibres extrêmes de béton :

fibre I : $\sigma_{bpI} = \frac{\bar{N}_0}{A_b} - \frac{\bar{N}_0 e_0}{I_b} y_{inf} + \frac{M_{ext}}{I_b} y_{inf}$

fibre II : $\sigma_{bpII} = \frac{\bar{N}_0}{A_b} + \frac{\bar{N}_0 e_0}{I_b} y_{sup} - \frac{M_{ext}}{I_b} y_{sup}$

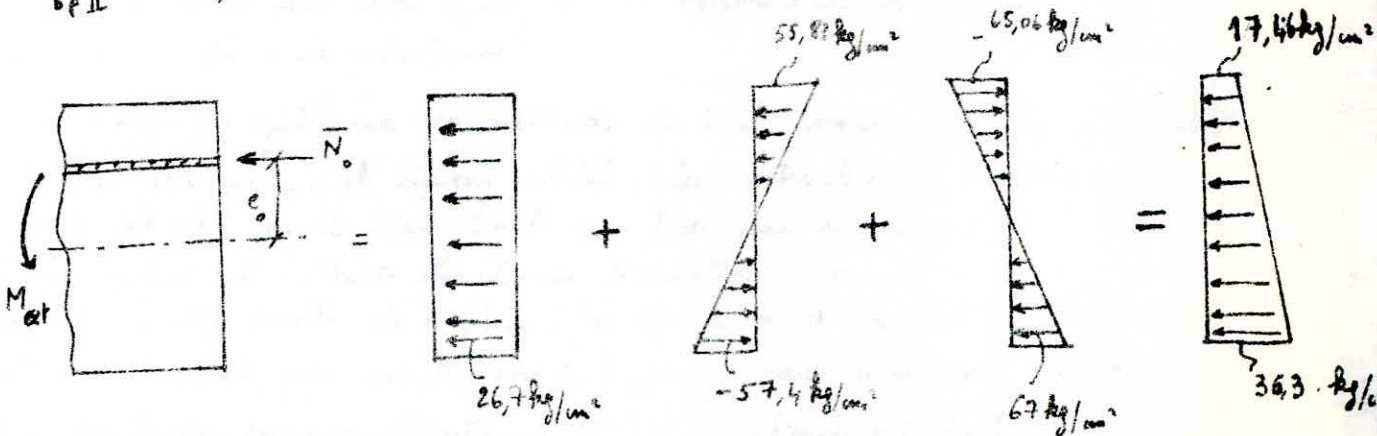
avec $M_{ext} = M_{max} = 78,834 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

$$\sigma_{bpI} = \frac{124870}{4676,57} - \frac{124870 \times 54,1 \times 76,1}{8,942 \times 10^6} + \frac{78,834 \times 10^5}{8,942 \times 10^6} \times 76,1$$

$$\sigma_{bpI} = 26,7 - 57,4 + 67 = \underline{36,3 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{bpII} = \frac{124870}{4676,57} + \frac{124870 \times 54,1 \times 73,9}{8,942 \times 10^6} - \frac{78,834 \times 10^5}{8,942 \times 10^6} \times 73,9$$

$$\sigma_{bpII} = 26,7 + 59,83 - 65,06 = \underline{17,46 \text{ kg/cm}^2}$$



VI - Vérification de la résistance dans la phase initiale :

La vérification traditionnelle, c'est-à-dire celle des contraintes admissibles n'est pas logique pour le béton précontraint. En effet :

La vérification aux contraintes admissibles veut que : $\gamma_s \cdot \sigma \leq \frac{R_m}{\gamma_m}$ (1)

où R_m = résistance du matériau (résistance moyenne déduite des essais)

γ_m = coeff. global qui tient compte des incertitudes affectant la résistance

γ_s = coeff. qui tient compte des incertitudes affectant la distribution des contraintes.

Mais pour le béton précontraint, la contrainte n'est pas proportionnelle aux charges, car dans la contrainte σ on a une contrainte fixe σ_0 due à la tension des câbles. Donc σ se répartit en 2 contraintes distinctes σ_0 et σ_s . D'où (1) s'écrit :

$$\gamma_0 \sigma_0 + \gamma_s \sigma_s \leq \frac{R_m}{\gamma_m} \quad (2)$$

où σ_s = contraintes dues aux surcharges

γ_s = coeff. de majoration qui tient compte des incertitudes sur les surcharges

σ_0 = contraintes dues aux forces de précontrainte

γ_0 = coeff. de majoration qui tient compte des écarts des forces de précontrainte par rapport aux valeurs théoriques.

pour que l'inéquation (2) s'écrive sous la forme de l'inéquation (1) il faut que $\gamma_0 = \gamma_s = \gamma$ d'où (2) $\Rightarrow \gamma(\sigma_0 + \sigma_s) \leq \frac{R_m}{\gamma_m}$

Or justement on ne peut avoir $\gamma_0 = \gamma_s$ car les dispersions des contraintes σ_s sont différentes des contraintes σ_0 dues à la précontrainte.

Pour cette raison on appliquera la méthode des états limites qui consiste à définir certains états tels que, s'ils étaient atteints, la construction se trouverait hors service. On voit donc que les états limites que l'on peut envisager sont : les états limites de rupture et les états limites de fissuration. Dans notre étude nous envisagerons l'état limite de rupture. La vérification de la résistance consistera à avoir une probabilité, pour que le moment M_{ext} (on prend le moment fléchissant car c'est l'effet le plus prépondérant) atteigne $M_{rupture}$, suffisamment faible pour que l'on puisse l'accepter.

L'inéquation sera dans ce cas : $\gamma_s M \leq M_{rup}$

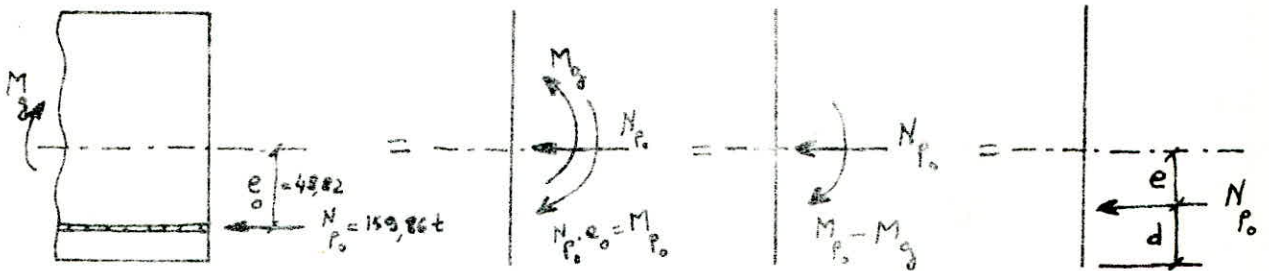
avec M_{rup} = moment résistant à la rupture

M_{rup} est fonction : de dimensions du béton
de la section de câbles
de la résistance du béton à la compression R_b
de la résistance de câbles à la rupture T_r

D'après le Comité mixte CEB-FIP (Comité Européen du Béton) et (Fédération Internationale de la Précontrainte) on introduit non pas la résistance moyenne du matériau mais une résistance minorée qui est la résistance de calcul.

Les valeurs de la résistance de calcul à la compression du béton R_b^c et la résistance de calcul des aciers σ_p^c ont été calculées au début pour dimensionner les câbles : $R_b^c = 188 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_p^c = 12100 \text{ kg/cm}^2$

① Section milieu :

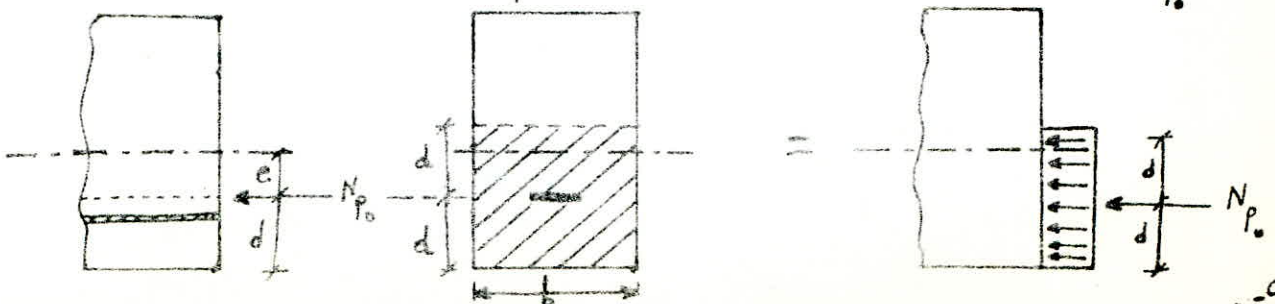


Le fait d'avoir un moment extérieur M_g (du au p. propre), la face de précontrainte sera déplacée et son excentricité n'est plus e_0 mais e avec :

$$e = \frac{N_{p_0} \cdot e_0 - M_g}{N_{p_0}} = \frac{159860 \cdot 48,82 - 36,07 \times 10^5}{159860} = 26,25 \text{ cm}$$

d'où $d = r' - e = 59,03 - 26,25 = 32,78 \text{ cm}$

On aura le schéma suivant compte tenu de la nouvelle excentricité de N_{p_0} .

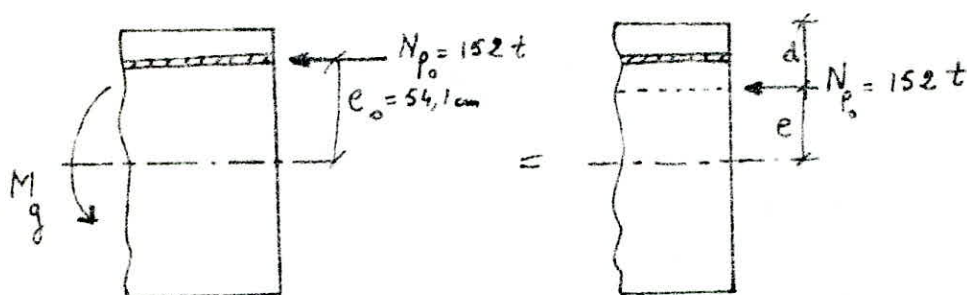


On considère que le diagramme des contraintes de compression est rectangulaire. La section sur laquelle agissent ces contraintes sera l'axe de la section de béton comprimé limité par le contour de la poutre et une parallèle à l'axe neutre telle que cette axe ait pour centre de gravité, le point d'application de la force N_p . Donc l'axe sera : $2 d' b$

et il faut vérifier que : $N_p \leq R_b^c \cdot (2 d' b)$

d'où $159,86 < 188 \times 2 \times 32,78 \times 30 \Rightarrow 159,86 t < 369,7 t$ (Vérifié.)

(B) Section d'appui :



on applique le même principe de vérification :

$$e = \frac{N_p \cdot e_0 - M_g}{N_p} = \frac{152000 \cdot 54,1 - 29,3 \times 10^5}{152000} = 34,82 \text{ cm}$$

$$d' = v - e = 73,9 - 34,82 = 39,08 \text{ cm}$$

on doit vérifier que : $N_p \leq R_b^c \times (2 b \cdot d')$

d'où $152 t < 188 \times 2 \times 39,08 \times 30 \Rightarrow 152 t < 440,8 t$ (Vérifié.)

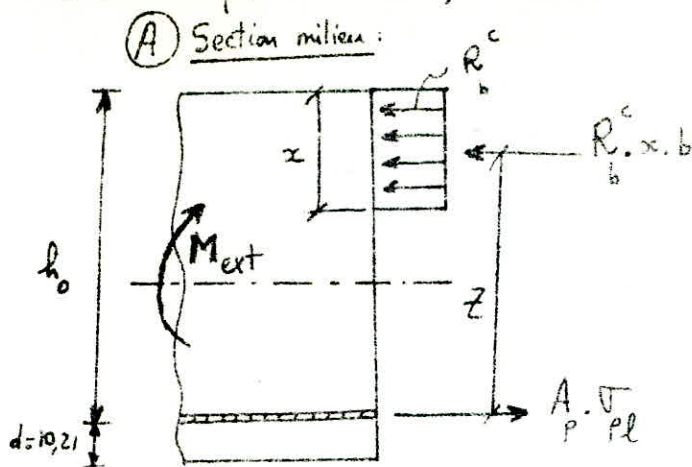
VII/Vérification de la résistance dans la phase finale (en exploitation) :

Puisqu'on vérifie aux états limites de rupture (pour des raisons citées plus haut)

il faut donc que : $M_{\text{act}} < \text{moment de rupture} = M_r$

Au moment de la rupture, le béton est profondément fissuré. On montre que l'on peut approximativement adopter un diagramme rectangulaire des contraintes de compression sur toute la hauteur de béton non fissuré.

compression sur le béton et par l'effet de traction. Expliquons cela par le schéma suivant : (section milieu)



on suppose que le béton ne travaille pas en traction. Les efforts étant repris par les câbles.

il faut que $M_{ext} \leq M_r$ avec $M_r = 0,85 \cdot A_p \cdot \sigma_{pl} \cdot z$

et avec σ_{pl} = contrainte limite donnée par la formule

$$\sigma_{pl} = m_p R_p = \left[1 - 0,6 \frac{A_p R_p}{b h_0 R_b^c} \right] R_p$$

Calcul de m_p :

$$m_p = 1 - 0,6 \frac{A_p \cdot R_p}{b h_0 R_b^c} = 1 - 0,6 \frac{5 \times 2,35 \times 13900}{30 [120 - 10,21] \cdot 188}$$

$$m_p = 0,84$$

d'où $\sigma_{pl} = 0,84 \times 13900 = 11676 \text{ kg/cm}^2$

Calcul de x : la résultante des compressions sur la hauteur x est équilibrée par

la résultante de traction d'acier : $R_b^c \cdot x \cdot b = A_p \cdot \sigma_{pl}$

$$\Rightarrow x = \frac{5 \times 2,35 \times 11676}{188 \times 30} = 24,32 \text{ cm}$$

Calcul du bras de levier z : $z = h_0 - \frac{x}{2}$

$$z = (120 - 10,21) - \frac{24,32}{2} = 97,63 \text{ cm}$$

Calcul de M_{rupt} : on a: $M_n = 0,85 \times A_p \times \sigma_{pl} \times z$

$$\text{d'où } M_n = 0,85 \times 5 \times 2,35 \times 11676 \times 97,63$$

$$M_n = 113,8 \text{ tm}$$

on a bien $M_{ext} = 90,837 \text{ tm} < 113,8 \text{ tm}$ (vérifié)

② Section d'appui: le même principe de vérification sera appliqué.

Calcul de m_p : $m_p = 1 - 0,6 \frac{A_p R_p}{b R_b^c}$

$$m_p = 1 - 0,6 \frac{5 \times 2,35 \times 13900}{30 [150 - 19,8] 188} = 0,86$$

$$\Rightarrow \sigma_{pl} = m_p R_p = 0,86 \times 13900 = 11954 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de x : $\sum \text{Forces} = 0 \Leftrightarrow R_b^c \cdot x \cdot b = A_p \sigma_{pl}$

$$x = \frac{5 \times 2,35 \times 11954}{30 \times 188} = 24,90 \text{ cm}$$

Calcul du bras de levier: $z = h_0 - \frac{x}{2}$

$$z = (150 - 19,8) - \frac{24,90}{2} = 117,75 \text{ cm}$$

Calcul de M_{rupt} : on a $M_{rupt} = 0,85 \times A_p \times \sigma_{pl} \times z$

$$M_{rupt} = 0,85 \times 5 \times 2,35 \times 11954 \times 117,75$$

$$M_{rupt} = 140,6 \text{ tm}$$

on vérifie bien que $M_{ext} = 78,834 \text{ tm} < 140,6 \text{ tm}$ (vérifié)

VIII / Vérification des effets unitaires tangentiels et principaux dans la phase initiale et finale (à l'état limite).

Il s'agit comme dans le cas de la résistance à la flexion d'étudier les risques de mise hors service de la poutre parabolique précontrainte par effet tranchant. Il faut donc ramener la probabilité à une valeur suffisamment faible pour qu'on puisse l'accepter. Il faut pour cela adopter des coefficients de sécurité (coeff. de minoration pour les résistances). L'état de rupture peut se produire par écrasement du béton par compression ou par suite de l'allongement excessif des étriers.

Il faut donc définir un effet tranchant limite (fonction de résistances du béton et de l'acier).

Pratiquement il faut que la poutre ne se rompe pas sous une sollicitation inférieure à celle pour laquelle la poutre se rompt par flexion. Donc les coefficients de minoration pour les résistances seront plus importants.

Les contraintes intervenant pour la résistance à l'effet tranchant sont les contraintes principales. Comment les déterminer?

Si on considère un point A quelconque de la section de la poutre et une facette d'orientation quelconque (passant par A). Soit δ l'angle de sa normale avec la ligne moyenne de la poutre. Cette est alors soumise à une contrainte normale σ et à une contrainte tangentielle τ .



Pour 2 orientations particulières orthogonales de la facette (correspondant à 2 valeurs de δ égales à β et $\beta + \frac{\pi}{2}$) on a la contrainte tangentielle qui est nulle.

Les valeurs correspondantes de contraintes σ_1 et σ_2 sont elles appelées contraintes principales. Il suffit donc d'avoir 2 orientations particulières de la facette.

Dans notre cas on prendra la facette perpendiculaire à la ligne moyenne donc aux câbles.

- La contrainte normale notée σ_x est celle due à la précontrainte.
- La contrainte tangentielle τ se calcule par les règles de la R.D.M.

Soit $I = m^4$ d'inertie par rapport à l'axe neutre

$S = "$ statique de la section au dessus de l'axe neutre calculé par rapport à l'axe neutre.

$b =$ largeur au niveau de l'axe neutre.

$$\text{on a: } \tau = \frac{F S}{b I} \quad (F = \text{réaction d'appui})$$

La 2^e facette est bien sûr perpendiculaire à la précédente :

- la contrainte normale notée σ_y est nulle (car on n'a pas d'étrés tendus)
- la contrainte tangentielle τ est la même que celle qui précède mais de sens contraire.

En utilisant le Cercle de Mohr on trouve les contraintes principales suivantes :

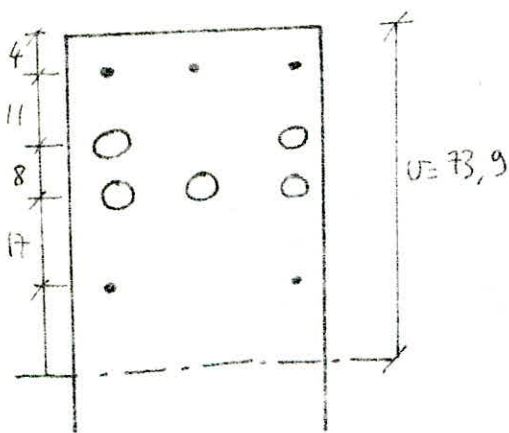
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (\sigma_1 < 0 \text{ appelé contrainte principale de traction})$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

la contrainte σ_x sera notée σ :

Calcul de τ :

Le calcul se fait par la section, déterminons S :



	A_i cm ²	y_i cm	S_i cm ³
béton	2217	36,95	$81,918 \times 10^3$
2 $\phi 14$	17,014	33,9	576,77
3 câbles $\phi 28$	87,5	50,9	$4,453 \times 10^3$
2 câbles $\phi 28$	58,33	58,9	$3,435 \times 10^3$
3 vides $\phi 40$	-37,699	50,9	$-1,918 \times 10^3$
2 vides $\phi 40$	-25,132	58,9	$-1,48 \times 10^3$
3 $\phi 14$	25,521	69,9	$1,784 \times 10^3$
Total =			$88,768 \times 10^3$

* dans la phase initiale:

$$F = 9543 \text{ kg}$$

$$S = 88,768 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$I = 8,942 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{FS}{bI} = \frac{9543 \times 88,768 \times 10^3}{30 \times 8,942 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow \tau = 3,15 \text{ kg/cm}^2$$

* dans la phase finale:

$$F = 33,609 \text{ t} \Rightarrow \tau = 11,09 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes principales

* dans la phase initiale: $N_p = 159,86 \text{ t}$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{N_p}{A} = \frac{159860}{3759,5} = 42,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{42,52}{2} - \sqrt{\left(\frac{42,52}{2}\right)^2 + 3,15^2} = 21,26 - 21,49$$

$$\sigma_2 = \frac{42,52}{2} + \sqrt{\left(\frac{42,52}{2}\right)^2 + 3,15^2} = 21,26 + 21,49$$

$$\sigma_1 = -0,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 42,75 \text{ kg/cm}^2$$

* dans la phase finale: $N_p = 124,87 \text{ t}$

$$\sigma = \frac{124,87 \times 10^3}{3759,5} = 33,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{33,21}{2} - \sqrt{\left(\frac{33,21}{2}\right)^2 + 11,09^2} = 16,605 - 19,96$$

$$\sigma_2 = \frac{33,21}{2} + \sqrt{\left(\frac{33,21}{2}\right)^2 + 11,09^2} = 16,605 + 19,96$$

$$\sigma_1 = -3,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 36,56 \text{ kg/cm}^2$$

Vérfications dans la phase initiale et finale:

1/ Phase initiale: on utilisera la méthode élastique des limites admissibles pour les contraintes qui interviennent dans la résistance à l'effort tranchant.

• Pour vérifier τ , on utilisera la formule de M^{rs} CHALOS - BETEILLE qui indique que:

$$\tau^2 \leq \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'} \left[\bar{\sigma}_b' - \sigma \right] \left[\bar{\sigma}_b + \sigma \right] \quad \text{dans la phase initiale: } \bar{\sigma}_b' = 220 \text{ kg/cm}^2$$

• On peut vérifier les limites admissibles pour les contraintes principales. Il faut bien sûr que: $|\sigma_1| < \bar{\sigma}_b$ (condition de fissuration)

Mais une formule déterminante pour le risque de rupture par compression, elle est la suivante:

$$|\sigma_1| < \frac{2}{k} \left[\bar{\sigma}_b' - \sigma_2 \right] \quad \text{où } k = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b} = \frac{220}{13,02} = 16,8$$

$$\tau^2 = 3,15^2 = 9,92 \text{ kg/cm}^2 < \frac{13,02}{220} \left[220 - 42,52 \right] \left[13,02 + 42,52 \right] = 309,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\sigma_1| = 0,23 < \frac{2}{16,8} \left[220 - 42,75 \right] = 21,1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfié})$$

2/ - Phase finale: on la vérifera aux états limites de rupture (selon CEB - FIP). On définit pour cela un effort tranchant de calcul T_c :

$$T_c = \gamma \cdot T$$

où: γ = coeff. de majoration de l'effort tranchant sous charge max.

$$\gamma = 1,4$$

$$T = 33,609 \text{ t} \quad (\text{effort tranchant max. aux extrémités de la poutre parabolique})$$

$$\Rightarrow T_c = 1,4 \times 33,609 \times 10^3 = 47050 \text{ kg}$$

La condition de sécurité à la rupture par écrasement des bielles de compression est:

$$\tau^k = \frac{T_c S}{b I} \ll \frac{R_{bh}}{4 \gamma_b}$$

$$\tau^* = \frac{47050 \times 88,768 \times 10^3}{30 \times 8,942 \times 10^6} = 15,5 \text{ kg/cm}^2$$

R_{bk} = résistance caractéristique à la compression sur cylindre
 = $0,83 \times 0,85 R_{cube}$ (voir début du chapitre de l'étude de la précontrainte)

$$R_{bk} = 0,83 \times 0,85 \times 400 = 282,2 \text{ kg/cm}^2$$

γ_b = coeff. de minoration de la résistance du béton
 = 1,5

$$\Rightarrow \tau^* = 15,5 < \frac{282,2}{4 \times 1,5} = 47 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Pour les contraintes principales on utilise la même formule que pour la vérification de ces derniers dans l'état initial à savoir :

$$|\sigma_1| < \frac{\sigma}{k} [R'_b - \sigma_2]$$

ici $k = \frac{R'_m}{R_m} = 10$ (rapport de résistances moyennes à la compression et à la traction du béton)

$R'_b = 0,42 R_{bk}$ (on prend un coeff. de sécurité plus fort)

$$R'_b = 0,42 \times 282,2 = 118,5 \text{ kg/cm}^2$$

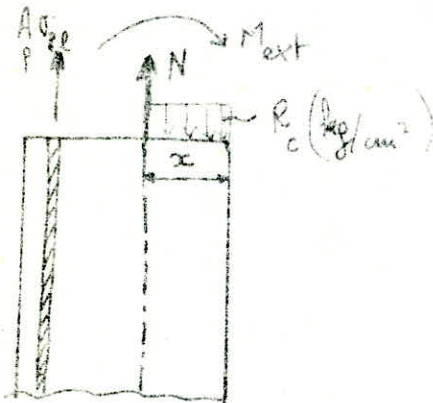
$$|\sigma_1| < \frac{\sigma}{10} [118,5 - 36,56] \Rightarrow |-3,35| < 16,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

IX/Dimensionnement - nombre de câbles pour le poteau:

Il ne sera fait état ici que de la détermination du nombre de câble. Le calcul des poutres et les différentes vérifications étant du même type que pour la poutre transversale parabolique.

On utilisera ici aussi la méthode des états limites à la rupture.

La tête de poteau est soumise à une flexion composée. On a un moment fléchissant et un effort normal dû à la réaction N de la poutre.
Prendre une section de béton horizontale



- à la rupture :
- le béton tendu ne travaille pas
 - les efforts sont alors repris par les câbles d'où une force de traction $A_p \sigma_{pe}$
 - on a une contrainte de béton rectangulaire sur une largeur x pour la zone de béton comprimée.

en écrivant que la somme des forces est nulle on a :

$$A_p \sigma_{pe} + N = R_c b x \quad \Rightarrow \quad A_p = \frac{R_c b x - N}{\sigma_{pe}}$$

on calcule la valeur de x par la formule suivante valable pour la flexion composée :

$$x = \frac{m_p [1 - m_p] h_0}{k}$$

$k = 0,6$ pour béton post-tendu

$h_0 = 110 - 7 = 103 \text{ cm}$ (on prend 7 cm d'enrobage et au niveau de la section supérieure on a une largeur plus grande qu'à la base et est égale à 110 cm)

$m_p = 0,9$

$$\Rightarrow x = \frac{0,9 \times 0,1 \times 103}{0,6} = 15,45 \text{ cm}$$

R_c = résistance de calcul pour béton comprimé (déjà calculé pour la poutre)
= 188 kg/cm²

$$\text{d'où } A_p = \frac{188 \times 30 \times 15,45 - 30460}{0,9 \times 13900} = 4,53 \text{ cm}^2$$

On utilisera donc 2 câbles 12 ϕ 5, ($A = 4,71 \text{ cm}^2$)

La tension initiale sera la même que pour le câble de la partie, c'est-à-dire qu'on fera travailler le câble à un taux maximum donc

la contrainte initiale sera : $\sigma_p = 13900 \text{ kg/cm}^2$

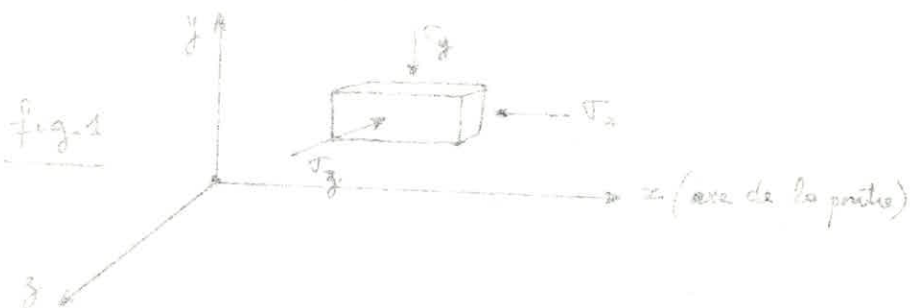
le calcul des pertes et la vérification des différents phases ne seront pas exposés vu que la même méthode devra être suivie.

II / Calcul des ancrages

Dans la zone d'about, des contraintes de grande intensité dues à la localisation de l'effet de précontrainte doivent être équilibrées par de l'armature. Les armatures sont appelées "frottages" pour les contraintes de compression (que le béton ne peut y résister seul). Un 2^e type d'armature sera plus pour reprendre les contraintes de traction.

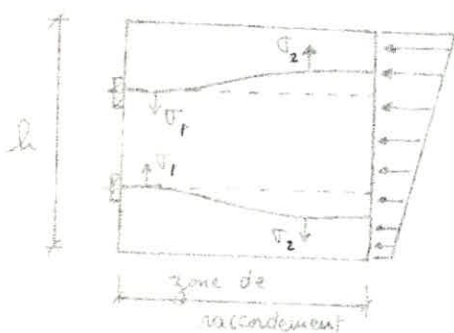
Expliquons ce phénomène.

Soit un prisme pris dans la zone d'about.



Les contraintes σ_x suivant l'axe de la poutre sont importantes et concentrées uniquement sous l'ancrage. En tout autre point $\sigma_x = 0$.

Pour expliquer l'origine de σ_y et σ_z , nous utilisons le principe de S. Venant qui dit que pour une section située à une certaine distance de l'about les contraintes y sont linéaires. A l'about, les contraintes sont localisées donc leur distribution est discontinue. Le passage de la discontinuité à la continuité se fait par l'intermédiaire d'équilibres dont la courbe engendrée de contraintes normale transversales σ_y et σ_z que l'on doit équilibrer par de l'armature ou frottage.

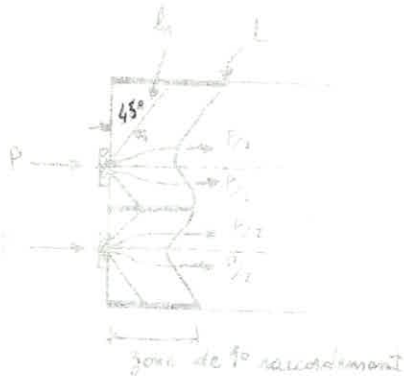


on voit donc sur ce schéma qu'au voisinage de l'about que σ_y sont de compression et que σ_z sont de traction.

fig - 2

La longueur de la zone de raccordement (entre l'about et la section où les contraintes sont linéaires) est prise égale à la hauteur. Cette zone de raccordement se divise en 2 zones distinctes :

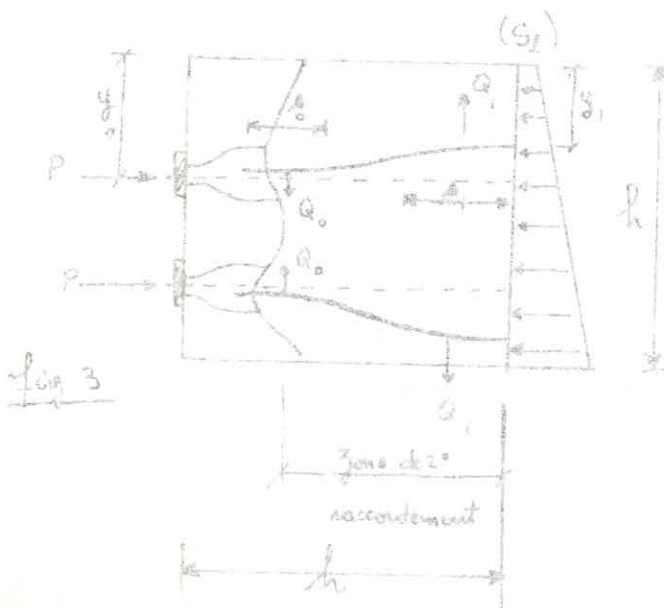
* Zone de 1° raccordement : elle est voisine de la face d'about. Dans cette zone, l'épaulement du faisceau de contraintes issues de chaque ancrage se fait à 45° .



de chaque ancrage partent 2 isostatiques qui portent chacune $P/2$

A chaque ancrage est associée un prisme qui sera délimité par des horizontales passant par le point d'intersection de deux droites inclinées à 45° . La longueur de ces prismes dans le sens de l'axe de la poutre va jusqu'à une ligne L dont les abscisses sont doubles de la 1° ligne bissectrice l_1 . Dans cette zone de 1° raccordement, on aura d'abord de très fortes compressions puis des tractions (en s'éloignant de l'ancrage). D'où une 1° série de futaiges à déterminer.

* Zone de 2° raccordement : elle vient après la 1° zone et s'étend jusqu'à la section S_2 où la distribution des contraintes devient linéaire. En sortant de la 1° zone de raccordement, chaque isostatique se dirige vers la section S_2 avec une certaine courbure. On a donc des efforts de compression Q_0 sur une longueur s_0 et des efforts Q_1 de traction sur une longueur s_1 (avec Q_0 et Q_1 égaux entre eux)



on a l'égalité :

$$Q_0 = -Q_1 = \frac{P(y_0 - y_1)}{D}$$

avec $D =$ distance entre Q_0 et Q_1 ,

La détermination des contraintes transversales σ_y se fera d'après les simplifications admises dans l'ouvrage "Constructions en Béton Reconstitué" de Yves Guyon. Ces simplifications donnent des résultats par excès.

1°) Calcul dans la zone de 1^{er} raccordement :

on considère : • un effort de surface juste après l'encrasse qui est un effort de traction. Les aciers déterminés pour résister à T_s seront placés à 1 ou 2 cm des cônes d'encrasse, T_s est donnée par la formule :

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left| \frac{a-a'}{a+a'} \right|^3 \right] P$$

où a et a' sont la distance de l'encrasse aux bords du prisme qui lui est associé.

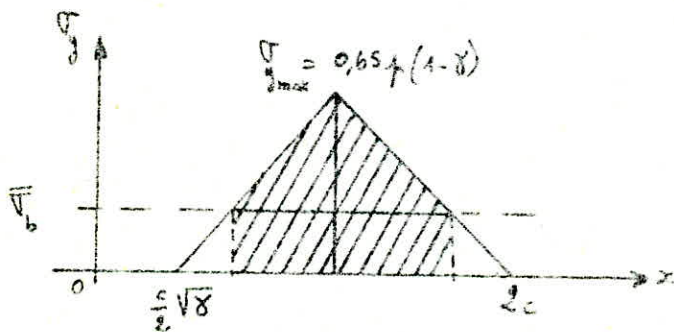
• un effort d'éclatement : la résultante de cet effort est donnée par la formule :

$$T_e = \frac{P}{3} (1-\delta)$$

La valeur maximum des contraintes σ_y est : $\sigma_{\max} = 0,65 \mu (1-\delta)$

où $\mu = \frac{P}{\text{aire de la section transversale}}$

On peut tracer le diagramme de contraintes σ_y en fonction de la distance à l'about x



Pour évaluer δ on utilise la règle du "prisme symétrique". Soit le prisme associé et a, a' (distances de l'encrasse aux bords de ce prisme), le prisme symétrique (prisme fictif) aura pour largeur $2c$ avec $c = \min(a, a')$. On exprime alors δ par :

$$\delta = \frac{2a_1}{2c} \quad \text{où } 2a_1 = \text{largeur sur laquelle est répartie la force } P$$

Pour un encrasse circulaire comme pour l'ouvrage étudié présentement : $2a_1 = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = 0,88 d$

* Sur la figure précédente, la contrainte σ_y est nulle à une distance : $\frac{c}{2} \sqrt{\delta}$

* le maximum a lieu à : $\begin{cases} (0,4 + \delta) c & \text{pour } \delta \leq 0,6 \\ c & \text{pour } \delta > 0,6 \end{cases}$

Comme on ne prévoit pas d'armatures dans les zones où $\sigma_y < \bar{\sigma}_b$, on coupe le diagramme par l'horizontale $\bar{\sigma}_b$, et si l'air hachuré qui représente la résultante T_c sera réduite à l'axe totale du triangle dans le rapport

$\left[1 - \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{y \max}} \right)^2 \right]$. Les armatures ainsi définies seront réparties le long de l'axe proportionnellement aux ordonnées du diagramme hachuré.

2°/ Calcul dans la zone de 2^e accotement : (voir fig. 3)

on considérera que : - la zone σ_1 s'étend entre $\frac{h}{4}$ et h

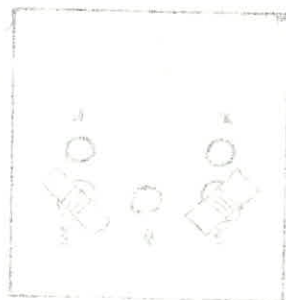
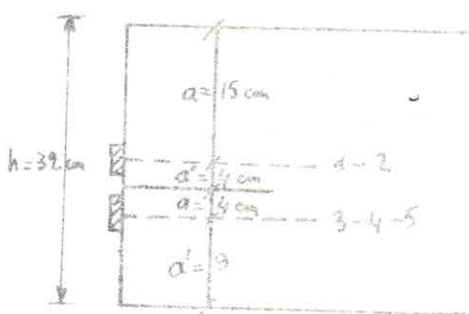
- le bras de levier D est égal à $\frac{h}{2}$

- la zone σ_1 étant longue, la armatures y seront réparties uniformément entre $\frac{h}{3}$ et $\frac{5}{6}h$

3°/ Détermination du fretage dans la zone de 1^{er} accotement :

Les ancrages seront appliqués sur une plaque en acier de 30 x 32 (Pour qu'il y ait une répartition plus large des contraintes dues à la précontrainte).

Donc la hauteur à considérer sera 32 cm.



les ancrages 1-2-4 sont des ancrages métalliques de $\phi = 8$ cm

les ancrages 3-4 sont des ancrages 'mortés'

Efforts de surface : T_s :

ancrages	Distances à l'ancrage		effort P (t)	T_s (t) $(0,04 + 0,2 \left \frac{a-a'}{a+a'} \right ^3) P$
	a (m)	a' (m)		
1-2	0,15	0,04	$2 \times 30,03$	4,73 t
3-4-5	0,04	0,09	$3 \times 30,03$	4,63 t

Pour P , on prend la plus grande tension parmi les 5 câbles trouvés dans la phase initiale :

Soit $P = 30,03t$

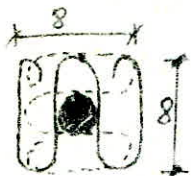
L'effort T_{smax} est celui qui existe (d'après le tableau ci-dessus) derrière le ancrage 1-2, d'où pour un ancrage : $T_{smax} = \frac{4,73}{2} = 2365 \text{ kg}$

Si l'on choisit des $F_2 E 24$ (ronds lisses) $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

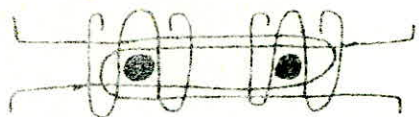
D'où la section totale A_f des frettes : $A_f > \frac{T_{smax}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2365}{1600} = 148 \text{ mm}^2$

Si on prend des $4\phi 8$, la section totale A_f sera égale à 200 mm^2 . On frettera dans les sens y et z (perpendiculairement à l'axe de la poutre) pour s'opposer aux efforts de sens y et z . Les frettes seront placées à 2 cm de la plaque d'acier.

Ces frettes seront comme l'indique la figure ci-dessous.



frette individuelle



frettes pour ancrage d'une même file

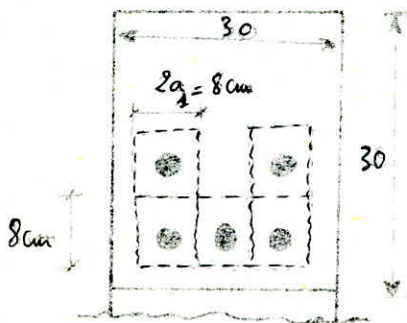
* efforts d'éclatement : T_e

Comme expliqué plus haut on utilisera la règle du "prisme symétrique" ; ici la valeur de $c = \min(a, 2a)$ est égal à 4 cm. D'où $2c = 8 \text{ cm}$

De plus puisqu'on insère une plaque d'acier de dimension $30 \times 32 \times 1$ entre les armages femelles et le béton on aura :

$2a_1 =$ largeur sur laquelle est répartie la force de compression $P = 8 \text{ cm}$

En effet.



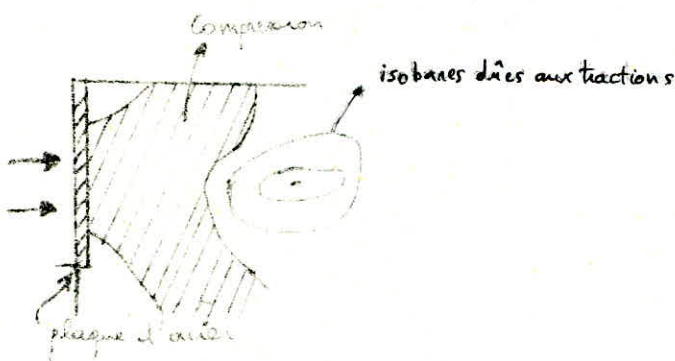
On considère que chaque ancrage répartie la force de compression par l'intermédiaire d'un cône de la plaque d'acier de côté 8 cm

$$\Rightarrow 2a_1 = 8 \text{ cm}$$

L'effort T_e est donné par la formule $T_e = \frac{P}{3} (1 - \delta)$

avec $\delta = \frac{2a_1}{2c} = \frac{8}{8} = 1 \Rightarrow T_e = 0$

On ne disposera donc pas d'armature pour reprendre les efforts d'éclatement. Ceci était prévisible puisque on a une plaque qui répartie l'effort de compression. Donc, dans ce que l'on a appelé "zone de 1^{er} raccordement" (près des ancrages) au lieu d'avoir des efforts de traction, cette zone sera comprimée, l'effort de traction sera lui déplacé vers de l'avant au-delà de l'ancrage. Tout ceci peut être expliqué par la figure ci-dessous où l'on voit la forme des isobares pour une force étalée.



4/ Détermination du frettage dans la zone de 2° raccordement :

Cette zone s'étend entre $\frac{h}{4}$ et h . Selon Mr. GUYON, les aciers seront répartis uniformément entre $\frac{h}{3}$ et $\frac{5}{6} h$.

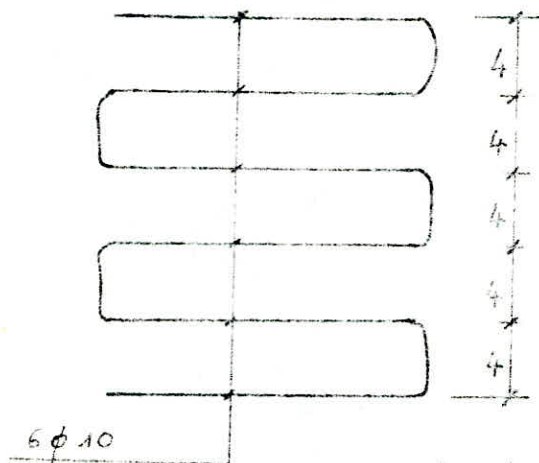
La section minimum à prendre en compte sera de 0,3% de l'aire de l'aire de la section horizontale à la hauteur du centre de gravité de la section où les contraintes deviennent linéaires. Cette section se trouve à 90 cm de l'about.

$$\text{L'aire de cette section est : } 0,3 \times 0,9 = 2700 \text{ cm}^2$$

La section minimum est donc :

$$A = \frac{0,3}{100} \times 2700 = 8,1 \text{ cm}^2$$

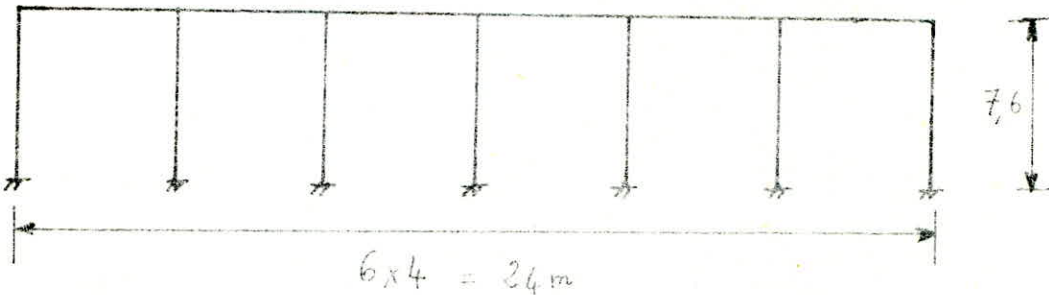
Nous prendrons 3 frettes à disposer dans les 3 sens, verticaux et horizontaux comme sur la figure suivante.



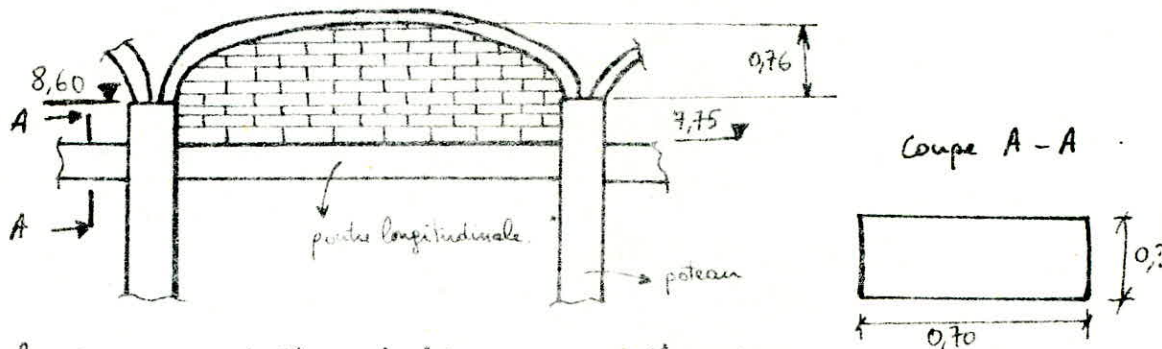
$$\text{d'où la section : } A_{\text{tot}} = (6 \times 0,784) \times 3 = 14,11 \text{ cm}^2$$

Ils seront placés à 8 cm, 15 cm, et 33 cm de la plaque d'acier pour correspondre à l'intervalle $\frac{h}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ cm}$ et $\frac{5h}{6} = 30 \times \frac{5}{6} = 25 \text{ cm}$ ($h =$ hauteur de la plaque d'acier)

CHAP. 8 Calcul du portique longitudinal



Dans le sens longitudinal on considère que le portique est partiellement encasté. Les éléments de toitures reposent uniquement sur les poteaux. Sur la porte longitudinale nous avons un mur de maçonnerie de hauteur moyenne 1,10m



Le portique longitudinal doit être calculé au séisme. Le vent ne sera pas considéré dans ce sens en la grande longueur de l'ouvrage par rapport à la hauteur.

Détermination de la force sismique :

Le calcul d'une force sismique a été déjà fait pour le portique transversal. La force sismique est égale aux charges et surcharges sismiques à l'activité sismique multiplié par un coeff. α qui tient compte de la particularité de l'ouvrage ainsi que du lieu où il se trouve :

$$\text{on a donc : } F = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S \quad (\text{art 3,112-11 des R.P.S. 69})$$

ici on a :

- $\alpha = 1$ (Alger de moyenne sismicité)
- $\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$ (coeff. de réponse pour un ouvrage à amortissement moyen)

$$\text{et on } T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

avec $H = 9,4 \text{ m}$ = hauteur totale de l'ouvrage

$L =$ dimension dans le sens étudié = $6 \times 6 = 24 \text{ m}$

$$T = 0,173 \text{ sec.}$$

$$\text{d'où : } \beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,173}} = \frac{0,085}{0,557} = 0,152$$

il faut que β soit tel que : $0,065 < \beta < 0,13$

$$\Rightarrow \underline{\beta = 0,13}$$

- $\delta = 1$ (on peut considérer que l'ouvrage correspond à une habitation à 1 étage)
- $S = 1,15$ (sol de résistance moyenne).

d'où :

$$\frac{\gamma}{\delta} = 1,15 \times 0,13 \Rightarrow \underline{\gamma = 0,15}$$

déterminons les charges soumises à l'action sismique :

Chaque portique reprend la moitié des charges totales soumises à l'action sismique. On prendra donc en compte :

- ponts longitudinaux de $22,2 \text{ m}$ de longueur (7×30)

$$22,2 \times 0,70 \times 0,30 \times 2500 = 11,6 \text{ t}$$

- ponts transversaux paraboliques (on en a 7) avec un poids de 900 kg/m :

$$\frac{1}{2} [900 \times 21 \times 7] = 66,15 \text{ t}$$

- toiture (on en a $21 \times 6 = 126$) avec un poids de 375 kg chacune :

$$\frac{1}{2} [375 \times 126] = 61,42 \text{ t}$$

- revêtement de la toiture avec un poids de 304 kg .

$$\frac{1}{2} [304 \times 126] = 49,15 \text{ t}$$

- mur en maçonnerie de $1,10 \text{ m}$ de hauteur ($0,2 \times 3,7$)

$$6 [1400 \text{ kg/m}^3 \times 3,7 \times 0,2 \times 1,1] = 6,8 \text{ t}$$

d'où le poids à prendre en compte :

$$P = 11,6 + 66,15 + 61,42 + 49,15 + 6,8 \Rightarrow \underline{P = 165,1 \text{ t}}$$

Pour ce qui est des surcharges, la présence d'un miroir sur la table me donne une face d'insère importante pour pouvoir la considérer dans les surcharges découlant du calcul sismique.

$$\Rightarrow W = P = 165,1 \text{ t}$$

La face sismique sera donc : $F = W \cdot T = 165,1 \times 0,15 = \underline{24,7 \text{ t}}$

Déterminations des moments dus à F :

Nous utilisons la méthode approchée exposée dans l'ouvrage de M'FUENTES "Stabilité des portiques". Et ceci sous réserve de certaines conditions :

* Dans le cas où les poteaux ont tous la même hauteur et où les raideurs des différents portis $\frac{I_{\text{portis}}}{l_{\text{portis}}}$ sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur des poteaux

$$\text{ici : } \frac{I_{\text{portis}}}{l_{\text{portis}}} = \frac{0,7 \times 0,3^3}{12 \times 4} = 3,937 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\frac{I_{\text{poteaux}}}{l_{\text{poteaux}}} = \frac{0,9 \times 0,3^3}{12 \times 7,6} = 2,664 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\text{on a bien } 3,937 \times 10^{-4} > \frac{2,664 \times 10^{-4}}{5} = 5,328 \times 10^{-5}$$

Sous réserve donc de ces conditions on admettra que :

- les forces horizontales se répartissent entre les autres poteaux proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, le moment d'inertie des poteaux de rives étant affecté du coeff. 0,8.
- que les poteaux sont encastres au niveau des portis et articulés à mi-hauteur des poteaux.

donc ici :

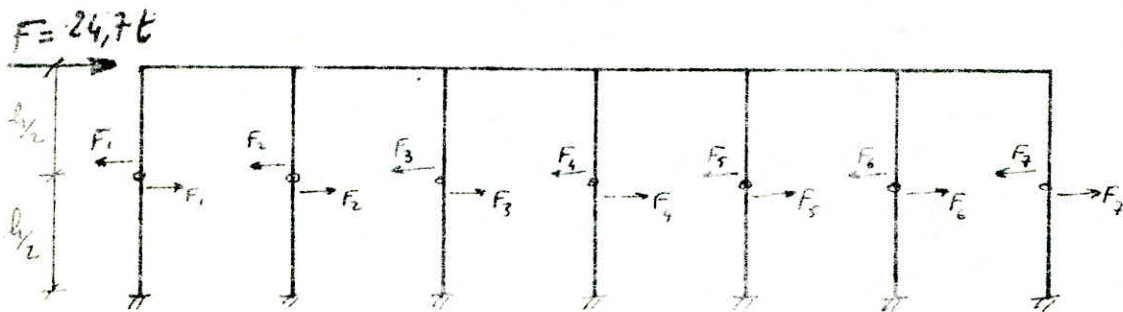
$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_7$$

$$\text{si } F_1 = F_7 = \frac{0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_7 \cdot 0,8} F = \frac{0,8}{(2 \times 0,8) + 5} F = \frac{F}{8,25}$$

$$\text{et } F_2 = F_3 = \dots = F_6 = \frac{I_2}{0,8I_1 + I_2 + \dots + I_6 + 0,8I_7} \times F = \frac{F}{6,6}$$

c) les moments en tête et en pied de chacun des poteaux sont donc égaux.
On aura respectivement.

$$-F_1 \frac{h}{2} ; -F_2 \frac{h}{2} ; \dots ; -F_7 \frac{h}{2}$$



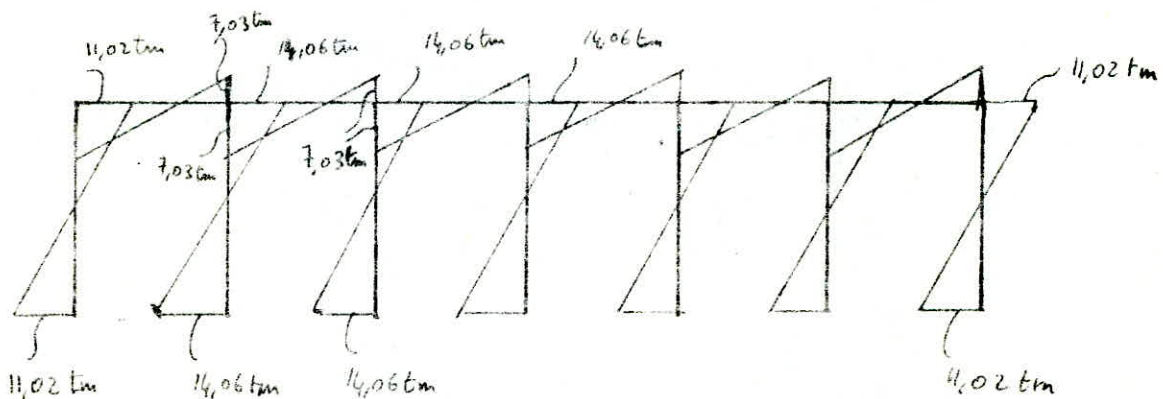
$$F_1 = \frac{F}{8,25} = \frac{24,7}{8,25} = 2,9t \quad ; \quad F_2 = \frac{F}{6,6} = \frac{24,7}{6,6} = 3,7t$$

d'où moment en pied et tête des poteaux de rives:

$$M = F_1 \times \frac{h}{2} = 2,9 \times \frac{7,6}{2} = 11,02 \text{ tm}$$

moment en pied et tête des poteaux intermédiaires:

$$M = F_2 \times \frac{h}{2} = 14,06 \text{ tm.}$$



La fig. ci dessus représente les moments liés au système.

En plus de cela chaque poteau longitudinal de longueur 3,7m doit supporter le poids de la maisonnette qui lui est associé.

Comme la poutre n'est placée que lorsque les poteaux sont bétonnés (il faut laisser bien sûr des aciers en attente pour ensuite bétonner la poutre), elle sera considérée comme encastree aux 2 extremités pour les besoins du calcul.

La poutre supporte le poids du mur qui est de :

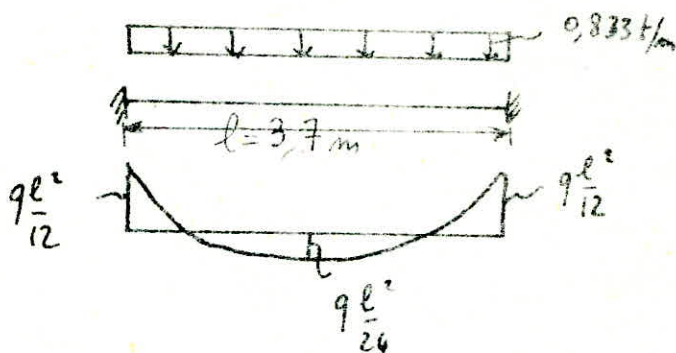
$$q_s = 1400 \times 1,1 \times 0,2 = 0,308 \text{ t/m}$$

Elle supporte également son poids propre qui est de :

$$q_p = 2500 \times 0,3 \times 0,7 = 0,525 \text{ t/m}$$

D'où la charge par metre linéaire à considérer sera :

$$q = q_s + q_p = 0,308 + 0,525 = 0,833 \text{ t/m}$$



aux appuis : $q \frac{l^2}{12} = 0,833 \times \frac{3,7^2}{12} = 0,950 \text{ tm}$

au milieu : $q \frac{l^2}{24} = 0,833 \times \frac{3,7^2}{24} = 0,475 \text{ tm}$

Donc en cumulant le séisme et le poids propre (solllicitation du 2° genre)

pour la poutre de rive : m[±] à l'appui : $M_1 = 11,02 + 0,95 = -11,97 \text{ tm}$

pour la poutre intermédiaire : " " : $M_2 = 7,03 + 0,95 = -7,98 \text{ tm}$

Détermination des armatures pour la poutre de rive :

on utilisera ds acis HA FeE40 $\sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

le béton sera classé à 350 kg/m^3 caractérisation atteinte : $\sigma_b = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

D'après les règlements CCBA 68. pour les sollicitations du 2^o genre, les contraintes admissibles à prendre en compte seront majorées de 50% pour le béton

$$\Rightarrow 1,5 \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les aciers on prendra comme contrainte admissible $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (HA)

Par la méthode des abaques on a :

$$\gamma = \frac{15 M_1}{\sigma_{en} \cdot b h^2} = \frac{15 \times 11,97 \times 10^5}{4200 \times 70 \times 26^2} = 0,0903$$

on tire $k = 26,4$; $\varepsilon = 0,8792$

on vérifie que $\sigma'_b = \frac{\sigma_{en}}{k} = \frac{4200}{26,4} = 159 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

On doit donc avoir une section d'acier :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_{en} \varepsilon k} = \frac{11,97 \times 10^5}{4200 \times 0,8792 \times 26} = 12,46 \text{ cm}^2$$

on prendra 4 ϕ 20 ($A = 12,56 \text{ cm}^2$)

Vue que le système peut changer de sens, le moment fléchissant également, on armera la section d'appui sur les 2 fibres opposés de la même manière.

La contrainte admissible de l'acier sera limitée par la contrainte de fissuration : en effet : on doit avoir

$$\sigma_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

Cette vérification se fera par des contraintes de service parce cela on prend $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = \frac{k}{\phi} \gamma \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \quad \text{avec} \quad \frac{\omega_f}{f} = \frac{A}{B} = \frac{12,56}{2 \times 4 \times 70} = \frac{12,56}{560} = 0,0224$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{ici } k = 1,5 \times 10^6 \text{ (fissur. peu nuisible)} \\ \gamma = 1,6 \text{ (aciers HA)} \end{array} \right\} \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{20} \times \frac{0,0224}{1,224} = 2196 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2,4 \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{20}} = 2019 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible à prendre est :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(2019, 2196) \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2196 \text{ kg/cm}^2$$

on vérifie que : $\sigma_a = \frac{0,95 \times 10^5}{18,56 \times 26 \times 0,8792} = 331 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2196 \text{ kg/cm}^2$

Sous sollicitation du 2^o genre : $M = 11,97 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

$$\sigma_a = \frac{11,97 \times 10^5}{18,56 \times 26 \times 0,8792} = 4169 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{lim}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Examinons l'influence de l'effort tranchant à l'appui :

$$T = \frac{0,833 \times 3,7}{2} = 1541 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 26 = 22,75 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1541 - \frac{11,97 \times 10^5}{22,75} < 0$$

La valeur de $T + \frac{M}{z}$ étant très faible, il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'armage des armatures inférieures.

Pour les armatures supérieures nous avons la contrainte admissible pour ancrage égale à : $\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte dans l'acier est $\bar{\sigma}_a = 2196 \text{ kg/cm}^2$

D'où la longueur l_d de scellement en barre droite : $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$

$$l_d = \frac{20}{4} \times \frac{2196}{16,59} = 66,1 \text{ cm}$$

On prévoit un rebord d'équerre avec $L = 30 - 4 = 26 \text{ m}$.

Si on prend un rayon d'égare, on a une relation entre L et l (fig. ci-dessous)

$$L = l + 5,2 \phi - 1,89 l$$



$$\text{d'où } l = \frac{86,1 + (5,2 \times 2) - 26}{1,89} = 28,71 \text{ cm}$$

en pratique on prendra $l = 30 \text{ cm}$

Les armatures transversales seront constituées de 2 cadres $\phi 8$ $F_a E 22$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)

$$\text{aux appuis : } \tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1541}{70 \times 22,75} = 0,96 \text{ kg/cm}^2$$

D'où la contrainte de traction des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = \left[1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right] \sigma_{en} = \left[1 - \frac{0,96}{9 \times 5,3} \right] 2200$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{L'écartement } t \text{ des cadres est : } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \times 2160 \times 22,75}{1541} = 64 \text{ cm}$$

t étant supérieur à la hauteur $h = 30 \text{ cm}$ de la poutre on prendra $t = 20 \text{ cm}$

Pour la répartition des autres cadres, nous utiliserons la règle pratique de la suite de Caquot et qui consiste à prendre pour l'écartement des armatures transversales la suite des nombres : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 30, 35, 60

Le 1^{er} nombre de cette suite correspond à l'écartement à l'appui (ici $t = 20 \text{ cm}$) et on repète ensuite chacun des intervalles indiqués ci-dessus autant de fois qu'il y a de mètres dans la $\frac{1}{2}$ portée : on a : $\frac{l}{2} = \frac{3,7}{2} = 1,85 \approx 2$ et le premier écartement est de 20 cm. On placera le premier cadre à 10 cm du mur de l'appui et on prévoit 2 intervalles de 20 cm, puis 2 intervalles de 25 cm et à nouveau 2 intervalles de 25 cm (pour arriver à l'axe de symétrie)

La vérification de $\sigma_{at} = \frac{T_b}{A_t z} < \bar{\sigma}_{at}$ n'est pas nécessaire puisque l'on a pris

une valeur de l'espacement inférieure à celle qui est nécessaire.

Pour les aciers en travers de la partie de rive (de même que pour tous les autres pontes) on disposera des aciers $4 \phi 12$ vu que le moment en travers est faible (le diamètre $\phi 12$ étant le minimum pour les aciers longitudinaux résistants).

Déterminons les aciers pour la partie intermédiaire.

Le calcul qui suit sera valable aussi bien pour la section d'appui de la partie intermédiaire que pour la section d'appui de la partie de rive (c'est-à-d. à gauche et à droite du second liant, le 2^e poteau avec la partie de rive et la partie intermédiaire). Les armatures en travers de cette partie seront du type $4 \phi 12$ comme expliqué ci-dessus.

Le moment à prendre en compte est: $M'_1 = -7,98 \text{ tm}$. En appliquant la méthode des abaques.

$$\gamma = \frac{15 M'_1}{\sigma_{on} b h^2} = \frac{15 \times 7,98 \times 10^5}{4200 \times 70 \times 26^2} = 0,060$$

on tire: $k = 34,15$; $\epsilon = 0,8983$ d'où $A = \frac{7,98 \times 10^5}{4200 \times 0,8983 \times 26} = 8,14 \text{ cm}^2$

On prendra $2 \phi 20 + 2 \phi 12$ ($A = 8,54 \text{ cm}^2$).

On vérifie que $\sigma'_b = \frac{4200}{k} = 123 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Calculons la contrainte admissible de l'acier:

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times \frac{\omega \eta}{\phi \times (1 + 10 \omega \eta)}}{\quad} \quad \text{avec } \omega = \frac{8,54}{2 \times 4 \times 70} = 0,052$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1583 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{20}} = 2019 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2019 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifions que $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_a = \frac{M}{A e l} = \frac{0,95 \times 10^5}{8,54 \times 26 \times 0,8983} = 476 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Pour l'influence de l'effort tranchant à l'appui on a :

$$T = 1541 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 22,75 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1541 - \frac{7,98 \times 10^5}{22,75} < 0$$

Il n'y a donc pas de vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage de armatures supérieures.

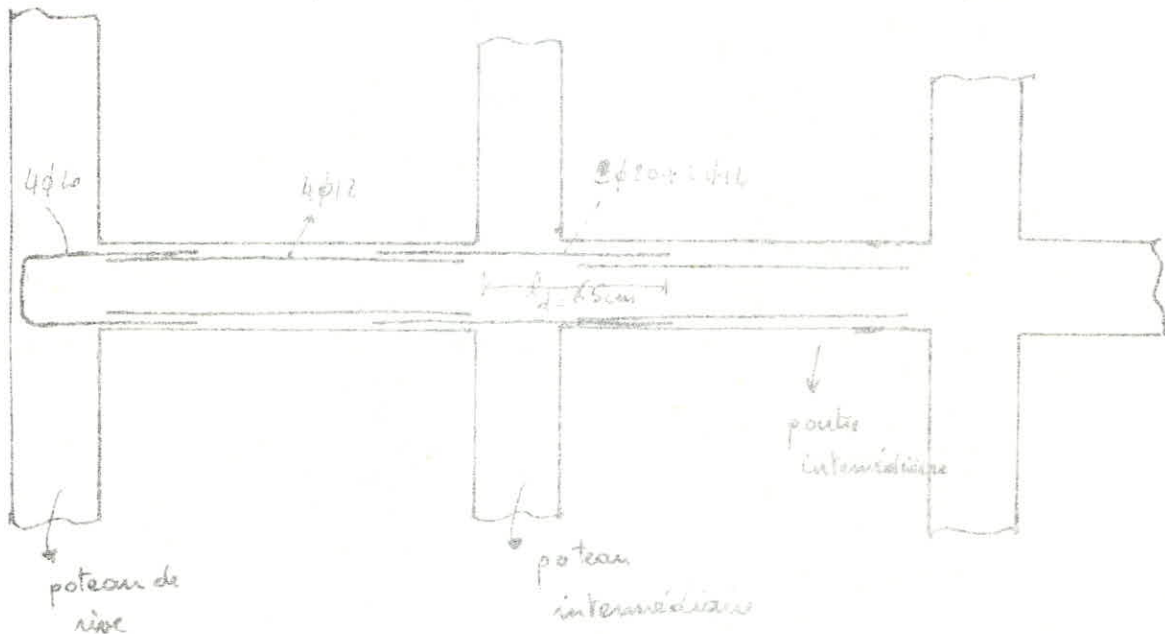
Pour les armatures supérieures on a :

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

la longueur de scellement droit est $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$

$$l_d = \frac{20}{4} \times \frac{1019}{16,59} = 60,8 \text{ cm} \quad , \text{ on prendra pratiquement } l_d = 65 \text{ cm}$$

Nous n'utilisons pas ici de retour d'équerre, les barres filera tout droit.



On disposera (comme sur la fig. précédente) des aciers ($2\phi 20 + 2\phi 12$) sur la fibre inférieure de béton (au niveau de la section d'appui) car le sens du moment dû au système peut changer. Les armatures transversales sont constituées par 2 cadres $\phi 8$.

Aux appuis nous avons: $\tau_b = \frac{I}{P_3} = 0,96 \text{ kg/cm}^2$ (déjà calculé pour la partie de rive)

$$\bar{T}_{at} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{ (déjà calculé)}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

L'écartement t est donc: $t = \frac{A_t \bar{T}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \times 2160 \times 22,75}{1541} = 64 \text{ cm}$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$ (pour rester inférieur à la hauteur de la poutre).

En ce qui concerne les poteaux nous avons une flexion composée, due au fait du moment dû au système et du fait également de la force de compression due aux câbles de précontrainte et de la réaction d'appui. Nous pensons que les $\phi 14$ de construction sont suffisants pour reprendre le moment.

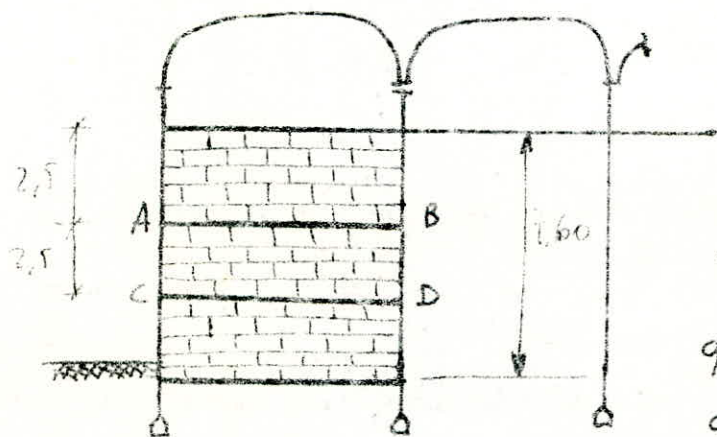
Armatures des poutres sur les 2 travées de rive (pour pater la maçonnerie):

il s'agit des poutres AB et CD de la figure ci-dessous.

Elles seront calculées comme des poutres supportant la maçonnerie. Elles seront considérées comme étant encastées

Les dimensions sont:

$$0,25 \times 0,40$$



La poutre doit supporter le poids du mur q_s et son propre poids:

$$q_s = 1400 \text{ kg/m}^3 \times 0,25 \times 2,5 = 0,7 \text{ t/m}$$

$$q_p = 2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,25 \times 0,4 = 0,25 \text{ t/m}$$

$$q = q_s + q_p = 0,95 \text{ t/m}$$

Le moment aux appuis est:

$$M_1 = q \frac{l^2}{12} = 0,95 \times \frac{3,7^2}{12} = -1,08 \text{ tm}$$

Le moment en travée est:

$$M_2 = \frac{M_1}{2} = +0,54 \text{ tm}$$

$$y = \frac{15 M_1}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{-15 \times 1,08 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 36^2} = 0,018$$

$$\text{on tire } k = 69,5 \quad ; \quad \varepsilon = 0,9408$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l} = \frac{-1,08 \times 10^5}{2800 \times 0,9408 \times 36} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Le ϕ minimum pour les armatures longitudinales étant 12 mm on prendra 3 ϕ 12

D'où $A_{\text{tot}} = 3,39 \text{ cm}^2$. Vérifions la fissuration

$$w_f = \frac{3,39}{2 \times 4 \times 25} = 0,0169 \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0169}{12 \times 1,169} = 2891 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible à prendre en compte est min $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2891 \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$ puisque on a pris une section d'acier largement suffisante.

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{69,5} = 40,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant étant maximum aux appuis:

$$T = \frac{0,95 \times 10^3 \times 3,70}{2} = 1850 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 36 = 31,5 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1850 - \frac{1,08 \times 10^5}{31,5} < 0$$

Donc pas de vérification requ. concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

Pour les armatures supérieures, la contrainte admissible pour l'ancrage est:

$$\bar{\sigma}_d = 1,35 \times 1,6 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

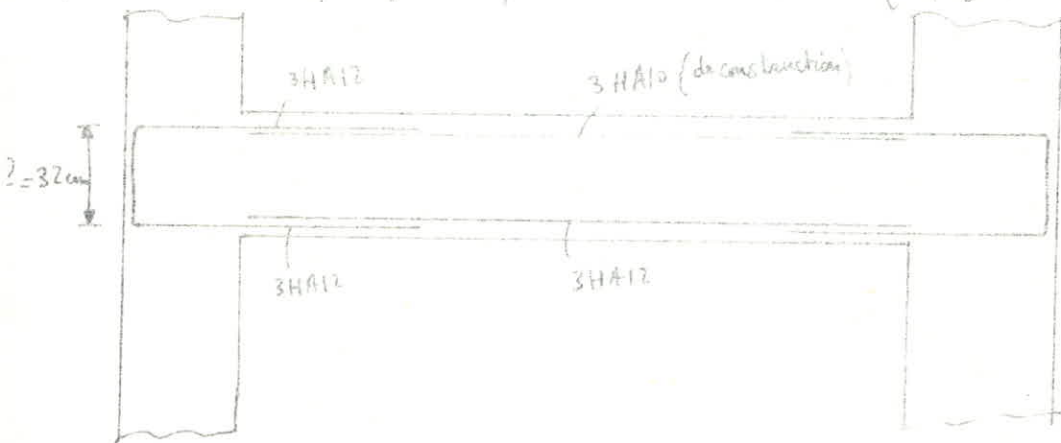
la longueur de scellement en barre droite est:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1,2}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 50,6 \text{ cm}$$

On doit donc prévoir un rayon d'épave: $L = 26 \text{ cm}$

$$\text{d'où } l = \frac{l_d + 5,2 \phi - L}{1,89} = 16,3 \text{ cm}$$

pour des raisons pratiques on prendra $l = 32 \text{ cm}$ (fig ci-dessous)



Pour la section en travée on prendra également $3 \phi 12$. Pour la membrane supérieure on prendra $3 \phi 10$ comme acier de construction.

Pour les armatures transversales, on prendra 1 cadre $\phi 8$ + 1 étrier $\phi 8$. ($A_{tot} = 2,01 \text{ cm}^2$)

$$\text{Aux appuis: } \tau_d = \frac{T}{b z} = \frac{1850}{25 \times 31,5} = 2,35 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de traction des armatures transversales est:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_d}{9 \bar{\sigma}_s}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left[1 - \frac{2,35}{9 \times 5,9}\right] 2200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

L'écartement t des cadres:

$$t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} \phi}{T} = \frac{2,01 \times 2100 \times 31,5}{1850} = 72 \text{ cm}$$

$$\text{or } t = h \left[1 - \frac{0,3 \tau_d}{\bar{\sigma}_s}\right] = 36 \left[1 - \frac{0,3 \times 2,35}{5,9}\right] = 32 \text{ cm}$$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$, (Avec cette valeur de t , on utilisera la suite de Caquot pour déterminer les espacements successifs)

Détermination des armatures pour les longrines :

Les longrines sont les poutres qui relient, dans le sens longitudinal, les poteaux de fondation. Leur rôle est de limiter le tassement différentiel qui pourrait se produire entre 2 fondations successives, bien que ce tassement soit permis puisque nous avons pour tous les éléments reliant 2 portiques successifs (toitures, pontes) une inclinaison faible dans le sens où justement peut se produire le tassement.

Pour la détermination des aciers on utilisera la règle forfaitaire qui veut que la section d'acier représente un pourcentage de 1% à 6% de la section droite de béton : dans notre cas le béton fait $0,50 \times 0,30$

$$\Rightarrow w\% = \frac{A}{0,5 \times 0,3} = \frac{A}{1500 \text{ cm}^2}$$

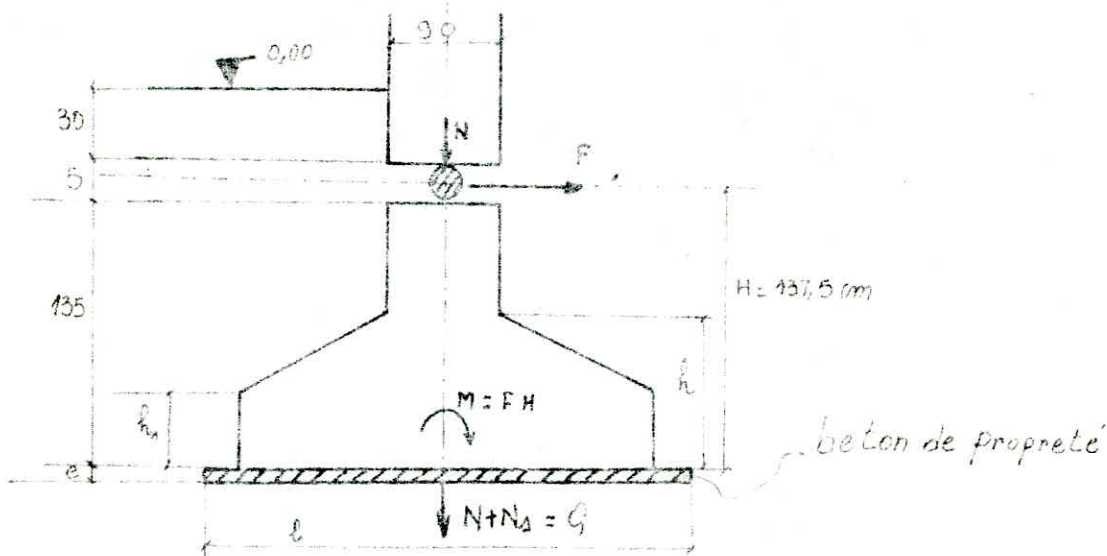
$$\text{Si } w\% = 1\% \Rightarrow A = \frac{1500 \times 1}{100} = 15 \text{ cm}^2$$

On prendra $6 \phi 20$ ($A_{\text{tot}} = 18,8 \text{ cm}^2$) à répartir également entre les 2 fibres extrêmes de béton.

L'espacement des étriers à placer sera le même que pour les pontes AB et CD déterminés précédemment car les longrines de rive doivent supporter le mur de maçonnerie dont le hantais est environ égal à ceux sur les pontes AB et CD.

La contrainte admissible du sol est prise égale à: $\bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ kg/cm}^2$

I. Semelles sous poteaux



1.4 Dimensionnement de la semelle

- Cas de poteau rectangulaire ($a \times b$), la semelle qui lui correspond est homologue de section ($A \times B$) de façon que:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k$$

- Condition de non vérification de l'effort tranchant

Pour cela on choisit $h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$

- De même la hauteur h_1 doit être telle que l'on ait:

$$h_1 \geq (6\phi + 6) \text{ cm} ; \quad h_1 = \left(\frac{h_c}{2} \div \frac{h_c}{3} \right)$$

où ϕ est le plus gros diamètre des aciers d'armature de la semelle

On peut associer le béton de propreté au gros béton de la semelle à la résistance de celle-ci si:

$$e \geq 1,5 d \quad \text{avec} \quad e_{\min} = 4 \text{ cm}$$

La plus petite dimension ℓ doit être supérieure à 60 cm pour permettre le travail à un ouvrier.

1.2 charges agissant sur la semelle

- charges permanentes (G)
- Surcharges d'exploitation (P) majorées de 20%.
- Effets du vent: dans ce cas le taux de travail admissible du sol est majorés de 33%

1.3 Vérifications

Il ya 2 vérifications à faire.

- $G + 1,2P \leq \bar{\sigma}_s$
- $G + P + V \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$

1.4 Cas de semelle soumise à Q et M

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{\Omega} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

avec $Q = V + \text{Poids du poteau} + \text{Poids propre de la semelle + terre}$
 Le poids propre de la semelle + terre est évalué à $1/10^e$ de la charge transmise

1.5 Évaluation des charges

$$\text{Poids du poteau} = (0,30 \times 0,90 \times 7,6) \cdot 2,5 = 5,13 \text{ t}$$

Poteaux [cm]	Sollicitations	V [t]	N = V + Poids du poteau [t]	Poids de la semelle + terre [t]	Q [t]	M [tm]
30x90	G+P+V	30,46	35,59t	3,56	39,15	13,53
30x90	G+1,2P	29,20	34,33t	3,43	37,76	11,605

1.6 Calcul de la semelle

$$\left. \begin{array}{l} M = 13,53 \text{ tm} \\ Q = 39,15 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ Sous la sollicitation } G+P+V$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 11,605 \text{ t.m} \\ Q = 37,76 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ Sous la sollicitation } G+1,2P$$

1.6.1 Dimensionnement de la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \leq \begin{cases} 1,33 \bar{\sigma}_s & \text{sous } G+P+V \\ \bar{\sigma}_s & \text{sous } G+1,2P \end{cases}$$

Afin d'éviter une semelle trop allongée on prend le rapport $\frac{A}{B} = 1,5$

$$\sigma_1 = \frac{39,15 \cdot 10^3}{1,5 B^2} + \frac{13,53 \cdot 10^5 \cdot 6}{(1,5)^2 B^3} < 1,33 \bar{\sigma}_s \quad \text{sous } G+P+V$$

$$\sigma_1 = \frac{37,76 \cdot 10^3}{1,5 B^2} + \frac{11,605 \cdot 10^5 \cdot 6}{(1,5)^2 B^3} < \bar{\sigma}_s \quad \text{sous } G+1,2P$$

on prendra $\underline{\underline{B = 140 \text{ cm}}}$ et $\underline{\underline{A = 1,5 \times 140 = 210 \text{ cm}}}$

- Vérifications

a. Sous $G+P+V$ on a:

$$\cdot \sigma_1 = 1,33 + 1,314 = 2,64 < 1,33 \times 2,4 = 3,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \sigma_2 = 1,33 - 1,314 \approx 0,02 \text{ kg/cm}^2 < 3,19 \text{ kg/cm}^2$$

b. Sous $G+1,2P$ on a:

$$\cdot \sigma_1 = 1,26 + 1,10 = 2,36 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \sigma_2 = 1,26 - 1,10 = 0,16 \text{ kg/cm}^2 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

Donc la section choisie convient.

Condition de non verification de l'effort tranchant

on choisit $h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{240-90}{4} = 30 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{140-30}{4} = 27,5 \text{ cm} \end{array} \right.$

on prendra $h = 35 \text{ cm}$ et $h_2 = h + d = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$

4.6.2 Ferailage de la semelle

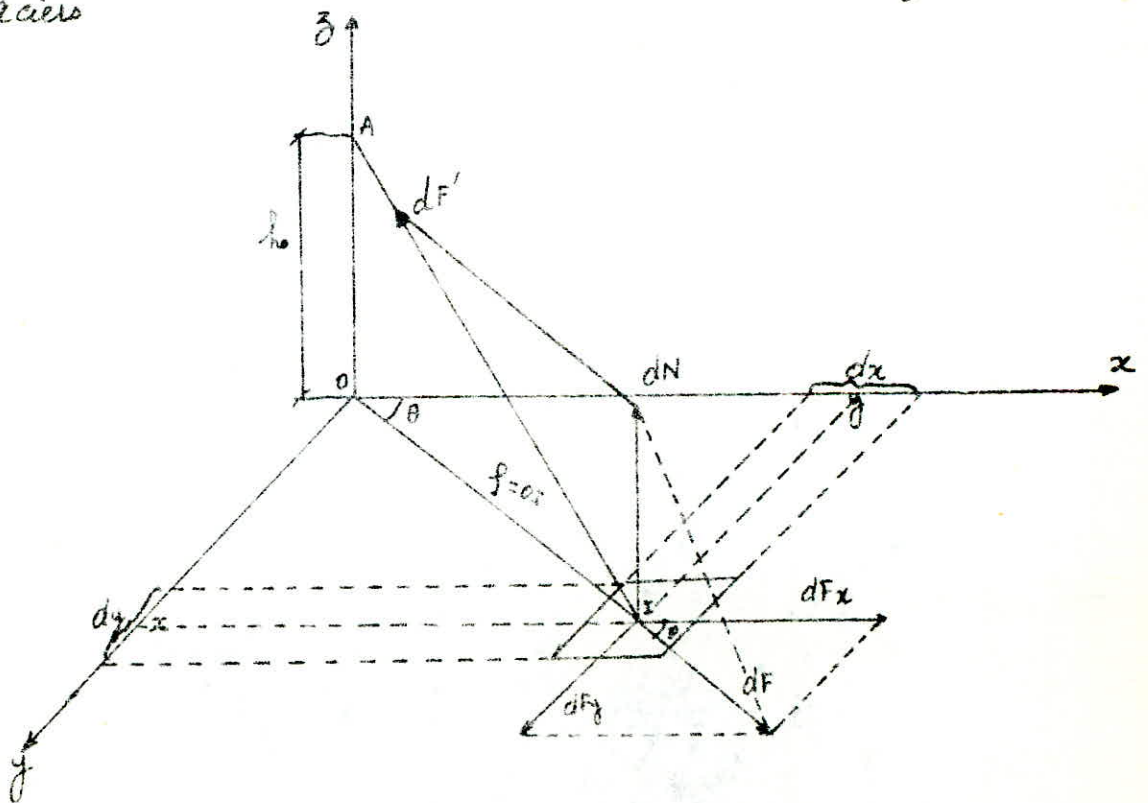
Pour le calcul des armatures on adoptera la methode des bielles qui applicable si la condition suivante est verifiee.

$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$ (condition verifiee)

Exposé de la methode

Rapportons la semelle a trois axes rectangulaires

- les ox , oy et oz
 oz dirige suivant la verticale passant par l'axe de la semelle
 ox et oy paralleles aux bords de la semelle, Prenons sur oz la longueur h_0 ; h_0 est la distance de la verticale menee du point de rencontre des deux bielles extremes au centre de gravite' des aciers



Considérons un élément de la poutre de dimension dx, dy respectivement parallèle à A et B . Cet élément a une hauteur I où σ est la contrainte du sol en a :

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \quad (\text{Pour poutre rectangulaire de côtés } A, B)$$

La réaction du sol sur l'élément envisagé sera:

$$dN = \sigma \, dx \cdot dy$$

$$dN = \frac{N}{A \cdot B} \, dx \cdot dy$$

Décomposons maintenant dN en dF suivant la bielle de compression IA et en dF dans le plan xy , cette dernière force dF , se décompose elle-même dans le plan xy en dF_x et dF_y respectivement parallèles aux axes ox et oy comme le montre la figure.

Nous avons

$$\frac{dF}{dN} = \frac{OI}{h_0} \quad (\text{Triangles semblables})$$

$$\text{d'où } dF = dN \frac{OI}{h_0}$$

$$\text{Soit } dF = \frac{N}{A \cdot B} \frac{OI}{h_0} \, dx \, dy$$

$$dF_x = dF \cos \theta \quad \cos \theta = \frac{x}{OI} \quad ; \quad I(x, y)$$

$$dF_x = \frac{N}{A \cdot B} \frac{OI}{h_0} \, dx \cdot dy \cdot \frac{x}{OI}$$

$$dF_x = \frac{N}{A \cdot B} \frac{x}{h_0} \, dx \cdot dy$$

$$F_x = \frac{N}{A \cdot B \cdot h_0} \int_{-B/2}^{B/2} dy \int_0^{A/2} x \, dx$$

$$F_x = \frac{N}{A \cdot B \cdot h_0} \cdot B \cdot \frac{A^2}{8}$$

$$F_x = \frac{Q A}{8 h_0}$$

or d'après la figure suivante et d'après les triangles semblables on a :

$$\frac{BI}{AE} = \frac{CI}{CE} \quad \text{avec} \quad BI = h_0 - d$$

$$AE = h_0$$

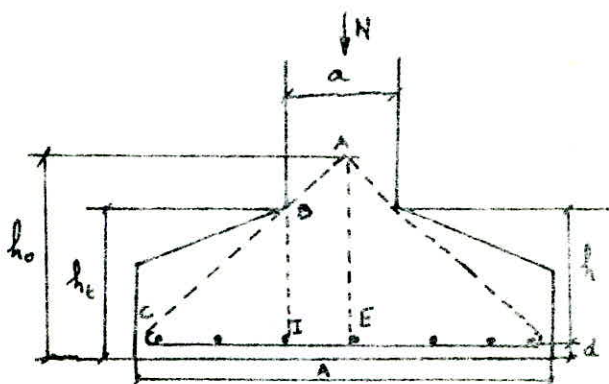
$$CI \approx \frac{A-a}{2} \quad ; \quad CE \approx \frac{A}{2}$$

$$\text{D'où} \quad \frac{BI}{AE} = \frac{CI}{CE} \iff \frac{h_0 - d}{h_0} = \frac{A-a}{A}$$

$$\text{d'où} \quad F_x = \frac{N(A-a)}{8(h_0-d)} = \frac{N(A-a)}{8h}$$

Le même raisonnement pour la force d'axe nous donne :

$$F_y = \frac{N(B-b)}{8h}$$



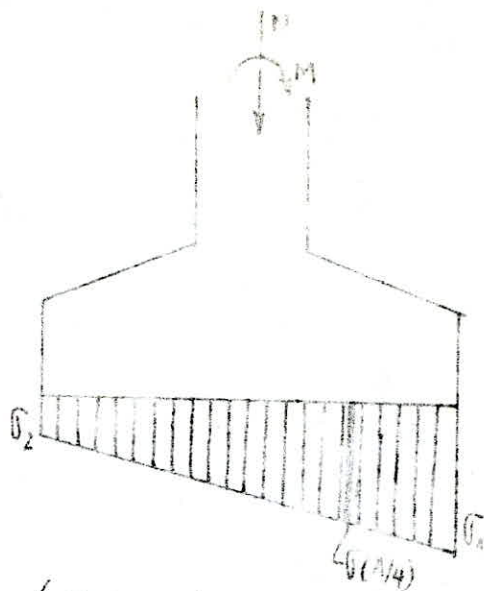
Dans le cas où la semelle est soumise à un effort Q et une moment M : Au lieu de Q on prendra une force fictive Q' telle que :

$$Q' = A \cdot B \cdot \sigma_{(A/4)}$$

$$\text{d'où} \quad F_x = \frac{Q'(A-a)}{8h}$$

$$F_y = \frac{Q'(A-a)}{8h}$$

- Calcul de $\sigma(A/4)$



$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad (\text{Triangles semblables})$$

Les armatures sont constituées par deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés de la semelle.

La section totale des armatures parallèles à Ox est à dire au grand côté A est :

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a}$$

La section totale des armatures parallèles à Oy est à dire au petit côté B est :

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a}$$

Avant de passer au calcul des semelles nous avons à mentionner quelques dispositions pratiques.

Il faut disposer au-dessous de la semelle un béton de propriété de 10 cm d'épaisseur, ce béton ne sera pris en compte pour la résistance.

Les armatures de résistance ne doivent pas être posées directement sur le béton de propriété.

En pratique, le bord de la semelle au niveau de la jonction au poteau doit être lissé de celui-ci de 5 cm pour faciliter le coffrage.

Calcul des armatures

Au lieu donc de Q et M on prendra une charge fictive Q' avec

$$Q' = A \cdot B \cdot \sigma(A/4) \quad ; \quad \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

dans notre cas $\sigma_1 = 2,64 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,02 \text{ kg/cm}^2$ (Voir calcul)

$$\sigma(A/4) = \frac{3 \cdot 2,64 + 0,02}{4} = 1,985 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Soit } Q' = 210 \cdot 140 \cdot 1,985 = \underline{58,359 \text{ t}}$$

• Suivant le grand côté A on a :

$$F_A = \frac{Q'(A-a)}{8h} = \frac{58,359(210-30)}{8 \cdot 35} = 25,011 \text{ t}$$

$$A'_A = \frac{F_A}{\sigma_a} = \frac{25011}{1470} \quad \text{avec } \sigma_a = 1470 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour des aciers FeE22 dans les$$

$$\text{Soit } A'_A = 17,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra } \underline{\underline{13 \phi 14 (20 \text{ cm}^2)}}$$

• Suivant le petit côté B on a :

$$F_B = \frac{Q'(B-b)}{8h} = \frac{58,359(140-30)}{8 \cdot 35} = 22,926 \text{ t}$$

La section minimale d'armature nécessaire est :

$$A'_B = \frac{F_B}{\sigma_a} = \frac{22926}{1470}$$

$$\text{Soit } A'_B = 15,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{\underline{13 \phi 14 (20 \text{ cm}^2)}}$$

Donc on prendra $13 \phi 14 \text{ FeE22}$ dans le sens du grand côté A et $13 \phi 14 \text{ FeE22}$ dans le sens du petit côté B.

$$\text{D'où } h_n = \frac{h_c}{2} \div \frac{h_c}{3} \quad \text{soit } 13,3 \leq h_n \leq 20 \text{ cm}$$

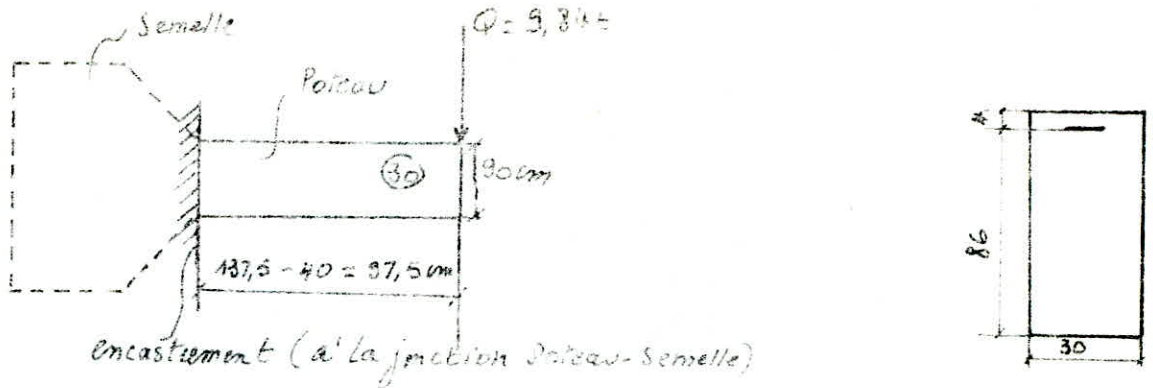
$$\text{Le même } h_n \geq (6\phi + 6) \text{ cm} \rightarrow h_n \geq 6 \times 1,4 + 6 = 14,4 \text{ cm.}$$

Donc h_n doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 13,3 \text{ cm} \leq h_n \leq 20 \text{ cm} \\ h_n \geq 14,4 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Pour cela on prendra } \underline{\underline{h_n = 18 \text{ cm}}}$$

1.7 Calcul des armatures Verticales (Longitudinales)

On considère que la partie inférieure du poteau est encastée dans la semelle, c'est à dire la partie du poteau qui se trouve au dessous de l'articulation sera supposée encastée juste à la jonction poteau-semelle comme le montre la figure.



Cette partie du poteau sera donc étudiée en console avec un moment d'encastement : $M = Ql = 9,84 \cdot 0,975 = 9594 \text{ t}\cdot\text{m}$

avec les matériaux utilisés, les contraintes admissibles ont pour valeurs

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{avec un béton peu contrainte, d'où à } 350 \text{ kg/m}^2 \\ \text{armatures en } \text{Fe E 22} \\ \text{fissuration préjudiciable (K = 10^6)} \end{array}$$

Dans ces conditions et compte tenu des dimensions indiquées sur la figure.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b l^2} \quad \text{Soit} \quad \mu = \frac{15 \cdot 959400}{1470 \cdot 30 \cdot 86^2} = 0,0441$$

Pour $\mu = 0,0441$; le tableau 5 (Annexes P. Charon) donne :

$$(\epsilon = 0,91125 ; \xi = 34,15)$$

d'où la section d'armatures nécessaire :

$$A = \frac{959400}{1470 \cdot 0,91125 \cdot 86} = 8,328 \text{ cm}^2 \quad \text{Sachant que : } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot l}$$

On prendra 4 ϕ 20 ce qui correspond à une section 12,56 cm²

Remarque: Par mesure de sécurité, les armatures seront placées symétriquement, et cela en supposant que les efforts peuvent changer de sens (la sollicitation de calcul est: $G+P+V$ qui est la plus défavorable)

Vérifications:

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{A} = \frac{1470}{34,15} = 43,05 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Pour des $\phi 20$, la contrainte adoptée de 1470 kg/cm^2 est admissible puisque nous avons:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{12,56}{30,8} = 0,0523$$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{0,0523}{1 + 10 \cdot 0,0523} = 1747 \text{ bars} = 1751 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 5,9}{20}} = 1479,5 \text{ bars} = 1503 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 1751 \text{ kg/cm}^2 > 1470 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

- L'effort tranchant maximal a pour valeur

$$T = 9840 \text{ kg}$$

d'où la contrainte de cisaillement avec $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 86 = 75,25 \text{ mm}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9840}{30 \cdot 75,25} = 4,36 \text{ kg/cm}^2$$

avec $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$ lorsque $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

ou $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$ lorsque $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma_b' \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$

dans notre cas: $\sigma_b' = 43,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ kg/cm}^2$

donc $\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = 4,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

- En ce qui concerne l'adhérence :

nous avons périmètre de $4\phi 20 = 25,13 \text{ cm}$

$$\text{d'où } \bar{E}_d = \frac{3840}{25,13 \cdot 75,25} = 5,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \bar{E}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1 \cdot 5,3 = 10,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_d = 5,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_d = 10,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

1.8 Armatures Transversales

On pourra utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne ~~ou~~ avec un diamètre :

$$\phi_t = 0,3 \phi_l = 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{\phi_t = 8 \text{ mm}}}$$

La distance entre deux crans consécutifs d'armatures transversales est :

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l \max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) \phi_{l \min} \end{cases}$$

$$\underline{\underline{t = 20 \text{ cm}}}$$

1.9 Articulations (Art 42,3 p77 B.A 68)

Une articulation est toujours comprimée, et, si elle est linéaire, pour toute son étendue.

Le point d'articulation est sur la droite de contact des surfaces qui limitent les pièces articulées.

Les effets transmis par une articulation se réduisent à une force passant par la droite d'articulation. L'inclinaison de cette force sur la normale au plan d'articulation est au plus égale à un quart.

- Une articulation ne doit pas équilibrer d'effort de traction, même si des aciers la traversent, ni de couple de torsion.

On considère l'enveloppe des cônes de révolution dont les axes sont parallèles à la résultante des forces appliquées, dont le demi-angle au sommet est égal à 45° et qui admettent comme sommets les points de la droite d'articulation.

On considère le plan particulier pour lequel le quotient de l'effort de compression appliqué par la surface de l'axe visé est égal à $\bar{\sigma}_0$ et dans ce plan le contour C de la dent adéquate. On considère le prisme dent P qui admet pour directrice le contour C et pour bases, d'une part, le plan d'articulation et d'autre part, le plan tangent au contour C qui laisse le contour C à l'extérieur de ce prisme.

On frette tout le volume du prisme P intérieur à la pièce suivant les prescriptions du paragraphe 42,21 (B.A 68) pour une pièce prismatique dentée, soumise à la compression axiale et de section minimale. Pour l'application de ces prescriptions, la hauteur du prisme P est assimilée à la profondeur fretée.

1.9.1 Calcul des armatures d'articulations

La section de ces armatures est soumise à l'effort tranchant

$$T = 3840 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{A} \leq \bar{\sigma}_a \quad \text{Soit} \quad A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\text{C'est à dire} \quad A > \frac{3840}{1470} = 6,70 \text{ cm}^2$$

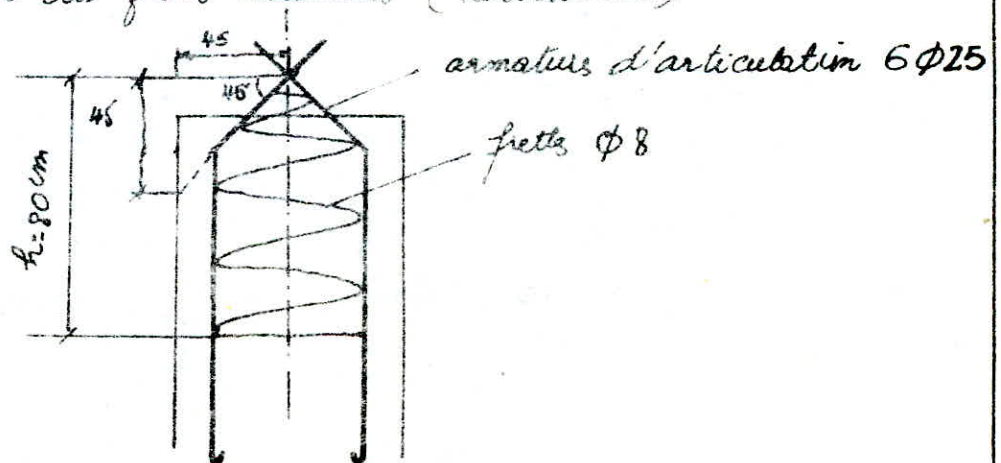
$6\phi 14$ ($9,23 \text{ cm}^2$) suffisent à résister à cet effort
 mais vu l'importance et le rôle de cette articulation dans
 l'ouvrage (c'est le seul lien poteau-sol, une rupture
 de ces armatures entraînerait la détérioration de tout l'ouvrage)
 et pour des raisons de sécurité :

on prendra comme armatures d'articulation $6\phi 25$

1.9.2 Frettage

La pièce est frettée à partir de l'articulation sur
 une profondeur égale à la distance maximale atteinte
 par les intersections avec ses parements des cônes de révolution
 dont les axes sont parallèles à celui de la pièce, dont le demi-
 angle au sommet est égale à 45° et qui admettent, comme
 sommet la droite d'articulation

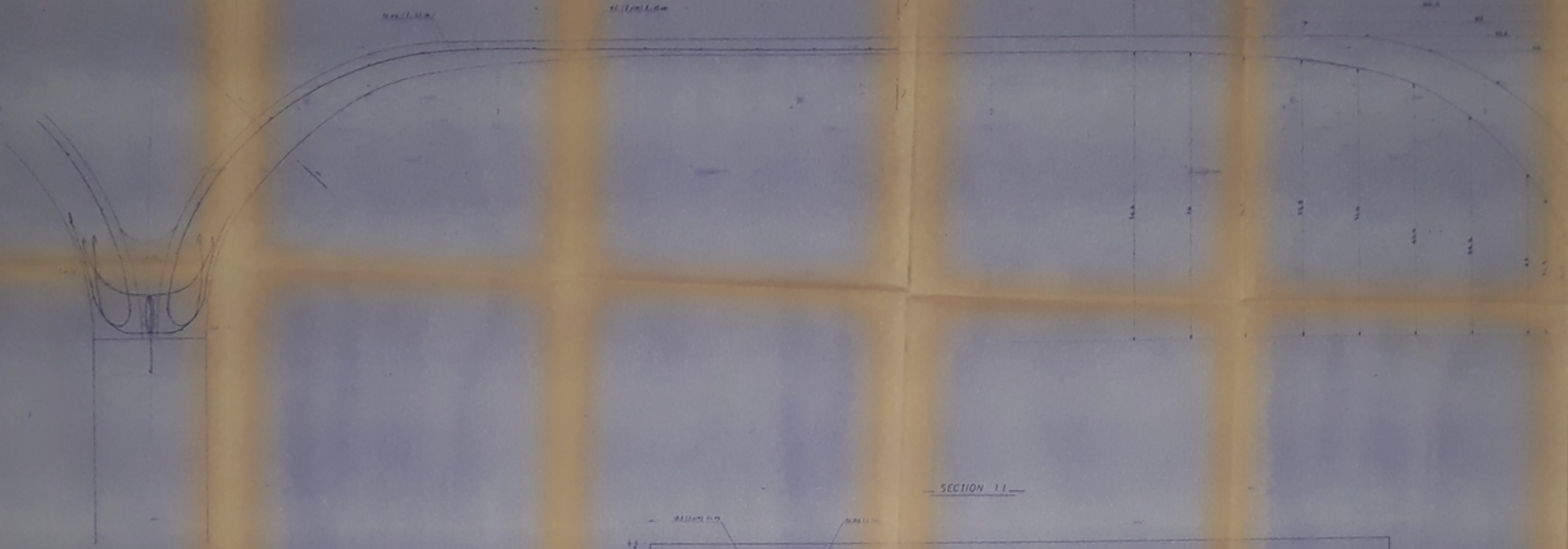
- Le diamètre des frettes utilisés est $\phi_f = 8 \text{ mm}$
- On utilise des frettes circulaires (hélicoïdales)



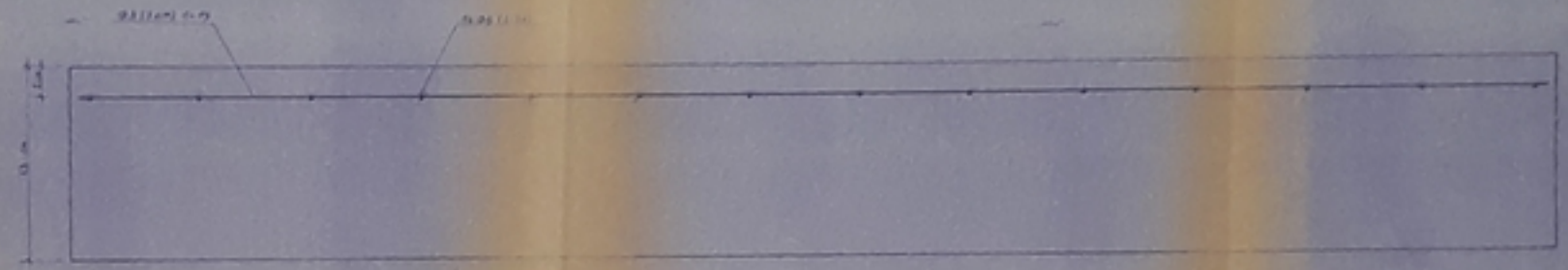
$h \geq 45 \text{ cm}$; on prendra la profondeur des frettes $h = 80 \text{ cm}$

- BIBLIOGRAPHIE -

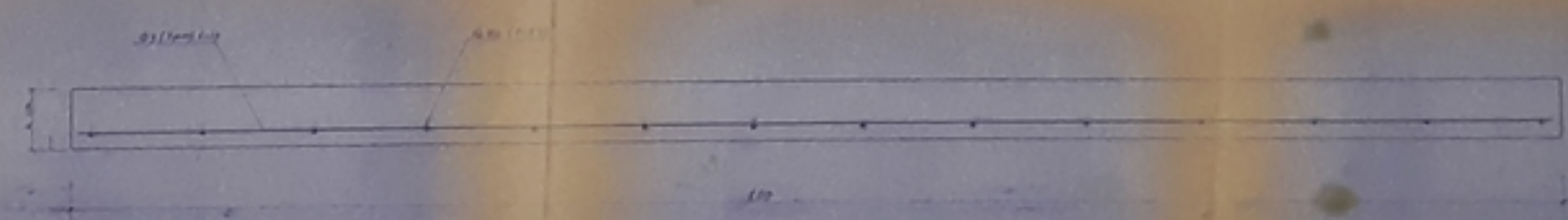
- "Calcul des structures hyperstatiques" de M_r. G. MOMANU (Ed. OPU)
- "Règles Parasismiques" 1969 (Règles P.S.)
- "Conception et calcul en Béton Armé" (Règles CCBA 65)
- "Règles Neige et Vent" (Règles N.V. 65)
- "Construction en béton précontraint" de M_r. GUYON (Cours CHEBAP)
Tome I et Tome II
- "Calcul pratique des ossatures en Béton armé" de M_r. FUENTES (Ed. Eyrolles)
- "Formulaire des cadres simples" de M_{rs}. KLEINLOGEL et HASELBACH
- "Construction en Béton Armé" de M_r. A. MIHUL - BUCAREST -
- éditeur didactique et pédagogique 1969 -
- "Recommandations internationales CEB - FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton.
- "Cours de Béton III" de M_r. BELAZOUGUI (Cours E.N.P.A.)



SECTION 1-1



SECTION 2-2



UNIVERSITÉ D'ALGER
Ecole - Nationale - Polytechnique

PROJET - DE - FIN - D'ETUDES

SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAIT

planche N° 2
TOITURE (Préfabriquée)

Proposé et origé par: M. ENESCU

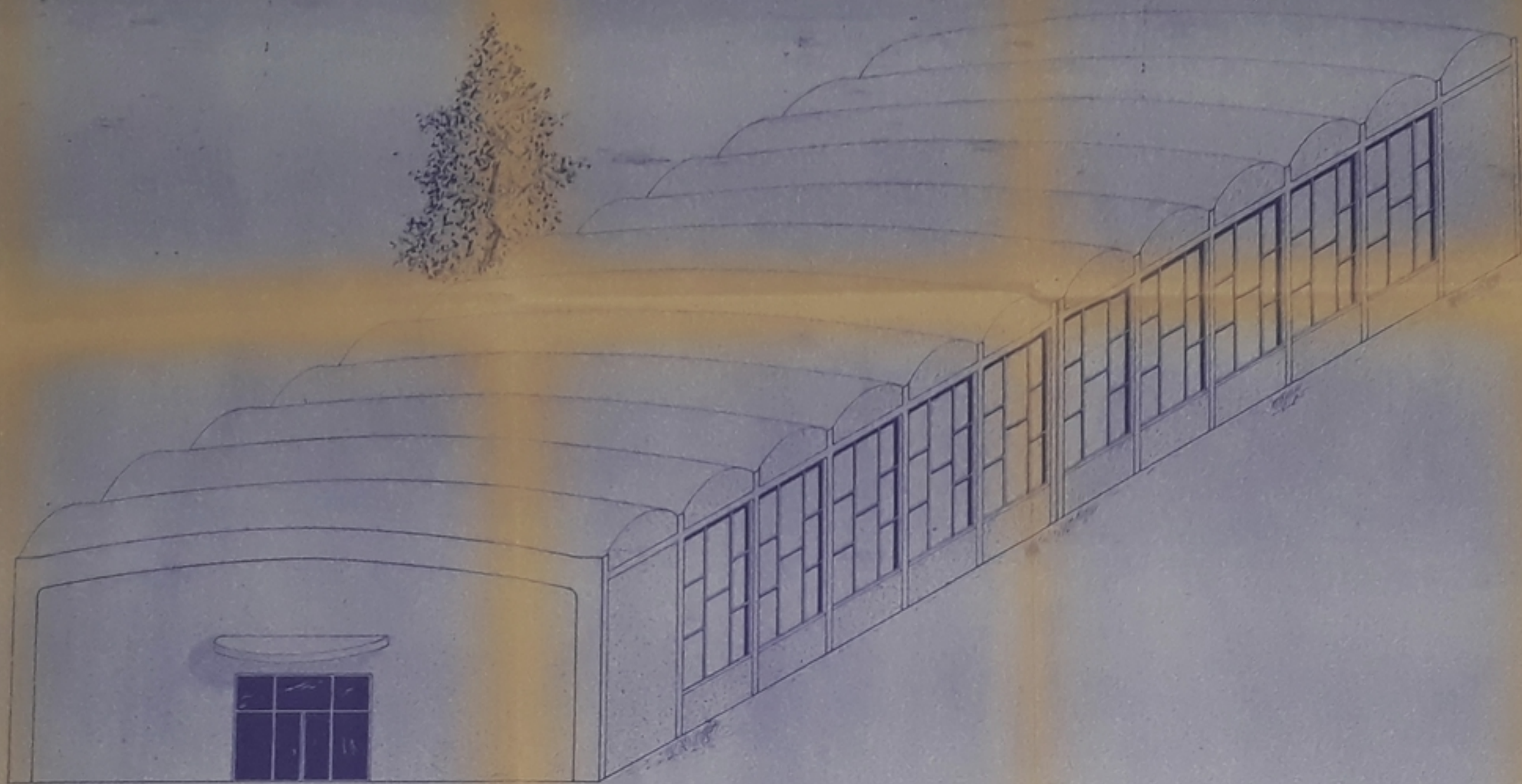
Etudié par: BOUDOLMA Mohamed
ELMI Moussa

Cohortés: 1/4 - 1/2
Promotion: JANVIER 1980

Departement: Génie Civil

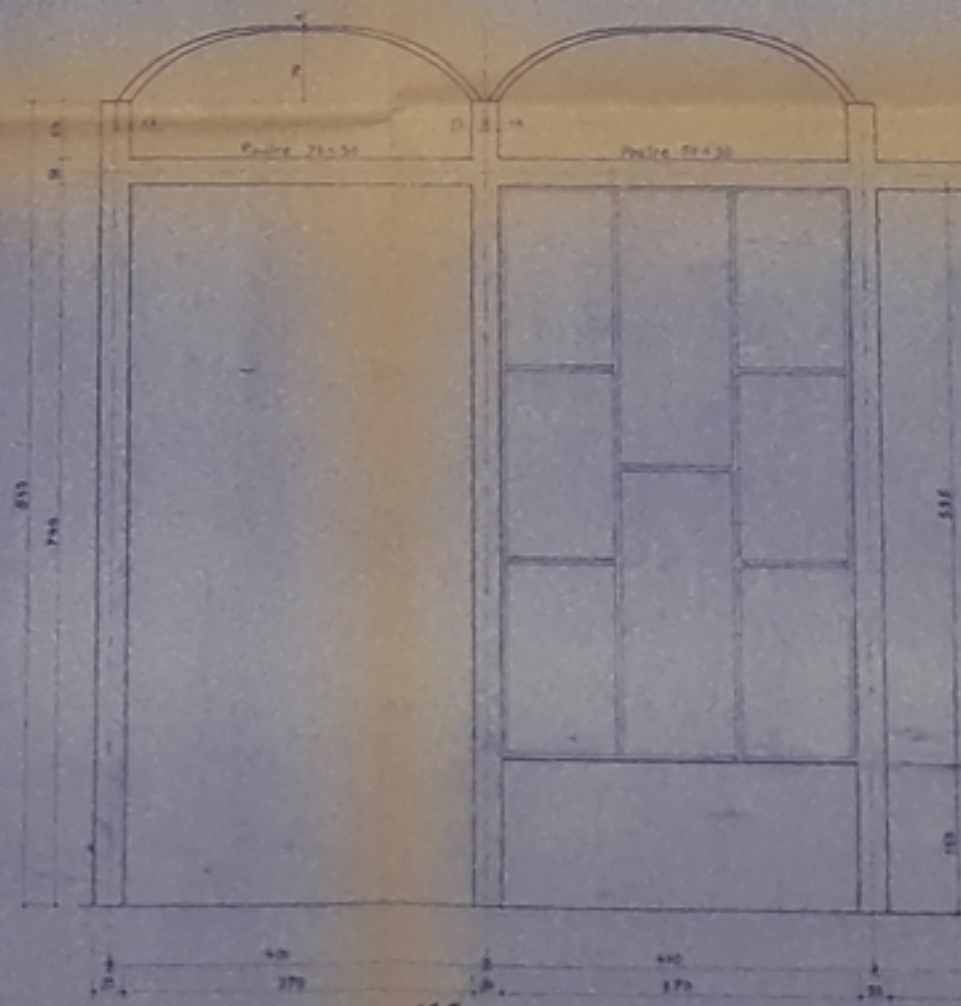
VUE EN PERSPECTIVE

Ech. 1/100

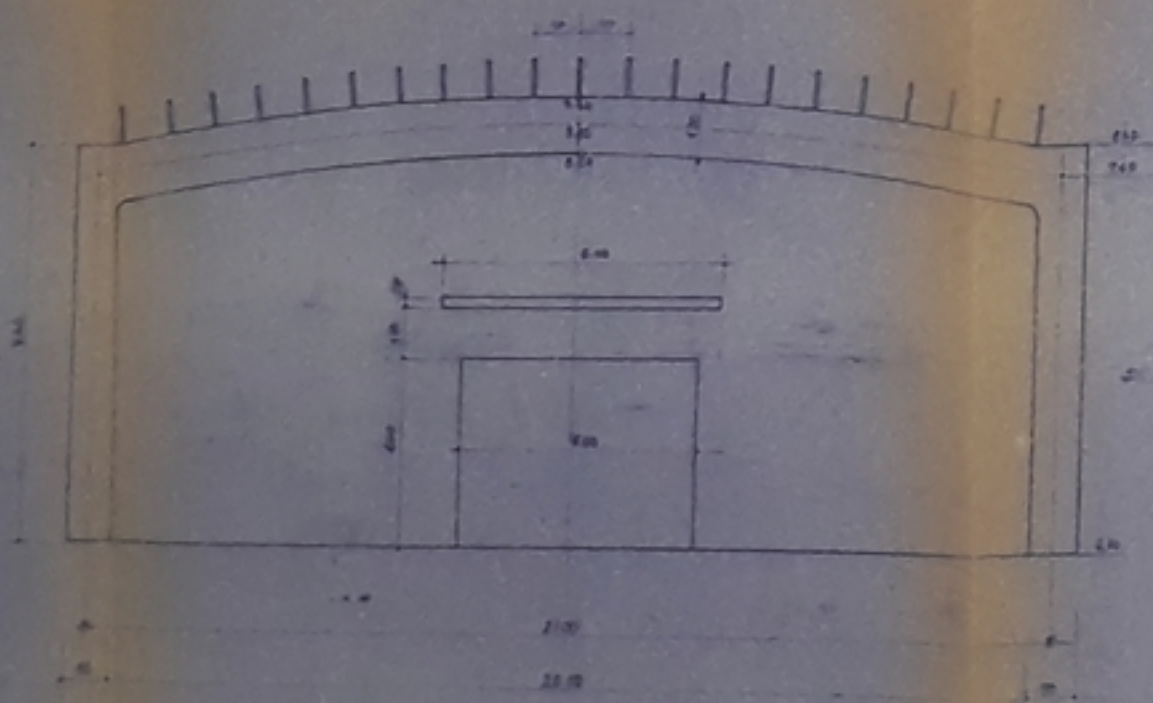


DÉTAIL D'UNE PARTIE LATÉRALE

Ech. 1/50



ENTRÉE PRINCIPALE Ech. 1/100



UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
E.N.P.A.

Projet de fin d'études

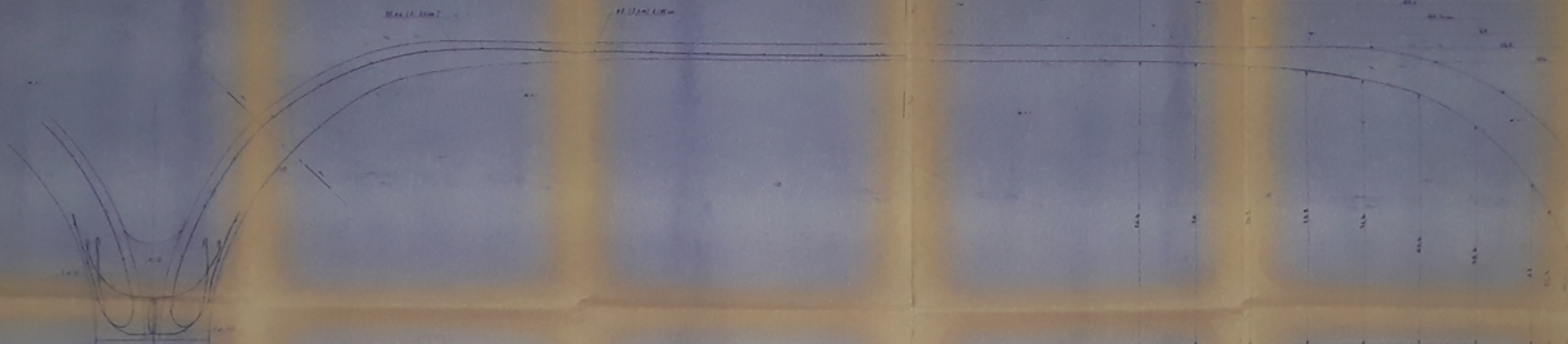
SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAIT

PROPOSE PAR:
Mr ENESCU

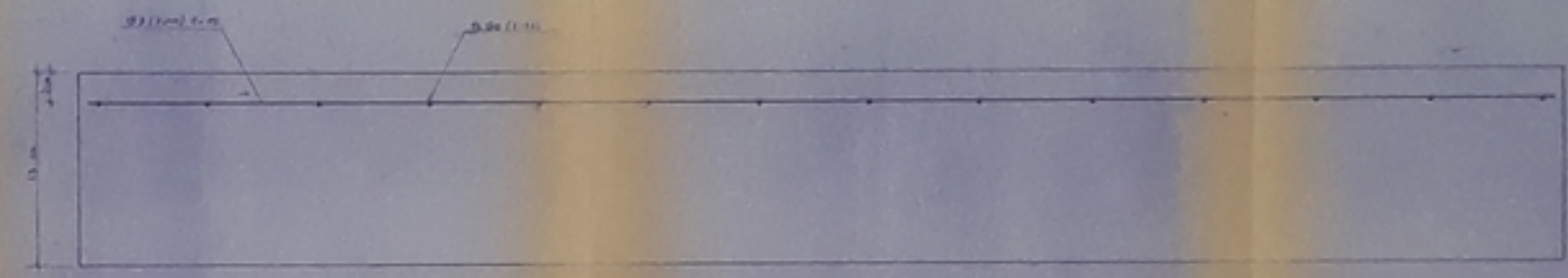
PROMOTEUR:
Mr ENESCU

ETUDE PAR: BOUDOUMA M'Hamed
EULMI Mousse

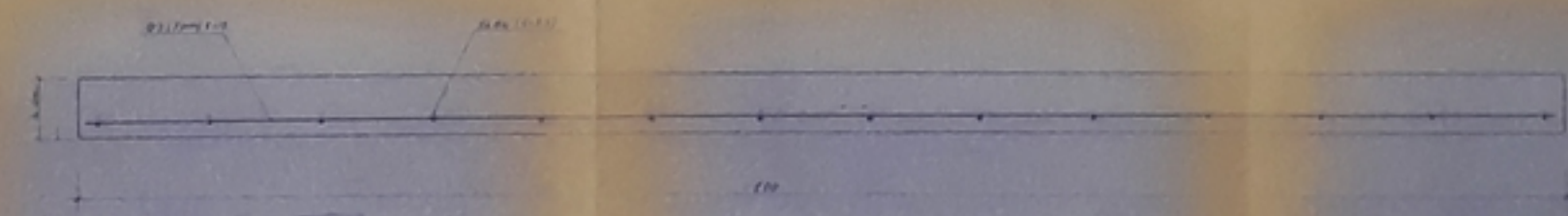
PROMOTION 80



SECTION 1-1



SECTION 2-2



UNIVERSITE D'ALGER
Ecole - Nationale - Polytechnique

PROJET - DE - FIN - D'ETUDES

SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAIN

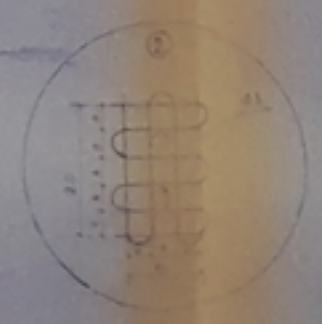
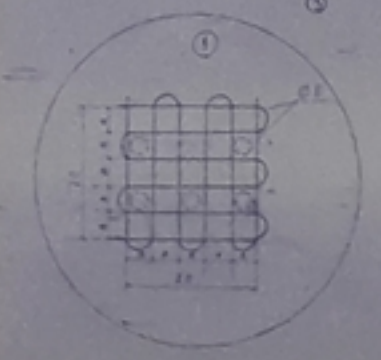
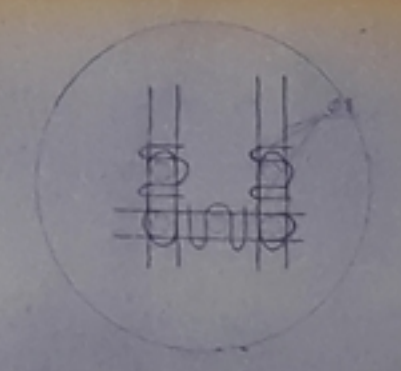
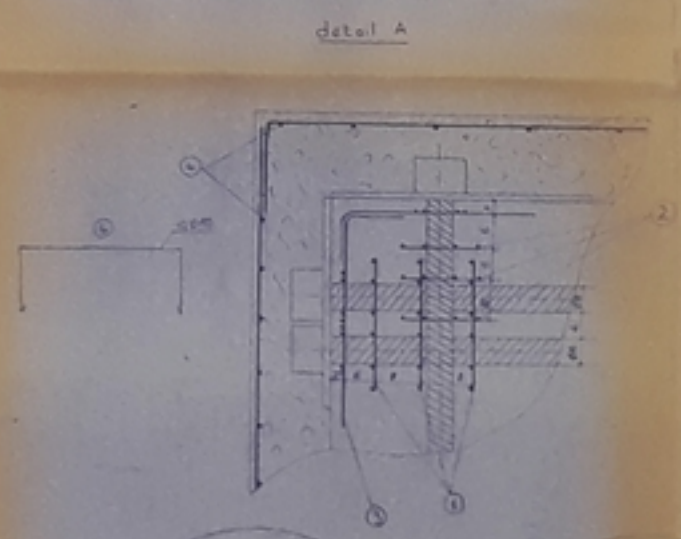
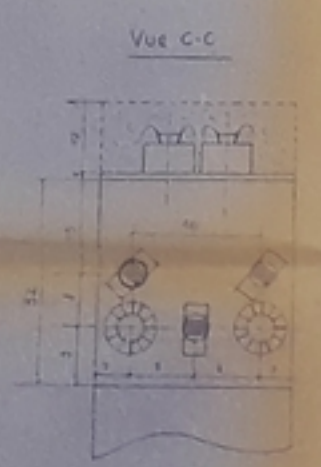
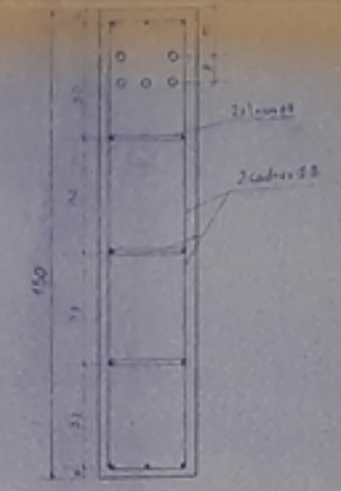
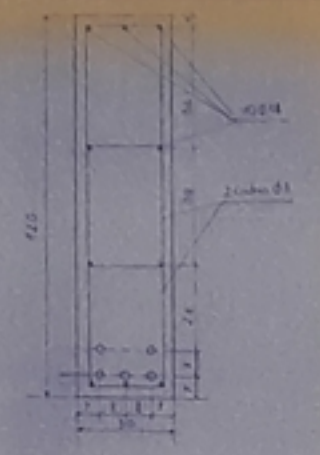
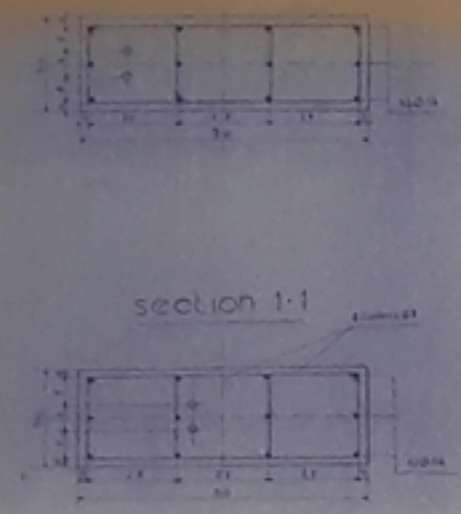
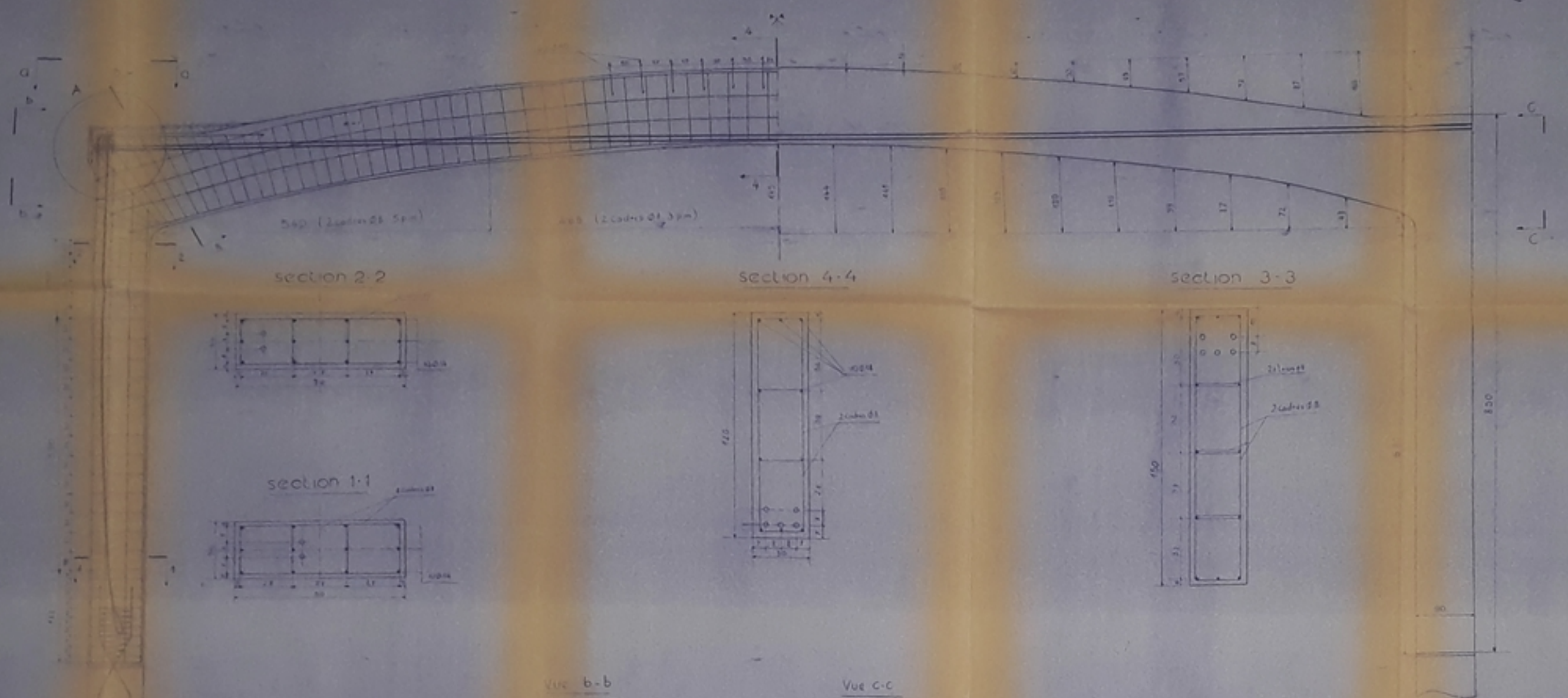
planché N° 2
TOITURE (Préfabriquée)

Proposé et dirigé par Mr. ENESCU

Etudié par BOUDOUMA Khamed
EULM Moussa

Echelles : 1/4 1/2 Promotion
JANVIER 1960

Departement Génie Civil



UNIVERSITE D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique
PROJET DE FIN D'ÉTUDE

SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAIT

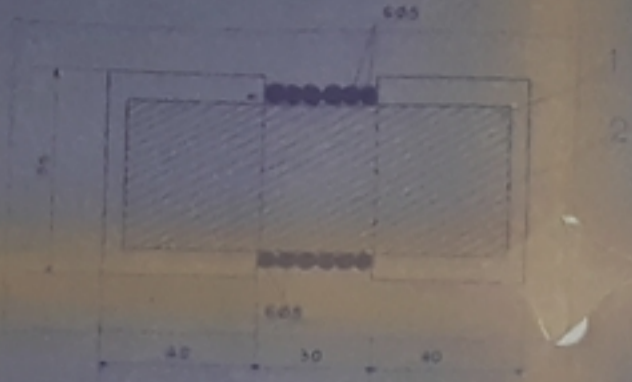
planche N° 3
PORTIQUE TRANSVERSAL

Proposé et dirigé par: Mr ENESCU
Etudié par: BOUDOUMA M'hamed
& EULMI Moussa

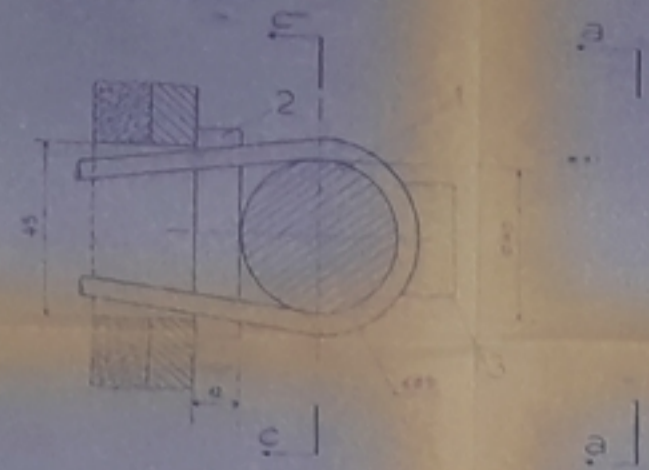
Echelle 1/50
Promotion
JANVIER 1980

Département Génie Civil

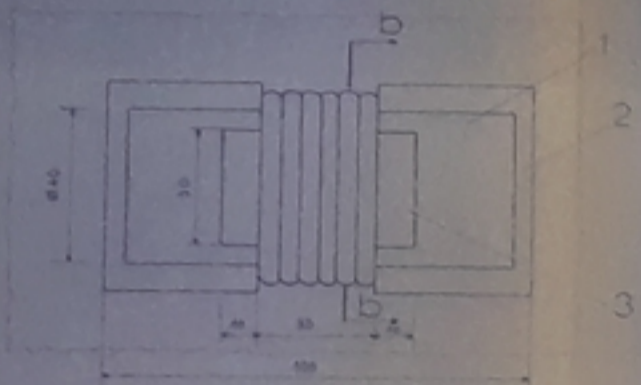
Section C-C



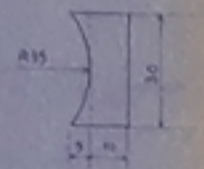
Section b-b



Vue a-a

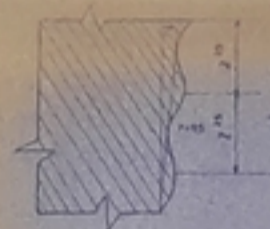


Pièce 3



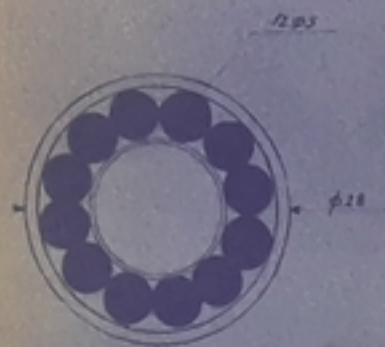
Ancrage mort poutres

Détail A

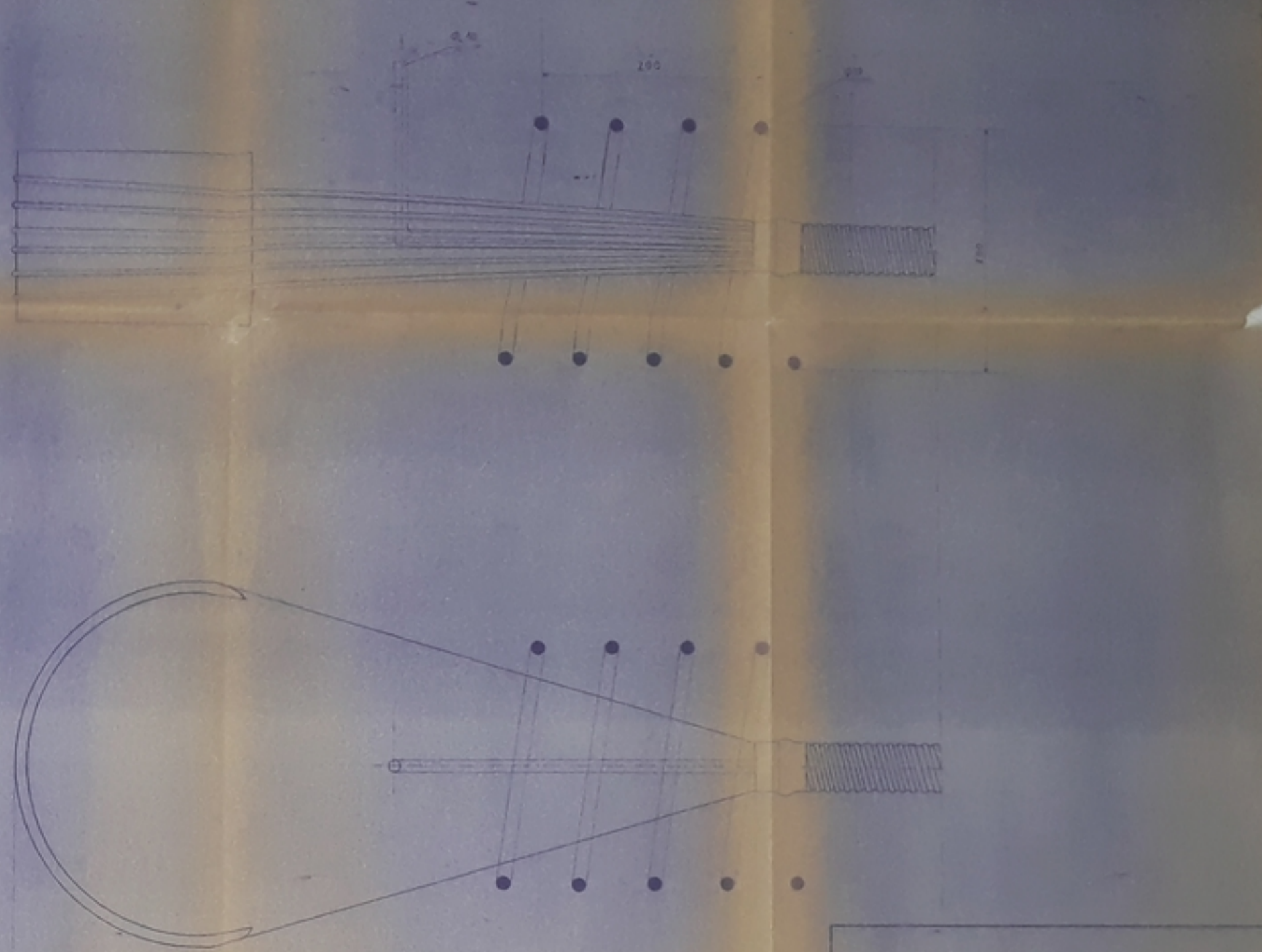


Ancrage actif poutres poteaux

échelle : 2,5



Cable 12 Ø 5



Ancrage mort poteaux

UNIVERSITÉ D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET-DE-FIN-D'ÉTUDES

SALLE - DE - SPORTS - EN
BÉTON - PRÉCONTRAIT

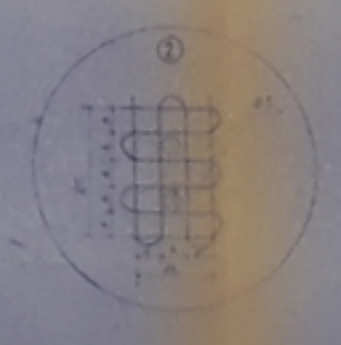
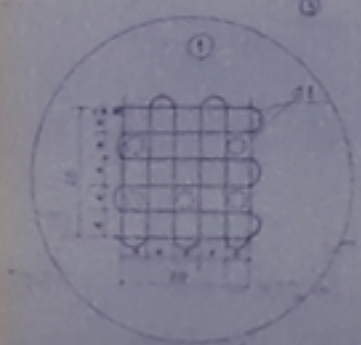
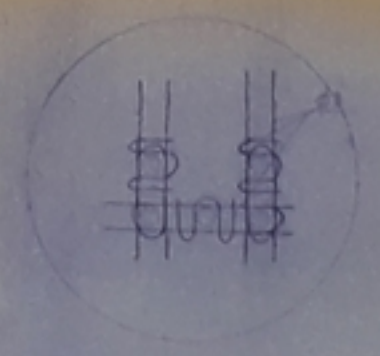
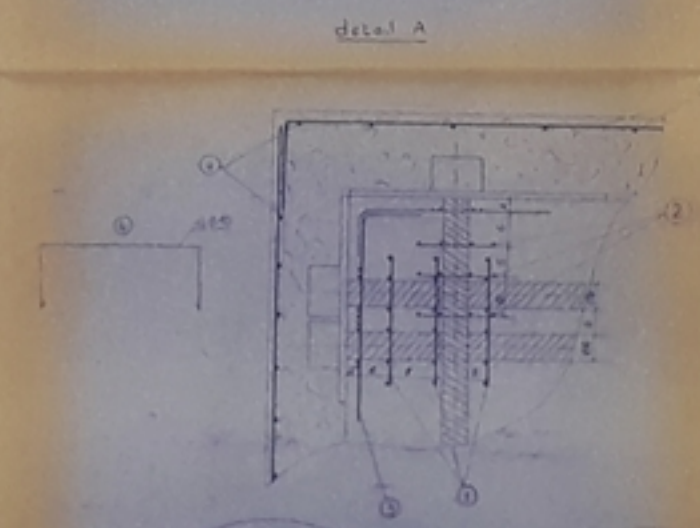
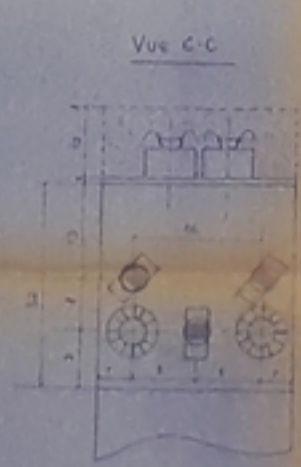
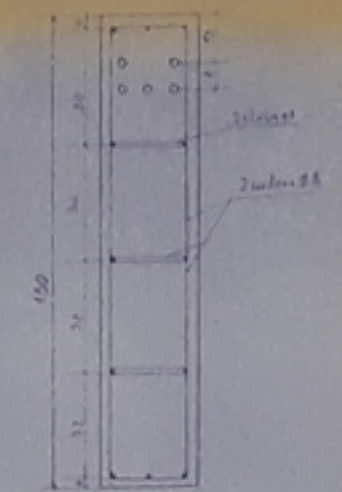
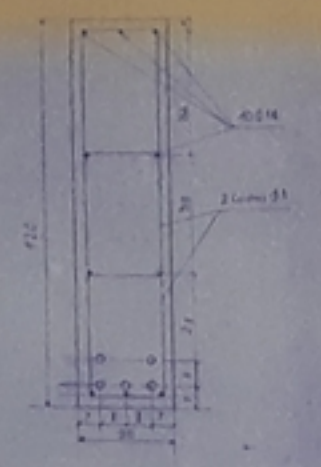
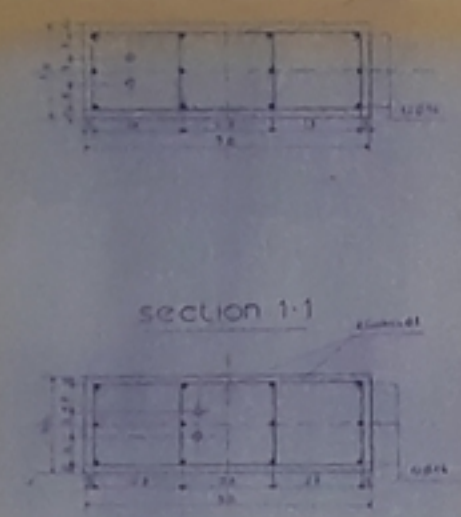
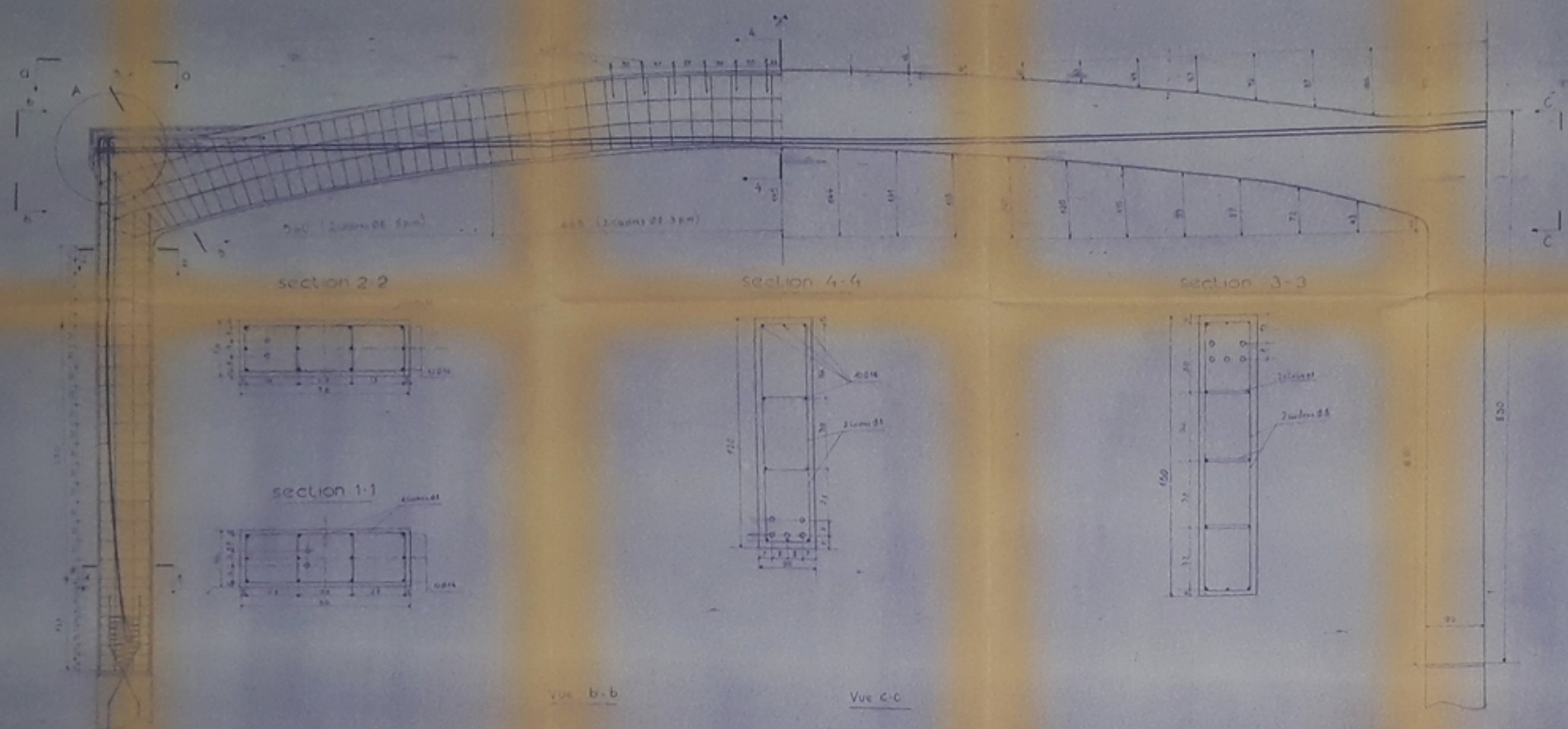
planche - N°4
-TYPES D'ANCRAGES-

Proposé et dirigé par : Mr. ENESCU
Etudié par : BOUDOUMA Mhamed
& EULMI Moussa

Echelles
V1 : 1/2

Promotion
Janvier 1980

Département Génie Civil



UNIVERSITE D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique
PROJET-DE-FIN-D'ETUDE

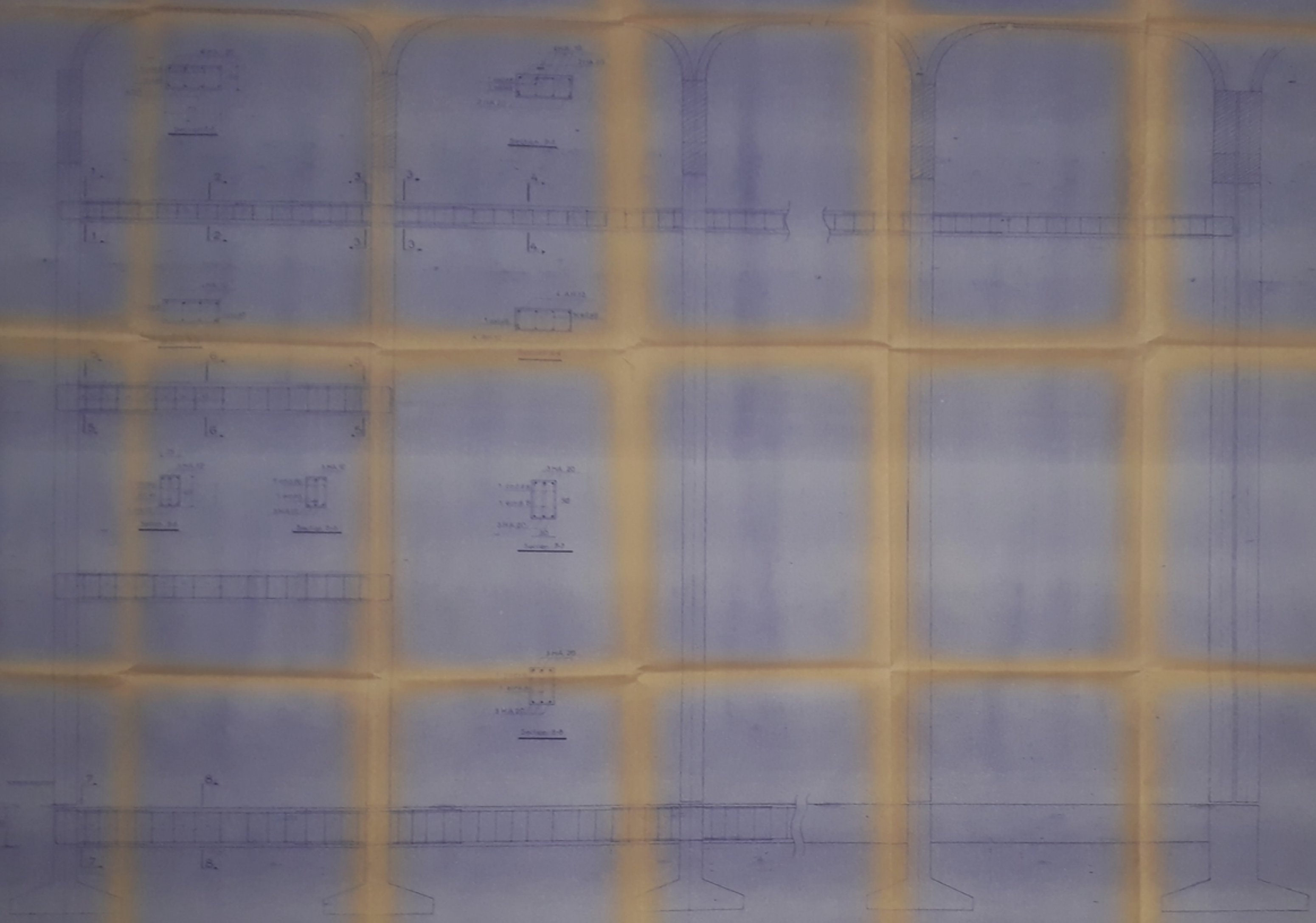
SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAIN

planche N° 3
PORTIQUE TRANSVERSAL

Proposé et dirigé par Mr ENESCU
Etudié par BOUDOUA M'hamed
& EULMI Mousse

Echelle 1/100
Promotion
JANVIER 1980

Département Génie Civil



FOUR

UNIVERSITÉ D'ALGER
 Ecole Nationale Polytechnique
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES

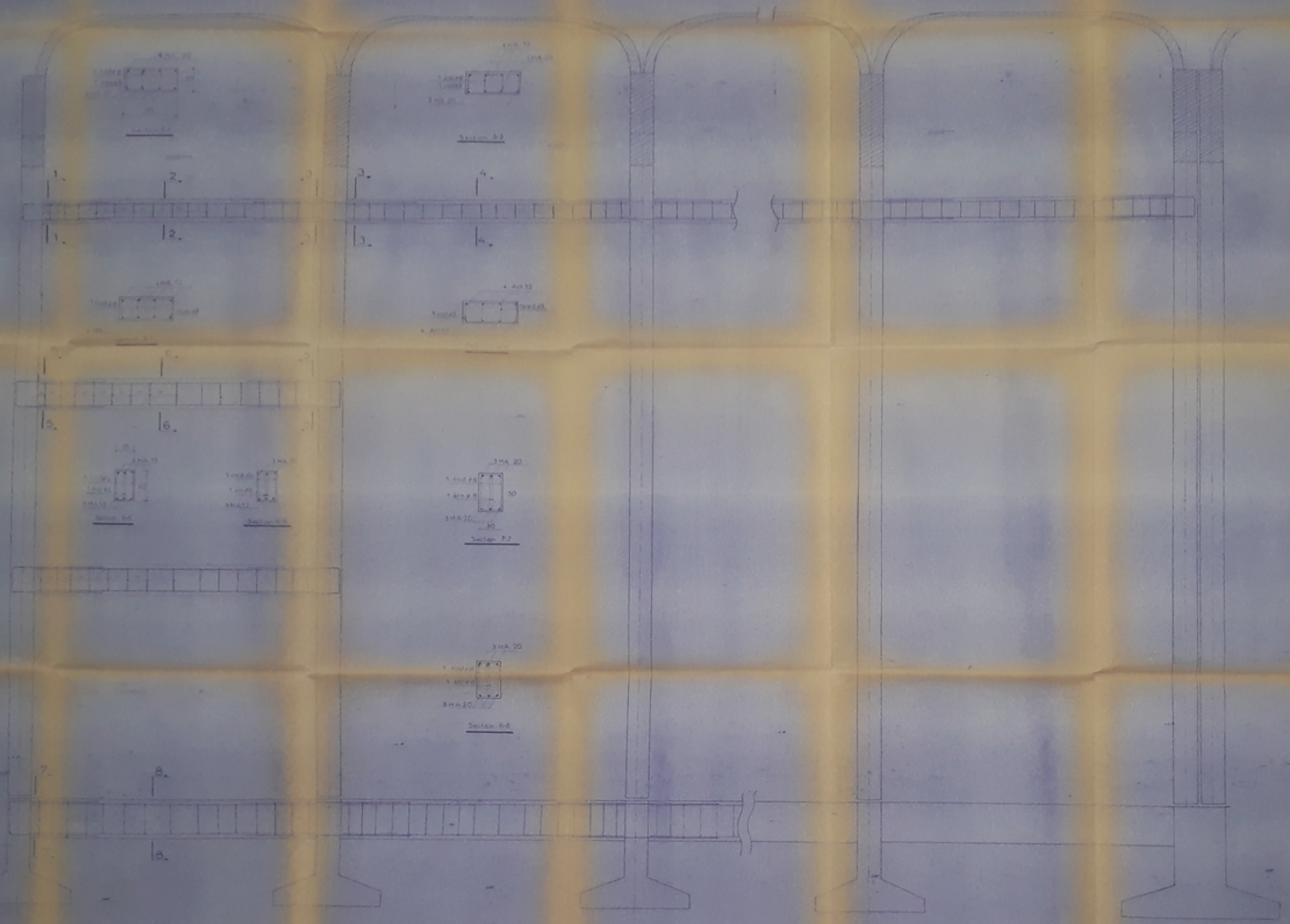
SALLE DE SPORTS EN
 BÉTON PRÉCONTRAINT

BRANCHE N° 5
 PORTIQUE LONGITUDINAL

Proposé et dirigé par M. ENOUCI
 Étude par BOUCOLINA MYRIEM
 & ELLMI MOUSSA

Échelle: 1/50
 Promulgué: JANVIER 1980

Département: Génie Civil



UNIVERSITE D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAINT

planche N° 5

PORTIQUE LONGITUDINAL

Propose et dirigé par M. ENNESOU

Etude par : BOUCIOUMA, Mohamed
A. EULMI, Moussa

Echelle: 1/15

Promotion: JANVIER 1980

Departement: Génie Civil

100670
10.

VUE EN PERSPECTIVE

Ech. 1/100

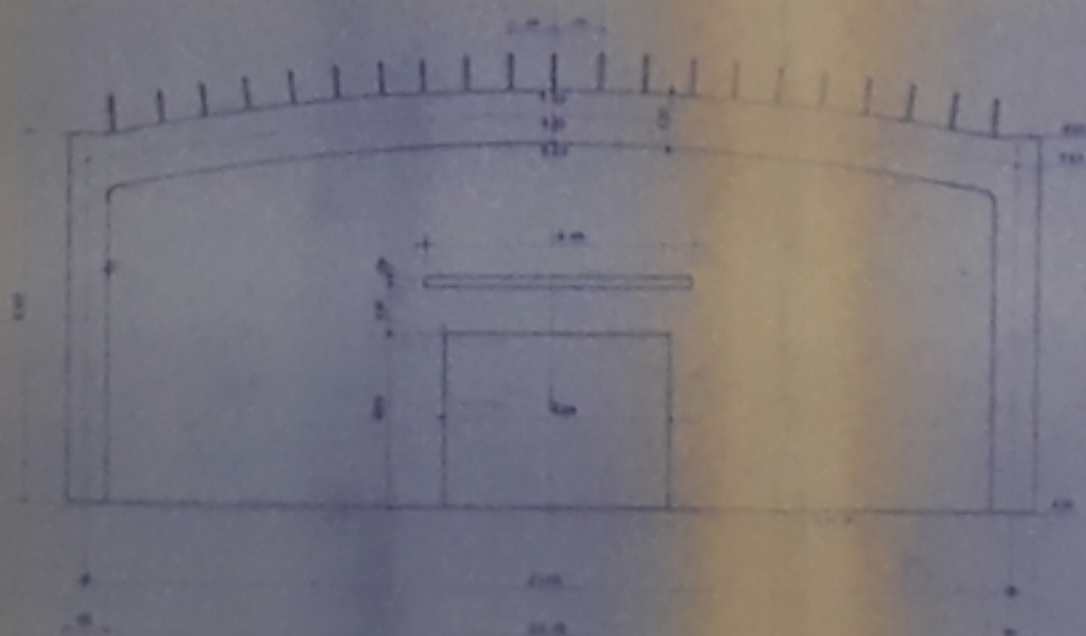


DETAIL D'UNE PARTIE LATÉRALE

Ech. 1/50



ENTRÉE PRINCIPALE Ech. 1/50



UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ENPA

Projet de fin d'études

SALLE DE SPORTS EN
BETON PRECONTRAINT

PROPOSÉ PAR
M. ENESCU

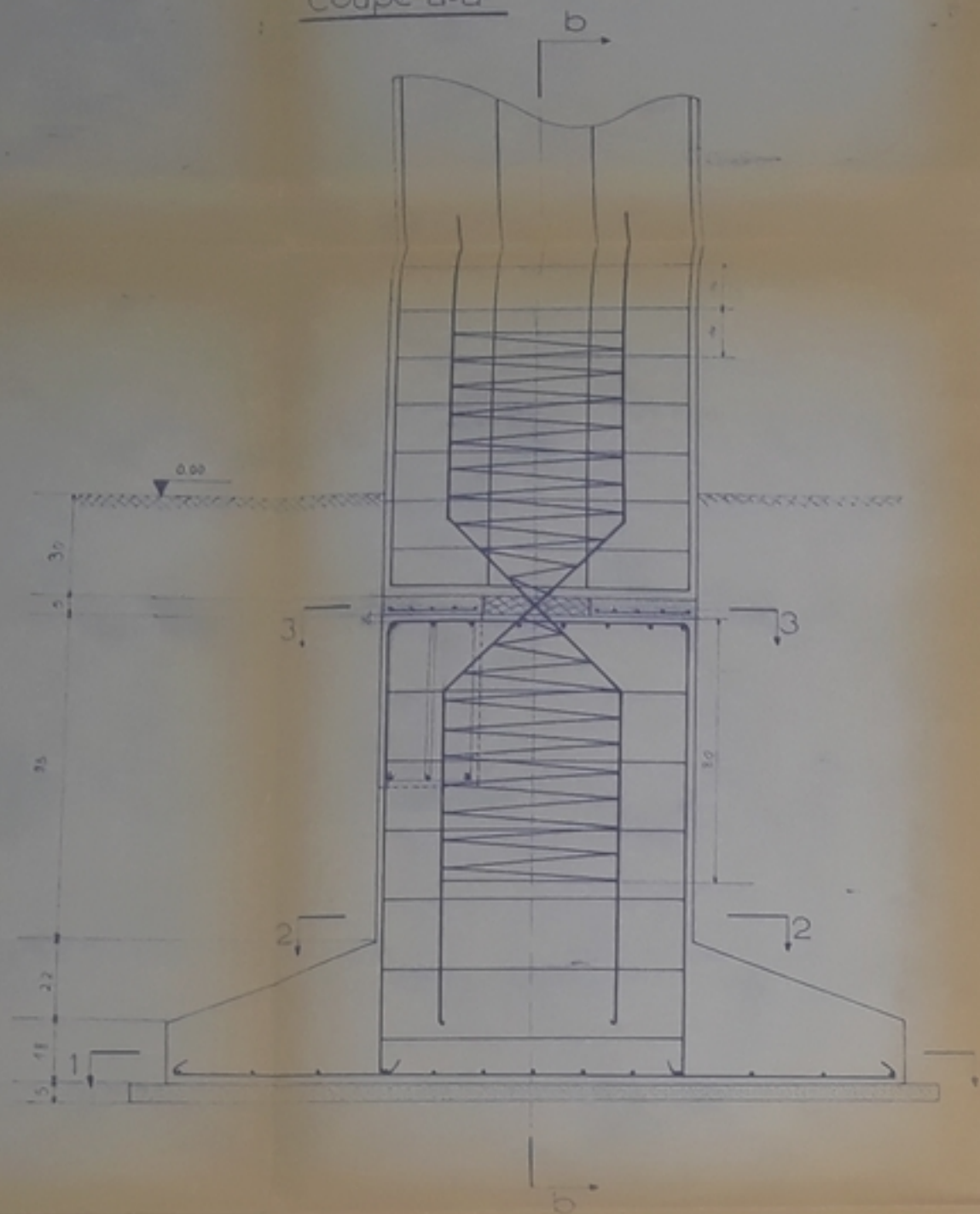
PROMOTEUR
M. ENESCU

ÉTUDE PAR

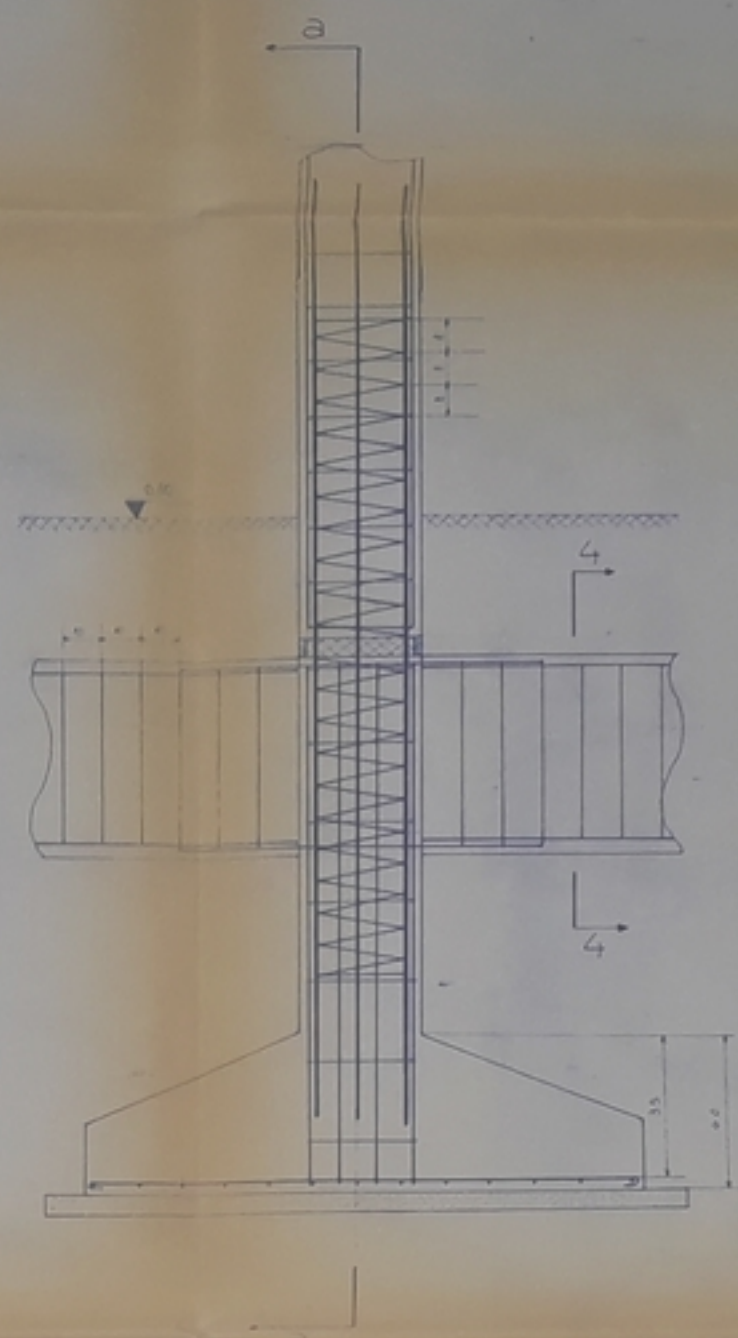
BOUDGUMA Mohamed
E.U.M. Moussa

PROMOTION 82

Coupe a-a



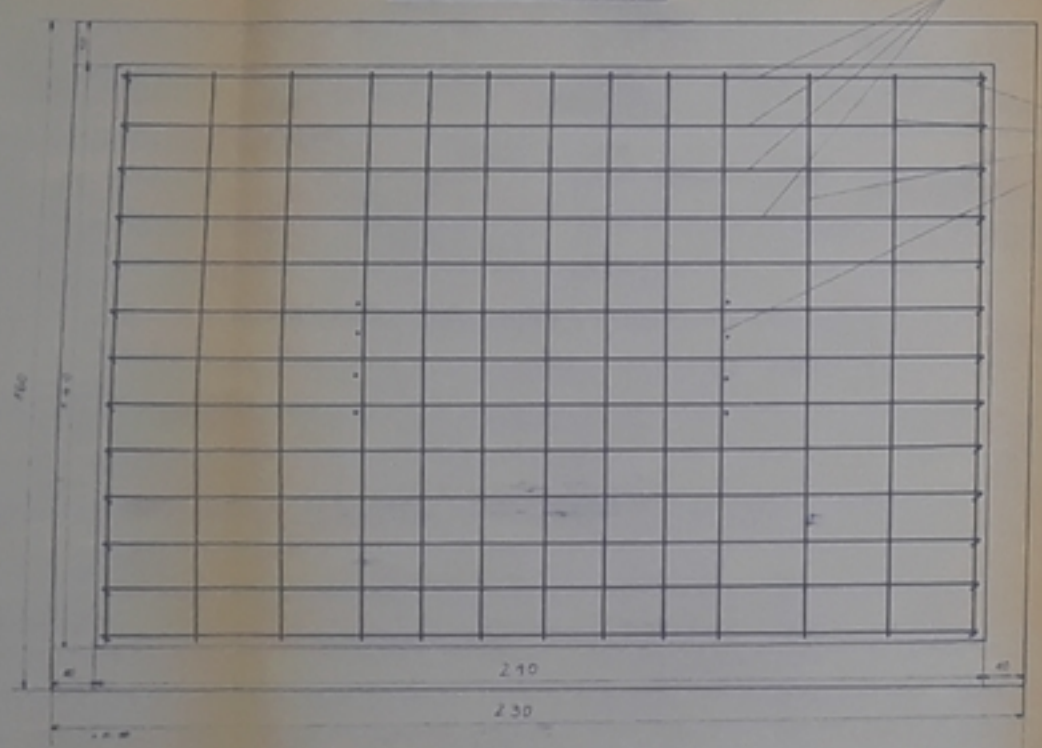
coupe b-b



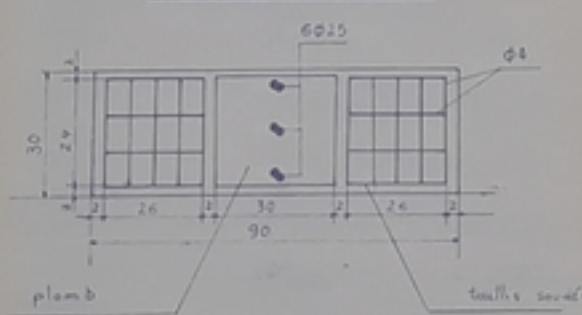
section 4-4



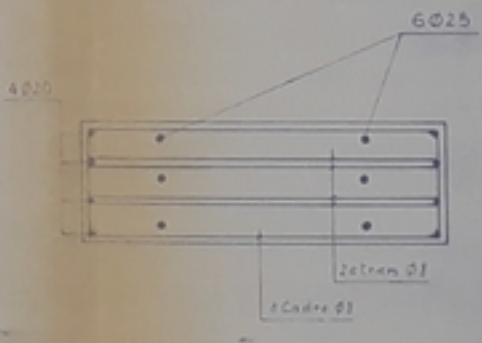
section 1-1



section 3-3



section 2-2



UNIVERSITÉ - D'ALGER
Ecole - Nationale - Polytechnique

PROJET - DE - FIN - D'ÉTUDES

SALLE - DE - SPORTS - EN
BÉTON - PRÉCONTRAIT.

planche - N°6
- FONDATIONS -

Proposé et dirigé par: Mr. ENESCU
Etudié par: BOUDOUMA M'hamed
& EULMI Moussa

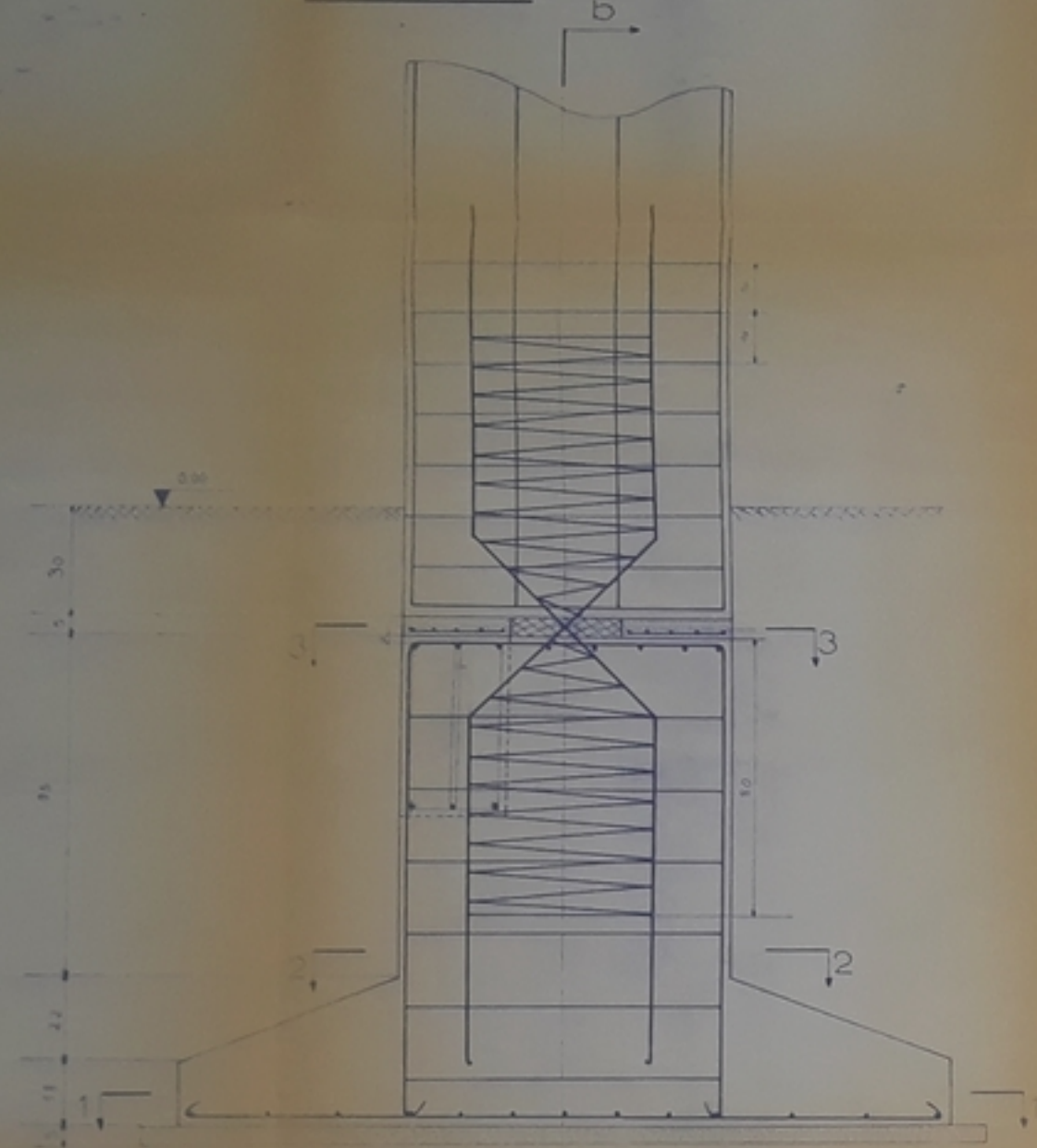
Echelle: 1/10°

Promotion:
Janvier 1980

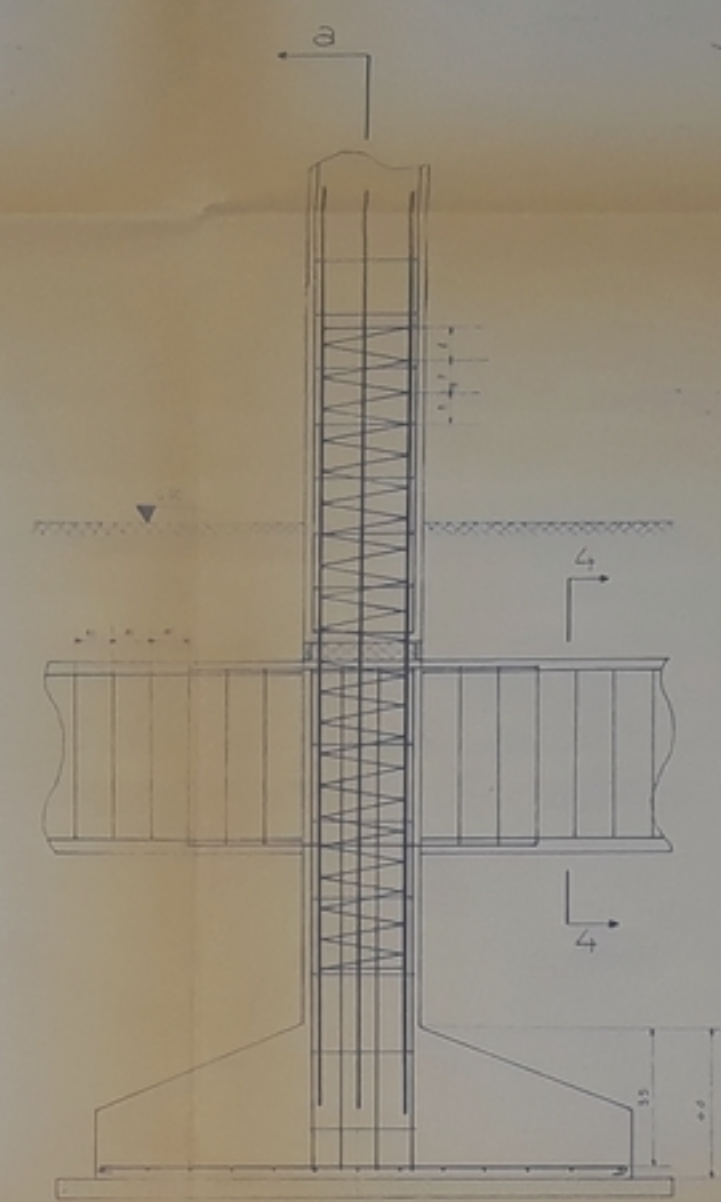
Département Génie Civil

P600-80
-12-

Coupe a-a



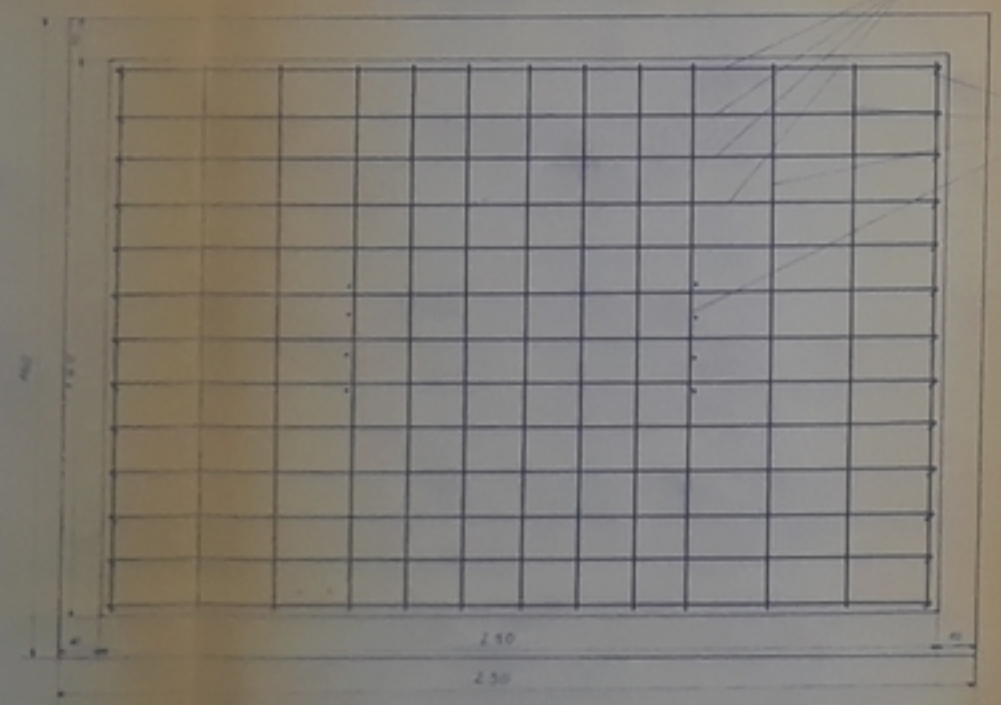
Coupe b-b



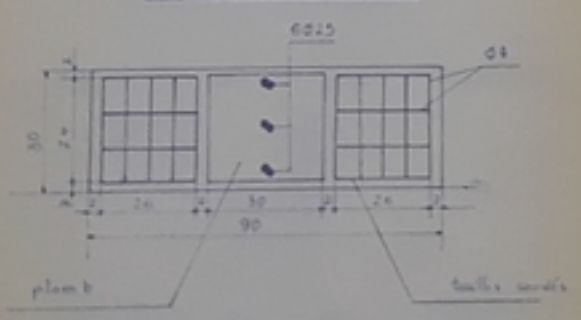
section 1-1



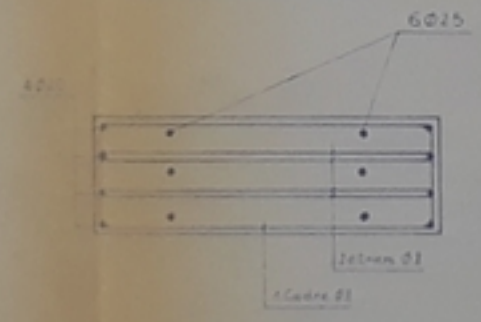
section 1-1



section 3-3



section 2-2



FB00530
- 13 -

UNIVERSITÉ - D'ALGER
Ecole - Nationale - Polytechnique

PROJET - DE - FIN - D'ÉTUDES

SALLE - DE - SPORTS - EN
BÉTON - PRÉCONTRAIT.

planche - N° 6
- FONDATIONS -

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

Proposé et dirigé par: Mr. ENESCU

Etudié par: BOUDOUMA M'hamed

& EULMI Moussa

Echelle: 1/10°

Promotion:
Janvier 1980

Département Génie Civil

