

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE 7/76
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



GARAGE EN BETON ARME
-toiture suspendue
-toiture en arc

PROPOSE PAR :
G. CHACHKINE

PRESENTE PAR :
D. KERDAL
S. TFYECHÉ

PROMOTION 1976



UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

GARAGE EN BETON ARME
-toiture suspendue
-toiture en arc

PROPOSE PAR :
G. CHACHKINE

PRESENTE PAR :
D. KERDAL
S. TFYECHÉ

PROMOTION 1976

Nos vifs remerciements

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation durant nos cinq années d'étude, plus particulièrement à notre promoteur :

- M^r Chachkine G: professeur de RDM pour son inestimable aide

- M^{rs} Bron et Martiner pour leurs précieux conseils.

- M^r Klawatch pour son précieux temps qu'il a bien voulu nous réserver pour le tirage.

Je dedie cette étude à ma chère épouse qui a
su supporter admirablement mes sautes d'humeur
pendant toute la période d'étude de cet ouvrage.

A stylized handwritten signature in blue ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke at the end.

A mes chers parents

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'D. J. Gendel' with a long horizontal stroke underneath.

TABLE des MATIÈRES

Chapitre. I

- Description de l'ouvrage I - 1
- Caractéristiques des matériaux utilisés. " 3
- Étude du vent. " 7
- Étude de la neige. " 18

Chapitre II : garage à voiture suspendue.

- Théorie des câbles II 1
- Calcul des plaques et câbles " 7
- Calcul de la poutre d'encrage des câbles II 14
- Calcul des éléments porteurs " 27
- Calcul des fondations. " 51

Chapitre. III. Garage à voiture en arc

- Étude théorique de l'arc III - 1
- Calcul des plaques " 10
- Calcul des nervures " 12
- Calcul de l'arc " 27
- Calcul des éléments porteurs " 45
- Calcul des fondations " 57

Chapitre - IV - Contreventement.

- Calcul de la poutre de façade IV 2
- Calcul des poteaux " 5
- Calcul du mur de contreventement " 9
- Calcul des corniches fixées sous mur. " 11

Chapitre . I .

- Description de l'ouvrage
- Caractéristiques des matériaux utilisés
- Étude du vent
- Étude de la neige.

I-1 Description de l'ouvrage.

Il s'agit d'un garage en béton armé de 90×60 m; il sera étudié sous deux formes différentes:

- Garage avec toiture suspendue.
- " " " " " en arc

Garage avec toiture suspendue:

La toiture est constituée de plaques préfabriquées posées sur des câbles. Les câbles sont encreés dans deux poutres de 90 m de long de chaque côté du garage. Les poutres reposent sur des poteaux espacés de 9 m. Pour assurer la stabilité de l'ouvrage des tirants seront disposés contre les poteaux.

Les poutres d'encrage des câbles seront préfabriquées sur le chantier puis posés sur les poteaux.

Les câbles sont tendus et les plaques posées. Nous exerçons une précontrainte sur les câbles en les surchargeant, les câbles prendront leur flèche définitive.

Garage avec toiture en arc.

La toiture est constituée d'une série d'arcs de portée 60 m espacés les uns des autres de 9 m.

- De nervures longitudinales qui prennent appui sur les arcs; ces nervures sont espacées les unes des autres de $1,5$ m.

- De nervures transversales espacées de $1,5$ m qui ont la configuration de l'arc et qui prennent appui sur les poutres longitudinales.

- De plaques en béton armé reposant sur les nervures longitudinales et transversales.

- de tirants en profilés métalliques.

Les tirants sont suspendus aux arcs par des suspentes en profilés métalliques.

Les arcs reposent sur deux poteaux espacés de 60 m

Après les tirants et les suspentes tous les éléments de l'ouvrage sont en Béton armé.

Les arcs sont coulés sur place de la manière suivante :

- le coffrage, le ferrailage ainsi que le tirant seront préparés au sol.

. Après la réalisation des poteaux nous placerons le coffrage à sa place à l'aide d'un système de levage

. Après fixation du coffrage nous coulerons le béton de l'arc.

CARACTERES MECANQUES
ET CONTRAINTES ADMISSIBLES DES
MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARME

Pour les toitures nous utilisons un beton dosé à 400 kg/m^3 de CPA 325 avec contrôle strict.

Pour les elements porteurs, beton dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 avec contrôle attenué, y compris les fondations

Resistance du beton à 28 jours.

dosage à 350 kg/m^3

$$\begin{aligned} \sigma'_{28} &= 27,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{28} &= 23,7 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

dosage à 400 kg/m^3

$$\begin{aligned} \sigma'_{28} &= 30,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{28} &= 25,5 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

1) Contrainte admissible de compression σ'_b (BA68 art. 9-b)
elle est prise égale à une fraction de sa resistance à 28 jours.

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

- * α fonction de la classe du ciment CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$
- * β fonction de l'efficacité du contrôle exercé lors de la fabrication et de la mise en oeuvre
 - contrôle strict $\beta = 1$
 - contrôle attenué $\beta = \frac{5}{6}$

* δ fonction du rapport entre l'épaisseur minimale de l'element étudié et la grosseur du granulats utilisés

$$\delta = \min \left(1, \frac{e_m}{4D} \right) \text{ nous prendrons } \delta = 1$$

* δ : fonction de la nature de la sollicitation.

Pour les sollicitations totales du 1^{er} genre, on a :

- compression simple ---- $\delta = 0,3$
- flexion simple ---- $\delta = 0,6$
- flexion composée avec effort normal de traction --- $\delta = 0,6$
- flexion composée avec effort normal de compression :

$$\delta = \min [0,6 ; 0,3(1 + e_0/e)]$$

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section totale de béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section de béton seul (dans le plan radial passant par le centre de pression) - section rectangulaire $e_1 = R_t/6$

Pour les sollicitations totales pondérées du 2^o genre, on multiplie les valeurs ci-dessus par 1,5.

* ϵ : fonction de la forme des sections et du % d'armatures selon la sollicitation.

- compression simple $\epsilon = 1$
- flexion simple $\epsilon = \min (1, \frac{1}{2} \frac{y}{y'_{bc}})$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

y'_{bc} : distance de l'axe neutre au CGS de la zone comprimée rendue homogène.

Par ce coefficient, on impose que la contrainte moyenne de la zone comprimée rendue homogène ne dépasse pas la contrainte admissible de compression.

béton à 350 Kg/m³ : $\overline{\sigma}_{L_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 2/5 = \underline{68,7 \text{ kg/cm}^2}$
non contrôlé

béton à 400 Kg/m³ : $\overline{\sigma}_{L_0} = 1 \times 1,1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 306 = \underline{92 \text{ kg/cm}^2}$
contrôlé

2) Contrainte de traction de référence $\bar{\sigma}_b$ (BA 68 art 9-5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma_{28}$$

- α, β, δ sont les mêmes que pour la contrainte admissible en compression -

- θ dépend de la résistance nominale du béton en compression et de la nature de la sollicitation.

- sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre :

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,0256$$

- sollicitation totale pondérée du 2^o genre :

$$\theta = 1,5 \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} \right) = 0,0384$$

1^{er} genre: béton dosé à 350 kg/m^3 : $\bar{\sigma}_b = 0,0256 \times \frac{5}{6} \times 275 = 5,9 \text{ kg}/\text{cm}^2$

2^o genre: béton dosé à 350 kg/m^3 : $\bar{\sigma}_b = 0,0384 \times \frac{5}{6} \times 275 = 8,85 \text{ kg}/\text{cm}^2$

béton dosé à 400 kg/m^3

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}} = 0,0248$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,0248 \times 306 = 7,6 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

3) Contraintes admissibles pour l'acier (BA 68 art 10.4)

a) Contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_a$

$$\bar{\sigma}_a = f_a \sigma_{en}$$

$$f_a = \begin{cases} 2/3 & \text{sollicitation du 1^{er} genre -} \\ 1 & \text{sollicitation du 2^o genre -} \end{cases}$$

σ_{en} : limite d'élasticité nominale.

a-1 Acier Haute adhérence $F_e E 40$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

1^{er} genre :

$$\phi \leq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\phi > 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

a₂ - Acier doux Fe E^{I-6} 24

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = \underline{1600 \text{ kg/cm}^2}$$

b) Contraintes de traction des armatures imposées par la fissuration (BA 68 art. 49-22)

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \frac{\sigma_{en}}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k}{\phi} \sigma_{en}} \end{array} \right.$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable

$\gamma = 1,6$ acier haute adhérence

$$\tilde{w}_f = 100 \frac{A}{B_f}$$

A: section des armatures tendues
B_f: section de béton ayant la même b que les armatures tendues

Contrainte de traction des armatures σ_a :

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Efforts dus au vent.

Nous avons situé le garage dans une zone I exposée -
la pression dynamique à une hauteur de 10m sera :

$$\text{pression normale} : q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{pression extrême} : q'_{10} = \frac{7}{4} 70 \text{ kg/m}^2$$

La hauteur de l'habitation étant de 14,5m pour la
toiture suspendue, la pression sera :

art. 1.241 du NV.65

$$q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{H+18}{H+68}$$

$$q_H = 70 \cdot 2,5 \cdot \frac{14,5+18}{14,5+68} = 76,34 \text{ kg/m}^2$$

Effets statiques.

a. effet de site (art. 1.242)

site exposé, zone 1

$$T_s = 1,35$$

b. effet de masque (art. 1.243)

Nous considérons que la construction n'est pas

masquée $T_m = 1$

c. effet des dimensions

dans le sens transversal, le contreventement sera
assuré par les poteaux et le tirant.

$$h = 14,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad a = 9 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \delta = 0,81$$

(courbes R III 2 du NV 65)

Actions dynamiques exercées par le vent.

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles
à la direction du vent, les pressions dynamiques normales
seront multipliées par un coefficient β .

$$\beta = 9(1 + \xi C)$$

$$\beta \geq 1$$

ξ = coefficient de reponse fonction de la periode T du mode
 I-8
 fondamental d'oscillation. (annexe 4 NV 68) ..
 le contreventement est assuré par l'ossature en béton
 $T = 0,09 \frac{h}{\sqrt{I_{ex}}} = 0,09 \cdot \frac{14,5}{\sqrt{45}} = 0,195 \text{ s}$

$$\Rightarrow \xi = 0,2$$

τ = coefficient de pulsation determine en fonction de la cote H
 du batiment au dessus du sol.

$$H = 14,5 \text{ m} \longrightarrow \tau = 0,35$$

θ = coefficient global dependant du type de construction
 $H < 30 \text{ m} \quad \theta = 0,70 \text{ m}$

$$\beta = 0,70 (1 + 0,2 \cdot 0,35) = 0,749 < 1$$

$$\Rightarrow \beta = 1$$

les surcharges extremes sont a majorer par

$$\beta \left[0,5 + \frac{\theta}{2} \right] = 0,749 \left(0,5 + \frac{0,35}{2} \right) = 0,636$$

nous prendrons un coefficient egal a 1.

Conclusion :

pression normale : $p = 0,81 \cdot 1,35 \cdot 76,34 = 83,5 \text{ kg/m}^2$

pression extreme : $p = 0,81 \cdot 1,35 \cdot 76,34 \cdot \frac{1}{4} = 146 \text{ kg/m}^2$

les valeurs limites des pressions dynamiques de calcul ne
 sont pas depassees :

pression normale : $30 < 83,5 < 170 \text{ kg/m}^2$

pression extreme : $52,5 < 146 < 297,5 \text{ kg/m}^2$

Calcul des coefficients de pression C .

La construction est coupee en deux par un joint qui
 ne transmet pas les efforts, nous etudierons seulement
 un bloc de $45 \text{ m} \times 60 \text{ m}$.

I-3

De plus nous avons sur les parois de 90m de long des ouvertures qui donnent un coefficient de perméabilité de 15%. Nous ferons donc une interpolation entre des parois fermées ($N \leq 5\%$) et des parois ouvertes ($N \geq 35\%$).

Pour la construction prismatique à base quadrangulaire nous définissons des coefficients λ_a et λ_b qui donnent le coefficient δ_0 .

$$\lambda_a = \frac{14,5}{60} = 0,2417$$

$$\lambda_b = \frac{14,5}{45} = 0,322$$

- vent normal à la grande surface :
 $\lambda_a < 0,5$ et $\lambda_b = 0,322 \rightarrow \delta_0 = 0,9$

- vent normal à la petite surface :
 $\lambda_b < 1$ et $\lambda_a = 0,2417 \rightarrow \delta_0 = 0,84$

Actions intérieures

Construction complètement fermée

grande face au vent : $\delta_0 = 0,9$

$$C_i = +0,6 (1,8 - 1,3\delta_0) = 0,378$$

$$C_i = -0,6 (1,3\delta_0 - 0,8) = -0,222$$

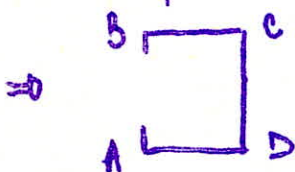
grande face sous le vent : $\delta_0 = 0,84$

$$C_i = +0,6 (1,8 - 1,3\delta_0) = 0,4248$$

$$C_i = -0,6 (1,3\delta_0 - 0,8) = -0,1752 \rightarrow C_i = -0,2$$

3 parois fermées et 1 ouverte.

a. paroi ouverte au vent



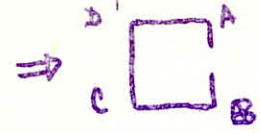
parois BC, CD, AD

$$C_i = +0,8$$

paroi AB

$$C_i = -0,6 (1,3\delta_0 - 0,8) = -0,2$$

b- paroi ouverte sous le vent, normale au vent.

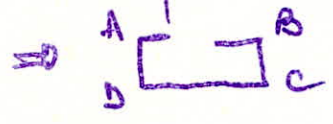


paroi BC, CD, AD :

$$C_i = -(1,3\% - 0,8) = -0,292$$

paroi AB: $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\%) = 0,42$

c- paroi ouverte sous le vent, parallèle au vent.



paroi BC, CD, AD

$$C_i = -(1,3\% - 0,8) = -0,37$$

paroi AB $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\%) = +0,378$

2 parois fermées et deux parois ouvertes

a. Parois ouvertes au vent $\gamma_0 = 0,84$

$$C_i = +0,6(1,8 - 1,3\%) = 0,4248$$

$$C_i = -0,6(1,3\% - 0,8) = -0,2$$

b. Parois ouvertes sous le vent $\gamma_0 = 0,9$

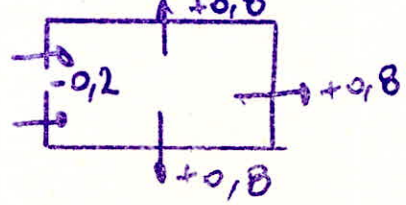
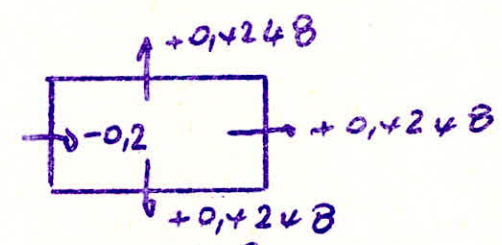
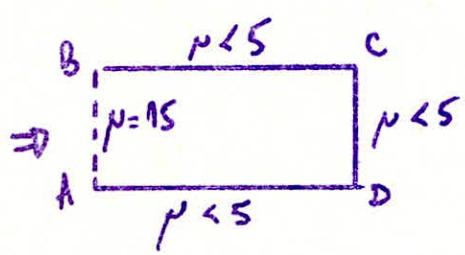
$$C_i = +0,6(1,8 - 1,3\%) = 0,378$$

$$C_i = -0,6(1,3\% - 0,8) = -0,222$$

faisons maintenant les interpolations pour obtenir les coefficients de pression pour les parois partiellement ouvertes.



1^{er} cas :

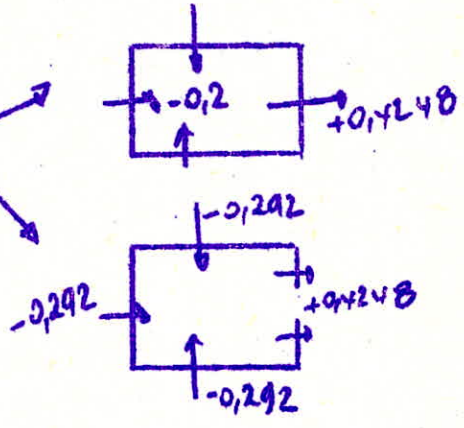
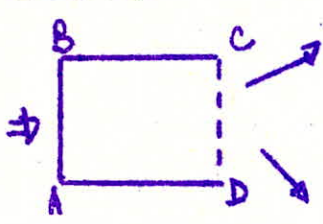


paroi AB $C_i = -0,2$

parois AD, BC, CD + toiture

$$C_i = +0,4248 + (0,8 - 0,4248) \times \frac{15-5}{35-5} = 0,5699$$

2° cas :



paroi CD :

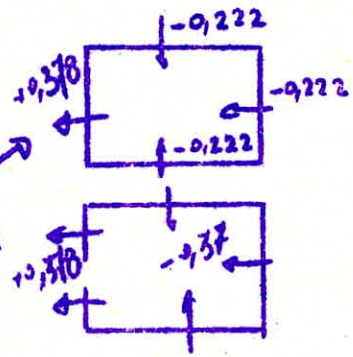
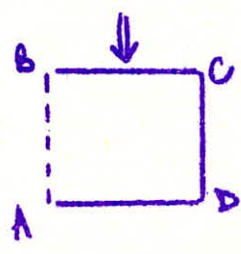
$$C_i = +0,4248$$

parois AB, BC, AD + toiture

$$C_i = -0,2 + (-0,292 + 0,2) \times \frac{10}{30}$$

$$C_i = -0,2304$$

3° cas :



paroi AB

$$C_i = +0,378$$

parois BC, CD, AD + toiture

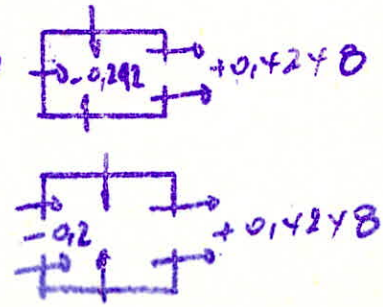
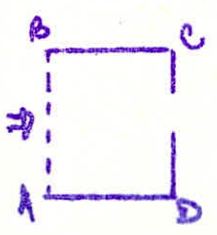
$$C_i = -0,222 + (-0,378 + 0,222) \times \frac{10}{30}$$

$$C_i = -0,2713$$

Pour trouver les coefficients de pression C_i pour la construction nous devons trouver le coefficient C_i pour les parois suivantes :



La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité $\mu = 15$ a une perméabilité $\mu \geq 35$ et permet l'écolement de l'air -

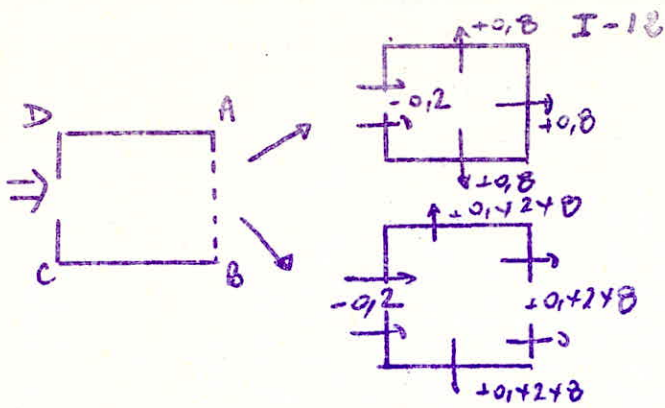


paroi CD

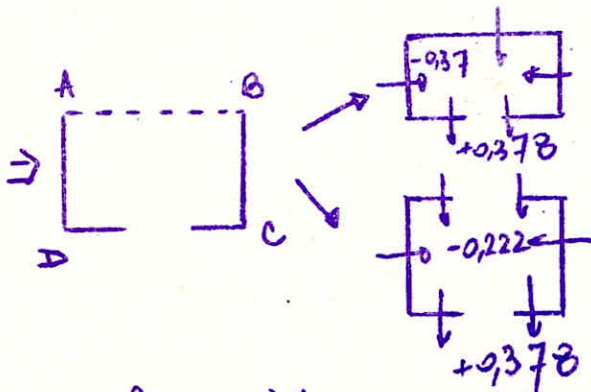
$$C_i = +0,4248$$

parois AB, BC, AD

$$C_i = -0,292 - 0,092 \times \frac{20}{30} = -0,3533$$



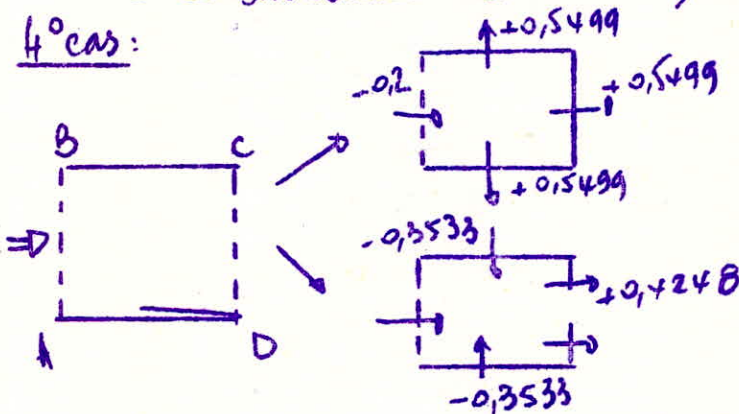
paroi CD
 $C_i = -0,2$
 parois AB, BC, AD
 $C_i = +0,4248 + 0,3752 \cdot \frac{20}{30}$
 $C_i = 0,6749$



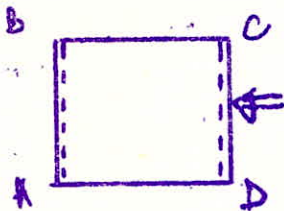
paroi DC
 $C_i = +0,378$
 parois AD, BC, AB
 $C_i = -0,3207$

Ce cas intermédiaire nous sert pour la suite des interpolations

4° cas:

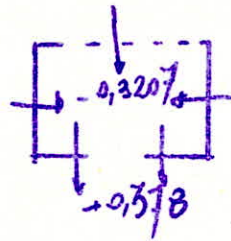
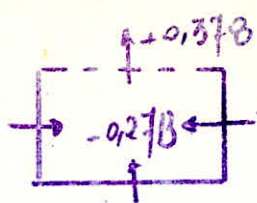
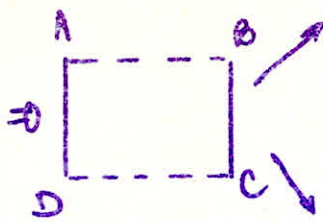


paroi AB
 $C_i = -0,2 - (0,3533 - 0,4248) \frac{35-15}{35-5}$
 $C_i = -0,2051$
 paroi CD: $C_i = 0,5082$
 parois BC, AD: $C_i = +0,4248$



même chose que le 4° cas -

5° cas :



paroi AB

$$C_i = +0,378 - (0,378 + 0,3207) \frac{10}{30}$$

$$C_i = 0,1451 \rightarrow C_i = +0,1248$$

paroi CD

$$C_i = -0,378 - (0,378 + 0,2713) \frac{10}{30}$$

$$C_i = -0,1615 \rightarrow C_i = -0,2$$

paroi AD, BC

$$C_i = -0,2713 - (0,3207 - 0,2713) \frac{10}{30}$$

$$C_i = -0,2877$$

Actions extérieures :

a) parois face au vent :

$$C_e = +0,8$$

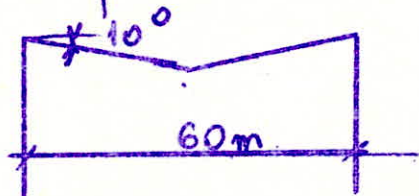
parois sous le vent :

$$C_e = -(1,380 - 0,8)$$

$$s_0 = 0,9 \rightarrow C_e = -0,37$$

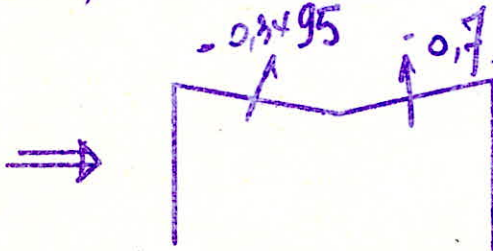
$$s_0 = 0,84 \rightarrow C_e = -0,292$$

b) actions pour la toiture



face au vent : $C_e = -2(0,25 + \frac{10}{100}) = -0,70$

face sous le vent : $C_e = -1,5(0,333 - \frac{10}{100}) = -0,3495$

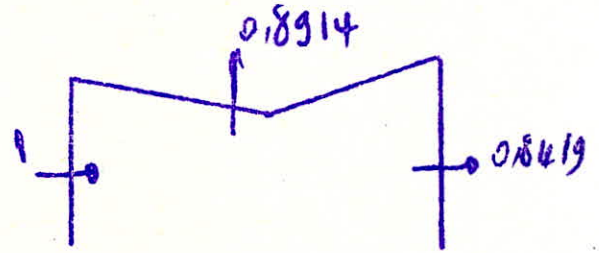
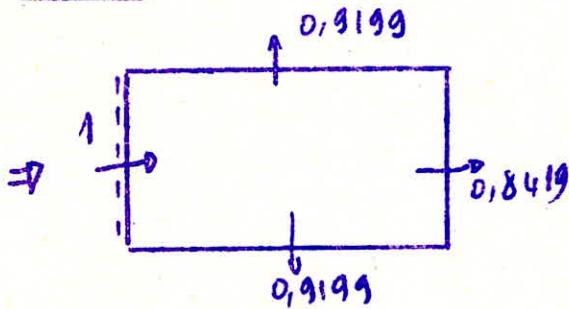


- quand le vent souffle dans l'autre sens, sur la paroi de 60 m, $C_e = -0,5$

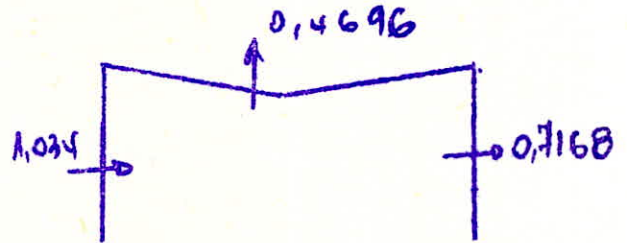
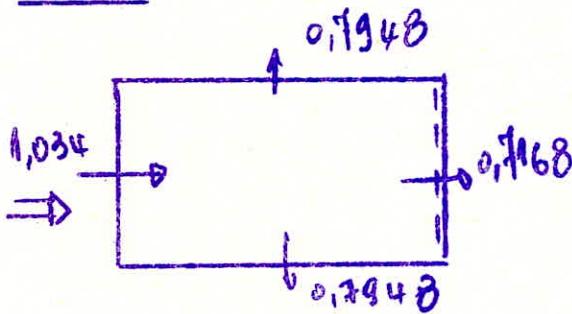
Coefficients de pression résultant.
 $C = C_e \pm C_i$

AERATION OUVERTE.

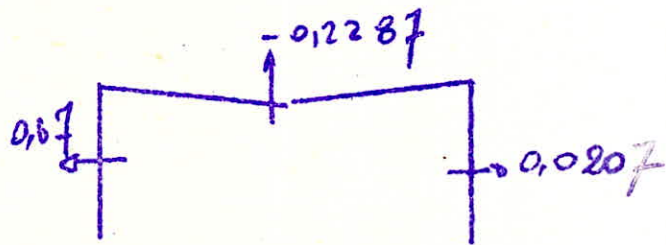
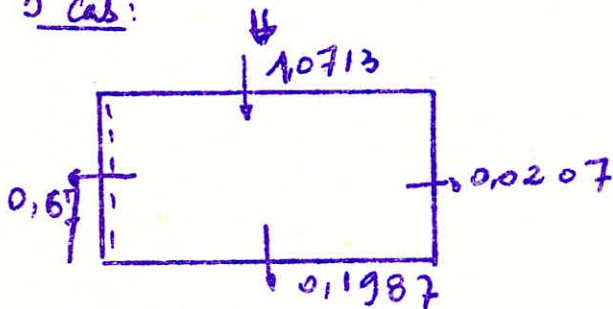
1° cas :



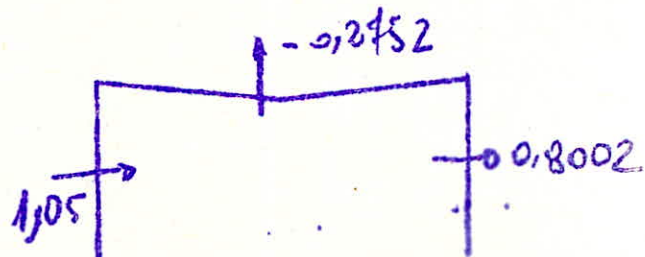
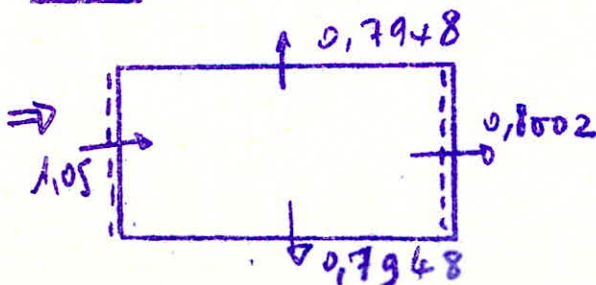
2° cas :



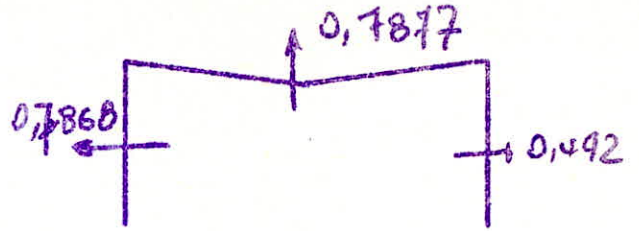
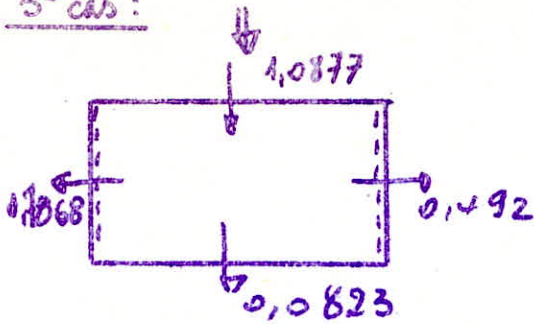
3° cas :



4° cas :



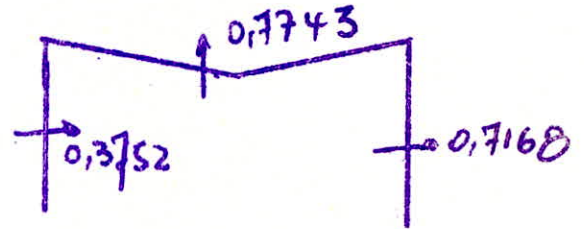
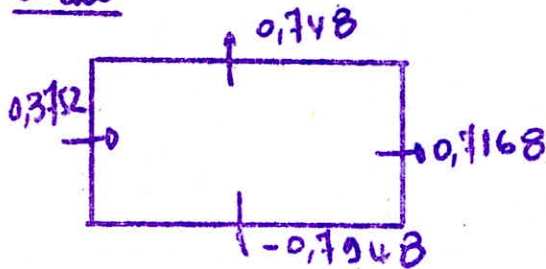
5° cas :



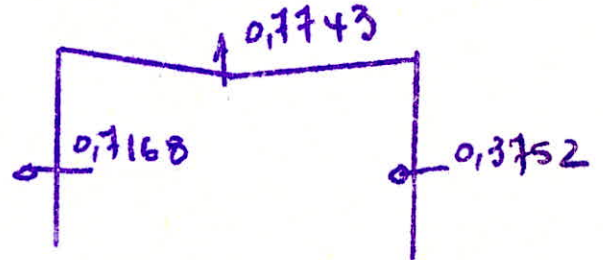
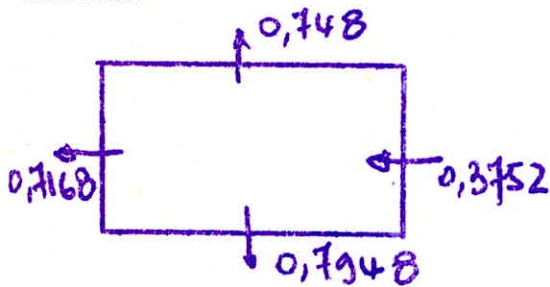
ITERATION FERMÉE

$$C_i = +0,6(1,8 - 1,380)$$

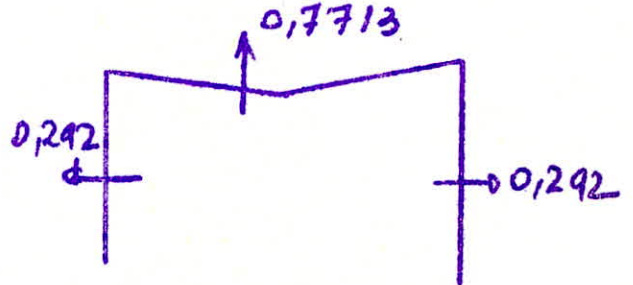
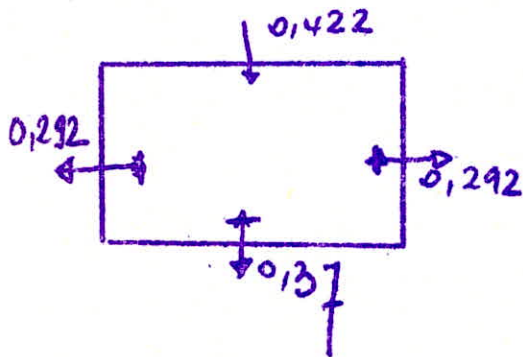
1° cas



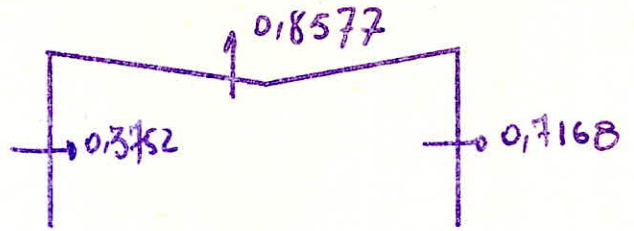
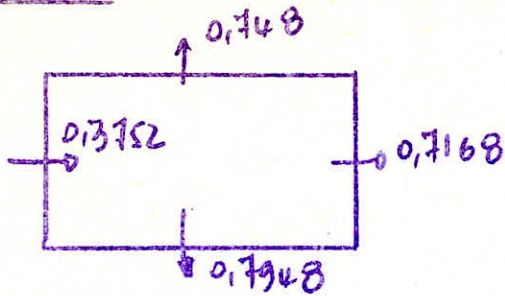
2° cas :



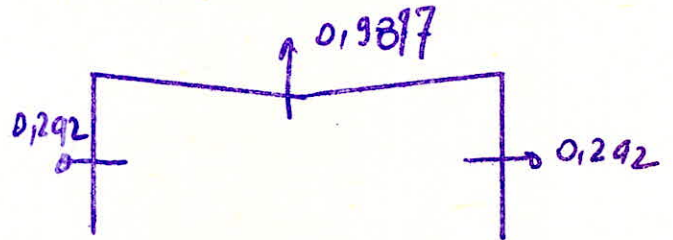
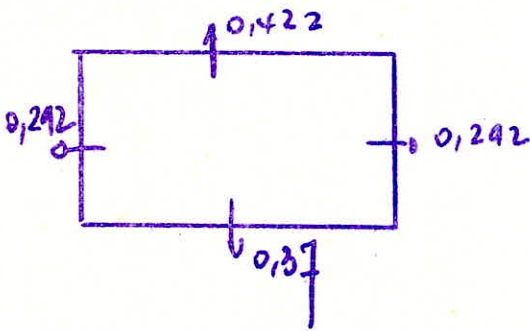
3° cas :



4° cas :



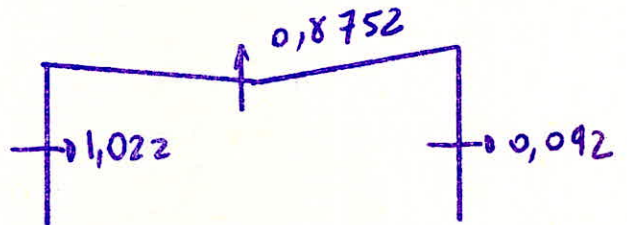
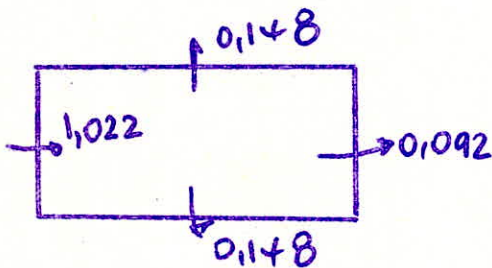
5° cas :



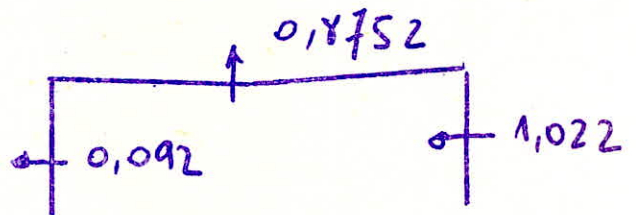
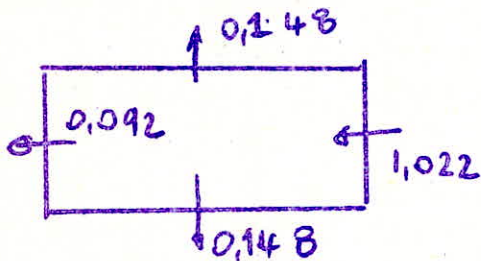
AERATION FERMÉE

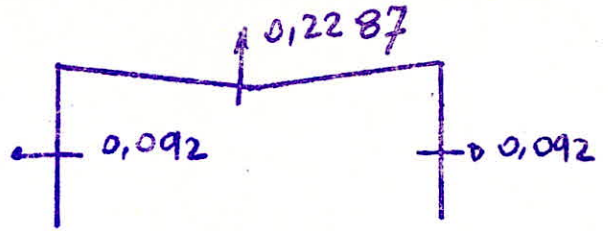
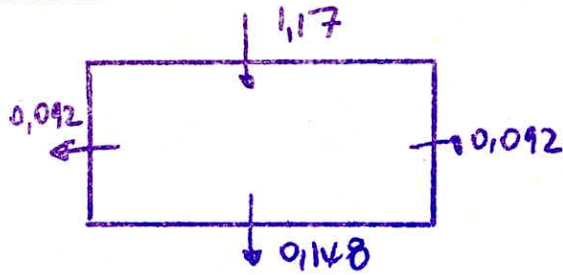
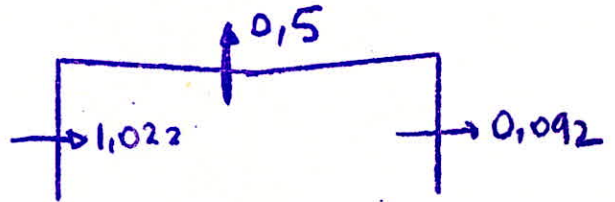
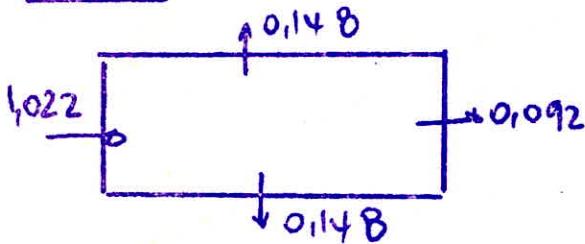
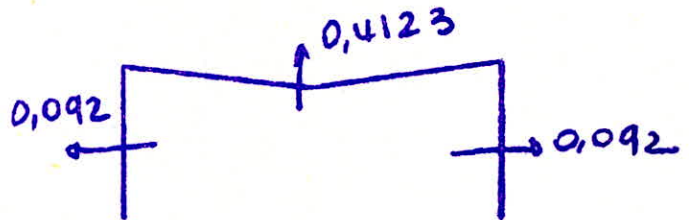
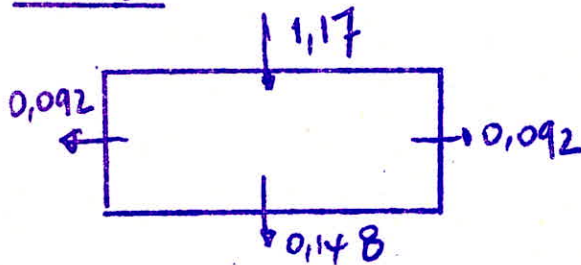
$$C_i = -0,6(1,380 - 0,8)$$

1° cas :



2° cas :



3° cas :4° cas :5° cas :CONCLUSION :

les coefficient C à retenir sont les suivants.

a) pour la toiture $C = -0,9877$

b) pour les poteaux $\left\{ \begin{array}{l} C = +1,05 \text{ surpression} \\ C = -0,8419 \text{ depression} \end{array} \right.$

Efforts dus à la neige.

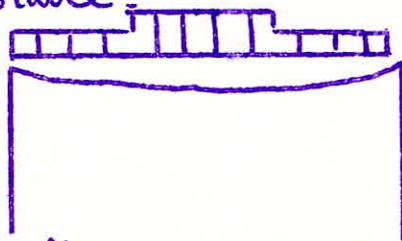
Le garage est situé dans une région I exposée -
les surcharges verticales P_{no} normales, et P'_{no} extrêmes
sont données dans le NV 65.

surcharge normale : $P_{no} = 35,7 \text{ Kg/m}^2$
surcharge extrême : $P'_{no} = 61,2 \text{ Kg/m}^2$

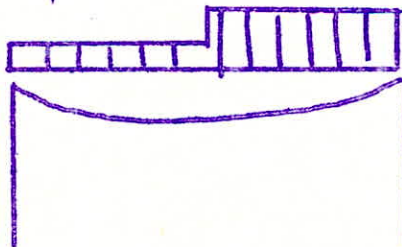
L'altitude choisie étant inférieure à 200m,
ces surcharges ne seront pas majorées.

Influence de la forme de la toiture :

il y aura accumulation possible de neige au centre
de la toiture.



sous l'influence du vent, accumulation sur un côté



Nous n'avons donné ces accumulations qu'à titre indicatif
et nous ne les avons pas prises en compte dans le
calcul, car ces accumulations sont légères vu les
dimensions de l'ouvrage et l'évacuation des surcharges
est possible.

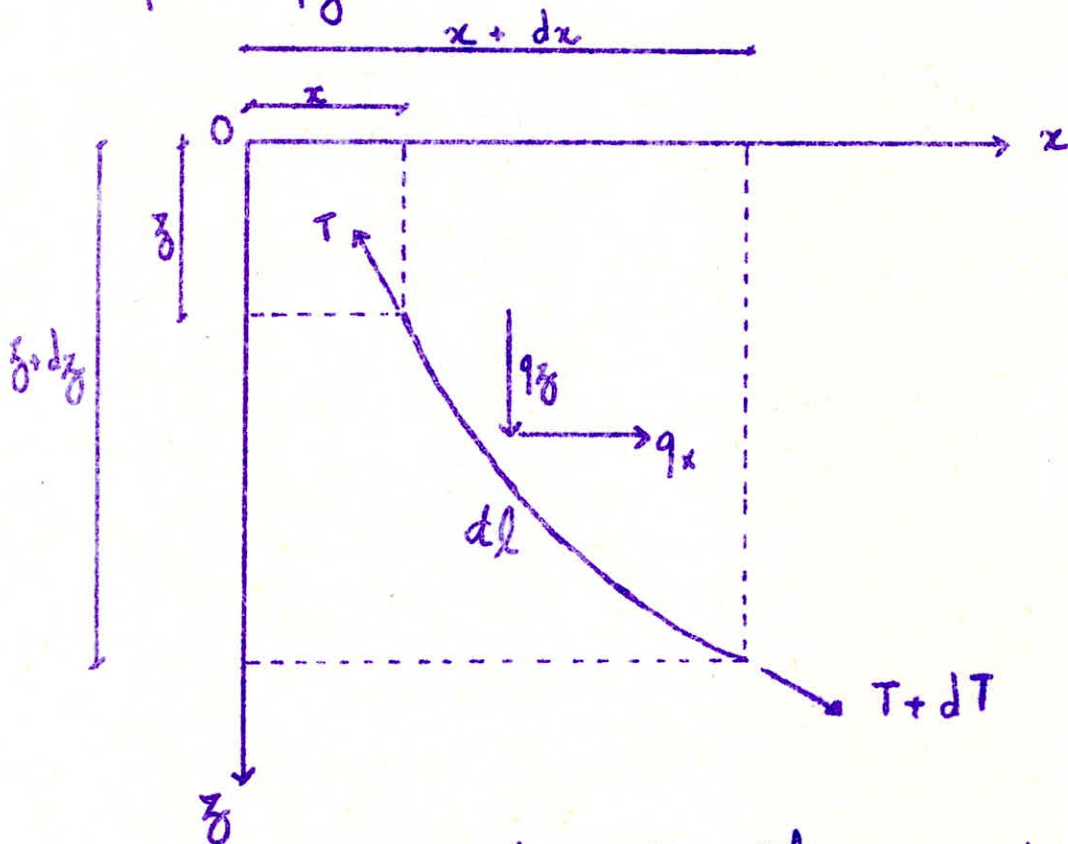
GARAGE

à TOITURE

SUSPENDUE

Theorie du calcul des cables.

Considérons l'équilibre d'un fil élastique sous l'influence d'une charge q quelconque qui se décompose en q_x et q_z .

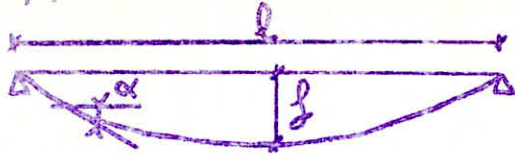


Écrivons les équations d'équilibre pour cet élément de fil dl

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_z = 0 \end{cases}$$

$$\textcircled{1} \begin{cases} -T \frac{dx}{dl} + (T+dT) \frac{d(x+dx)}{dl} + q_x dl = 0 \\ -T \frac{dz}{dl} + (T+dT) \frac{d(z+dz)}{dl} + q_z dl = 0 \end{cases}$$

Hypothèses de calcul: ⁰⁻²



l = portée
 f = flèche

nous considérons l'angle α comme petit si le rapport $\frac{f}{l} \leq \frac{1}{10}$

donc $\sin \alpha \approx \tan \alpha$ et $\cos \alpha \approx 1$

Dans notre cas $f \approx 6\text{m}$ et $l = 60\text{m}$, ces approximations seront donc possibles.

Reprenons les équations ① et éliminons les infiniment petits... nous obtenons:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dT}{dl} \times \frac{dx}{dl} + q_x = 0 &\Rightarrow \frac{d}{dl} \left(T \frac{dx}{dl} \right) + q_x = 0 \\ \frac{dT}{dl} \times \frac{dz}{dl} + q_z = 0 &\Rightarrow \frac{d}{dl} \left(T \frac{dz}{dl} \right) + q_z = 0 \end{aligned} \right\} \text{②}$$

Soit H la projection de T sur l'axe horizontal

$$H = T \frac{dx}{dl}$$

nous faisons une deuxième approximation en posant $dl \approx dx$ car la flèche est petite devant la portée. Les équations

② s'écrivent:

$$\text{③} \left\{ \begin{aligned} \frac{d}{dx} H + q_x &= 0 \\ \frac{d}{dx} \left(H \frac{dz}{dx} \right) + q_z &= 0 \end{aligned} \right.$$

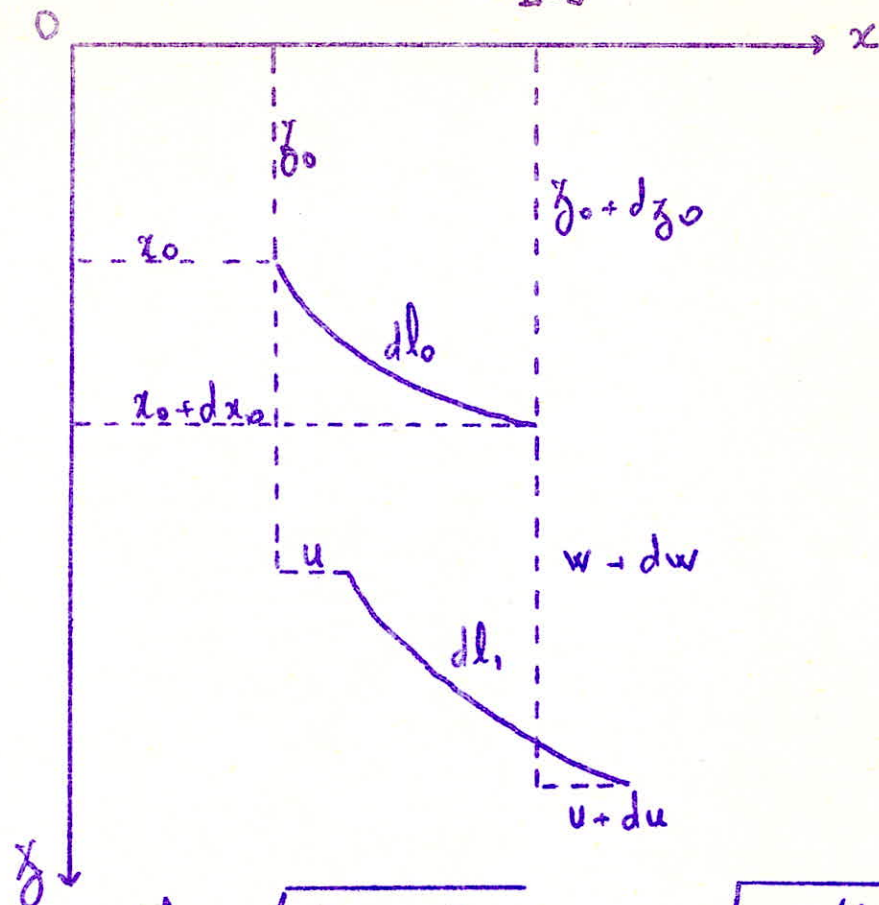
Cas particulier:

$$\text{si } q_x = 0 \Rightarrow \frac{dH}{dx} = 0 \Rightarrow H = \underline{\underline{\text{cte}}}$$

$$\text{③} \Rightarrow \boxed{H \frac{d^2 z}{dx^2} + q_z = 0} \quad \text{④}$$

Etude de la déformation d'un fil.

- x_0, z_0, d_0 : coordonnées et dimensions du fil avant déformation
- u, w : déplacements



$$1) \quad dl_0 = \sqrt{dx_0^2 + dz_0^2} = dx_0 \sqrt{1 + (dz_0/dx_0)^2}$$

$$\sqrt{1 + \epsilon^2} = 1 + \frac{1}{2} \epsilon^2$$

$$\text{donc } dl_0 = dx_0 \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dz_0}{dx_0} \right)^2 \right]$$

$$l_0 = l + \frac{1}{2} \int \left(\frac{dz_0}{dx_0} \right)^2 dx$$

$$2) \quad dl_1 = \sqrt{(dx_0 + du)^2 + (dz_0 + dw)^2}$$

$$dl_1 = \sqrt{dx_0^2 + du^2 + 2du dx_0 + dz_0^2 + dw^2 + 2dz_0 dw}$$

$$dl_1 = dl_0 \sqrt{1 + \left(\frac{dz_0}{dx_0} \right)^2 + 2 \frac{dx_0}{dl_0} \frac{du}{dl_0} + 2 \frac{dz_0}{dl_0} \frac{dw}{dl_0} + \left(\frac{dw}{dl_0} \right)^2}$$

$$- \frac{dl_0}{dx_0} = 1$$

$$- \sqrt{1 + 2\epsilon + \epsilon^2} = 1 + \epsilon + \frac{1}{2} \epsilon^2$$

- nous négligeons le terme $\left(\frac{dw}{dx_0} \right)^2$

En conséquence $dl_1 = dl_0 \sqrt{1 + 2 \frac{du}{dx_0} + \frac{dz_0}{dx_0} \times \frac{dw}{dx_0} + \left(\frac{dw}{dx_0}\right)^2}$

soit $\epsilon = \frac{dl_1 - dl_0}{dl_0}$

$$\epsilon = \frac{du}{dx_0} + \frac{dz_0}{dx_0} \times \frac{dw}{dx_0} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 \quad (5)$$

mais

$$H \approx T$$

$$T = A \sigma = AE \epsilon$$

$\left\{ \begin{array}{l} A = \text{aire d'un fil} \\ E = \text{module d'elasticite} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow H = AE \left[\frac{du}{dx_0} + \frac{dz_0}{dx_0} \times \frac{dw}{dx_0} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx_0}\right)^2 \right] \quad (6)$$

Après intégration :

$$\int_l H dx = AE \left[\int_l \frac{du}{dx} dx + \int_l \frac{dz_0}{dx} \times \frac{dw}{dx} dx + \frac{1}{2} \int_l \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 dx \right]$$

$$\int_l \frac{du}{dx} dx = \int_l du = \Delta U$$

deformation du fil dans le sens horizontal.
nous avons un changement de portée du fil de ΔU .

$$\int_l dz = l$$

Dans le cas ou $\Delta U = 0$:

$$H = \frac{AE}{l} \left[\int_l \frac{dz_0}{dx} \times \frac{dw}{dx} dx + \frac{1}{2} \int_l \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 dx \right] \quad (7)$$

de l'équation (4) : $\frac{d^2 z}{dx^2} = - \frac{qz}{H} \quad (4a)$

En intégrant 4a :

$$\frac{dz}{dx} = \frac{Q}{H}$$

Q : effort tranchant dans la poutre de portée l .

$$\gamma = \frac{M}{H}$$

M: moment flechissant dans la poutre de portée l .



$$W = z \cdot z_0 \Rightarrow \frac{dW}{dx} = \frac{dz}{dx} \cdot z_0 = \frac{Q}{H} \cdot \frac{dz_0}{dx}$$

L'équation (7) s'écrit :

$$H = \frac{AE}{l} \left[\int_0^l \frac{dz_0}{dx} \left(\frac{Q}{H} - \frac{dz_0}{dx} \right) dx + \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{Q}{H} - \frac{dz_0}{dx} \right)^2 dx \right]$$

$$H = \frac{AE}{l} \left[\frac{1}{2H^2} \int_0^l Q^2 dx - \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dz_0}{dx} \right)^2 dx \right]$$

en posant $\nu = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dz_0}{dx} \right)^2 dx = l_0 - l$

l_0 : longueur initiale du fil.

et $D = \int_0^l Q^2 dx$

alors
$$H = \frac{AE}{l} \left[\frac{1}{2H^2} D - \nu \right]$$

$$\Rightarrow \boxed{H^3 + \frac{AE\nu}{l} H^2 - \frac{AED}{2l} = 0} \quad (8)$$

Equation de la déformée du fil :

$$\gamma = \frac{M}{H} \quad M = q_z \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{q_z}{2H} x^2 \quad (9)$$

La déformée a une forme parabolique.
L'origine des coordonnées se situant au sommet de la parabole,

$$\frac{dz}{dx} = \frac{q_z}{H} x \quad (10)$$

quand $x = \pm \frac{l}{2}$ $\overset{\text{II-6}}{z} = f$ (11)

substitutions II en 9 $\Rightarrow H = qz \cdot \frac{l^2}{8f}$ (12)

$\Rightarrow \frac{dz}{dx} = \frac{8f}{l^2} x$

$$l_0 = l + \frac{1}{2} \int \left(\frac{8f}{l^2} x \right)^2 dx = l + \frac{8f^2}{3l}$$

si $l_0 < l$ le fil est précontraint

$l_0 - l = -\frac{H_0 l}{EA}$ H_0 : force appliquée sur le fil

$$H^3 - H^2 H_0 - \frac{AED}{2l} = 0$$

si $\nu = 0$ $H = \sqrt[3]{\frac{EAD}{2l}}$

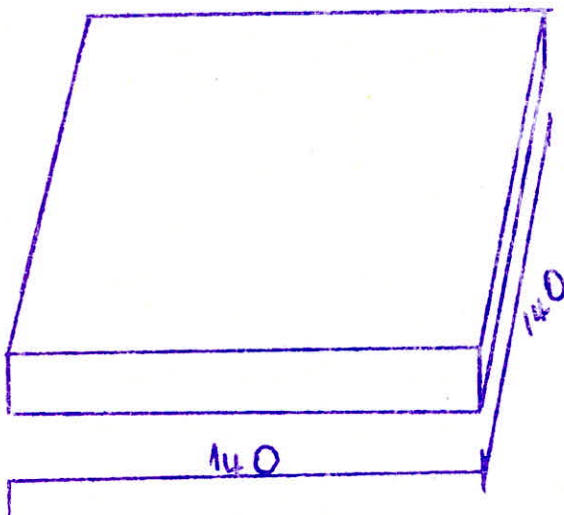
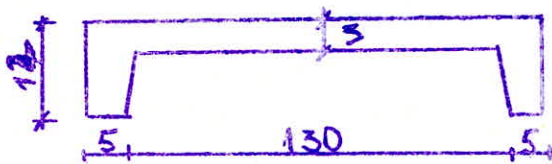
si le fil n'est pas déformable
 $EA = \infty$

$\Rightarrow H = \sqrt{\frac{D}{2\nu}}$

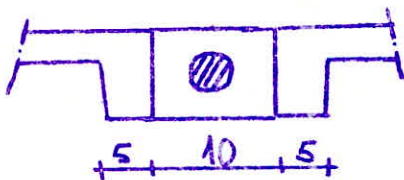
CALCUL DE LA TOITURE SUSPENDUE

La toiture sera composée de cables disposés transversalement et distants de 1,5m les uns des autres. Sur ces cables seront accrochées des plaques préfabriquées en béton armé - Nous choisirons une étanchéité légère en carton bitumé.

Shéma des plaques :



detail cable



il sera posé sur les plaques une étanchéité de feutre bitumeux léger -

determination des charges:

a) poids propres:

dalle 3m:	$0,03 \times 1,4 \times 1,4 \times 2500 =$	147 kg
revue :	$2 \times 0,09 \times 1,4 \times 0,06 \times 2500 =$	37,8 kg
jonction	$0,1 \times 0,12 \times 1,5 \times 2500 =$	42 kg
etanchette	$1,5 \times 1,5 \times 150 =$	337,8 kg
		<hr/>
		302,18 kg

$$q = \frac{302,18}{1,5} = 201,5 \text{ kg/m.}$$

b) surcharges:

- neige: repartition uniforme

$$P_{no} = 35 \text{ kg/m}^2 \rightarrow S = 35 \times 1,5 = 52,5 \text{ kg/m}$$

- exploitation $P = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg/m.}$

c)

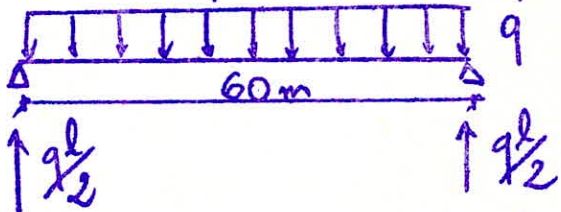
$$q = 404 \text{ kg.}$$

Calcul des coefficients numériques de l'équation du 3^e degré permettant de calculer l'effort sur un cable -

$$H^3 + H^2 \cdot \frac{AE\alpha}{l} - \frac{AE\Delta}{2l} = 0.$$

a) D-

le cable se comporte comme une poutre sur deux appuis



$$M_x = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

$$T_x = -\frac{dM_x}{dx} = -\frac{ql}{2} + qx = Q.$$

$$D = \int_l Q^2 dx = \int_l \left(-\frac{ql}{2} + qx\right)^2 dx = \frac{q^2 l^3}{12}$$

$$D = \frac{q^2 l^3}{12} = \frac{0,404^2 \times 60^3}{12} = \underline{2937,9 \text{ t}^2 \text{ m}^2}.$$

b) ν

$$\nu = l_0 - l = \frac{8l^2}{3l}$$

Nous prévoyons une flèche de 5 m pour les cables.

$$\nu = \frac{8 \times 5^2}{3 \times 60} = \underline{1,11 \text{ m}}.$$

Résolution de l'équation du 3^e degré.

Les cables seront de diamètre $\phi 40$

$$A = 12,56 \text{ cm}^2 \quad E = 2 \times 10^6$$

$$AE = 10^6 \times 2 \times 12,56 \times 10^{-4} = 25120$$

$$H^3 + H^2 \times \frac{AE\nu}{l} - \frac{AED}{2l} = 0$$

$$H^3 + H^2 \times \frac{25120 \times 1,11}{60} - \frac{25120 \times 2937,9}{2 \times 60} = 0$$

$$\underline{H = 35 \text{ t}}.$$

la flèche réelle sera $\delta = \frac{M}{H}$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{404 \times 60^2}{8} = 181800 \text{ kg m}$$

$$\delta = \frac{181800}{35000} = 5,17 \text{ m}.$$

La flèche calculée pour un cable quelconque est de 5,17 m. Imposons au cable n°1 situé au milieu

du garage une flèche de 5,5 m. Pour que l'eau puisse s'écouler, les cables auront une flèche plus grande vers les portes; donnons leur une flèche de 6,5 m. nous donnerons à la fin du chapitre, les longueurs des cables.

Nous n'avons pas tenu compte de l'effort dû au vent dans nos calculs à cause du mode de réalisation de la toiture le vent crée un effet de soulèvement de la toiture la force de soulèvement sera égale à:



P = 0,9877 * 1,5 * 146 = 216,3 kg/m

Réalisation de la toiture :

les cables sont ancrés à leurs extrémités sur poutre reposant sur des poteaux espacés tous les 9 m. Nous posons d'abord les plaques sur les cables puis pour leur imposer la flèche calculée précédemment, nous exerçons sur eux une précontrainte. Cette précontrainte consiste à peser sur les plaques lors du coulage des joints, un poids équivalent aux surcharges de neige et d'exploitation, puis nous déchargeons après séchage. les cables garderont la flèche imposée.

L'effort de soulèvement dû au vent étant inférieur aux charges reçues par la toiture, il n'y aura pas risque de désordre dans la toiture.

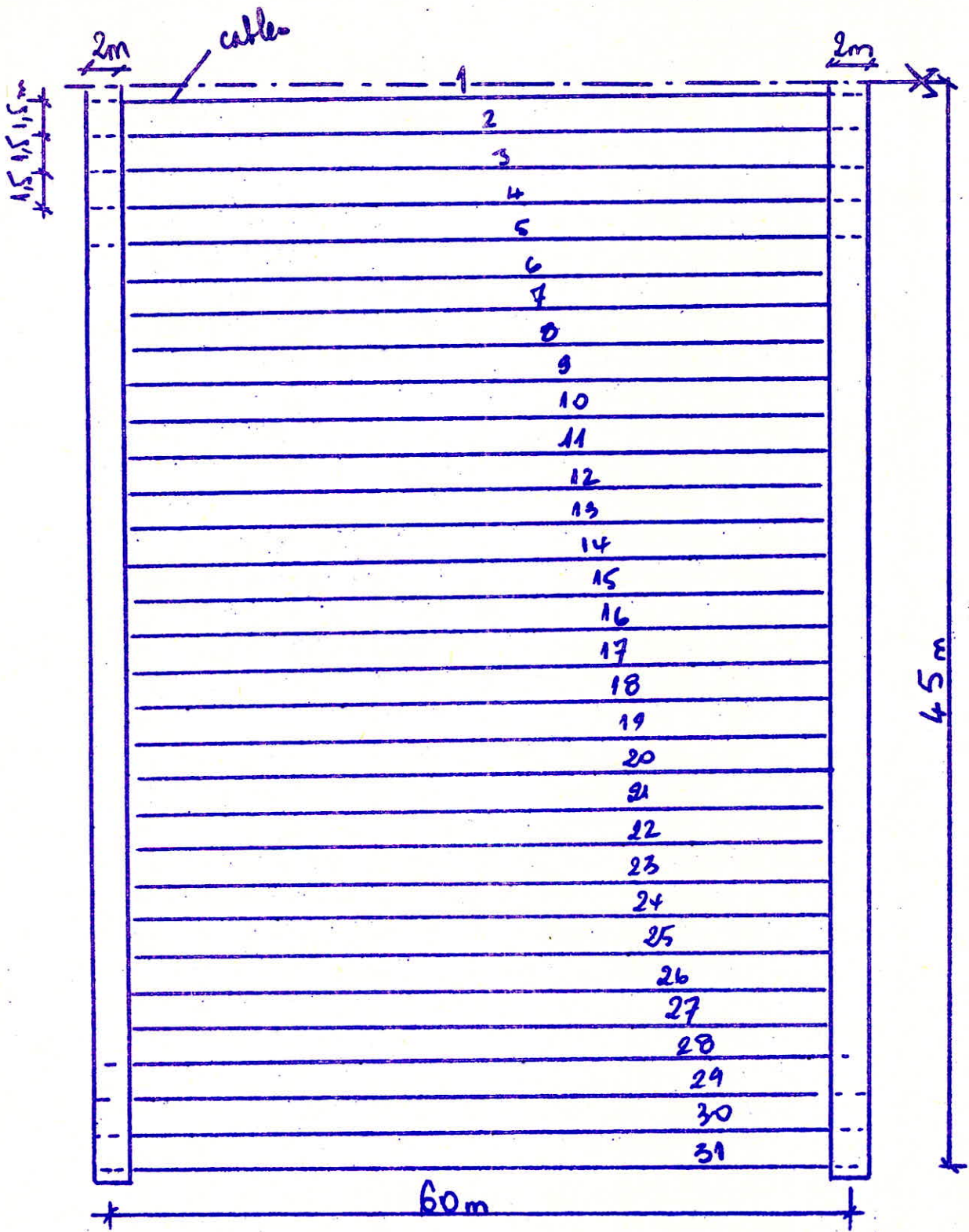
Il faudra vérifier la compression dans les joints lors de la précontrainte et du déchargement.

II-11
queurs des cables

N° de cables	flèche (m)	N (m)	longueur des cables + longueur d'ancrage	N° de cables	flèche (m)	N (m)	longueur des cables + longueur d'ancrage
1	5,5	1,331	65,331	17	6,028	1,599	65,599
2	5,533	1,347	65,347	18	6,061	1,616	65,616
3	5,566	1,363	65,363	19	6,094	1,634	65,634
4	5,599	1,379	65,379	20	6,127	1,652	65,652
5	5,632	1,396	65,396	21	6,16	1,67	65,67
6	5,665	1,412	65,412	22	6,193	1,688	65,688
7	5,698	1,429	65,429	23	6,226	1,706	65,706
8	5,731	1,445	65,445	24	6,259	1,724	65,724
9	5,764	1,462	65,462	25	6,292	1,742	65,742
10	5,797	1,479	65,479	26	6,325	1,76	65,76
11	5,83	1,496	65,496	27	6,358	1,779	65,779
12	5,863	1,512	65,512	28	6,391	1,797	65,797
13	5,896	1,53	65,53	29	6,424	1,816	65,816
14	5,929	1,547	65,547	30	6,457	1,834	65,834
15	5,962	1,564	65,564	31	6,49	1,853	65,853
16	5,995	1,581	65,581				

la largeur des poutres d'ancrage étant de deux mètres, nous avons ajouté à la longueur des cables entre ruis des poutres une longueur de cables de 4 m -
Représentons un de la disposition des cables -

II-12
Position des cables



II-13 ferrailage des plaques préfabriquées.

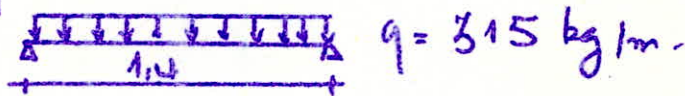
nous devons vérifier la plaque sous deux cas de charge.
le 1° cas a lieu lors de la précontrainte exercée sur la toiture
la plaque travaille alors comme une poutre sur deux appuis
simples.

le 2° cas est la sollicitation de service.

charges:

poide propre:	$0,03 \times 1,4 \times 2500 =$	105 kg/m
étanchéité:	$15 \times 1,4 =$	21 kg/m
neige:	$1,4 \times 35 =$	49 kg/m
exploitation:	$1,4 \times 100 =$	140 kg/m
	$q =$	<u>315 kg/m</u>

1° la plaque travaille sur deux appuis.



$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{315 \times 1,4^2}{8} = 77,18 \text{ kgm}$$

$$h_e = 3 \text{ cm} \quad h = 2 \text{ cm}$$

Pour calculer la plaque en flexion simple, nous utilisons
des abaques =

$$bh/100 = \frac{100}{100} \times 2 = 2 \quad bh^2/100 = 4$$

le ferrailage sera constitué par des treillis soudés
 $\phi \leq 5 \text{ m}$ $\bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \frac{boh^2}{100}} = \frac{7718}{3533 \cdot 4} = 8,192$$

$$\mu_a = 8,192 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a_n = 9 \\ \eta = 0,527 \\ \mu'_{b/l} = 28,5 \end{array} \right.$$

$$a_n = 9 \rightarrow A = \frac{a_n}{15} \cdot \frac{b \cdot h}{100} = \frac{9}{15} \cdot 2 = 1,2 \text{ cm}^2$$

nous placerons un treillis $\phi = 4$ espacement de barres dans les 2 sens $e = 100 \text{ mm}$.

$$A = 1,257 \text{ cm}^2$$

verification: $\sigma_b = \eta \frac{\sigma_a}{n} = 0,527 \cdot \frac{3533}{15} = 124 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

en flexion simple $\sigma_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

verification de la fissuration.

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \bar{\sigma}_s}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 7,6}{4}} = 4000$$

$$\sigma_2 > \bar{\sigma}_a$$

il n'y a pas risque de fissuration.

verification à l'effort tranchant:

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{315 \cdot 1,4}{2} = 220,5 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{220,5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 2} = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 7,6 = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

il n'est pas nécessaire de placer des armatures transversales.

2° cas de charge: Après déchargement des câbles les plaques travailleront sur appuis continus.

Calculons les moments de service.

selon l'annexe A-21 de CCBA 6B.

$$\beta = \frac{1,4}{1,4} = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0423$$

$$M = \mu_x q l_x^2 = 0,0423 \cdot 315 \cdot 1,4^2 = 26,11 \text{ kg/m}$$

la plaque est calculée pour reprendre des moments plus grands.

Ancrage des plaques sur les câbles -



nous calculons la barre d'ancrage sous l'effort tranchant de service -

$$q = 404 \text{ kg} \quad T = \frac{qL}{2} = 303 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{\sigma} = A = \pi R^2 \quad A = \frac{303}{1600} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 0,245 \text{ cm}$$

nous placerons une barre de diamètre $\phi 10$ dans chaque nervure -

Calculons la longueur d'ancrage :

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \tau_d} = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \times 1,25 \bar{\sigma}_b} = \frac{1 \times 1600}{4 \times 9,5} = 42,1 \text{ cm}$$

la longueur totale de la barre sera de 60cm pour permettre un bon ancrage.

Vérification des nervures à la compression :

$$\text{poids propre plaque} = 201,5 \text{ kg}$$

$$\text{surcharges} = 202,5 \text{ kg}$$

$$q_1 = 201,5 \text{ kg} \rightarrow D_1 = q^2 l^3 / 12 = 73 \cdot 10^6 \text{ kg}^2 \text{ m}^3 \rightarrow H = 18 \text{ t}$$

$$q_2 = 201,5 + 202,5 \rightarrow H = 35 \text{ t}$$

$$N = 35 - 18 = 17 \text{ t}$$

$$\text{section de la nervure} : 22 \times 12 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{17000}{22 \times 12} = 64,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \sigma'_{b0} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

II-17 POUTRE D'ANCRAGE DES CABLES

1) Description:

cette poutre sert à maintenir les câbles des deux côtés de l'ouvrage. Elle repose sur des poteaux tous les neuf mètres. les câbles la traversent tous les 1,5 m; il y aura entre chaque poteau, 6 points d'attache sur la poutre.

les deux poutres seront coulées sur place. Elles seront donc ancrées solidement sur les poteaux.

Pour que les câbles ne subissent pas un décrochement brusque à leur sortie de la poutre, qui peut être dangereux pour la bonne tenue de la tortue, la poutre sera inclinée sur ses appuis d'un angle de 10° . Il sera nécessaire de prévoir lors du coulage de la poutre, des fourreaux en plastique qui serviront au passage des câbles.

les dimensions de la poutre sont les suivantes:

hauteur : 60 cm -

largeur : 200 cm

nécessité d'ancrer profondément les câbles à l'intérieur de la poutre

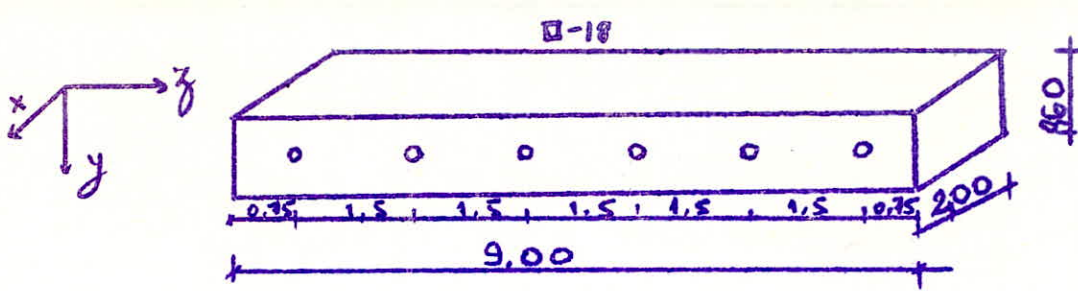
longueur totale: 90 m.

2) Calcul de la poutre:

méthode: nous considérerons isolément pour les calculer des poutres de longueur 9m, toutes les travées étant égales. Par mesure de sécurité, nous emploierons en travée un moment $M_0 = \frac{q\ell^2}{8}$ et en appui un

moment de $0,5M_0$ pour tenir compte de la continuité

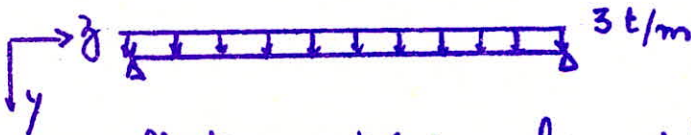
Cette poutre sera calculée dans deux directions perpendiculaires (axes principaux)



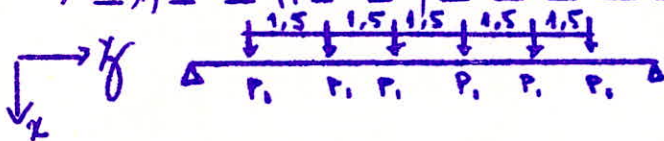
détermination des charges :

a) pois poids :

$$p = 2,00 \times 0,6 \times 2500 = 3000 \text{ kg/m} -$$



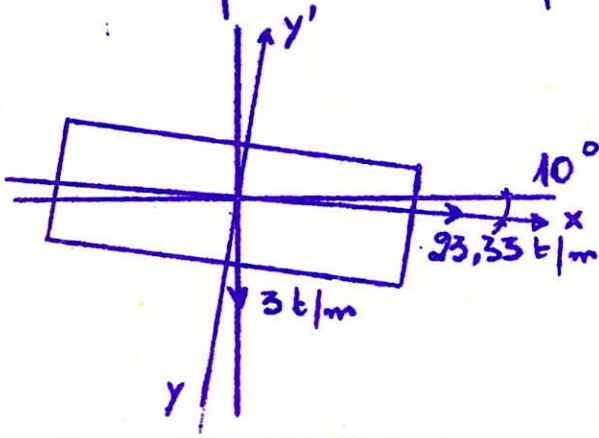
b) efforts apportés par les câbles :



$$P_1 = H = 35 \text{ t}$$

$$\text{charge par m/l} = q = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ t/m} -$$

c) disposition de la poutre :



faisons la projection sur les axes principaux :

$$q_y = 3 \text{ t/m} \times \cos 10 = 2,955 \text{ t/m} \approx 3, \text{ t/m}$$

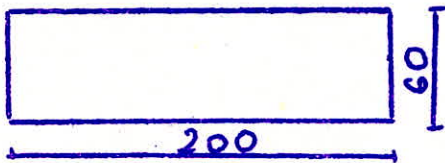
$$q_x = 23,33 \text{ t/m} + 3 \text{ t/m} \times \sin 10 = 23,854 \text{ t/m} -$$

II-19
 nous calculerons la section dans deux sens et nous l'armerons en conséquence.

① la poutre travaille sous son poids propre -

$$q_x = 3000 \text{ kg/m}$$

$$M_{0x} = q \frac{l^2}{8} = 3000 \cdot \frac{9^2}{8} = 30375 \text{ kgm}$$



$$h_t = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

$$b_0 = 200 \text{ cm}$$

$$\frac{bh}{100} = 110$$

$$\frac{bh^2}{100} = 6050$$

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{bh^2}{100} \cdot \frac{\sigma_a}{n}} = \frac{3037500}{6050 \times 177} = 2,84$$

$$\begin{cases} a_n = 3,05 \\ \eta = 0,278 \\ \mu_{\text{sup}} = 19,5 \end{cases}$$

Section d'acier A:

$$A = \frac{a_n}{n} \times \frac{bh}{100}$$

$$A_x = \frac{3,05}{15} \times 110 = 22,36 \text{ cm}^2$$

nous placerons 9 T $\phi 20$ $A = 28,27 \text{ cm}^2$.

Vérification:

$$a_n = \frac{28,27 \times 15}{110} = 3,855$$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_a = 3,651 \\ \eta = 0,32 \\ \mu_{\text{sup}} = 21,4 \\ a_s = 0,243 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_a}{n} = \frac{3037500}{6050 \times 3,651} = 137,5 \rightarrow \sigma_a = 2063 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \eta \frac{\sigma_a}{n} = 0,32 \times 137,5 = 44 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$M'_{Lp} = \mu'_{Lp} \cdot \frac{bh^2}{100} \times 90,9 = 17768823 \text{ kg cm} > M_{0x}$$

fissuration :

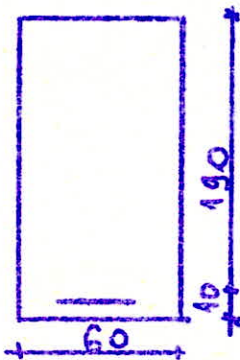
$$\tilde{\omega}_f = \frac{28,27}{200 \times 10} = 0,014$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1706 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2322 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a < \left\{ \begin{array}{l} \sigma_g \\ \sigma_a \end{array} \right. \text{ pas de risque de fissuration}$$

la section est bien dimensionnée -

2) la poutre travaille sous les cables dans le plan xOz
 $M_{0y} = 23,33 \times 10^3 \times \frac{9^2}{8} = 241522 \times 10^2 \text{ kg m}$



$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h_t = 200 \text{ cm} \rightarrow h = 190 \text{ cm}$$

$$\frac{bh}{100} = \frac{60 \times 190}{100} = 114$$

$$\frac{bh^2}{100} = 21660$$

$$\mu_a = \frac{241,522 \times 10^5}{21660 \times \frac{2667}{15}} = 6,271$$

$$a_n = 7,2 \rightarrow A = \frac{7,2}{15} \times 114 = 54,72 \text{ cm}^2$$

nous prendrons BT $\phi 32 = 64,32 \text{ cm}^2$ -

nous les disposerons en deux files de 4 barres -

Vérification :

$h = 188 \text{ cm}$

$$a_n = \frac{64,32 \times 15}{60 \times 188 / 100} = 8,553$$

$$\mu_a = 7,52 \quad \Rightarrow \quad \sigma_a = 2271 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0,505 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 0,505 \times \frac{2271}{15} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

fissuration :

$$\bar{w}_f = \frac{64,32}{23,4 \times 60} = 0,0458$$

$$\sigma_1 = 2356 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a < (\sigma_1, \bar{\sigma}_a) \end{array} \right.$$

la section est convenablement dimensionnée.

3) Calcul des aciers aux appuis -

a) dans le plan πO_x
$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 241,522 \times 10^3 = 120,76 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$\mu_a = \frac{120,76 \times 10^5}{\frac{60 \times 188^2}{100} \times \frac{2667}{15}} = 3,135$$

$$a_n = 3,4 \quad A = 25,84 \text{ cm}^2$$

4 T $\phi 32$ seront placés en chapeau au dessus de l'appui.

b) pour le prisme poise -

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 30,375 = 15,19 \text{ tm}$$

$$\mu_a = 1,345 \quad a_n = 1,422 \rightarrow A = 10,43 \text{ cm}^2$$

en chapeau nous placerons 9 T $\phi 20$ pour ne pas risquer la fissuration à cause de l'écartement entre les barres.

La poutre travaille à la flexion dans deux directions. La contrainte résultante dans le béton sera prise égale à la somme des contraintes dans les 2 plans. Cette résultante doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 2 \times 90 = 180 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_1} = 49,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 74,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_1} + \bar{\sigma}'_{b_2} = 124,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les aciers quant à eux travaillent simultanément dans les deux flexs. Au point d'intersection des deux lits d'armatures, nous accumulerons les aciers.

Verification de l'effort tranchant.

$$\bar{\sigma}'_b = 124,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{124,1}{90}\right) 7,5 = 23,41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$a) T_x = \frac{q_x \cdot l}{2} = 3000 \cdot \frac{9}{8} = 13500 \text{ kg}$$

$$\tau_{b_x} = \frac{T}{b_0 z} = \frac{13500}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 1,40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b) T_y = q_y \frac{l}{2} = 23,854 \cdot \frac{9}{2} = 107347,5 \text{ kg}$$

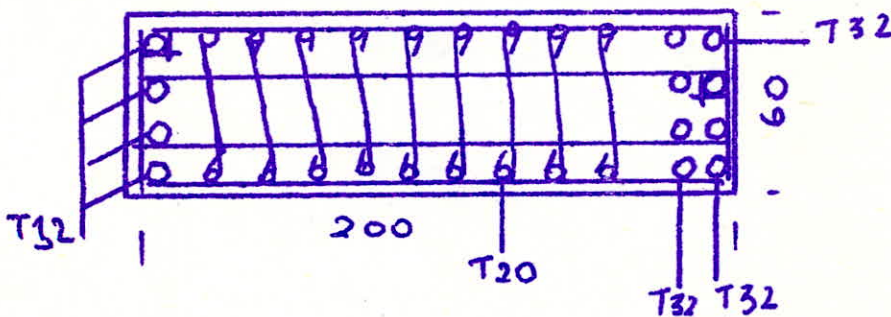
au 1^o affut, nous majorons l'effort tranchant de 10%

$$T = 1,1 \cdot 107347,5 = 118082 \text{ kg} -$$

$$\tau_{by} = \frac{118082}{60 \times \frac{7}{8} \times 188} = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = \tau_{bx} + \tau_{by} = 1,4 + 12 = 13,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Section définitive



Calcul des aciers transversaux.

les cadres fixant les T32 seront des T12
 les épingles liant les T20 seront des T8.

1) Espacement des cadres -

$$T = 118082 \text{ Bg}$$

section d'armatures transversales: $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\bar{\tau}_{at} = \max \left| \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\tau}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ (1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b}) = 3231 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{118082}{\frac{7}{8} \cdot 188 \cdot 3231} = 0,222$$

$$t = 20,35 \text{ cm} -$$

$$\bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} t_1 = 188 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 12}{7,6} \right) = 99 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 \cdot 188 = 37,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

au niveau de l'appui, espacement de 10 cm, puis 20 cm le long de la travée.

2) Espacement des épingles ¹¹⁻²⁴.

elles maintiennent les armatures longitudinales T20 représentant le moment dû au poids propre.

$$9T20 = 28,27 \text{ cm}^2$$

$$9T8 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$T = 13500 \text{ Kg} \quad \tau_L = 1,4 \text{ kg/cm}^2 -$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 4114 \text{ Kg/cm}^2 -$$

$$\frac{A_t}{t} = 0,068 \quad \rightarrow \quad t = 59 \text{ cm} -$$

$$\bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} 55 \left(1 - 0,3 \times \frac{1,4}{7,6} \right) = 51,96 \text{ cm} \\ 0,2 \times 55 = 11 \text{ cm} - \end{array} \right.$$

nous prendrons le même espacement pour les cadres et les épingles pour avoir une meilleure résistance du béton à l'effort tranchant et pour faciliter la mise en place du ferrailage.

Entraînement des armatures

$$\tau_{de} = \frac{T}{\sum n P_u} < \bar{\tau}_{de} = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b -$$

$$\bar{\tau}_{de} = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,5 = 22,5 \text{ bars} -$$

a) entraînement des T32.

$$\tau_{de} = \frac{118082}{80,42 \times \frac{7}{8} \times 188} = 8,93 \text{ Kg/cm}^2 -$$

$$\tau_{de} < \bar{\tau}_{de} -$$

b) entraînement des T20

$$\tau_{de} = \frac{13500}{56,55 \times \frac{7}{8} \times 55} = 4,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{de}$$

Traction des armatures inférieures sur appui - $\mu = 0,25$

1) traction des T32

2° appui: $F_i = T + \frac{M}{z} = 118000 - \frac{120,46 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 188}$

$F_i = 44589 \text{ kg}$

$A = \frac{F_i}{\sigma_a} = 16,4 \text{ cm}^2$

nous laissons filer les 8 T32 sur l'appui.

1° appui: $T = 118000 \text{ kg}$

$A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{118000}{2667} = 44,25 \text{ cm}^2$

nous laissons filer les 8 T32 sur l'appui.

2) traction des T20

1° appui: $T = 13500 \text{ kg}$

$A = \frac{T}{\sigma_a} \approx 5 \text{ cm}^2$

nous avons laisser filer les T20

autres appuis: le moment négatif soulage la traction des aciers inférieurs -

Largeur d'appui -

$c > \frac{2T}{b \cdot z}$

a) $T = 118000 \text{ kg} \rightarrow c = \frac{2 \times 118000}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 188} = 23,9 \text{ cm}$

b) $T = 13500 \text{ kg} \rightarrow c = \frac{2 \times 13500}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 2,8 \text{ cm}$

les dimensions données à l'appui sont suffisantes -

Verification de la fleche II-26

calculons la fleche produite par le poids propre de la poutre.

$$p = 29,55 \text{ kg/cm}$$

$$A = 9T \phi 20 = 28,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow a_n = 3,853 \Rightarrow \text{sur les abaques } \alpha_1 = 0,243$$

hauteur de la fibre neutre: $y_1 = \alpha R = 0,243 \cdot 55 = 13,365 \text{ cm}$

moment d'inertie de la section:

$$I_t = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A (h - y_1)^2$$

$$I_t = 200 \cdot \frac{13,365^3}{3} + 15 \cdot 28,26 (55 - 13,365)^2$$

$$I_t = 893927,6 \text{ cm}^4$$

la fleche sera: $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I}$

E : module de déformation sous charge de longue durée $E = 133000 \text{ bars}$ (betra à 400)

l : longueur entre nus d'appuis = 820 cm

$$q = 29,55 \text{ kg/cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{29,55 \cdot 820^4}{133000 \cdot 1,02 \cdot 893927,6} \approx 1,4 \text{ cm}$$

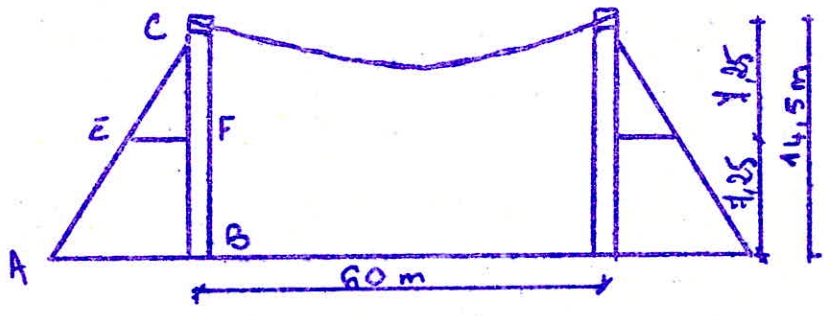
On peut admettre que cette fleche pour un ouvrage de cette importance est admissible.

Réalisation de la poutre: la poutre sera préfabriquée par éléments de 8,20 m. Nous prévoyons de laisser un tube en plastique pour pouvoir placer les cables. De plus pour pouvoir les serrer il est nécessaire de laisser à l'emplacement des boulons un vide de $20 \times 20 \text{ cm}^2$. Ce vide sera rempli avec du mortier après serrage des cables. La poutre sera alors posée sur les poteaux. Le joint sera alors coulé.

CALCUL
DES
ELEMENTS PORTEURS

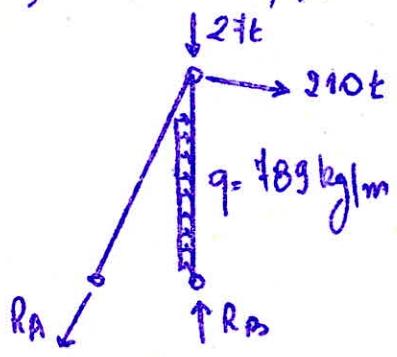
CALCUL DES ELEMENTS PORTEURS.

Les cables sont fixés à la poutre qui repose sur les poteaux des deux côtés de la construction. Pour éviter le basculement des poteaux sous le poids de la toiture, nous prévoyons des tirants qui assureront la stabilité verticale de l'ouvrage.



1) Prédimensionnement des éléments :

ce prédimensionnement sera fait en considérant le système triangulé comme articulé, et en prenant en considération les raisons constructives. Le poteau BC sera en béton armé et le tirant AC, un profilé métallique Type HEA.



- poids poutre 27t
- traction cables 210t
- vent 789 kg/m.

$R_B = 431,6t$
 $R_A = 425,06t.$

tirant AC: $\frac{N}{\sigma} = A = \frac{425060}{2400} = 177 \text{ cm}^2$

dans la liste des profils, nous choisissons un HEA 700 par précaution pour tenir compte d'un éventuel moment.

HEA 700 : $A = 260,5 \text{ cm}^2$
 $I = 215300 \text{ cm}^4$

R-28

poteau BC. $R_B = 431,6 \text{ t}$
 Section $A = \frac{R_B}{\bar{\sigma}_{bo}} = \frac{431,6 \times 10^3}{68,5} = 6300 \text{ cm}^2 \approx 80 \times 80 \text{ cm}^2$

les dimensions de la poutre impoent au sommet du poteau, une section 80×200 - à la base, une section 80×120 est suffisante.

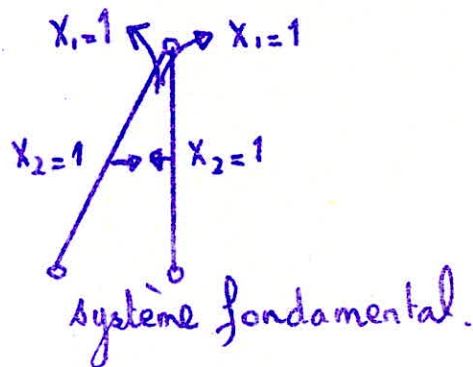
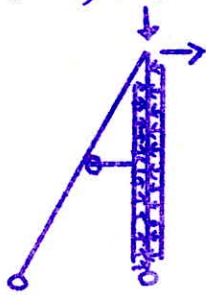
2) Calcul du système triangulé.

a) Pour améliorer la stabilité du système, diminuer les moments éventuels qui apparaissent dans les barres, diminuer la longueur de flambement du poteau BC, nous placerons entre le poteau BC et le tirant, un profilé métallique EF. Cette barre sera de rigidité faible par rapport aux autres éléments AC et BC. Nous la considérerons comme articulée à ses extrémités.

b) La base du poteau sera calculée comme articulée; de même que la base du tirant pour éliminer les moments importants qui naissent quand nous réalisons un encastrement à la base du poteau - dans le cas de l'encastrement à la base, le moment impoent la réalisation d'un mur en béton armé dans le sens transversal.

c) méthode utilisée :

Nous utiliserons la méthode des forces. le nbre d'inconnues a été limité à deux par la réalisation d'articulations.



Nous déterminons les inconnues X_1 et X_2 au moyen des équations canoniques.

$$I \begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = \Delta_{1p} \\ X_1 \delta_{12} + X_2 \delta_{22} = \Delta_{2p} \end{cases}$$

$$\delta_{ij} = \int \frac{M_i m_j}{EI} dz - \int \frac{N_i n_j}{EA} dx$$

determination des constantes E, A, I

acier : $E_2 = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$I_2 = 215300 \text{ cm}^4$

$A_2 = 260,5 \text{ cm}^2$

$E_2 I_2 = 4,52 \times 10^{11} \text{ kg cm}^2$

$E_2 A_2 = 5,47 \cdot 10^8 \text{ kg}$

beton :

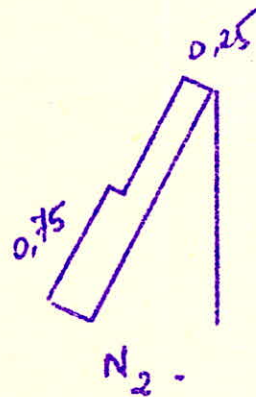
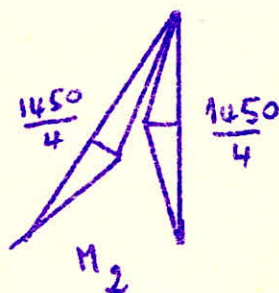
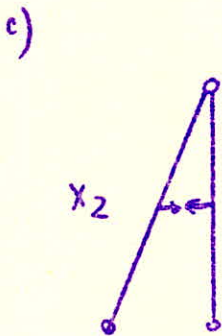
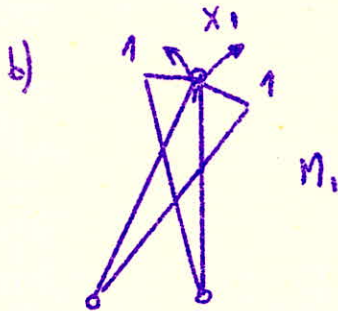
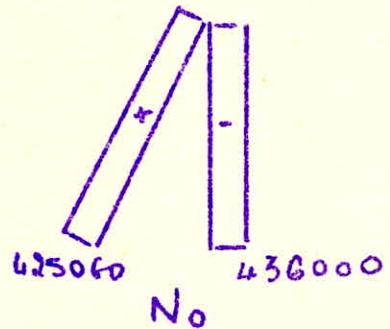
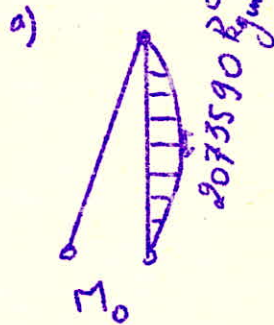
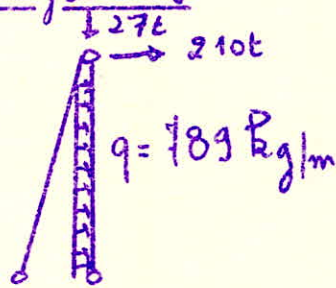
$E_1 = 117300 \text{ kg/cm}^2$

$I_{\text{moyen}} = 27306060,7 \text{ cm}^4$

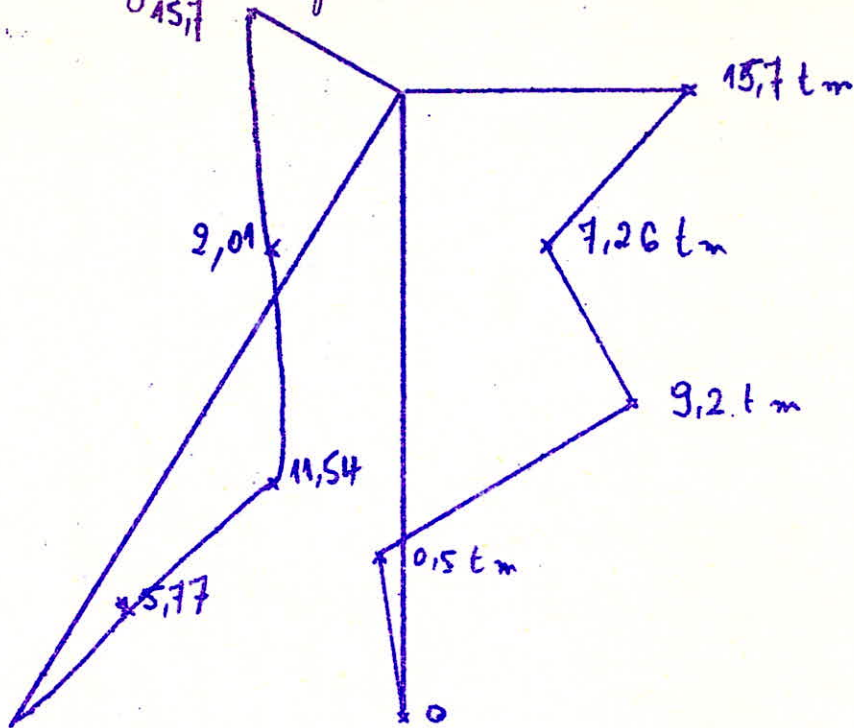
$E_1 I_1 = 3,2 \cdot 10^{12} \text{ kg cm}^2$

Diagrammes

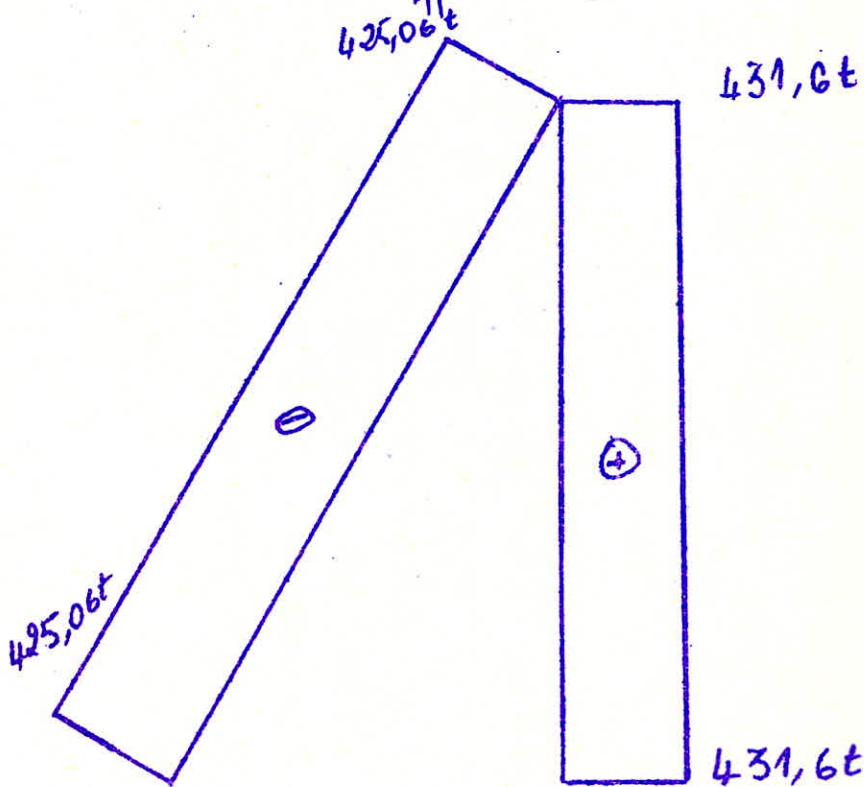
1° cas de charge



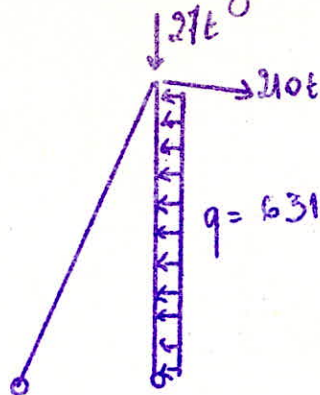
1^{er} cas de charge : diagramme des moments.



efforts normaux.



2° cas de charge : le vent souffle dans l'autre sens. II-38



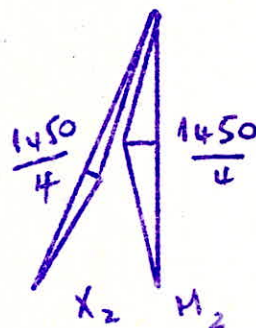
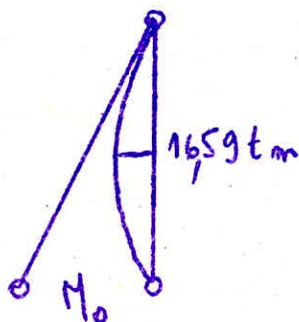
$$q = 631,26 \text{ kg/m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 16590,3 \text{ kgm}$$

$$N = R_A = 422,78 \text{ t}$$

$$N' = R_B = 429,6 \text{ t.}$$

Nous refaisons la même étude que pour le 1° cas. les diagrammes N restent les mêmes



$\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{22}, \delta_{21}$ conservent les mêmes valeurs que pour le 1° cas de charge.

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{E, I_1} \left(\frac{2}{3} \cdot 1450 \cdot 1659030 \cdot \frac{1}{2} \right) = 2,506 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_{2p} = \frac{1}{E, I_1} \left(\frac{2}{3} \frac{1450^2}{4} \cdot 1659030 \right) + \frac{1}{E_2 A_2} \left[-0,75 \cdot 423000 \cdot \frac{1450}{2630} \right] + \frac{1}{E_2 A_2} \left(-0,25 \cdot 423000 \cdot \frac{1450}{2630} \right)$$

$$\Delta_{2p} = -0,4456$$

l'équation I devient :

$$1,39 \cdot 10^9 X_1 + 4,6 \cdot 10^7 X_2 = -2,506 \cdot 10^{-4}$$

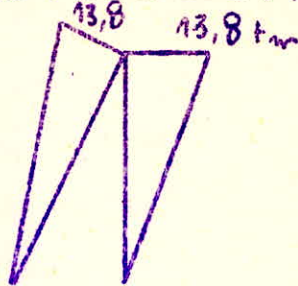
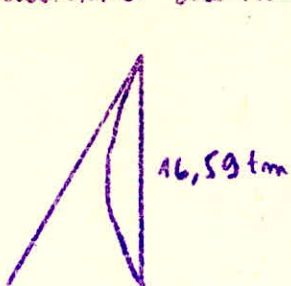
$$3,77 \cdot 10^7 X_1 + 2,74 \cdot 10^4 X_2 = -0,466$$

Solutions :

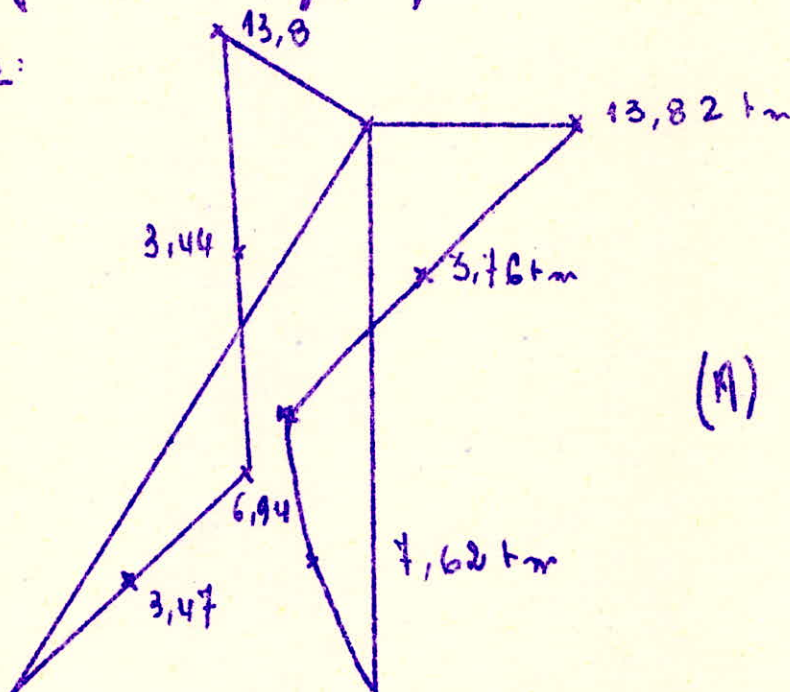
$$X_1 = -1,3821 \cdot 10^6$$

$$X_2 = 3601$$

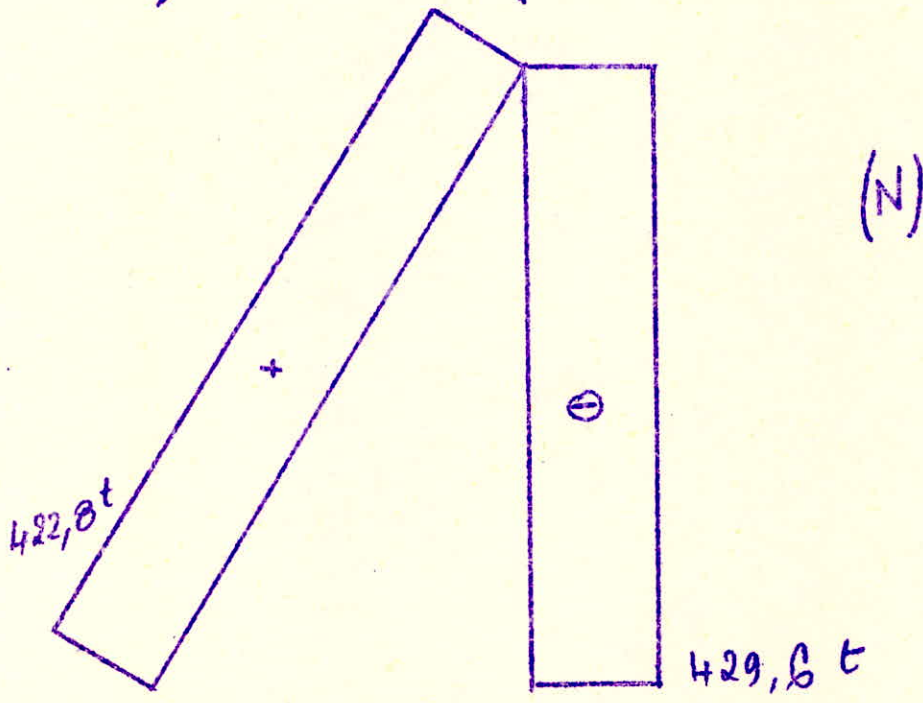
Additionner les diagrammes des moments :



Resultats :



(A)



(N)

II-34
FERRAILLAGE DU POTEAU.

Les diagrammes des moments et les efforts normaux donnent les efforts appliqués sur le poteau - Nous étudierons 3 cas de charge :

- a. le poteau ne subit pas d'efforts latéraux dû au vent.
- b. le vent crée une surpression.
- c. le vent crée une dépression.

le poteau sera calculé dans les sections les plus sollicitées.

$$\text{poids propre poteau} = \frac{1}{2} (1,20 + 2,0) \times 0,8 \times 2500 \times 14,5 = 46400 \text{ kg}$$

1^{er} cas: le vent ne souffle pas.

le poteau est simplement comprimé.

$$N = 431573 \text{ kg} + 46400 \text{ kg} = 477973 \text{ kg}$$

à la base: section $120 \times 80 \text{ cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{N}{B} = \frac{477973}{120 \times 80} = 49,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

le CcBA 68 impose un minimum d'acier :

$$A \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \vartheta_1 \cdot \vartheta_2 \cdot \vartheta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

$\vartheta_1 = 1,4$ poteau de rive -

$$\vartheta_2 = 1 + \frac{\rho_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{7,25}{4 \times 80 - 2 \times 5} = 3,338$$

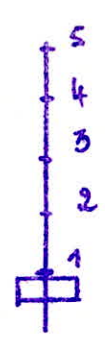
$$\vartheta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{1400} = 1,54$$

$$A \geq \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,338 \cdot 1,54 \cdot \frac{477973}{68,5} = 62,77 \text{ cm}^2$$

$$A = 8T32 = 64,34 \text{ cm}^2.$$

2° cas: le vent crée une dépression $q = 489 \text{ kg/m}^2$.
 le poteau est soumis à de la flexion composée avec compression.

Calculons l'excentricité dans 5 sections du poteaux.



	1	2	3	4	5
M_{tm}	0	0,59	9,20	7,25	15,68
N_t	478	478	478	478	478
e_m	0	0,0012	0,019	0,015	0,033

$h_{tmin} = 120 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h_t}{6} = 0,2 \text{ m}.$

le poteau est entièrement comprimé.

3° cas: le vent crée une dépression $q = 631,26 \text{ kg/m}^2$.
 $N = 430000 + 46400 = 476400 \text{ kg}$.

excentricité:

	1	2	3	4	5
M	0	7,62	22,74	3,76	13,82
N	476,4	476,4	476,4	476,4	476,4
e	0	0,016	0,0478	0,0078	0,029

le poteau est entièrement comprimé.

Nous vérifierons le poteau dans deux cas de charge, sur les sections les plus sollicitées.

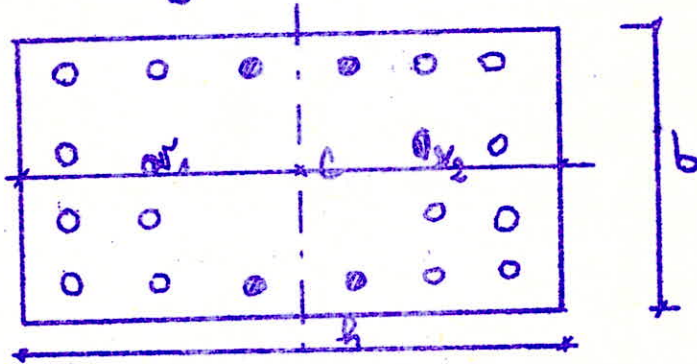
section 5 (2° cas): $\begin{cases} M = 15,68 \text{ tm} \\ N = 478 \text{ t} \end{cases}$

section 3 (3° cas): $\begin{cases} M = 22,74 \text{ tm} \\ N = 476,4 \text{ t} \end{cases}$

Pour calculer les axes, nous utiliserons la méthode de M^{rs} CHARON.
 nous placerons des armatures symétriques - Le section de béton
 étant surabondante, nous vérifierons les contraintes dans
 les sections définies plus haut avec un pourcentage d'acier
 minimal de 0,004 -

$$\frac{A}{2} = 0,004 \times 200 \times 80 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{2} = 8 \text{ T } 32 = 64,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{total}} = 128,68 \text{ cm}^2$$



section de béton homogénéisée :

$$B'_0 = 160 \times 80 + 15 (128,68) = 14730 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{b v_1^3}{3} + \frac{b v_2^3}{3} + 15 \times A (v_1 - d) \times 2$$

$$I = \frac{80 \times 80^3}{3} + \frac{80 \times 80^3}{3} + (15 \times 64,34) (80 - 33,8)^2 \times 2$$

$$I = 31426562,76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B'_0} \pm \frac{M v}{I}$$

section 5: $M = 13,68 \text{ tm}$
 $N = 478000 \text{ kg}$

$$\sigma'_1 = 32,45 + 3,48 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 32,45 - 3,48 = 29 \text{ kg/cm}^2$$

section 3:

$$M = 22,73 \text{ tm}$$

$$N = 476,4 \text{ t.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{476,4}{14730,2} \pm \frac{22,73 \cdot 10^5}{314 \cdot 26562,76} \cdot 80$$

$$\sigma_1 = 32,34 + 5,78 = 38,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 32,34 - 5,78 = 26,56 \text{ kg/cm}^2$$

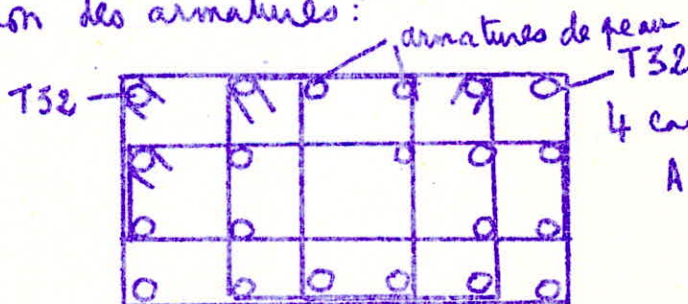
Les contraintes dans le béton sont inférieures à la contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_b$ car les dimensions du poteau ont été imposées par la dimension du poteau AC (triang.) et de la poutre d'ancrage des cables.

Armatures transversales:

$$T = \frac{qL}{2} = 789 \cdot \frac{14,5}{2} = 5720,25 \text{ Kg.}$$

à la base: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5720,25}{80 \cdot 56,35} = 1,27 \text{ kg/cm}^2$

disposition des armatures:



4 cadres $\phi 12$.

$$A_t = 6 \phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\tau}_{en}$$

$$\rho_{at} = \left| \frac{2/3}{1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}} \right| = 0,976$$

$$\bar{\tau}_{at} = 0,976 \cdot 2400 = 2342 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \rho_{at} \cdot \bar{\tau}_{at}}{T} = \frac{6,78 \cdot 56,35 \cdot 2342}{5720,25} = 156,42 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left| \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \times 120 = 24 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\tau_a}\right) = 120 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{1,27}{5,9}\right) = 112 \text{ cm} \end{array} \right.$$

la compression simple donne un écartement $t \leq 15 \phi_e$

$$t = 15 \times 3,2 = 48 \text{ cm}$$

nous prendrons un écartement de 30 cm pour les cadres.

longueur de recouvrement des barres $l_r =$

$$l_r = \max \left| \begin{array}{l} l_r = 0,6 l_d \\ l_r = 20 \phi = 20 \times 3,2 = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \times \frac{\tau_a}{\tau_d} = 41 \phi$$

$$l_r = 0,6 \times 41 \times 3,2 = 78,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_r = 80 \text{ cm}$$

nombre de courbes v :

$$v > \frac{0,4 \cdot \phi_l^2 \cdot \sigma_{ent}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{ent}} = \frac{0,4 \times 3,2^2 \times 4000}{1,2^2 \times 2400}$$

$$v = 5$$

l'espacement des cadres sera de 20 cm sur la longueur de recouvrement.

Dispositions constructives: la poutre d'ancrage des cables étant prefabriquée, puis posée sur les poteaux, nous devons assurer la liaison entre la poutre et le poteau - les aciers longitudinaux du poteau seront sortis de la tête du poteau. Ils formeront un quadrillage avec les aciers de la poutre qui filent au dessus du poteau - le vide entre deux poutres de 8,20 m de long sera coulé alors après la pose des poutres.

Rotule du poteau en béton armé :

Une rotule sera réalisée à la base des poteaux. La base du poteau aura une forme semi-cylindrique. Un renforcement du ferrailage à la base sera assuré par la mise en place de treillis soudés de section $\phi 10$. Nous placerons au moins 7 lito espacés de 5 cm. Ce frettage est une précaution car la contrainte sur le béton à la base du poteau est faible - $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$. La même précaution sera prise pour le sommet de la fondation qui aura la même forme que la base du poteau mais inversée vers le bas pour que le poteau épouse parfaitement la forme du sommet de la fondation. Une barre de diamètre $\phi 50$ sera placée dans la fondation et servira de liaison entre la fondation et le poteau - cette barre doit résister aux efforts horizontaux provoqués par le vent.

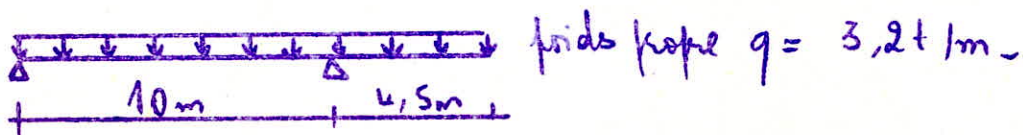
$$T = q \frac{l}{2} = 789 \times 14,5 \times \frac{1}{2} = 5720 \text{ kg}.$$

$$A = T / 1600 = 3,58 \text{ cm}^2.$$

$$\text{section de la barre: } \pi \phi^2 / 4 = 19,63 \text{ cm}^2.$$

Le poteau sera coulé couché sur le sol fixé sur le côté de 80 cm de large, pour permettre la mise en place du béton autour du tirant encastré dans le poteau, puis levé et fixé sur la barre. Un vide sera percé pour que la barre glisse à l'intérieur du poteau - le diamètre du vide sera de 55 mm environ.

Verification des aciers lors du soulèvement du poteau - Il y aura deux points d'appui =



II-40

le moment maximum produit dans le poteau lors du levage est de $33,4 \text{ t}\cdot\text{m}$.

Calculons les aciers nécessaires pour reprendre ce moment :

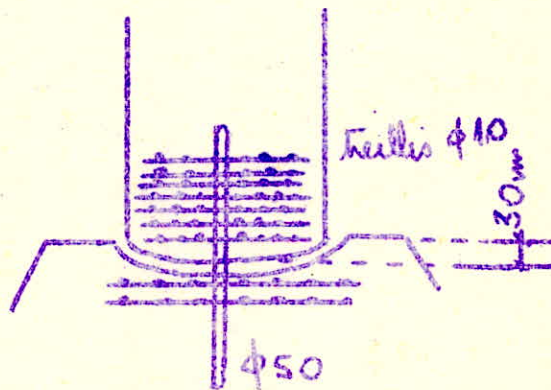
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{33,4 \times 10^5}{2667 \cdot \frac{7}{8} \cdot 115} = 12,45 \text{ cm}^2$$

on y est prévu $4 \text{ T } 32 = 32,16 \text{ cm}^2$.

Les aciers placés sont donc suffisants.

Une autre précaution est prise avant de poser le poteau sur la fondation : Entre le poteau et la fondation sera disposée une couche de mortier d'environ 1 cm d'épaisseur et la partie supérieure et la partie inférieure respectivement de la fondation et du poteau seront dosées à 600 kg/m^3 dans les zones de frottement.

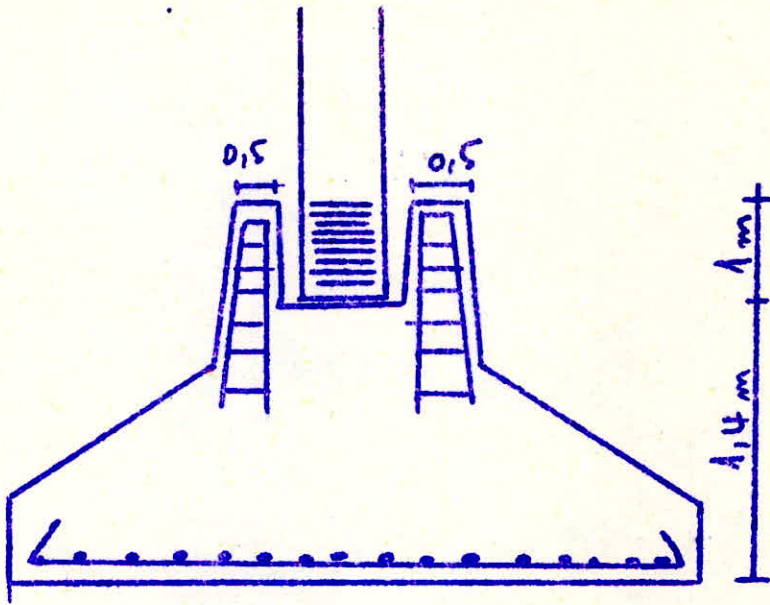
Schéma de la rotule :



2^o solution :

Une solution nécessitant une réalisation plus simple sera réalisée. Nous percevons dans la semelle une cavité de 1 m de profondeur, de largeur $1,30$ à la base et $1,35 \text{ m}$ au sommet, dans laquelle vient se placer le poteau. Entre le poteau et les parois de la cavité, nous coulons un mortier. Pour éviter de réaliser un encastrement qui a lieu lorsque le poteau est enfoncé dans une cavité

II-92
Schéma de l'articulation :



Détermination du tirant AC: ^{EF-43}

1^o cas de charge: $N_{max} = 425,06 \text{ t}$
 $M_{max} = 15,68 \text{ tm}$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \sigma_e$$

HEA 400 $W = 6240 \text{ cm}^3$ $A = 260,5 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{425060}{260,5} + \frac{15,68 \cdot 10^5}{6240} = 1883 \text{ kg/cm}^2$$

le profilé est surdimensionné.

HEA 600 $W = 4790 \text{ cm}^3$ $A = 226,5 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{425060}{226,5} + \frac{15,68 \cdot 10^5}{4790} = 2207 \text{ kg/cm}^2 < 2400$$

Par sécurité, conservons un HEA 600 -
vérification pour le 2^o cas de charge.

$$M_{max} = 13,821 \text{ tm} \quad N_{max} = 422,8 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{422,8 \cdot 10^3}{226,5} + \frac{13,821 \cdot 10^5}{4790} = 2088 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Le profilé sera fixé solidement au sommet du poteau
et nous réaliserons une rotule au niveau du sol.

Détermination du profilé EI.

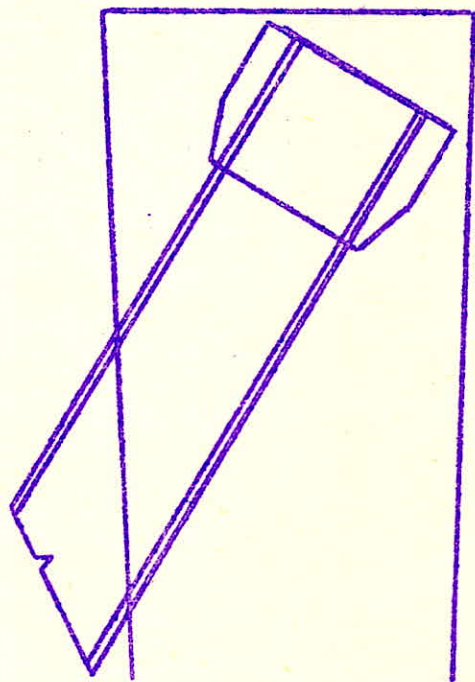
La force de compression agissant sur le profilé est faible
Elle varie de 360 kg à 534 kg. Nous serons limité dans
ses dimensions par la largeur du tirant.

Nous choisirons un IPE 300

$$h = 300 \text{ mm} \quad b = 150 \text{ mm}$$

liaison du tirant et du poteau :

le HEA sera ancré dans le béton du poteau. Une platine sera soudée à une extrémité et elle répartira les efforts dans le béton. la contrainte exercée par la platine devra être inférieure à la contrainte de compression admise pour le poteau.



dimensions de la plaque :

$$A = \frac{N}{\sigma_{b0}} = \frac{425000}{68,5} = 6204 \text{ cm}^2$$

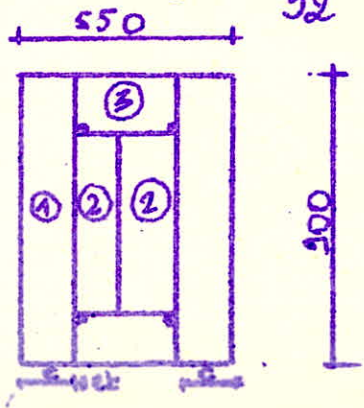
$$A = 90 \times 70 = 6300 \text{ cm}^2$$

les dimensions sont trop importantes

perçons un béton duré à 400 kg/m³ strictement contrôlé

$$\sigma_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{425000}{92} = 4620 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 90 \times 55 = 4950 \text{ cm}^2$$



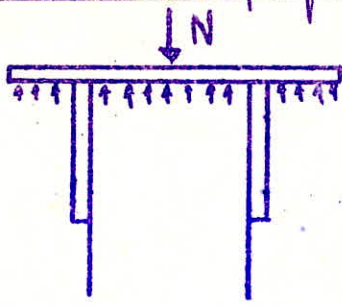
$$B_p = 900 \text{ mm}$$

$$A_p = 550 \text{ mm}$$

$$e_t = 14 \text{ mm}$$

$$c = 111 \text{ mm}$$

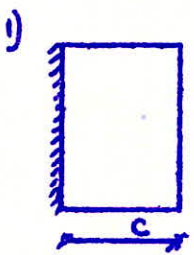
épaisseur de la plaque d'assise e_p :



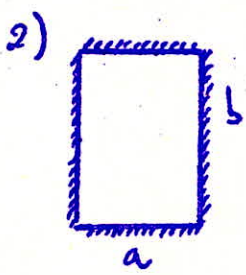
$$\sigma_m = \frac{N}{B \cdot A_p} = \frac{495000}{55 \cdot 90} = 85,9 \text{ kg/cm}^2$$

la plaque d'assise travaille à la flexion due à la pression σ_m .

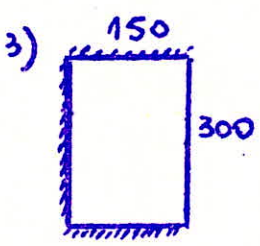
Nous décomposons la plaque en plaques élémentaires 1, 2, 3 et nous calculons le moment



$$M_1 = \sigma_m \cdot \frac{c^2}{2} \cdot 1 \text{ daNcm} = 85,9 \cdot \frac{11,1^2}{2} \cdot 1 = \underline{\underline{5289 \text{ daNcm}}}$$



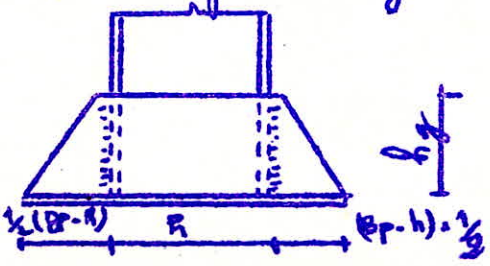
$$a = \frac{300 - 13}{2} = 143,5 \text{ mm} \quad b = 550 \text{ mm}$$
$$\frac{b}{a} = 3,8 \Rightarrow M_2 = \sigma_m \cdot \frac{a^2}{8} = \underline{\underline{2210 \text{ daNcm}}}$$



$$\frac{150}{300} = 0,5 \Rightarrow \beta = 0,060$$
$$M_3 = \beta \sigma_m a^2 \cdot 1 \text{ daNcm} = \underline{\underline{4636,36 \text{ daNcm}}}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6M_{max}}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_1}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5289}{2400}} = 3,63 \text{ cm}$$

$e_p = 40 \text{ mm}$
Calcul du goussier hg:



$$R = 600 \text{ mm}$$
$$\frac{B_p - h}{2} = 150 \text{ mm}$$

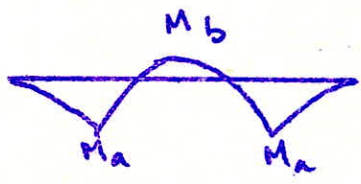
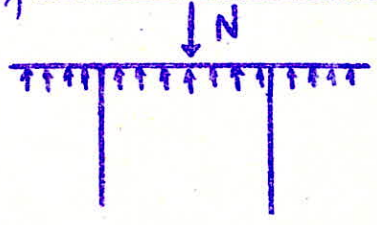
l'épaisseur du gousset est de 14 mm (mesures constructives).
 la hauteur du gousset se détermine grâce à la condition de fixation contre le poteau.

$$h_t = \frac{N}{0,75 n \alpha a \sigma_e}$$

$n = 4$ cordons de soudure fixant le gousset contre le HEA
 $\alpha a = 13,6 \text{ mm}$

$h_t = 43,4 \text{ cm} \Rightarrow \underline{h_t = 45 \text{ cm}}$

Verification de la resistance du gousset :



$$q = \sigma_m \cdot \frac{A_p}{2} = 9361,11 \text{ daN/cm}$$

$$M_a = \frac{q}{2} \left(\frac{B_p - h}{2} \right)^2$$

$$M_b = \frac{q}{2} \left(\frac{h}{2} + \frac{B_p - h}{2} \right) \left(\frac{h}{2} - \frac{B_p - h}{2} \right)$$

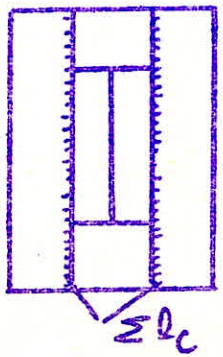
$M_a = 265624,87 \text{ daNcm}$

$M_b = 796874,63 \text{ daNcm}$

$M_{max} = M_b$

$$\tau = \frac{6 M_{max}}{e_t h_t^2} = 1686,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Cordons de soudure fixant le gousset sur la plaque d'assise



$$\Sigma l_c = 2(B_p - 2a) \quad a = 16 \text{ mm}$$

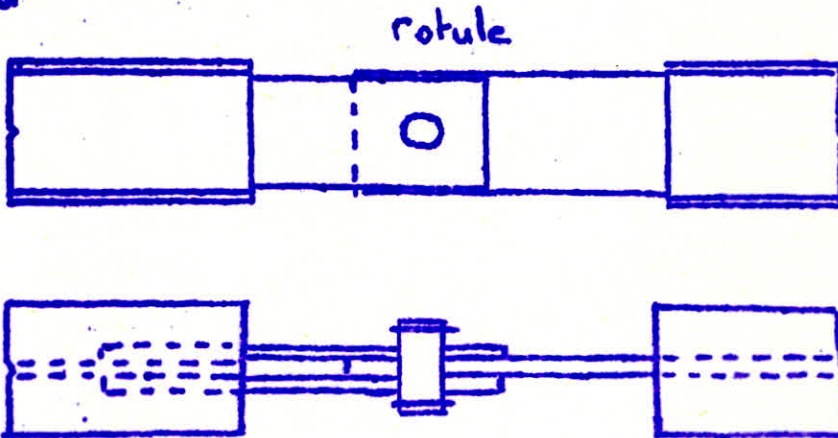
$$\frac{N}{0,75 \Sigma l_c \alpha a} = \frac{425 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 173,6 \cdot 1,36} = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

la longueur des cordons est suffisante.

#-47

la longueur du tirant est de 16,74 m du poteau en béton armé jusqu'au niveau du sol. la longueur d'un profilé métallique disponible sur le marché est de 12 m. Une partie du tirant sera placée lors du coulage du poteau en béton armé. Le deuxième tronçon sera soudé ensuite au tronçon émergent du poteau.

De plus, pour être en accord avec le schéma de calcul choisi, nous devons réaliser une rotule au niveau du sol. type de la rotule choisi :



diamètre de la rotule :

$$\frac{1,25 N}{\sigma_e} = A = \frac{1,25 \cdot 425000}{2400} = 221,35 \text{ cm}^2$$

soit $r = 8,33 \text{ cm}$ —> diamètre de la rotule $D = 18 \text{ cm}$

épaisseur des plaques au niveau de la rotule :

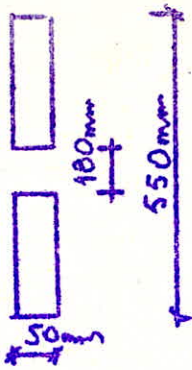
nous les vérifions à la pression diamétrale :

$$\frac{N}{e \cdot d} \leq 2 \sigma_e \Rightarrow e \geq \frac{N}{2 \sigma_e \cdot d} = \frac{425000}{2 \cdot 2400 \cdot 18} = 4,9 \text{ cm}$$

$e = 50 \text{ mm}$

l'âme de l'HEA 600 a une épaisseur de 15 mm seulement nous devons remplacer l'âme de l'HEA par une plaque d'épaisseur 50 mm au dessus et au dessous de la rotule. résistance de la section au niveau de la rotule :



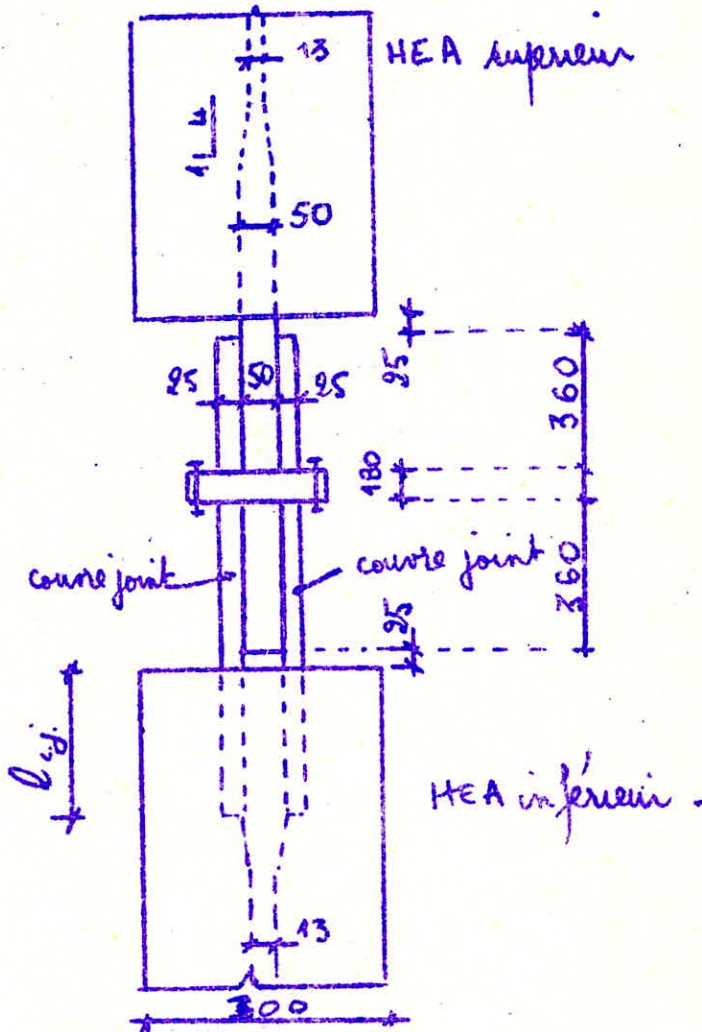


$$A = (550 - 180) 50 = 18500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{425000}{185} = 2297,3 \text{ kg/cm}^2$$

la section est suffisante pour reprendre l'effort de traction.

Schema de la rotule :



longueur des courses joints sous la semelle de HEA : l_{cj}

$$\frac{N}{\alpha a l_c} < 2400 \quad N = \frac{425000}{2} = 212500 \text{ kg}$$

$$a = 12 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 10,4 \text{ mm} \Rightarrow \underline{l_{cj} = 60 \text{ cm}}$$

l'épaisseur de l'âme variera sur une longueur équivalente à l_0 . Le schéma montre bien la variation imposée. De part et d'autre de la rotule, pour bien transmettre les contraintes dans l'acier, les courrojoints auront une longueur de 360 mm.

L'âme de l'HEA supérieur verra l'épaisseur passer de 13 mm à 50 mm sur une longueur de 60 cm au minimum et sa longueur de part et d'autre de la rotule sera de 360 mm (voir schéma de la rotule).

L'espacement de 25 mm est nécessaire pour permettre à la rotule de jouer son rôle.

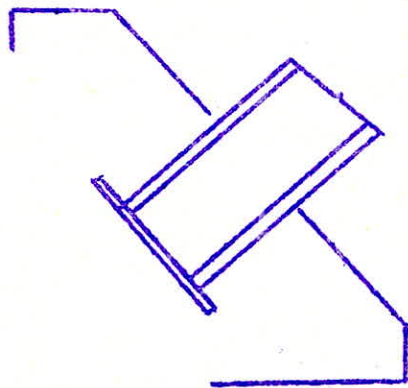
Ancrage du tirant dans sa fondation:

Pour équilibrer l'effort de traction très important, le tirant sera enfoncé profondément dans le sol jusqu'au massif d'ancrage. Le profilé métallique sera enrobé de mortier pour éviter sa corrosion. Cette corrosion provenant de sa présence dans le sol. L'ancrage du profilé dans la fondation sera réalisé de la même manière que son ancrage dans le poteau en béton armé.

Le massif de fondation étant réalisé avec du béton dosé à 350 kg/m^3 non contrôlé, les dimensions de la platine changeront.

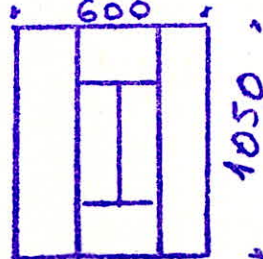
$$N = 425000 \text{ kg.}$$

$$\bar{\sigma}_{L_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\text{plaque : } A = \frac{N}{\bar{\sigma}_{L_0}} = 6204 \text{ cm}^2$$

$$A = 60 \times 105 = 6300 \text{ cm}^2.$$



le calcul de l'épaisseur de la plaque, de la hauteur du gousset, des cordons de soudure se conduit de la m[^]e façon que pour l'ancrage dans le poteau -

épaisseur de la plaque : $e_p = 40 \text{ mm} -$

hauteur du gousset : $h_g = 450 \text{ mm} -$

épaisseur du gousset : $e_g = 14 \text{ mm} -$

Soudure du gousset : $a = 16 \text{ mm} -$

CALCUL

DES

FONDATEIONS

I SEMELLE DU POTEAU EN BETON ARMÉ.

nous avons prévu sous les poteaux des semelles isolées -
 La charge transmise au sol par la semelle est de 478t
 y compris le poids propre du poteau -
 La contrainte du sol est de 2 kg/cm^2 -
 Pour calculer la semelle, nous utilisons la méthode des
 bielles -

$$S = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{478000}{2} = 239000 \text{ cm}^2$$

condition d'homotétié entre les dimensions du poteau et la
 semelle -

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{1,2}{0,8} \Rightarrow A = 1,5 B$$

$$AB = 239000 \Rightarrow \begin{cases} B = 399 \text{ cm} \\ A = 599 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour tenir compte du poids de la semelle qui produit
 une contrainte supplémentaire sur le sol, nous choisissons
 les dimensions suivantes:

$$A = 650 \text{ cm}$$

$$B = 550 \text{ cm}.$$

Hauteur de la semelle:

régle de rigidité $h_t - d' = \frac{A - a}{4} = \frac{650 - 120}{4} = 132 \text{ cm}$

$$h_t = 140 \text{ cm}.$$

poids de la semelle $\approx 68 \text{ t}$

$$\Rightarrow N = 478 + 68 = 546 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{546000}{650 \times 450} = 1,86 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification supplémentaire: l'effort tranchant provoqué
 par le vent au sommet de la semelle provoque un moment

$$T = 5720 \text{ kg} \quad M = 5720 \times 1,4 = 8008 \text{ kgm}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 1,86 + \frac{8008 \times 10^2 \times 6}{450 \times 650^2} = 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_d$$

Calcul des armatures:

$$A = \frac{N(A-b)}{8 \times \sigma_a \times (h_e - d')}$$

$$A_a = \frac{478000 \cdot (650 - 120)}{8 \cdot 2667 \cdot 135} = 88 \text{ cm}^2$$

par m: $A_a = 19,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 5 \text{ T}25/\text{m} = 24,54 \text{ cm}^2$

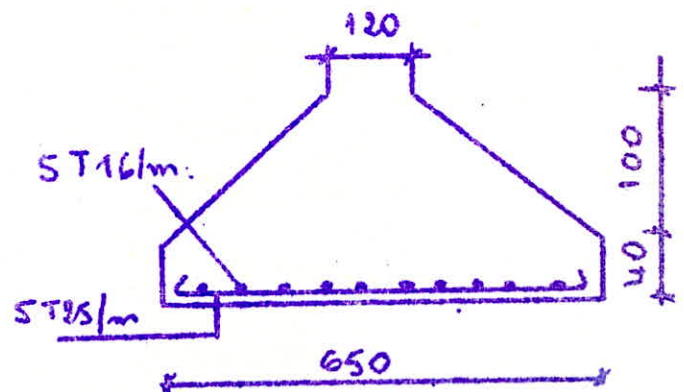
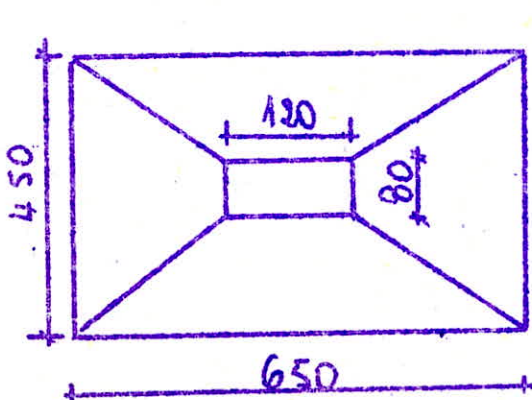
$$A_b = \frac{478000(450 - 80)}{8 \cdot 2667 \cdot 135} = 61,4 \text{ cm}^2$$

par m: $A_b = 9,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_b = 5 \text{ T}16 = 10,05 \text{ cm}^2$

dispositions spéciales: Pour renforcer le sommet de la fondation nous prévoyons de placer plusieurs lits de treillis soudés $\phi 10$.

Liaisons des semelles: des longrines relient les semelles. Elles sont chargées de reprendre le poids des murs entre les poteaux et les transmettront au sol. Elles auront 40 cm de large et 50 cm de haut.

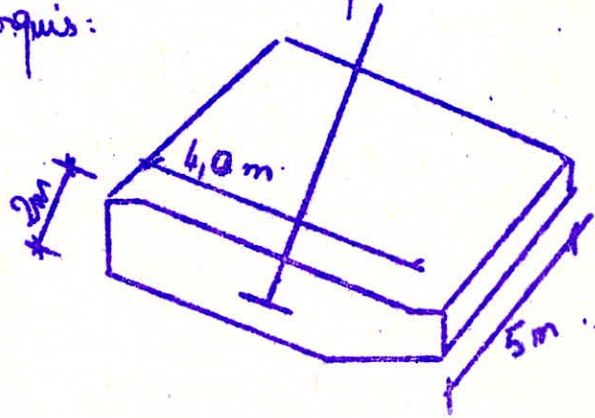
Croquis de la fondation.



II Massif d'ancrage du tirant.

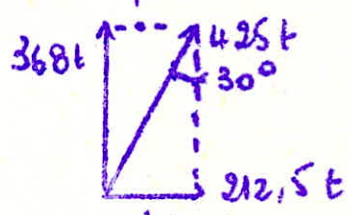
Ce massif doit s'opposer à l'effort d'arrachement de 425t transmis par le tirant. Ce massif assure la stabilité de l'ouvrage. Pour éviter de réaliser un massif de béton de grandes dimensions (environ un cube de 6m de côté) nous utiliserons le poids des terres au dessus d'un massif de petite dimension. Ce poids des terres doit être suffisant pour s'opposer à l'arrachement. Le tirant sera ancré comme indiqué plus haut. Cet ancrage impoera une dimension (épaisseur) au massif.

croquis:



Poids approximatif = 90t

la force de traction se décompose en une force verticale et une force horizontale.



Nous équilibrerons la force verticale par le poids des terres situés au dessus. Par sécurité nous limiterons le volume des terres à un parallélépipède de base 4,4 x 5m.

le poids de la semelle soulage la traction.

$$N = 368 - 90 = 278t$$

profondeur de la fondation : poids spécifique des terres $\gamma = 1,8 \frac{t}{m^3}$

$$h = \frac{278}{1,8 \times 4,4 \times 5} \approx 7 \text{ m} \quad \text{nous la placerons à 9m de profondeur}$$

La fondation étant tirée par une force de 425 t, la charge répartie laquelle est soumise la semelle est :

$$q = \frac{425}{4 \times 5} = 21,25 \text{ t/m}^2.$$

Le tirant étant ancré au milieu de la semelle, nous la calculons comme une console dans 2 sens pour une largeur de 1 m.

a)  pour 1 m : $p = 21,25 \text{ t/m}$.

$$M_A = \frac{ql^2}{2} = 212,5 \times \frac{200^2}{2} = 42,5 \times 10^5 \text{ Kg cm}$$

$$l_t = 200 \text{ cm} \rightarrow h = 194 \text{ cm} \quad \frac{bh}{100} = 194 \quad \frac{bh^2}{100} = 37636$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{bh^2}{100} \times \frac{\sigma_a}{\eta}} = \frac{42,5 \times 10^5}{37636 \times 2800/15} = 0,605$$

$$\mu_a = 0,605 \rightarrow a_n = 0,63 \rightarrow A = \frac{0,63}{15} \times 194 = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 4 \text{ T } 20 / \text{m} = \underline{12,56 \text{ cm}^2}$$

verification:

$$a_n = 15A / \frac{bh}{100} = 0,971 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_a = 0,929 \\ \eta = 0,149 \end{array} \right.$$

$$\frac{\sigma_a}{\eta} = \frac{42,5 \times 10^5}{0,929 \times 37636} = 121,5 \text{ kg/cm}^2$$

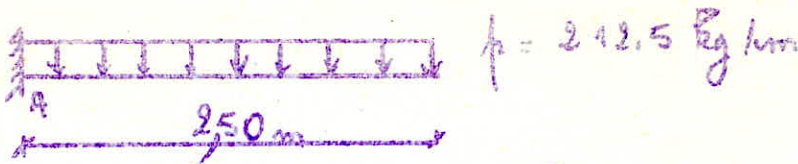
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 1893 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = 18,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

Effort tranchant:

$$T = ql = 212,5 \times 200 = 42500 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times \frac{7}{8} h} = \frac{42500}{100 \times \frac{7}{8} \times 194} = 2,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

4)



$$M_A = q \frac{l^2}{2} = \frac{212,5 \times 250^2}{2} = 66,40625 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 196 \text{ cm}$$

$$\frac{bh}{100} = 196; \frac{bh^2}{100} = 38416$$

$$M_a = 0,926 \quad \rightarrow \quad a_n = 0,971$$

$$A = \frac{0,971}{15} \cdot 196 = 12,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 5 \text{ T } 20 / \text{m} = \underline{15,70 \text{ cm}^2}$$

Vérification:

$$a_n = 1,2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_a = 1,15 \\ \eta = 0,169 \end{cases}$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2955 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 25,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Effort tranchant:

$$T = ql = 212,5 \times 250 = 53215 \text{ kg}$$

$$\tau_b = 3,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

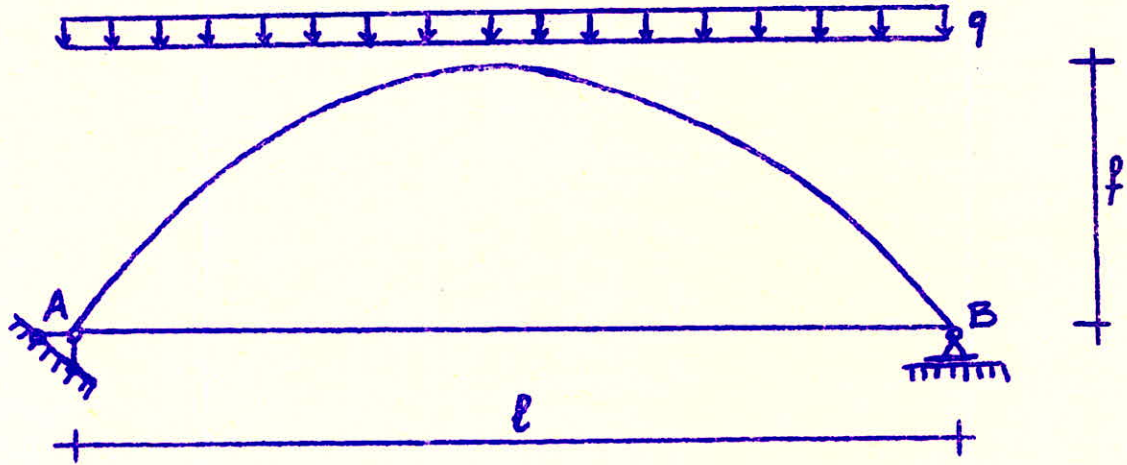
ÉTUDE THÉORIQUE

de

L'ARC à DEUX ARTICULATIONS

Schéma de calcul de l'arc.

Nous avons un arc à deux rotules A et B dont l'une est libre de se déplacer horizontalement et d'un tirant.



Nous procéderons de la manière suivante pour l'étude de cet arc :

- Dans un premier temps nous considérons que A et B sont fixes et qu'il n'y a pas de tirant et nous établissons les équations d'équilibre.

- Dans un deuxième temps nous considérons l'arc avec le tirant et le point B libre de se déplacer horizontalement. Nous introduisons alors dans les équations d'équilibre le déplacement Δl du point B qui est égal à l'allongement du tirant.

Arc à deux articulations fixes.

Les semelles A et B donnent naissance à des actions de contact R_A et R_B inconnues en grandeur et direction appelons V_A et Q_A , V_B et Q_B les projections de ces actions inconnues R_A et R_B sur les axes du référentiel Axy .

Nous avons alors 4 inconnues V_A, Q_A, V_B, Q_B et les conditions d'équilibre ne fournissent que 3 équations. L'arc à deux articulations est donc un système hyperstatique d'ordre un, la relation supplémentaire est fournie par l'étude des déformations.

Étudiant d'abord le cas d'un arc sans tirant, nous étudierons l'arc en opérant par superposition en passant par l'intermédiaire d'un arc isostatique. (voir page suivante)

a) Arc isostatique.

L'arc réel peut être rendu isostatique en remplaçant l'articulation en A par un appui simple.

les équations d'équilibre sont:

- \sum projections sur Ax des forces $F + Q_{iB} = 0$
- \sum projections sur Ay des forces $F + V_{iA} + V_{iB} = 0$
- \sum des moments/B des forces $F - V_{iA} \cdot l = 0$

Ces équations nous permettent de calculer Q_{iB}, V_{iA} et V_{iB} nous pouvons alors obtenir les expressions des N_i, N'_i et T_i

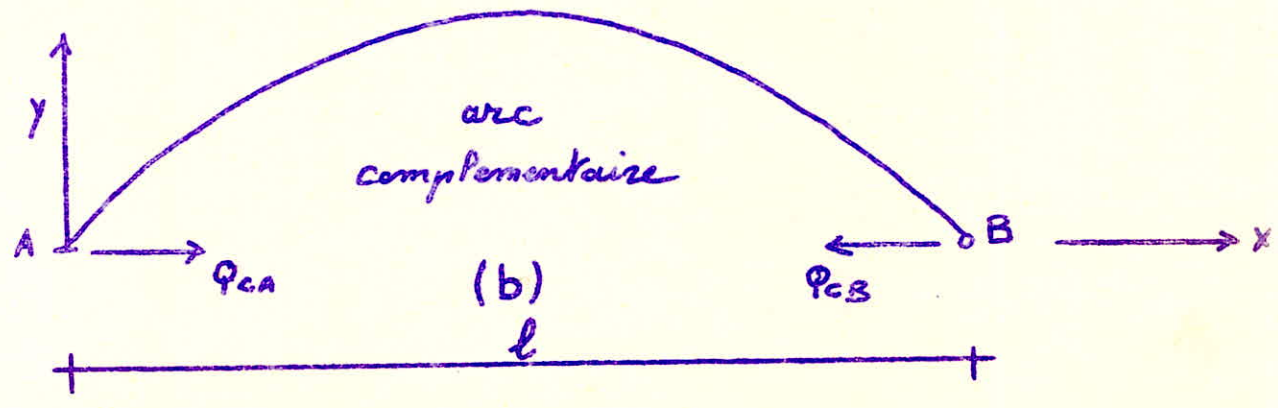
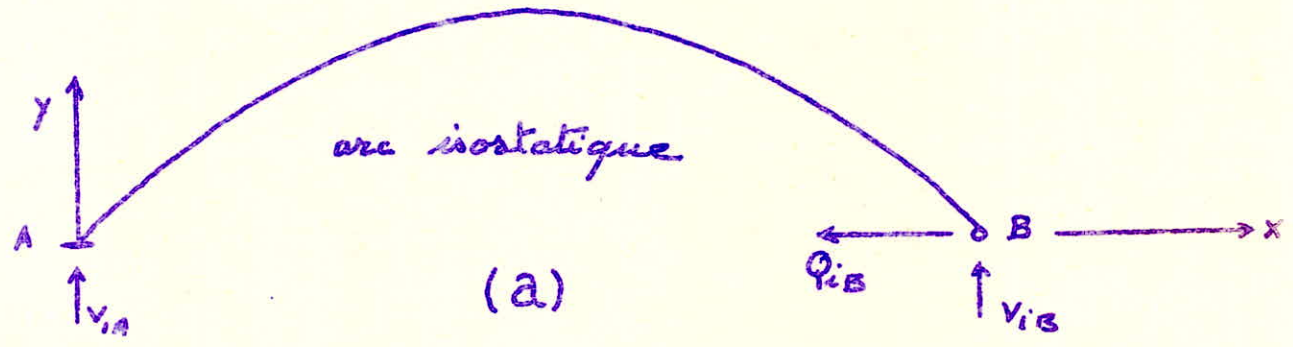
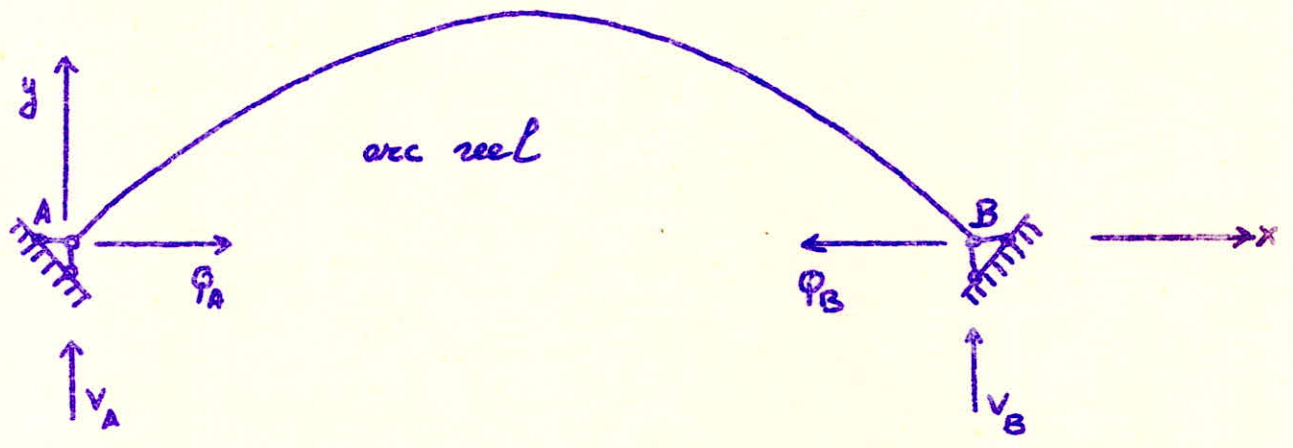
b) Arc complémentaire

$$Q_B = Q_{iB} + Q_{cB} \quad (\text{en valeur algébrique})$$

$$Q_{cA} \text{ et } Q_{cB} \Rightarrow \begin{cases} M_c = Q_{cA} y = Q_A \cdot y \\ N_c = Q_A \frac{dx}{ds} \\ T_c = -Q_A \frac{dy}{ds} \end{cases}$$

où :

- M_c = moment flechissant en une section S du système complémentaire.
- N_c = effort normal " " " " " " " " " "
- T_c = " tranchant " " " " " " " " " "



c) Arc réel.

Pour obtenir les expressions de M , T , N dans l'arc réel nous superposerons l'arc isostatique et l'arc complémentaire

$$\begin{cases} M = M_i + M_c = M_i + Q_A y \\ N = N_i + N_c = N_i + Q_A \cdot \frac{dx}{ds} \\ T = T_i + T_c = T_i - Q_A \frac{dy}{ds} \end{cases}$$

designons par :

μ_B, μ_A les déplacements respectifs de B et A.

E et G les modules d'élasticité longitudinal et transversal

S la section de l'arc et S_r la section réduite

I le moment d'inertie de la section S .

l'équation de Bresse nous donne :

$$\mu_B = \mu_A - \int_{\widehat{AB}} \frac{N}{ES} dx - \int_{\widehat{AB}} \frac{I}{GS_r} dy - \int_{\widehat{AB}} \frac{M}{EI} y ds \quad (1)$$

dans notre cas $\mu_B = \mu_A = 0$ l'équation (1) devient :

$$\int_{\widehat{AB}} \frac{N}{ES} dx + \int_{\widehat{AB}} \frac{I}{GS_r} dy + \int_{\widehat{AB}} \frac{M}{EI} y ds = 0$$

remplaçons N , T et M par leur expressions.

$$\int_{\widehat{AB}} \left(N_i + Q_A \cdot \frac{dx}{ds} \right) \frac{1}{ES} dx + \int_{\widehat{AB}} \left(T_i - Q_A \frac{dy}{ds} \right) \frac{I}{GS_r} dy + \int_{\widehat{AB}} \left(M_i + Q_A y \right) \frac{1}{EI} y ds = 0$$

le calcul numérique de ces intégrales est laborieux, nous procéderons de la manière suivante :

Nous remplacerons l'arc par un polygone de n côtés

Soit Δs la longueur de chaque tronçon.

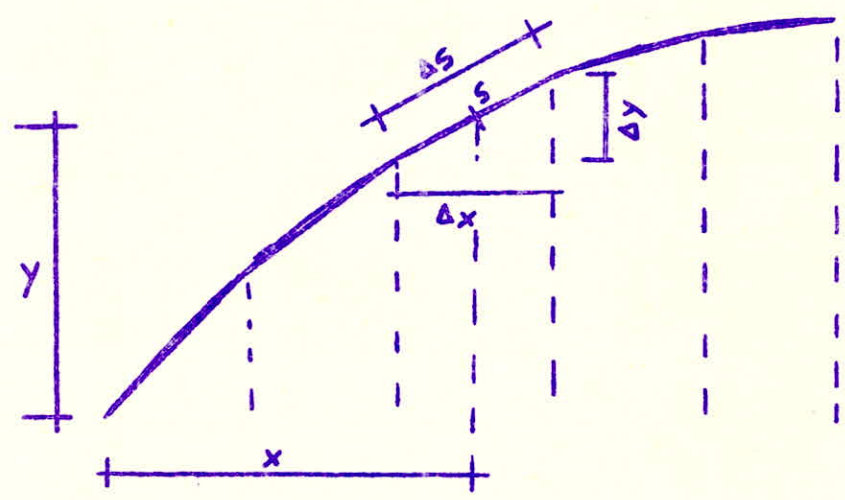
Δx et Δy les projections de Δs

x et y les coordonnées du milieu de chaque tronçon.

Considérons d'autre part que dans chaque section S, S_r, I sont constants. Nous remplacerons les intégrales par des sommes \sum_1, \sum_2, \sum_3 .

L'équation de Bresse devient.

$$\frac{1}{ES} \sum_{j=1}^n (N_i + Q_A \frac{\Delta x}{\Delta s}) \Delta x + \frac{1}{ES_r} \sum_{i=1}^n (T_i - Q_A \frac{\Delta y}{\Delta s}) \Delta y + \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^n (M_i + Q_A y) y \Delta s = 0$$



Arc à deux articulations avec tirant.

La seule différence avec le cas précédent est que AB n'est plus fixe. B se déplace d'une distance $\Delta l =$ allongement du tirant μ_B .

$$\mu_B = \frac{-Q_B l}{E_t \cdot S_t}$$

où : E_t et S_t sont respectivement le module d'élasticité et la section du tirant

nous remplacerons alors dans la première équation de Bresse μ_B par sa valeur nous aurons:

$$- \frac{Q_B l}{E_t \cdot S_t} = \frac{1}{ES} \sum (M_i + Q_A \frac{\Delta x}{\Delta s}) \Delta x + \frac{1}{GS_t} \sum (T_i - Q_A \frac{\Delta y}{\Delta s}) \Delta y + \frac{1}{EI} \sum (M_i + Q_A y) y \Delta s$$

avec $Q_B = -Q_A$.

pour déterminer $|Q| = |Q_B| = |Q_A|$ nous procéderons de la façon suivante :

1^{ère} approximation.

Nous négligerons le déplacement du point B et de l'influence de l'effort tranchant et de l'effort normal. d'où :

$$Q_1 = \frac{\sum \frac{M_i y \Delta s}{EI}}{\sum y^2 \frac{\Delta s}{EI}} \quad (2)$$

Q_1 nous permettra de déterminer la section du tirant $\Rightarrow S_t$ et E_t .

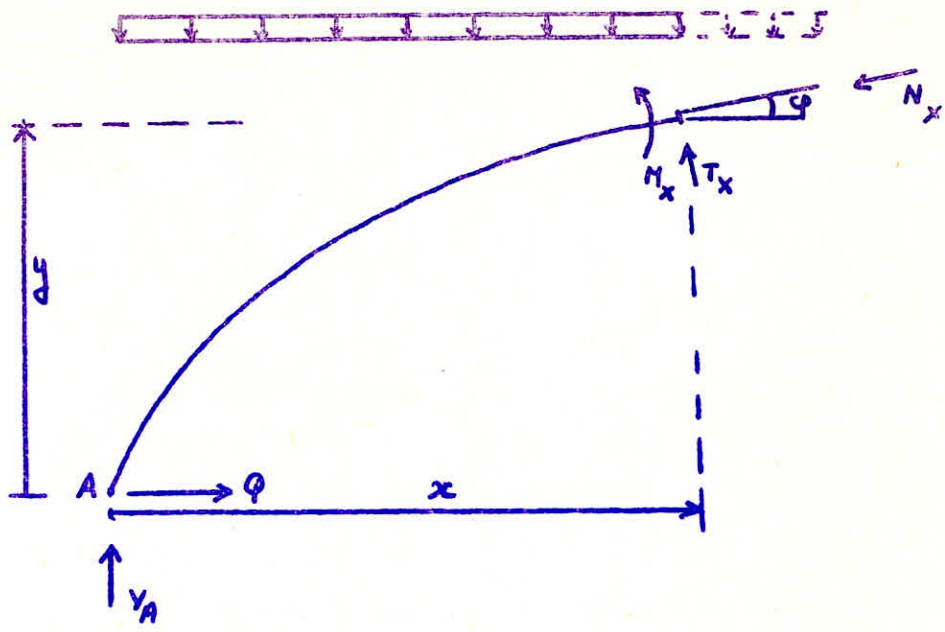
2^{ème} approximation.

Nous négligerons toujours l'influence de N et T mais nous tiendrons compte du déplacement du point B

$$Q_2 = \frac{\frac{E_t \cdot S_t}{l} \sum \frac{M_i y \Delta s}{EI}}{1 + \frac{E_t \cdot S_t}{l} \sum y^2 \frac{\Delta s}{EI}} \quad (3)$$

Détermination finale.

Nous tiendrons compte de l'influence de N et T pour obtenir la Q final d'où l'on déduit les valeurs exactes des sollicitations (M_x , N_x et T_x) et nous déterminerons l'armature et les contraintes dans les sections de l'axe.

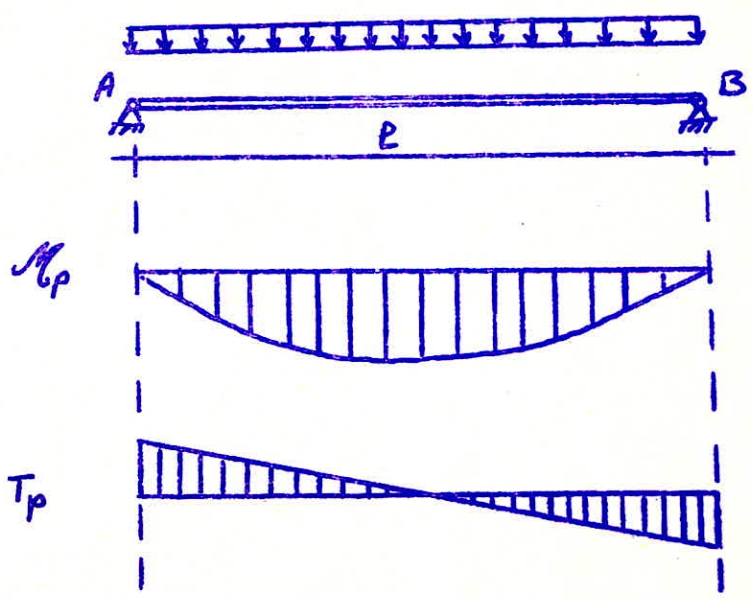


$$M_x = -Qy + V_A \cdot x - q \frac{x^2}{2}$$

$$N_x = Q \cos \varphi + V_A \cdot \sin \varphi - qx \sin \varphi$$

$$T_x = V_A \cos \varphi - Q \sin \varphi - qx \cos \varphi$$

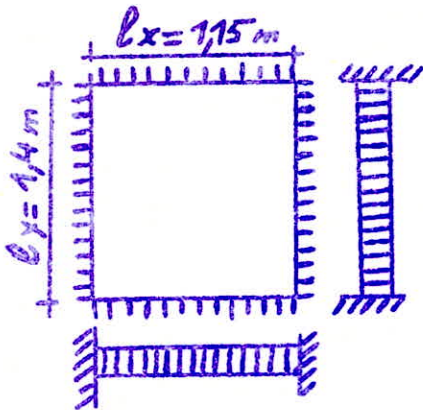
posons $M_p = V_A \cdot x - q \frac{x^2}{2}$ et $T_p = V_A - qx$.
 ils correspondent au moment fléchissant et à l'effort tranchant dans la poutre droite de même portée que l'arc.



CALCUL

de la

TOITURE

Calcul des plaques.évaluation des charges

plaque: (e=6cm) $0,06 \times 2500 \times 1 = 150 \text{ kg/m}$
 étanchéité: 50 "
 Surchage neige: 61,2 "
 " " d'exploitation: 100 "
 pour une bande de plaque de 1m de largeur $\Rightarrow q = 361,2 \text{ kg/m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1,15/1,4 = 0,821$$

$0,4 < \rho < 2,5 \Rightarrow$ (art: 39-42-CCBA 68)

$$\mu_x = 0,059$$

$$\mu_y = 0,713$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 28,183 \text{ kg.m} ; M_y = 20,094 \text{ kg.m}$$

en travée :

$$M_{xt} = \underline{23,95 \text{ kg.m}} ; M_{yt} = \underline{17,07 \text{ kg.m}}$$

aux appuis:

$$M_{xa} = \underline{14,09 \text{ kg.m}} ; M_{ya} = \underline{17,047 \text{ kg.m}}$$

$$h_t/l_x = 0,06/1,15 = 0,052 > M_{xt}/20 M_x = 0,0424$$

il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Calcul des aciers

Arms x :

$$d = 1,5 \text{ cm} , h = 4,5 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{en travée } A_{xt} = M_{xt}/3 \bar{\sigma}_a = 0,172 \text{ cm}^2$$

$$\text{A l'appui } A_{xa} = M_{xa}/3 \bar{\sigma}_a = 0,223 \text{ cm}^2 \text{ en prenant}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acier FeE24)}$$

sens y:

$$A_{y_t} = M_{y_t} / 3 \bar{\sigma}_a = 0,102 \text{ cm}^2 \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{y_a} = M_{y_a} / 3 \bar{\sigma}_a = 0,159 \text{ cm}^2 \quad \text{''} \quad \bar{\sigma}_a = 1600 \quad \text{''} \quad \text{''}$$

Pourcentage minimum d'acier.

pour un béton dosé à 400 kg/m^3 (contrôle strict)

$$\tilde{w} = 0,081 \quad ; \quad A_{\min} = \tilde{w} \% b h = (0,081 \times 140 \times 4,5) / 100 \\ = 0,510 \text{ cm}^2$$

Nous armerons la dalle au pourcentage minimum dans les deux sens

Pour l'armature d'appui nous prendrons des $\Phi 6$ (Fe E 24)

longueur d'encrage:

$$\bar{\tau}_d = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\Phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{0,6 \cdot 1600}{4 \cdot 15} = 16 \text{ cm}$$

prenons $l_d = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = q l_y / 2 = \frac{361,2 \times 1,4}{2} = 252,84 \text{ kg}$$

$$\tau_b = T_{\max} / b \bar{z} = \frac{252,84}{100 \cdot 7 \cdot 4,5} = 0,642 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7,6 = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

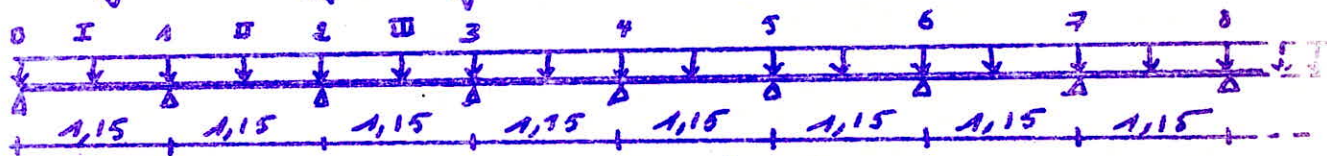
$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Nous prendrons finalement:

sens x et y : treillis soudé en $\Phi 5$ ($e = 25 \text{ cm}$) en travée
à l'appui : $4 \Phi 6$ (Fe E 24) $l = 40 \text{ cm}$

Calcul de la nervure transversale

Nous calculerons la nervure transversale comme une poutre supportant la partie d'un toit et reposant sur 41 appuis. En réalité, cette poutre est curviligne et a la configuration de l'arc; étant donné qu'elle repose sur un grand nombre d'appuis et qu'elle supporte une charge relativement faible nous l'étudierons comme une poutre rectiligne chargée uniformément.



Nous avons deux sortes de nervures : les nervures de rive N_r
 les " " intermédiaires N_i

N_r supporte une bande de toit de 0,7m de large

N_i " " " " " " " " 1,4m " "

Pour uniformiser le coffrage nous adopterons les mêmes dimensions pour N_r et N_i et nous calculerons N_i .

Prédimensionnement:

$$h_t \geq \frac{\Delta l}{10} = 1,15/10 = 11,5 \text{ cm prenons}$$

$h_t = 15 \text{ cm}$ $b = 10 \text{ cm}$
--

Charge q :

$$\text{Poids propre : } P_p = 0,15 \cdot 0,10 \times 2,500 \times 1 = 0,0375 \text{ kg/ml}$$

$$q = 0,3612 \times 1,4 + 0,0375$$

$$\underline{q = 0,543 \text{ t/ml}}$$

Hypothèses de Calcul:

- Nous considérons la fissuration non préjudiciable
- La poutre a une section constante.
- $0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1 < 1,25$
- La poutre supporte une faible surcharge.

Nous allons appliquer la méthode forfaitaire.

appuis	0	1	2	3	4			38	39	40	41
α	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4			0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a = \alpha M_0$	17,96	44,9	35,92	35,92	35,92			35,92	35,92	44,9	17,96

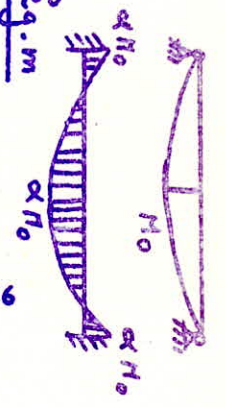
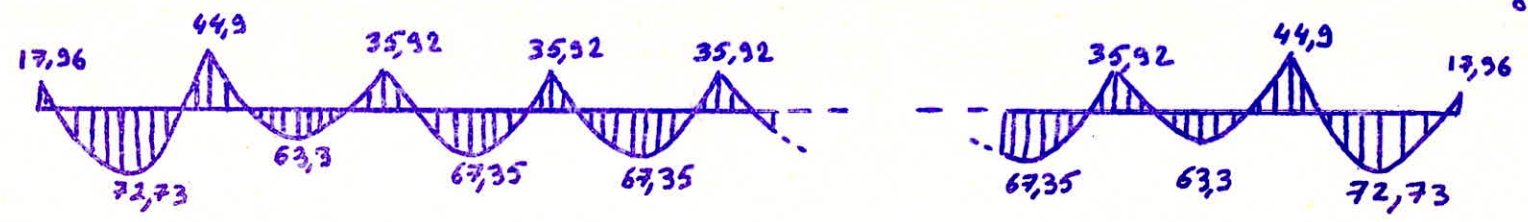
$M_{a\max} = 44,9 \text{ kg.m}$

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5			37-38	38-39	39-40	40-41
α	0,81	0,705	0,75	0,75	0,75			0,75	0,75	0,705	0,81
$M_t = \alpha M_0$	72,73	63,3	67,35	67,35	67,35			67,35	67,35	63,3	72,73

$M_{t\max} = 72,73 \text{ kg.m}$

$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{543,115^2}{8}$

$M_0 = 89,8 \text{ kg.m}$



Verification de la flèche.

$$h_t / l = \frac{15}{115} = 0,1304$$

$$\frac{1}{10} \frac{M_{tmax}}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{72,73}{89,8} = 0,0809$$

$h_t / l > \frac{1}{10} \frac{M_{tmax}}{M_0}$ il n'y a pas lieu de faire la verification de la flèche.

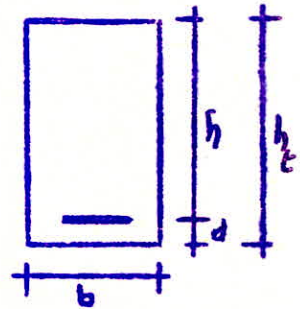
Calcul des aciers longitudinaux en travée.

preions des aciers en $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$b = 10 \text{ cm}$, $h_t = 15 \text{ cm}$, $d = 2,5 \text{ cm}$, $h = 12,5 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_{max}}{\frac{b h^2}{100} \frac{\bar{\sigma}_a}{\pi}} = \frac{72,73 \cdot 10^2}{\frac{10 \cdot 12,5^2}{100} \cdot \frac{2800}{15}}$$

$$\mu_a = 2,493 \Rightarrow a_n = 2,791$$



$$A = \frac{a_n}{n} \frac{b h}{100} = \frac{2,791}{15} \cdot \frac{10 \cdot 12,5}{100} = 0,232 \text{ cm}^2$$

Acier minimum : $A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$ avec $\bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{min} = 0,156 \text{ cm}^2 < A$$

preions $A = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Verification.

$$a_n = n \cdot \frac{A}{b h / 100} = \frac{15 \cdot 1,57}{10 \cdot 12,5} \times 100 = 18,84 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \eta = 0,825 \\ \mu_a = 15,90 \\ \nu'_{b,pl} = 35 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = (n \cdot M_{max}) / (\nu_a \cdot \frac{b h^2}{100}) = 439,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \eta \cdot \frac{\sigma_a}{n} = 24,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 2 \sigma'_{b_0} = 184 \text{ kg/cm}^2$$

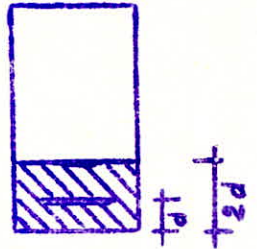
$$M'_{b,pl} = \nu'_{b,pl} \cdot \frac{b h^2}{100} \bar{\sigma}'_{b_0} (1,1 - \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{1000}) = 496,95 \text{ kg.m} > M_{max}$$

Vérification de la fissuration.

$$\sigma_a \leq \min \left[\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left[\begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \\ \sigma_L = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{array} \right] \end{array} \right.$$

$\eta = 1,6$: fissuration peu nuisible
 $k = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow$

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ avec $B_f =$ section du béton tendu
 $= b \cdot 2d$



$$\bar{w}_f = \frac{1,57}{5 \times 10} = 0,0314$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{10} \cdot 1,6 \frac{0,0314}{1 + 10 \cdot 0,0314} = 5735 \text{ kg/cm}^2$$

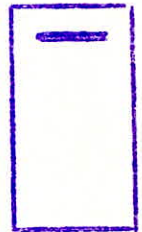
$$\sigma_L = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 7,6}{10}} = 3820 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 439,26 \text{ kg/cm}^2 < \min \left(\bar{\sigma}_a, (\sigma_1, \sigma_L) \max. \right)$$

Calcul de l'armature aux appuis.

$$M_a \max = -44,9 \text{ kg.m}$$

$M < 0$ les aciers seront disposés en haut de la section



$$\mu_a = \frac{44,9 \cdot 10^2}{\frac{10 \cdot 12,5^2}{100} \cdot \frac{2800}{15}} = 1,539$$

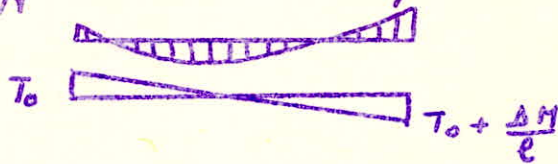
$$\text{d'où } a_n = 1,628$$

$$A_a = \frac{a_n}{k} \frac{b h}{100} = \frac{1,628}{15} \cdot \frac{10 \cdot 12,5}{100} = 0,135 \text{ cm}^2$$

prenons $2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$ que nous prolongerons en travée pour les utiliser comme armature de suspension.

Etude de l'effort tranchant.

Nous majorons l'effort tranchant uniquement pour la 1^{ère} travée



$$T_0 = q l / 2 = \frac{543,18 \cdot 1,15}{2} = 312,33 \text{ kg}$$

$$\frac{\Delta M}{l} = \frac{44,9 - 17,96}{1,15} = 23,42 \text{ kg}$$

$$T_{\max} = T_0 + \frac{\Delta M}{l} = 335,74 \text{ kg}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{335,74}{10 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12,5} = 3,067 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_n = \frac{15 \cdot 1}{\frac{10 \cdot 12,5}{100}} = 12$$

$$\mu_a = 10,5$$

$$\eta = 0,626$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot 44,9 \cdot 10^2}{10,5 \cdot 10 \cdot \frac{12,5^2}{100}} = 410,51 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b = 0,626 \cdot \frac{410,51}{15}$$

$$\sigma'_b = 17,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_b = 17,13 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{beton dose à } 400 \text{ kg/m}^3 \text{ (contrôle strict)} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\tau_{b \max} < \bar{\tau}_b}$$

Calcul des aciers transversaux.

prenons des cadres en $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,565 \text{ cm}^2$ (F_c E24)

\Rightarrow l'espacement $t_0 = \frac{A_t}{T_{\max}} \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}$ avec $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1566 \text{ kg/cm}^2$

$$t_0 = 29 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{b \max}}{\bar{\tau}_b} \right) = 12,5 \left(1 - 0,3 \frac{3,06}{26,6} \right) = 10,9 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 12,5 = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \underline{\bar{t} = 10 \text{ cm}}$$

Verification de l'armature inferieure à l'appui.

$$T_{\max} = 335,74 \text{ kg}, \quad M_{\max} = -44 \text{ kg.m.}$$

$$T = T_{\max} + \frac{M_{\max}}{3} = 335,74 - \frac{44 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 12,5} < 0$$

$T < 0$ la verification n'est pas necessaire.

largeur de l'appui.

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 335,74}{10 \cdot 92} = 0,7 \text{ cm.}$$

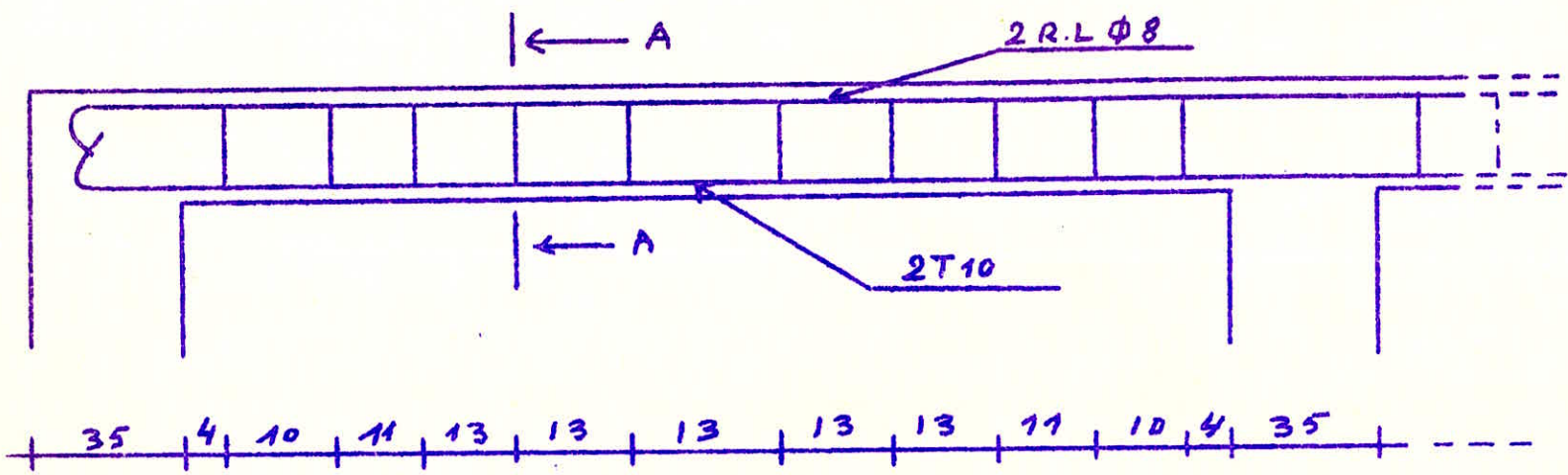
Entraînement des armatures.

$$\tau_{de} = \frac{I}{3 \cdot p} \quad \text{avec } p = \pi \phi = 2,51 \text{ cm}$$

$$\tau_{de} = \frac{335,74}{\frac{7}{8} \cdot 12,5 \cdot 2,51} = 12,22 \text{ kg/cm}^2$$

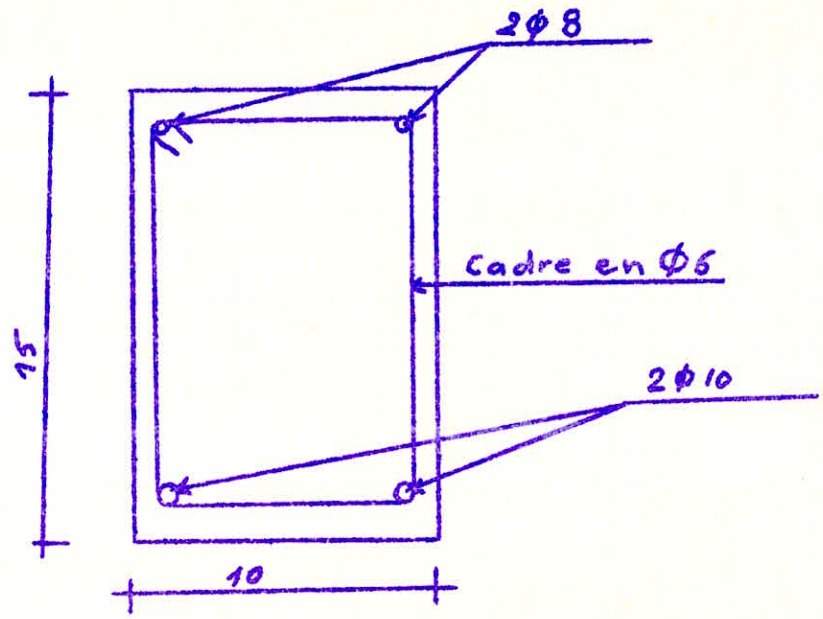
$$\bar{\tau}_{de} = 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1 \cdot 7,6 = 15,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\tau_{de}} < \bar{\tau}_{de}$$



III.18

Nous avons utilisé la suite de Caquot pour l'espacement entre Cadres.



Coupe A-A

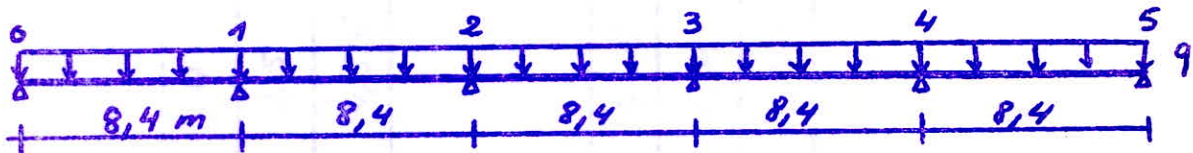
Etude des nervures longitudinales

De la même manière que les nervures transversales nous avons deux sortes de nervures soumises à des charges différentes; les nervures de rive (N_{P_2}) et les nervures intermédiaires (N_{P_i})

N_{P_2} : supporte une bande de toit de 57,5 cm

N_{P_i} : " " " " " " " " 1,15 m

Pour la même raison que les nervures transversales nous prendrons les mêmes dimensions pour N_{P_2} et N_{P_i} et nous calculerons N_{P_i}



Prédimensionnement

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow h_t \geq 84 \text{ cm}$ si l'on ne désire pas vérifier la flèche nous prendrons $h_t = 66 \text{ cm}$ et $h_0 = 35 \text{ cm}$ et nous ferons participer la table de compression à la résistance nous ferons ensuite une vérification de la flèche.

Charge q:

dalle + surcharge : $361,2 \times 1,15 = 415,38 \text{ kg/ml}$

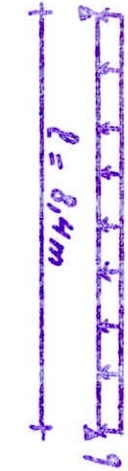
nervures transversales : $\frac{1,15 \times 0,1 \times 0,15 \times 2500 \times 5}{8,4} = 30,8 \text{ kg/ml}$

nervure longitudinale : $0,66 \times 0,35 \times 2500 = 577,5 \text{ kg/ml}$

$q = 1023,68 \text{ kg/ml}$

prenons $q = 1024 \text{ t/ml}$

Comme pour les nervures transversales nous appliquerons la méthode forfaitaire.



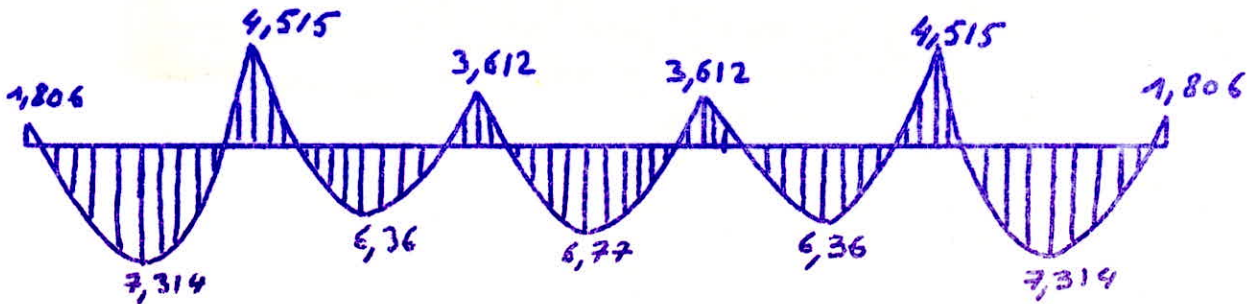
$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{1024 \cdot 8,4^2}{8}$$

$$M_0 = 9,03 \text{ Tm}$$

appuis	0	1	2	3	4	5
α	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_0 = \alpha M_0$	1,806	4,515	3,612	3,612	4,515	1,806

travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
α	0,81	0,705	0,75	0,705	0,81
$M_t = \alpha M_0$	7,314	6,36	6,77	6,36	7,314



$$M_{\text{max}} = 4,515 \text{ Tm}$$

$$M_{\text{tmax}} = 7,314 \text{ Tm}$$

Calcul des aciers longitudinaux en travée.

$$\delta' = \frac{1}{2} \frac{h_e}{h} = 0,048$$

$$\frac{b_0 h^2}{100} = 1345,4 \quad \frac{b_0 h}{100} = 21,7$$

$$a'_n = (b - b_0) h_0 / \frac{b_0 h}{100} = 19,91$$

$$\mu_a = \frac{\pi_{max}}{\frac{b_0 h^2}{100} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = \frac{7,314 \cdot 10^5}{1345,4 \cdot \frac{2800}{4}}$$

$$\mu_a = 2,912$$

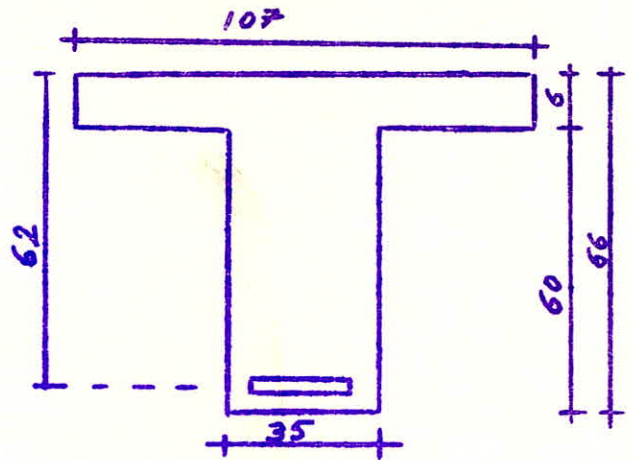
$$\delta' = 0,048$$

$$a'_n = 19,91$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,11 \Rightarrow a_n = 2,5, \eta = 0,250$$

$$A = \frac{a_n}{n} \frac{b_0 h}{100} = \frac{2,5}{15} \cdot 21,7 = 3,615 \text{ cm}^2$$

preons $A = 3 \phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$

Verification :

$$a_n = \frac{n \cdot A}{\frac{b_0 h}{100}} = 2,043, \quad a'_n = 19,91 \Rightarrow \alpha = 0,18$$

$$\Rightarrow \mu_a = 3,7 \text{ et } \eta = 0,329$$

$$\sigma_a = \frac{\pi}{\frac{b_0 h^2}{100} \cdot \frac{\mu_a}{n}} = \frac{7,314 \cdot 10^5}{1345,4 \cdot \frac{3,7}{15}} = 2203,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \eta \cdot \frac{\sigma_a}{n} = 0,329 \cdot \frac{2203,9}{15} = 48,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_a &< \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b &< \bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

Verification de la flèche.

La position de l'axe neutre est $y_1 = \alpha h$

$$y_1 = 0,18 \cdot 62 = 11,16 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène est :

$$I_h = I_b + 15 I_A$$

$$\text{où } I_b = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} = 46\,276,813 \text{ cm}^4$$

$$15 \cdot I_A = 15 (A (h - y_1)^2) = 233\,786,6 \text{ cm}^4$$

$$I_h = 280\,063,42$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}}$$

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

$$\frac{b_0}{b} = 0,327 \quad \text{et} \quad \bar{w} = \frac{A}{B} = \frac{6,03}{60 \times 35 + 6 \times 107} = 0,00219$$

$$\text{d'où } \lambda_i = 16,168 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 6,467$$

$$\mu = \frac{1 - 5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = \frac{1 - 5 \cdot 7,6}{4 \cdot 0,00219 \cdot 2203,9 + 3 \cdot 7,6} = 0,0975$$

$$I_{fi} = \frac{I_h}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{280\,063,42}{1 + 16,168 \cdot 0,0975} = 108\,904,23$$

$$I_{fv} = \frac{I_h}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{280\,063,42}{1 + 6,467 \cdot 0,0975} = 171\,761,93$$

$$E_i = 364\,000$$

$$E_v = 121\,000$$

$$f_0 = \frac{M_1 l^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{avec } M_1 = \text{moment max. en travée sous l'effet des surcharges non majorées.}$$

$$f_{00} = \frac{M_2 l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec } M_2 = \text{moment max. en travée sous l'effet du poids propre.}$$

dalle + étanchéité : $200 \times 1,15 = 230 \text{ kg/ml.}$

nerveux transversales : $30,8 \text{ " "}$

" " longitudinales : $577,5 \text{ " "}$

$$q_2 = 838,3 \text{ kg/ml.}$$

$$M_2 = 0,8383 \cdot 8,4^2 / 8 = 7,393 \text{ tm}$$

III-23

$$M_1 = 1023,68 - 838,3 = 185,38 = q_2$$

$$M_2 = 0,1854 \cdot 8,4^2 / 8 = 1,635 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 7,393 \times 0,81 = 5,98 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 1,635 \times 0,81 = 1,324 \text{ t.m}$$

$$f_0 = \frac{1,324 \cdot 10^5 \cdot 840^2}{10 \cdot 364000 \cdot 108704,23} = 0,236 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = \frac{5,98 \cdot 10^5 \cdot 840^2}{10 \cdot 181000 \cdot 171761,93} = 2,03 \text{ cm}$$

$$f = f_{\infty} - f_0 = 1,794 \text{ cm.}$$

Dans le cas d'un plancher courant le CBA68 tolère une flèche de :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{840}{1000} = 1,34 \text{ cm}$$

Comme dans notre cas il s'agit d'une toiture et que la flèche est due en grande partie au poids propre donc elle a lieu avant la pose de l'étanchéité et ne lui est pas préjudiciable nous le tolérons alors une flèche de 1,794 cm.

Vérification de la fissuration

$$\eta = 1,6 \quad , \quad K = 1,5 \cdot 10^6 \quad , \quad \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,03}{35 \times 8} = 0,0215$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot \frac{0,0215}{1 + 10 \cdot 0,0215} = 2654,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{w}_f}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 7,6}{16}} = 2562,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2803,9 \text{ kg/cm}^2 < \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| \end{array} \right.$$

Armature aux appuis.

• armature supérieure

$$M_{a \max} = 4,515 \text{ tm}$$

$$\mu_a = \frac{M_{a \max}}{\frac{b_0 h^2}{100} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = 1,797$$

$$a_n = 1,9$$

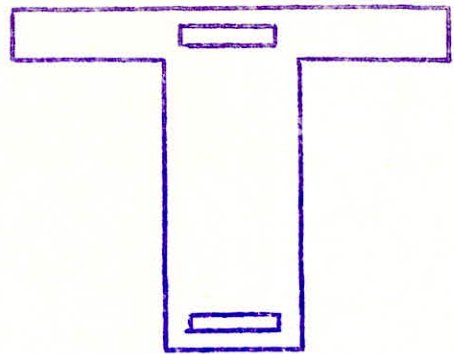
$$A = \frac{a_n}{n} \frac{b_0 h}{100} = 2,748 \text{ cm}^2$$

prenons $A = 3\phi 14 = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow a_n = 3,193$

$$\eta = 0,285 \quad \text{et} \quad \mu_a = 2,95$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 \cdot 4,515 \cdot 10^5}{2,95 \cdot 1345,4} = 1706,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{0,285 \cdot 1706,37}{15} = 32,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



• armature inférieure

À l'appui de rive

$$T = 4230 \text{ kg} \Rightarrow A = \frac{4230}{2800} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Or nous avons $3\phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$ il n'y a donc pas lieu d'ajouter des aciers.

À l'appui (2):

$$T = 4,23 \text{ t}, \quad M = -3,612 \text{ tm.}$$

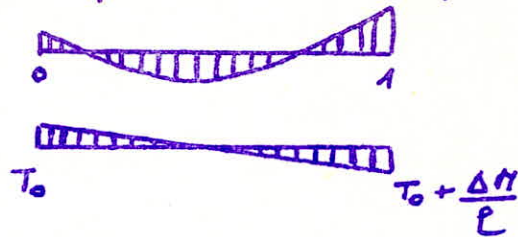
$$F = T - \frac{M}{3} = 4230 - \frac{3,612 \cdot 10^5}{54,25} = -2428 \text{ kg} < 0$$

$F < 0 \Rightarrow$ les aciers longitudinaux inférieurs sont comprimés, la vérification du pourcentage d'acier à l'appui n'est pas nécessaire.

III-25

Vérification de l'effort tranchant.

nous majorons l'effort tranchant uniquement au 1^{er} appui



$$T_0 = \frac{q l}{2} = \frac{1023,68 \cdot 8,4}{2} = 4,23 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 4,23 + \frac{(4,515 - 1,806)}{8,4} = 4,55 \text{ t}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{4,55 \cdot 10^3}{35,7 \cdot 62} = 2,336 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 50,26 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\tau_{b \max} < \bar{\tau}_b}$$

Calcul de l'armature transversale.

Section	0	1g	l
T	4,23	4,55	4,23
Z	54,25	54,25	54,25
$\tau_b = T/bz$	2,227	2,336	2,227
$\bar{\sigma}_t$	2321,85	2315,9	2321,85
$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{z \bar{\sigma}_t}$	0,0335	0,0362	0,0335
t	44,77	41,43	44,77

avec $A_t = 3\phi 8 = 1,5$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 56,54 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 12,4 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $\bar{t} = 56 \text{ cm}$.

Nous placerons les cadres forfaitairement tous les 20 cm

Entraînement des armatures.

$$\tau_{de} = \frac{I}{p \cdot z} \quad \text{avec } p = \pi \phi = 3,14 \cdot 1,6 = 5,024 \text{ cm}$$

A l'appui (0):

$$\tau_{de} = \frac{4,23 \cdot 10^3}{5,024 \cdot 54,25} = 15,51 \text{ kg/cm}^2$$

A l'appui (1):

$$\tau_{de} = \frac{4,55 \cdot 10^3}{5,024 \cdot 54,25} = 16,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{de} = \varepsilon \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,6 = 22,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{de} < \bar{\tau}_{de}$$

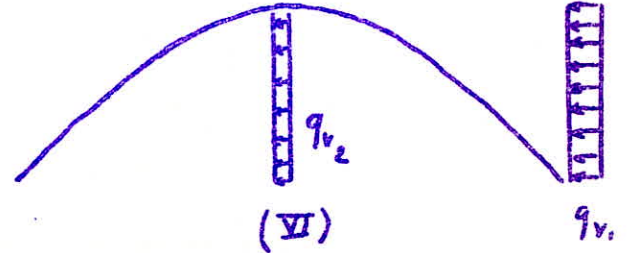
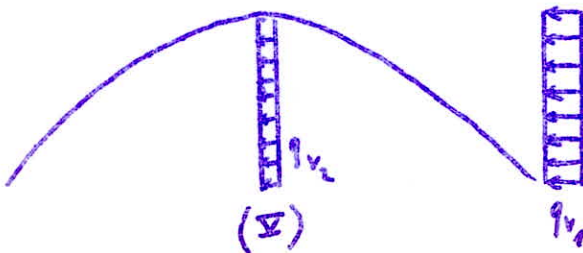
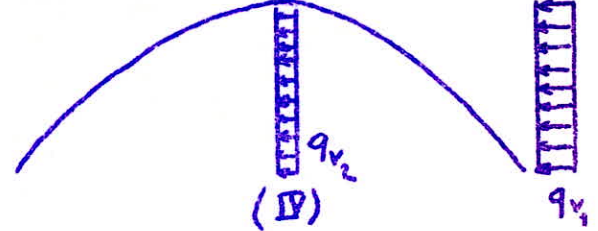
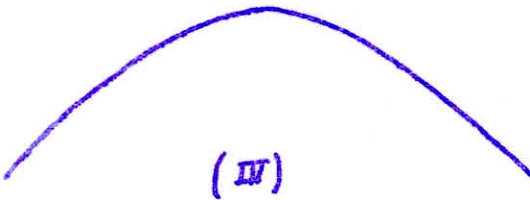
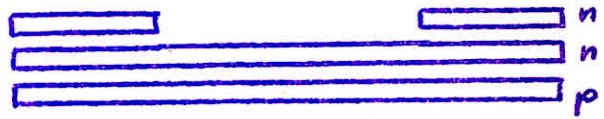
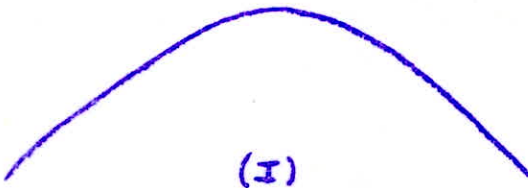
Appui de rive.

$$c \geq \frac{I}{2 b_0 \cdot z} = \frac{4230}{2 \times 35 \cdot 54,25} = 1,113 \text{ cm}$$

CALCUL de L'ARC

L'arc est soumis à des charges concentrées égales aux efforts tranchants engendrés par les nervures longitudinales. Or ces efforts tranchants varient selon qu'il s'agit de l'appui de rive ou de l'appui intermédiaire. Nous aurons donc deux sortes d'arcs : les arcs intermédiaires et les arcs de rive.

Différents cas de charge:



Précédemment:

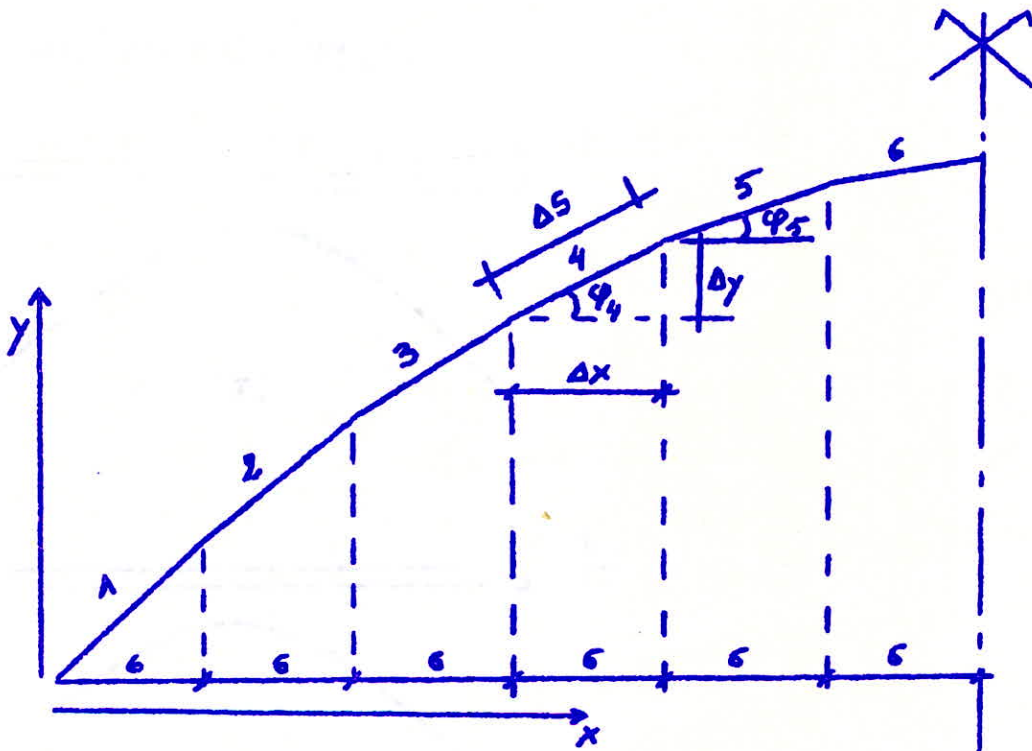
$$h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{30} \right) l \quad \text{où } l = \text{la portée} = 60 \text{ m}$$

$$1,5 \text{ m} \leq h_t \leq 2 \text{ m}$$

prenons

$$h_t = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$



Subdivisons l'axe par un polygone de 10 cotés où ΔS est la longueur de chaque tronçon

x et y sont les coordonnées du milieu de chaque tronçon

Nous calculerons pour chaque section et pour chaque cas de charge les valeurs de M, N, T

Pour cela commençons par déterminer les caractéristiques suivantes de chaque section : $x, y, \cos \varphi, \sin \varphi, \Delta x, \Delta y, \Delta S, y \Delta S, y^2 \Delta S, \cos \varphi \Delta x, \cos \varphi \Delta y, \sin \varphi \Delta x, \sin \varphi \Delta y$.

CALCUL

DE

L'ARC

Tab. 1

Section	x	y	Δx	Δy	ΔS	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$\cos \varphi \Delta x$	$\cos \varphi \Delta y$	$\sin \varphi \Delta x$	$\sin \varphi \Delta y$	$y \Delta S$	$y^2 \Delta S$
1	3	2389	3	2389	7,670	0,689	0,724	2,172	1729	2,067	1,646	18,323	43,773
2	9	6432	6	4,043	6,850	0,551	0,834	5,004	3371	3,306	2827	44,05	283,82
3	15	9,178	6	2,74	6,382	0,413	0,91	5,46	2,493	2,478	1,131	58,53	536,83
4	21	10,91	6	1,738	6,140	0,276	0,96	5,76	1,668	1,656	0,473	66,98	730,75
5	27	11,780	6	0,872	6,015	0,138	0,99	5,94	0,865	0,828	0,180	70,85	834,75

III 29

$$\sum_{i=1}^{10} \cos^2 \varphi_i \cdot \Delta x_i = 48,672$$

(m)

$$\sum_{i=1}^{10} \sin^2 \varphi_i \cdot \Delta y_i = 19,206$$

(m)

$$\sum_{i=1}^{10} y_i^2 \cdot \Delta S_i = 4858,84$$

(m³)

Cas de charge (I)- 1^{ère} approximation

Dans cette première approximation nous ne tiendrons compte ni de l'influence de M, N, T ni du tirant (ses dimensions étant inconnues.)

$$q = 8,123 \text{ t/ml} \quad V_A = V_B = \frac{qL}{2} = 243,69 \text{ t.}$$

$$Q_1 = \frac{\sum M_p \gamma \Delta S}{\sum \gamma^2 \Delta S} \quad \text{avec } M_p = V_A \cdot x - q \frac{x^2}{2}$$

Tableau: 2

Section	$V_A \cdot x$	$qx^2/2$	M_p	$M_p \gamma \Delta S$
1	731,07	36,55	694,52	12765,68
2	2153,21	328,98	1864,23	82119,33
3	3655,35	219,33	2701,52	160463,16
4	5117,49	179,12	3326,77	222227,05
5	6579,63	296,83	3618,8	856391,98

$$\sum_{i=1}^{10} M_{p_i} \gamma_i \Delta S_i = 1469050,9 \text{ t.m}^3$$

$$Q_1 = \frac{1469050,9}{4858,34} = 302,34 \text{ t}$$

Connaissant Q_1 , nous pouvons déterminer la section du tirant ainsi que son poids:

$$S_t \geq \frac{Q_1}{\sigma_{t0}} = \frac{302,34 \cdot 10^3}{2400} = 125,97 \text{ cm}^2$$

prenons un HEA 400 $\Rightarrow S_t = 159 \text{ cm}^2$; $p_p = 0,125 \text{ t/ml}$.

$$\Rightarrow q = 8,123 + 0,125 = 8,248 \text{ t/ml} \quad \text{et } V_A = 247,44 \text{ t}$$

- 2^{ème} approximation.

$$Q_2 = \frac{\sum \frac{M_p \gamma \Delta S}{EI}}{\sum \frac{\gamma^2 \Delta S}{EI} + \frac{l}{E_t \cdot S_t}}$$

Tableau n°3

section	$\gamma_n \cdot x$	$q x^2 / 2$	M_p	$M_p \gamma \Delta S$
1	742,92	37,116	705,204	12981,45
2	2226,96	334,04	1892,92	83383,12
3	3711,6	927,8	2783,8	162935,81
4	5196,24	1818,68	3377,56	226228,96
5	6680,88	3006,39	3674,49	360337,61

$$\sum_{i=1}^{10} M_{p_i} \gamma_i \Delta S_i = 1491613,9 \text{ t.m}^3$$

$$E = 126000 \quad ; \quad I = \frac{b b^3}{12} = 16875000 \quad , \quad E_t = 2,1 \cdot 10^6$$

$$\frac{\sum M_p \gamma \Delta S}{EI} = 7015200 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{l}{E_t \cdot S_t} = 0,1796 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l}{E_t \cdot S_t} = 0,1796 \cdot 10^{-4} \\ \frac{\sum \gamma^2 \Delta S}{EI} = 22,851 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} \frac{l}{E_t \cdot S_t} + \frac{\sum \gamma^2 \Delta S}{EI} = 23,0306 \cdot 10^{-4}$$

$$\underline{Q_2 = 304,603 \text{ t}}$$

Determination finale:

$$Q = \frac{Kp}{K} \quad (\text{voir étude théorique p. III.8})$$

$$K = \frac{\sum Y^2 \Delta S}{EI} + \frac{l}{S_b \cdot E_b} + \frac{\sum \sin^2 \varphi \Delta Y}{G \cdot S_r} - \frac{\sum \cos^2 \varphi \Delta x}{ES}$$

$$G = 0,435E = 54810, \quad S = 60 \times 150 = 9000 \text{ cm}^2, \quad S_r = \frac{2}{3}S = 6000 \text{ cm}^2$$

$$K = \underline{\underline{83,032 \cdot 10^{-4}}}$$

$$Kp = \sum \frac{T_p \sin^2 \varphi \Delta x}{ES} + \sum \frac{T_p \cos^2 \varphi \Delta Y}{G \cdot S_r} + \sum \frac{M_{p0} Y \Delta S}{EI} = \Sigma_1 + \Sigma_2 + \Sigma_3$$

Notons que T_p étant l'effort tranchant dans la poutre équivalente il change de signe au milieu de la travée $\Rightarrow \Sigma_1 = \Sigma_2 = 0$
 Σ_3 rest inchangée

$$\Rightarrow Q = \frac{7015200 \cdot 10^{-4}}{83,032 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow$$

$$Q = 304,584 \text{ t}$$

Efforts intérieurs:

$$M_x = M_{p_x} - Qy$$

$$N_x = T_{p_x} \sin \varphi + Q \sin \varphi$$

$$T_x = T_{p_x} \cos \varphi - Q \cos \varphi$$

$$\text{avec } T_p = V_A - qx.$$

Section	T_p	$T_p \sin \varphi$	$T_p \cos \varphi$	Qy	$Q \cos \varphi$	$Q \sin \varphi$
1	882,636	153,48	761,231	727,65	220,54	209,85
2	173,208	35,437	144,45	1359,08	254,02	167,82
3	123,72	57,096	112,58	2793,64	277,17	123,79
4	74,232	30,488	71,26	3383,01	292,4	84,06
5	24,744	3,414	24,49	3588,6	301,53	42,03

Tableau: 4

Tableau n° 5

section	1	2	3	4	5	
M	-22,446	-66,16	-9,84	+54,55	+85,88	t.m
N	373,22	349,45	328,26	312,88	304,94	t.
T	-48,61	-29,32	-13,21	-10,8	-17,54	t
$e = \frac{M}{N}$	-6	-18,93	-2,99	-17,43	-28,162	cm

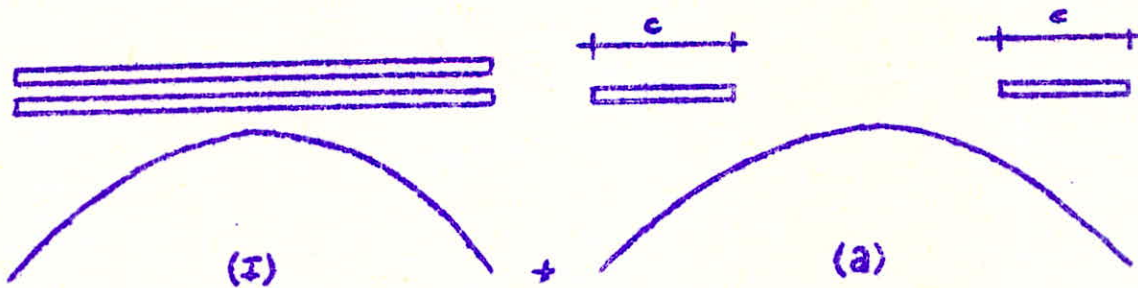
$$h_t / 6 = 25 \text{ cm}$$

Pour les sections 1, 2, 3 et 4 $e < h_t / 6 \Rightarrow$ Les sections sont entièrement comprimées.

Pour la section 5 $e > h_t / 6$ elle est partiellement comprimée.

Cas de charge (n° II)

Le cas de charge (II) est la superposition des deux cas suivants:



Nous allons donc déterminer les valeurs de M , N et T pour le cas (a) et nous les additionnerons aux valeurs trouvées dans le tableau n° 5

• étude du cas (a)

Prenons une accumulation de neige sur le $1/3$ de la portée à partir de l'appui. ($c = 20$ m)

$$q = 0,55 \text{ t/m}^2$$

$$V_A = V_B = 0,55 \times 20 = 11 \text{ t.}$$

Nous commencerons à partir de la 2^{ème} approximation puisque le tirant est déjà calculé.

Sect	$V_A \cdot x$		M_p	$M_p \gamma \Delta S$
1	33	2,475	30,525	559,3
2	55	22,275	76,725	3379,73
3	165	61,875	103,125	6035,905
4	231	121	110	7367,79
5	297	187	110	7793,48

Tableau n° 6

$$\Sigma_1 = \frac{\sum_{i=1}^{10} M_{p_i} \cdot \gamma_i \cdot \Delta S_i}{EI} = 233\,100,97 \cdot 10^{-4}$$

$$\Sigma_2 = \sum \frac{\gamma_i^2 \Delta S_i}{EI} + \frac{P}{E_t \cdot S_t} = 23,0306 \cdot 10^{-4}$$

$$Q = \frac{233100,97 \cdot 10^{-4}}{23,036 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow Q = 10,121t$$

Determination finale de Q :

$$Q = \frac{K_p}{K} \quad K \text{ reste inchangé } K = 23,032 \cdot 10^{-4}$$

$$K_p = 233100,97 \cdot 10^{-4}$$

$$\Rightarrow Q = 10,120 t \quad \text{la variation est très faible.}$$

Tableau n° 7

Section	T_p	$T_p \sin \varphi$	$T_p \cos \varphi$	$\varphi \gamma$	$\rho \cos \varphi$	$\rho \sin \varphi$
1	9,35	6,442	6,769	24,18	7,33	6,96
2	6,05	3,333	5,045	65,12	8,44	5,57
3	2,75	1,135	2,502	92,86	9,2	4,17
4	0	0	0	110,45	9,71	2,793
5	0	0	0	119,27	10,00	1,395

Tableau n° 8

Section	1	2	3	4	5
M_b	6,345	11,605	10,265	-9,45	-9,27
N	13,772	11,773	10,335	9,71	10
T	-0,19	-0,525	-1,668	-2,793	-1,395
e					

Il ne reste plus qu'à additionner les valeurs du tableau 8 et 5

Section	1	2	3	4	5
M_b	-16,1	-54,55	0,425	54,71	76,61
N	317,76	361,273	338,59	322,59	314,94
T	-48,8	-29,89	-14,27	-15,59	-18,93
e	-4,15	-15,50	0,125	16,77	24,32

Tableau n° 9

$$Q = Q_{(1)} + Q_{(2)} = 304,584 + 10,12 = 314,7 t$$

$$V_R = V_{R(1)} + V_{R(2)} = 247,44 + 11 = 258,44 t$$

dans ce cas toutes les sections sont entièrement comprimées ($e < \frac{h}{6}$)

Cas n° III

$$q = 8,248 - 0,0612 \times 3 = 7,63 \text{ t/ml.}$$

$$V_A = V_B = q \frac{l}{2} = \frac{7,63 \times 60}{2} = 228,9 \text{ t}$$

Nous procéderons de la même manière que le cas I

Section	$V_{p,x}$	$q x^2/2$	M_p	$M_{p,yAS}$
1	692,1	34,6	675,5	12373,18
2	2076,3	311,45	1764,85	77441,6
3	3460,5	865,125	2595,37	157907
4	4844,7	1695,64	3149,06	210324,03
5	6228,9	2803	3425,89	242724,3

$$\sum_{i=1}^5 M_{p,i} \cdot \chi_i \cdot \Delta s_i = 1391348,2$$

$$Q = \frac{1391348,2}{126 \cdot 16875} \cdot \frac{10^6}{10^6} \times \frac{1}{23,0306 \cdot 10^{-9}} = 289,126 \text{ t.}$$

.determination exacte de Q .

$$Q = \frac{K_p}{K} = \frac{\sum M_{p,yAS}}{2 \cdot 23,032} = \frac{6543600}{23,032} = 284,1 \text{ t}$$

Section	Qy	T_p	$T_p \sin \varphi$	$T_p \cos \varphi$	$\varphi \sin \varphi$	$\varphi \cos \varphi$
1	6727	203,63	143	150,38	195,74	205,63
2	18573,33	161,49	88,98	134,68	156,53	236,93
3	26057,6	115,85	47,63	104,26	117,33	258,53
4	3099,53	69,21	19,1	66,44	78,41	272,73
5	3346,69	29,07	3,189	22,83	39,2	281,25

le tableau n° 10.

d'où les valeurs de M, T et N

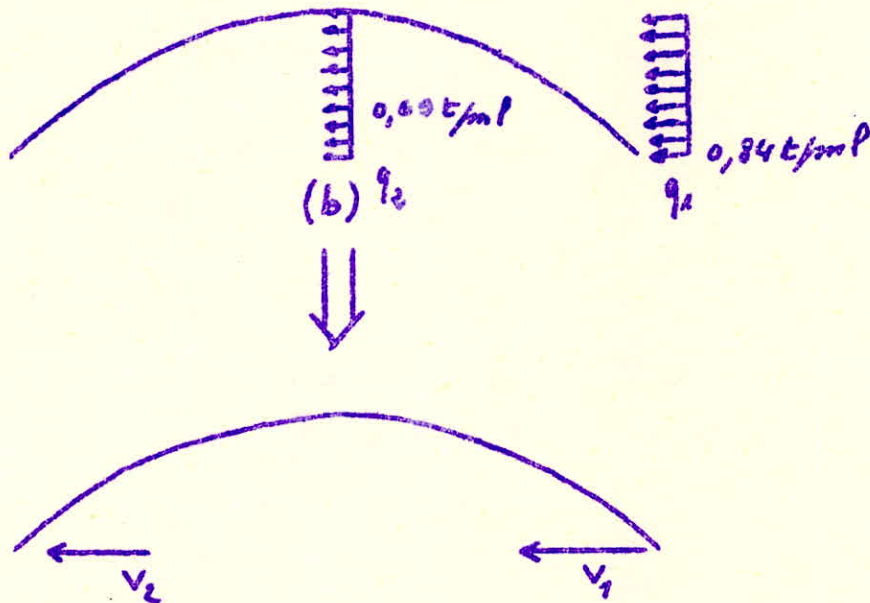
Section	1	2	3	4	5
M	-3,2	-62,48	-10,39	49,53	79,2
N	348,63	385,91	306,76	291,83	289,43
T	-45,42	-21,85	-12,37	-11,97	-16,37
e	-0,91	-13,17	-3,353	16,97	27,84

Tableau n° 11

Dans ce cas $e < h/6$, toutes les sections sont entièrement comprimées.

Cas de charge n°(IV)

Le cas de charge n° 4 est la superposition du cas (I) et du cas suivant.



V_1 tend à comprimer le tirant donc il diminue Q
 V_2 " a tendre " " " " augmente Q
 $V = V_2 - V_1 = (0,69 - 0,84) 12 = -1,8 t$
 et comme $M_{pV} = 0$, $T_{pV} = 0$

$$\Rightarrow \begin{aligned} M_V &= + V y \\ T_V &= + V \sin \varphi \\ N_V &= + V \cos \varphi. \end{aligned}$$

Section	1	2	3	4	5
$M_y = Vy$	-4,3	-11,57	-16,5	-19,63	-21,2
$N_y = V \cos \varphi$	-1,3	-1,5	-1,63	-1,728	-1,782
$T_y = -V \sin \varphi$	+1,24	+0,99	+0,74	+0,49	+0,248

Tableau n° 12

Pour obtenir les valeurs du cas de charge IV nous additionnons les valeurs du tableau n° 5 et les valeurs du tableau 12.

Section	1	2	3	4	5
M	-7,5	-74,05	-26,89	+29,9	+58.
N	347,33	324,4	304,53	290,102	282,64
T	-44,18	-20,86	-11,68	-11,48	-16,122
e	-2,159	-22,82	-8,83	+10,36	20,52

Tableau n° 13

Dans ce cas toutes les sections sont entièrement comprimées.

$$Q = 282,3 \text{ t} \quad \text{et} \quad V_p = V_B = 230,7 \text{ t.}$$

Cas de charge (V)

C'est la superposition des cas (II) et (b)

Nous pouvons obtenir directement les valeurs de M , T et N en additionnant les tableaux 9 et 12

Section	1	2	3	4	5
M	-26,74	-77,73	-26,34	+34,92	64,68
N	372,69	347,95	326,63	311,152	303,15
T	-47,37	-22,38	-12,47	-12,31	-17,29
e	-7,17	-22,33	-8,06	11,22	21,33

Tableau n° 14

Toutes les sections sont entièrement comprimées

$$Q = 306,38 \text{ t} \quad V_p = 243,69 \text{ t.}$$

Cas de charge (VI)

Ce cas résulte de la superposition des cas (III) et (b)

Section	1	2	3	4	5
M	-20,4	-66,12	-16	+34,48	+55,41
N	386,46	359,7	336,96	320,86	313,158.
T	-49,56	-22,9	-14,13	-15,70	-18,68.
e	-5,27	-18,38	-4,74	+10,76	17,69

Toutes les sections sont entièrement comprimées.

$$Q = 312,9 \text{ t} \quad \text{et} \quad V_H = -254,69 \text{ t.}$$

Calcul des sections

• Le tirant : pour le tirant il suffit de vérifier que la contrainte de traction dans le cas de charge le plus défavorable est inférieure à la contrainte admissible.

Pour un HEA 400 $A = 159 \text{ cm}^2$ et $Q_{\text{max}} = 314,7 \text{ t}$ (cas: II)

$$\sigma = \frac{314,7 \cdot 10^3}{159} = 1979,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$$

• L'arc:

Pour l'arc nous avons des sections entièrement comprimées et des sections partiellement comprimées. D'autre part le moment en une section quelconque change de signe suivant le cas de charge nous serons donc amenés à disposer des armatures symétriques.

sections défavorables, suivant le cas de charge

• sections entièrement comprimées.

Cas de charge	Section	M	N	e
1	3	-66,16	349,45	-2,99
2	3	+0,425	338,59	0,125
3	1	-3,2	348,68	-0,91
4	1	-26,74	372,69	-7,17
5	3	-16	336,96	-4,74
6	1	-7,5	347,33	-2,159

• sections partiellement comprimées.

Cas de charge	Section	M	N	T
1	5	85,88	304,94	28,162
3	5	79,2	284,48	27,84

La section entièrement comprimée la plus défavorable est la section 3 dans le cas de charge (II)

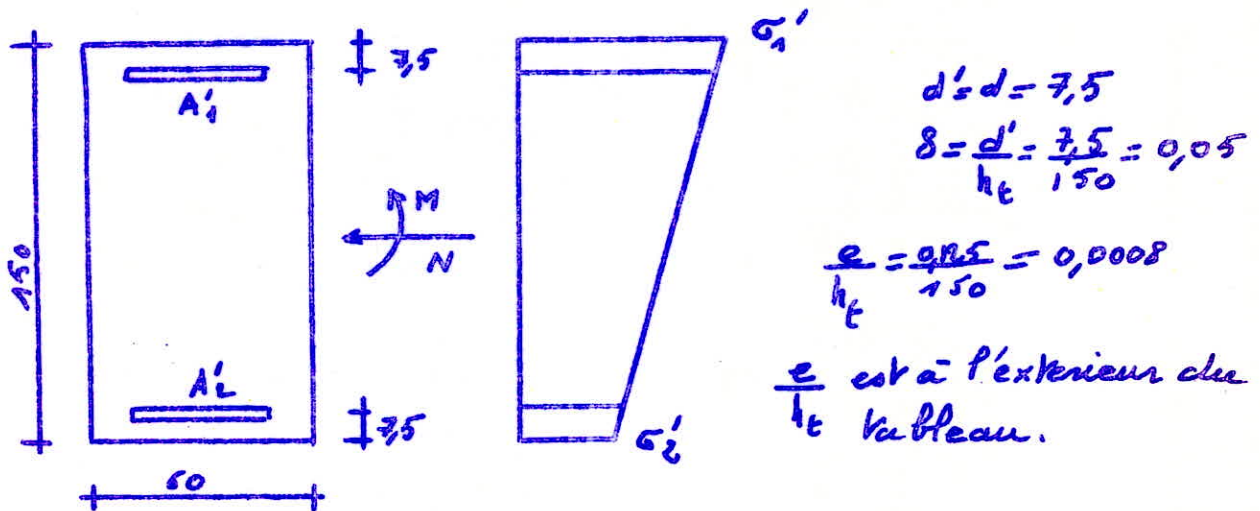
$$\begin{aligned} M &= 0,425 \text{ tm} \\ N &= 338 \text{ t} \\ e &= 0,125 \text{ cm.} \end{aligned}$$

La section partiellement comprimée la plus défavorable est la section 5 dans le cas de charge (I)

$$\begin{aligned} M &= 85,88 \text{ tm} \\ N &= 304,94 \text{ t} \\ e &= 28,162 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pour le calcul des aciers nous procéderons de la manière suivante:
Nous calculerons l'acier nécessaire pour la section entièrement comprimée puis nous vérifierons la section partiellement comprimée avec les mêmes aciers.

• Détermination de l'acier:



Prenons alors le minimum d'acier

$$w_1' = w_2' = 0,004 \Rightarrow A_1' = A_2' = 0,004 \times 60 \times 150 = 36 \text{ cm}^2$$

preonons $A'_1 = A'_2 = 5\phi 32 = 40,21 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \omega'_1 = \omega'_2 = \frac{40,21}{60 \times 150} = 0,00446$$

$$\Rightarrow K = 0,381 \quad \text{et} \quad R = 4,519.$$

$$\text{d'où} \quad \begin{matrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{matrix} = \frac{338,59 \cdot 10^3}{60 \times 150} \left(0,381 \pm 0,125 \cdot \frac{4,519}{150} \right)$$

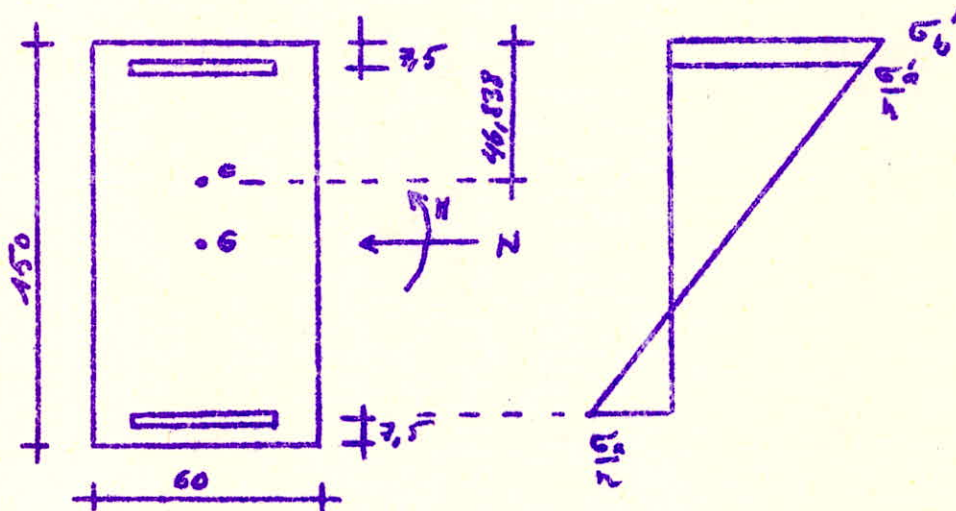
$$\Rightarrow \begin{matrix} \sigma'_1 = 14,47 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_2 = 14,19 \text{ kgf/cm}^2 > 0 \end{matrix}$$

• Verification de la section partiellement comprimée.

$$N = 304,946 \text{ , } M = 85,88 \text{ cm. , } e = 28,162 \text{ cm , } A'_1 = A'_2 = 5\phi 32 = 40,21 \text{ cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cm , } h_t = 150 \text{ cm. , } h_t - d = 142,5 \text{ cm , } d = d' = 7,5 \text{ cm}$$

$$c = 46,838 \text{ cm.}$$



$$p = -3 \cdot 46,838^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 40,21}{60} (-46,838 - 7,5) + \frac{6 \cdot 15 \cdot 40,21}{60} (150 - 7,5 + 46,838)$$

$$p = 8115,92.$$

$$q = -2.46,838^3 - \frac{6.15.40,21(-46,838)^2}{60} - \frac{6.15.40,21(150-7,5+46,838)^2}{60}$$

$$q = -2134806$$

$$\Rightarrow y_2^3 + 8115,92 y_2 - 2134806 = 0$$

équation qui a pour solution $y_2 = 107,967 \text{ cm}$

$$y_1 = y_2 + c = 107,967 + 46,833 = 154,8 \text{ cm}$$

$y_1 > b_e \Rightarrow$ la section devient entièrement comprimée
ceci est dû aux aciers placés dans la zone comprimée.

le moment d'inertie est:

$$I = 60 \cdot \frac{154,8^3}{3} + 15 \cdot 40,21 (154,8 - 7,5)^2 + 15 \cdot 40,21 (150 - 7,5 - 154,8)^2$$

$$I = 87367538$$

$$K = \frac{N y_2}{I} = \frac{304,94 \cdot 10^3 \cdot 107,967}{87367538} = 0,376$$

$$\sigma'_b = K y_1 = 0,376 \cdot 154,8 = 58,2 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{a'} = n \cdot K (y_1 - d') = 15 \cdot 0,376 (154,8 - 7,5) = 830,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{a'}$$

$$\sigma_a = n \cdot K (h - y_1) = 15 \cdot 0,376 (142,5 - 154,8) = -68,24 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a < 0 \Rightarrow$ les aciers sont comprimés.

donc finalement nous prenons:

$$A = A' = 5 \phi 32 = 40,21 \text{ cm}^2$$

Verification de l'effort tranchant.

$T_{max} = -48,8 \text{ t}$ et correspond au cas de charge (II) section (1)

$$\tau_{b,max} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{48,8 \cdot 10^3}{60,7 \cdot (150,75)} = 6,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = -16,1 \text{ tcm}, N = 387,76 \text{ t}, e = -4,15 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 0,381 \\ R = 4,519 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_1' = 21,37 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2' = 11,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b'_{max} = 21,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b' = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b,max} < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

preonons $A_t = 6 \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{48,8 \cdot 10^3}{7,6 \cdot 142,5 \cdot 1600} = 0,244$$

$$\Rightarrow t = \frac{4,71}{0,244} = 19,3 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 142,5 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{6,52}{7,6}\right) = 105,82 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 \cdot 142,5 = 28,5 \text{ cm} \end{cases}$$

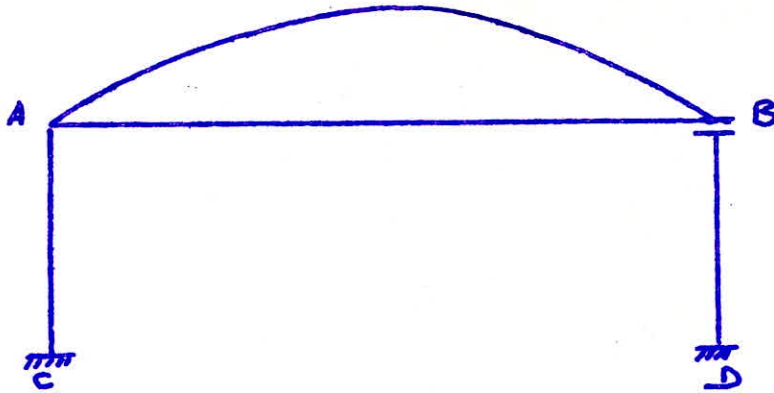
Disposition des cadres:

1^{er} cadre à 10 cm de l'appui
cadres tous les 25 cm.

CALCUL

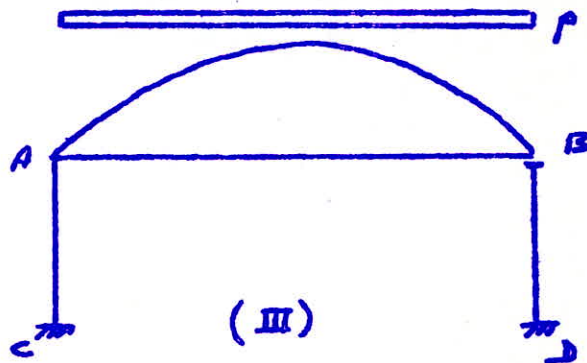
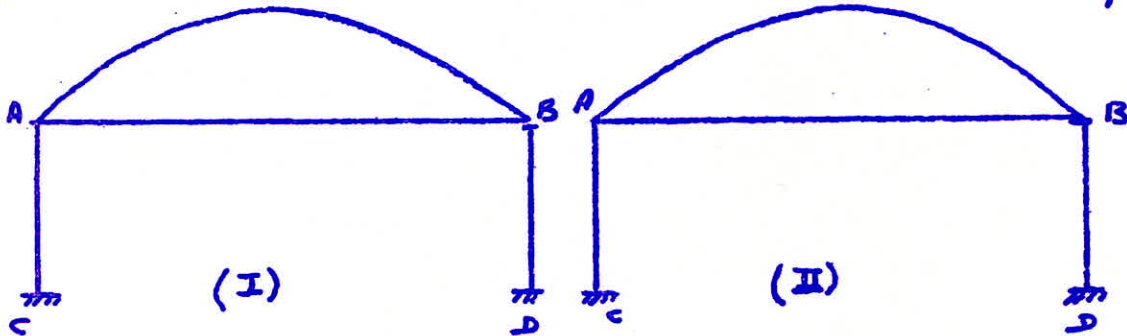
DES

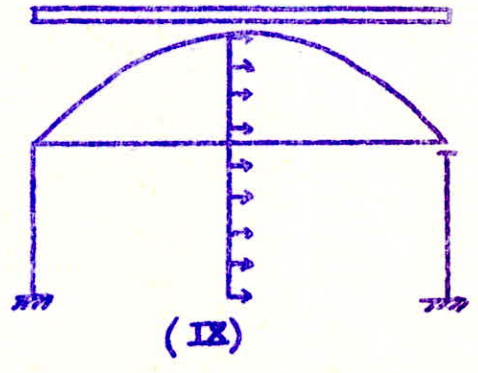
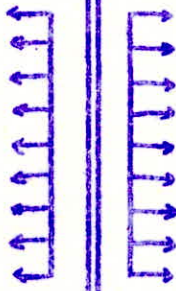
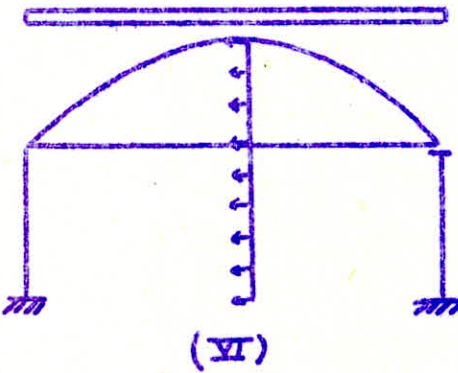
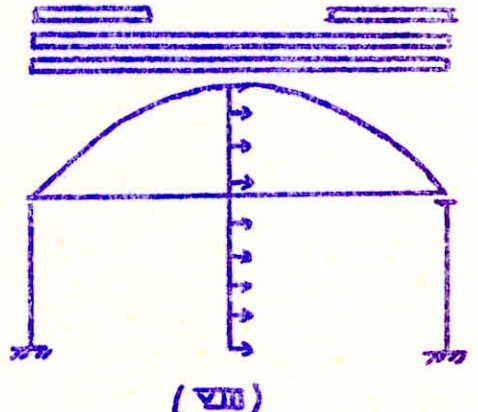
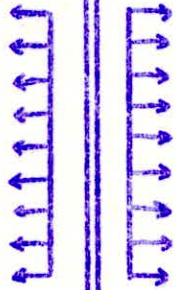
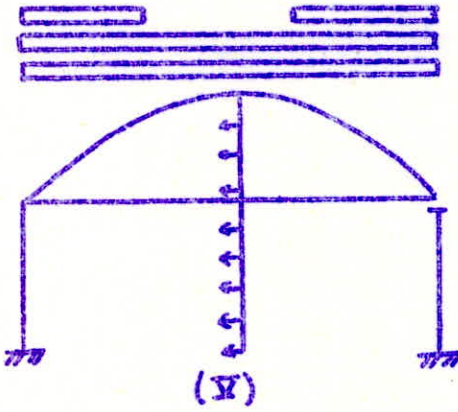
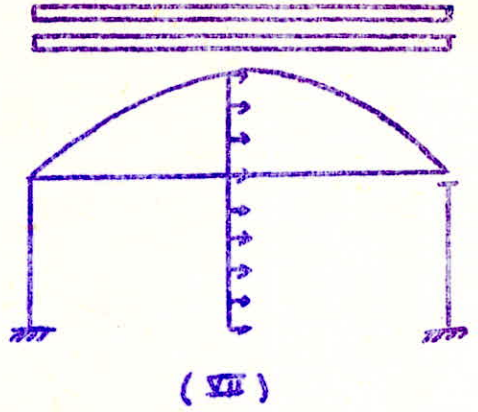
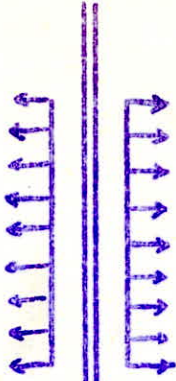
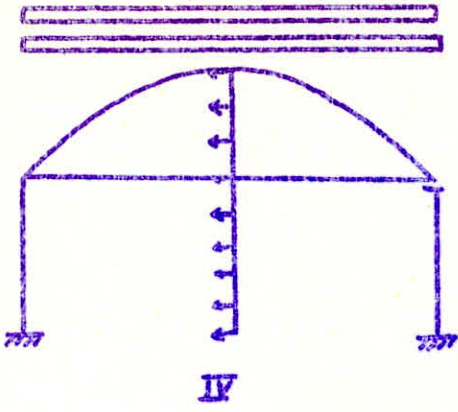
POTEAUX

Différents cas de charge

Le point A est fixe tandis que le point B est libre de se déplacer donc toute l'action du vent sur la toiture est reportée sur A.

Nous avons les cas de charge suivants.





Les poteaux sont soumis à des effets normaux $N_i = V_{Ai} = V_{Bi}$

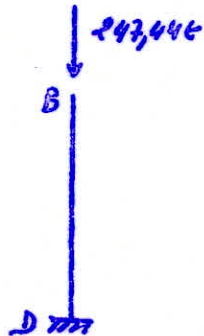
Cas	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
$N_i(t)$	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7

Nous remplacerons l'action du vent sur la toiture par sa résultante au point A du poteau AC

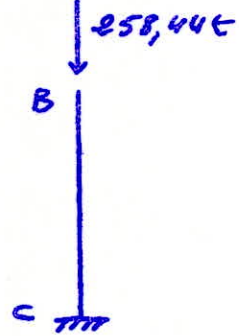
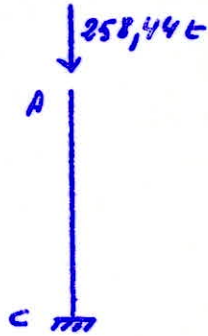


$$R = (0,89 + 0,64) 12 = 18,36 \text{ t.}$$

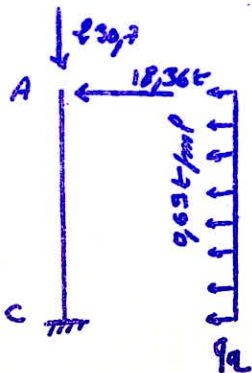
Cas (I)



Cas II



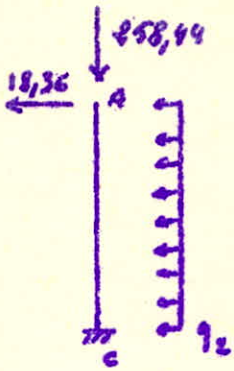
Cas (III)



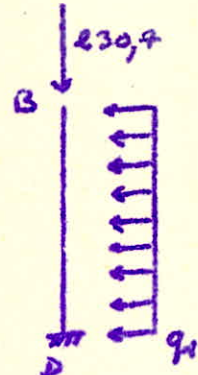
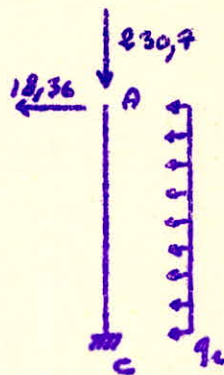
Cas IV



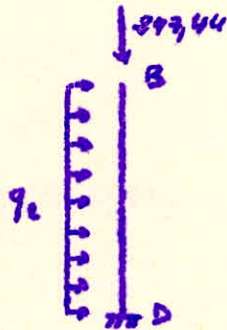
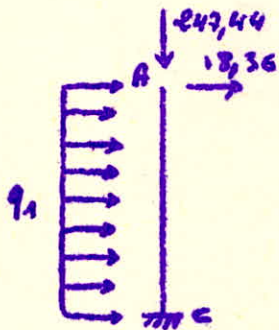
Cas (V)



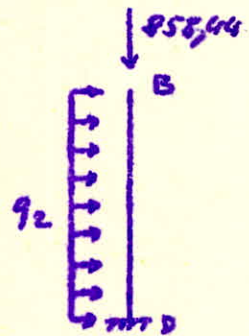
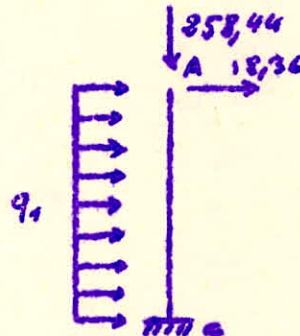
Cas VI



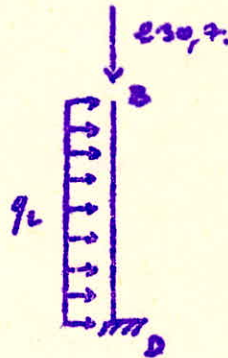
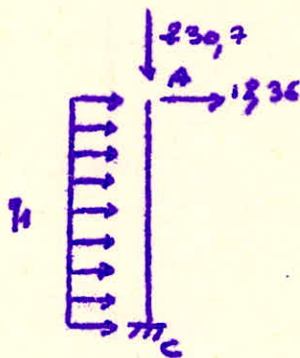
Cas (VII)



Cas (VIII)



Cas (IX)



Adoptons la convention de signe suivante pour le moment à la base du poteau: $\curvearrowright +$ $\curvearrowleft -$

$$M = \pm \left(R \cdot \frac{h}{3} + q_i \cdot \frac{h^2}{3} \right)$$

Cas	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
-----	---	----	-----	----	---	----	-----	------	----

Poteau A-C									
M	0	0	0	-168,96	-168,96	-168,96	+173,76	+173,76	+173,76
N	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7
e	0	0	0	-68,28	-65,35	-73,23	+70,22	+67,23	+75,36

Poteau B-D									
M	0	0	0	-26,88	-26,88	-26,88	+22,08	+22,08	+22,08
N	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7	247,44	258,44	230,7
e	0	0	0	-1,86	-1,94	-1,65	+2,92	+2,54	+3,57

Si le sens x est le sens des 60m et y le sens des 90m nous avons:

Sens x: poteau AC.

- Compression simple pour les cas I, II et III (cas II avec $N=258,44t$ le plus défavorable)
- Flexion composée pour les autres cas (Cas IX avec $e=75,36cm$ le plus défavorable)

Poteau BD.

- Compression simple: le même cas que le poteau AC.
- Flexion composée: " " " " " " " avec $e=9,57cm$

Sens y:

les poteaux travaillent en compression simple.

Predimensionnement: Poteaux A-C et B-D

Compression simple:

flambement dans le sens x:  $l_0 = 2l_0 = 1600cm \Rightarrow b \geq \frac{1600}{14,9} = 111,1cm$

dans le sens y :



III-51

$$l_c = l_0 \Rightarrow a \geq \frac{200}{14,4} = 55,5 \text{ cm}$$

d'autre part le poteau doit être en mesure de reprendre l'effet de compression maximum.

$$N_{\max} = 258,44 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow A = a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{c0}} = \frac{258,44 \cdot 10^3}{67,5} = 3828,74 \text{ cm}^2$$

en flexion composée :

$$\lambda \geq 35 \Rightarrow \frac{l_c}{e} < 35 \Rightarrow b \geq \frac{1600 \sqrt{12}}{35} = 158,35 \text{ cm}$$

Enfinement prenons

$$\begin{array}{l} a = 80 \text{ cm} \\ b = 160 \text{ cm} \end{array}$$

Poids propre des poteaux

$$P = 0,8 \times 1,6 \times 8 \times 2,5 = 25,6 \text{ t.}$$

Nous ajouterons à l'effort normal dans chaque cas de charge le poids propre des poteaux.

Nous ferons le calcul que pour les cas les plus défavorables.

$$\Rightarrow \text{en compression simple : } N_{\max} = 258,44 + 25,6 = 284,04 \text{ t}$$

\Rightarrow en flexion composée : pour le poteau AC le cas le plus défavorable est le suivant :

$$M_b = 173,76 \text{ t.m} , N = 256,3 \text{ t} , e = 67,79 \text{ cm}$$

pour le poteau B-D

$$M_b = 22,08 \text{ t.m} , N = 256,3 \text{ t} , e = 8,61 \text{ cm}$$

Nous tiendrons compte de ces 3 cas pour calculer la section d'acier dans le poteau. D'autre part nous disposerons des aciers symétriques

III-52

puisque les moments changent de signe.

Calcul de l'acier nécessaire en compression simple.

$$N = 284,04 \text{ t.}, \quad A_b = a \cdot b = 80 \times 160 = 12800 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{A_b} = \frac{284,04 \cdot 10^3}{12800} = 22,19 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_b'$$

\Rightarrow le béton seul est suffisant.

- minimum d'acier:

$$A_a \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\overline{\sigma}_b'}$$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1600}{4,80 - 2,8} = 6,26, \quad \theta_3 = 1,55.$$

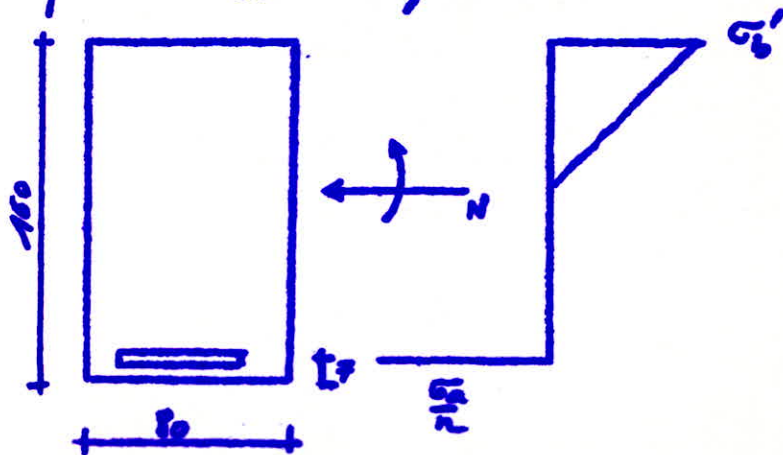
$$\Rightarrow A_a \geq \frac{1,25}{1000} 1,4 \times 6,26 \times 1,55 \times \frac{284,04 \cdot 10^3}{18,7}$$

$$A_a \geq 70,204 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'acier en flexion composée.

$$M_b = 173,76 \text{ tm}, \quad N' = 256,3 \text{ t.}, \quad e = 67,79 \text{ cm}$$

$\frac{b_e}{6} = \frac{160}{6} = 26,6 \text{ cm} \Rightarrow \frac{b_e}{6} > \frac{e}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.



$$\frac{h_t}{2} = 80 \text{ cm} > e \Rightarrow \lambda' = 1 + \frac{e}{h_t} = 1 + \frac{67,7}{160} = 1,847.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \lambda' \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,847 \cdot 68,7 = 126,88 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$M_{GA} = 173,76 + 256,3 \left(\frac{1,6}{2} - 0,07 \right) = 360,85 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{GA}}{\frac{\bar{\sigma}_a}{h} \cdot \frac{bh^2}{100}} = \frac{360,85 \cdot 10^5}{\frac{2665}{15} \cdot \frac{80 \cdot 153^2}{100}} = 10,98.$$

$$\mu = 10,98 \Rightarrow \alpha_n = 12,50 \text{ et } \eta = 0,64.$$

$$A_1 = \frac{\alpha_n}{\eta} \frac{bh}{100} = \frac{12,5}{0,64} \cdot \frac{80 \cdot 153}{100} = 101,99 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 0,64 \cdot \frac{2665}{15} = 113,70 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 101,99 - \frac{256,310^3}{2665} = 5,81 \text{ cm}^2$$

La section d'acier calculée en flexion composée est inférieure à la section d'acier calculée en compression simple. Nous maintiendrons la section calculée en compression simple.

prenons

$$A = 10 \phi 32 = 80,42 \text{ cm}^2.$$

Etude de l'effort tranchant à la base du poteau.

l'effort tranchant maximum est:

$$T_{\max} = R + 0,84 \times 8 = 18,36 + 6,72 = 25,08 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{25,08 \cdot 10^3}{80 \cdot \frac{7}{8} \cdot 153} = 2,34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 113,7 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 16,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b.$$

Calcul des aciers transversaux.

prenons comme acier transversal des $\phi 12$.

\Rightarrow en compression simple :

$$t \leq 15\phi = 15 \cdot 3,2 = 48 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = (100 \cdot 1 - 15 \cdot 3,2) \left(2 - \frac{114,95}{124} \right) = 55,79 \\ t_2 = 15 \cdot 3,2 \left(2 - \frac{114,95}{124} \right) = 51,5 \end{cases}$$

en flexion composée :

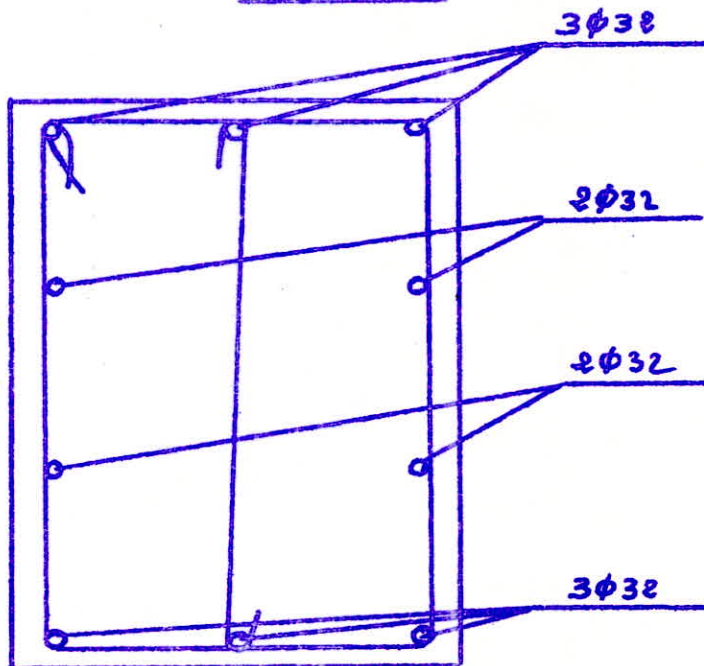
$$\bar{\sigma}_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_t = 3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_t}{T} = \frac{3,39 \cdot 3 \cdot 153 \cdot 2800}{8 \cdot 25,08 \cdot 10^3} = 50,6 \text{ cm.}$$

prenons finalement $t = 35 \text{ cm}$

caches etepingles
en $\phi 12$ $e = 35 \text{ cm}$



Calcul des suspentes du tirant:

Nous placerons des suspentes tout les 3 m de tirant. Les suspentes ne supportent que le poids propre du tirant:

Poids propre du tirant = 0,125 t/m.

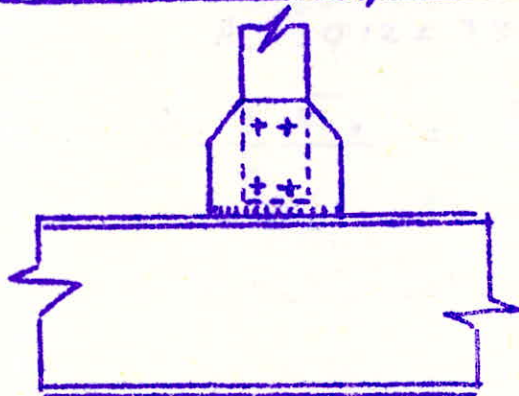
La charge sur chaque suspente est : $0,125 \times 3 = 0,375$ t.

nous choisissons des suspentes en profils métalliques. (IPN)

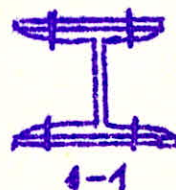
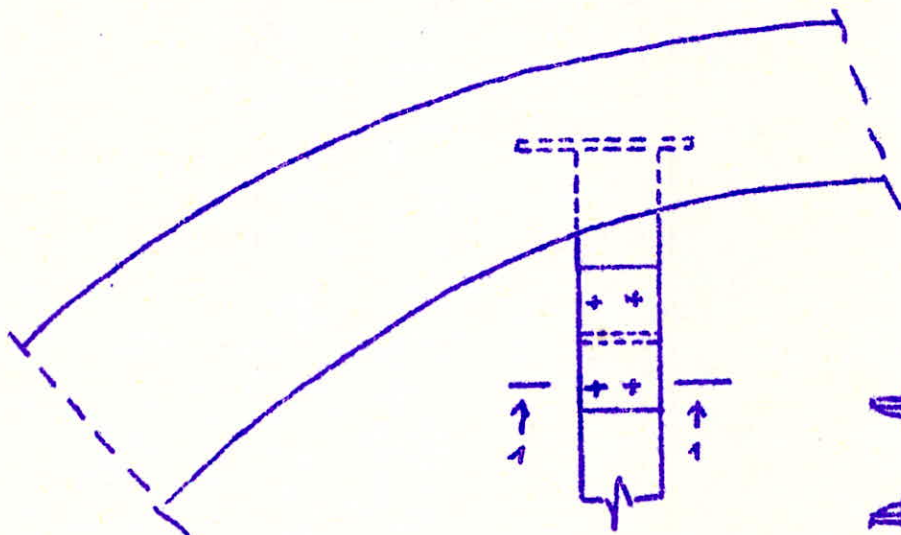
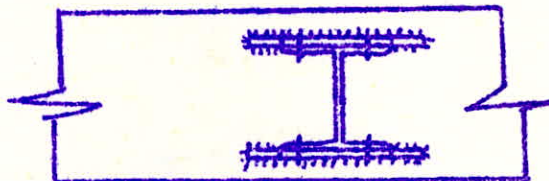
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_e = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow S \geq \frac{375}{2400} = 0,156 \text{ cm}^2$$

Preons un IPN 100.

Calcul des liaisons suspentes-tirant, suspentes-arc.



Liaison suspente tirant.

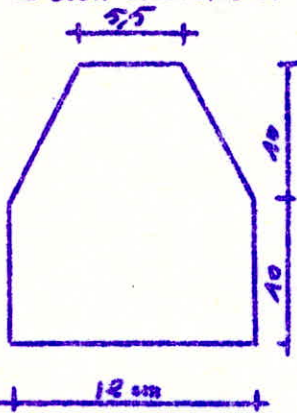


Liaison suspente arc

La charge qui s'exerce sur chaque plaque de liaison est:

$$F = \frac{0,375}{2} = 0,1875 \text{ t.}$$

Preons les dimensions indiquées ci-dessous:



plaque de liaison supporte tirant



plaque de liaison supporte arc.

L'épaisseur de la plaque doit être tel que:

$$\frac{N}{A_p} \leq \sigma_c \quad A_p = b_p \cdot e_p \Rightarrow e_p \geq \frac{N}{b_p \cdot \sigma_c}$$

$$e_p \geq 0,014 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{prenons constructivement } e_p = 2 \text{ mm} \\ e_s = 5,5 \text{ mm} \end{array} \right\} \phi = 16 \text{ mm.}$$

Soudure de la plaque et du tirant.

$$\frac{F}{0,85 \sum P a x} \leq \sigma_c$$

$$\sum P = 2 \times 12 = 24 \text{ cm.}$$

$$a x \geq \frac{0,1875 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 24 \cdot 2400} = 0,0038 \Rightarrow a = 3 \text{ mm}$$

ETUDE

DES

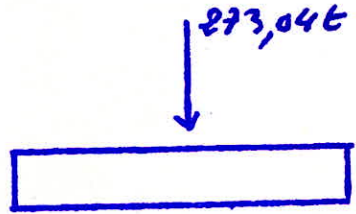
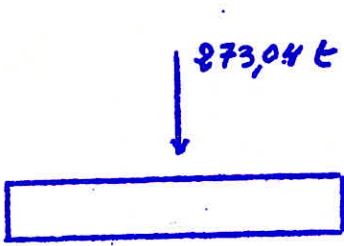
FONDATIONS

Different cases of charge:

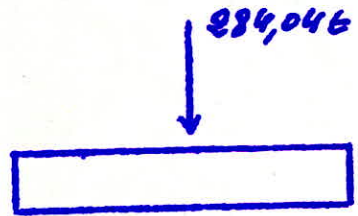
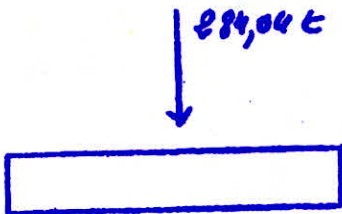
Poteau A-C

Poteau B-D

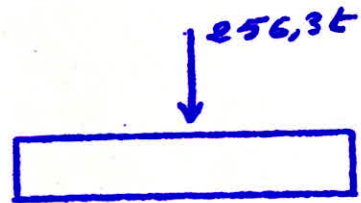
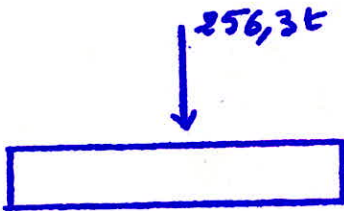
Cas n° I



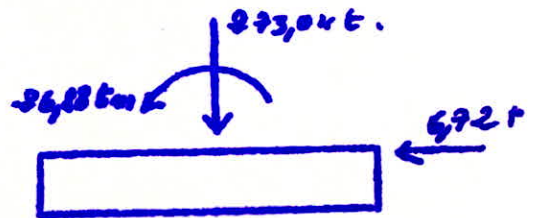
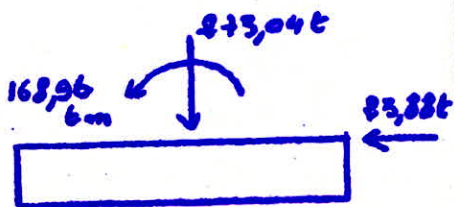
Cas n° II



Cas n° III



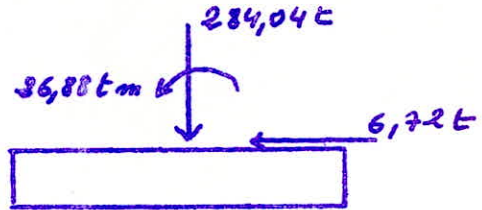
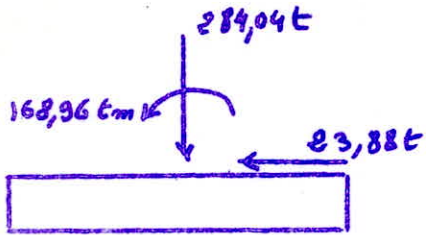
Cas n° IV



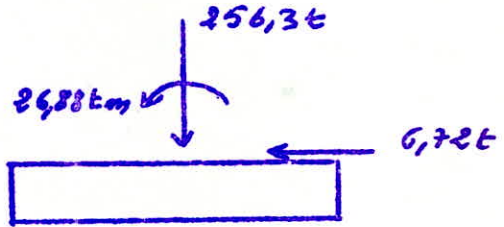
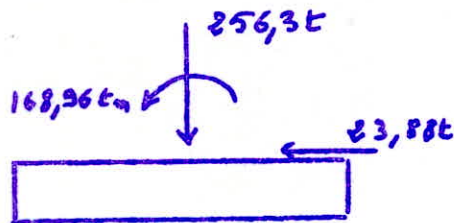
Poteau A-C

Poteau B-D

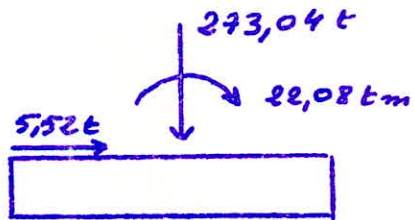
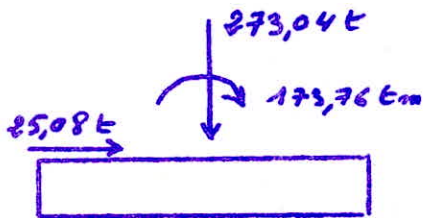
Cas V



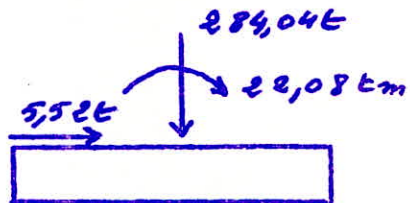
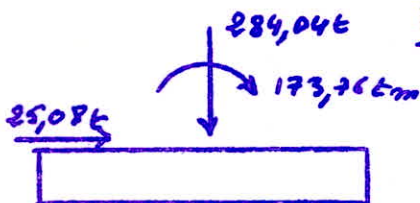
Cas VI



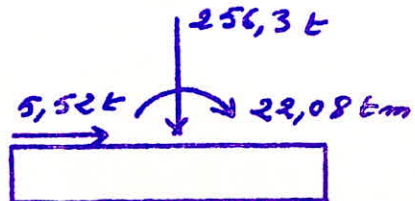
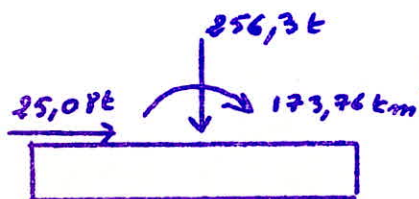
Cas VII



Cas VIII



Cas IX



17-60

L'effort tranchant à la base du poteau crée un moment à la base de la fondation dont nous tiendrons compte dans la vérification. Pour le prédimensionnement nous tiendrons compte uniquement de M_0 et N à la base du poteau et nous ferons le calcul pour le cas le plus défavorable qui est le cas II pour la compression simple ($M_0=0$) et le cas III en flexion composée ($M_0 \neq 0$).

Prédimensionnement:

Condition de résistance:

$$\frac{N_{max}}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 2 \text{ kgf/cm}^2$$

A étant la surface de la base de la fondation. Nous choisissons comme fondation des semelles en béton armé reposant sur un massif de gros béton.

$$N_{max} = 284,04 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{284,04 \cdot 10^3}{2} = 142020 \text{ cm}^2$$

Soit: $B_{x,m}$ = la dimension dans le sens x-x du massif de gros béton

$B_{y,m}$ = " " " " " " y-y " " " " "

$B_{x,s}$ = " " " " " " x-x de la semelle en B.A

$B_{y,s}$ = " " " " " " y-y " " " " "

A_m = surface du massif

A_s = " " de la semelle.

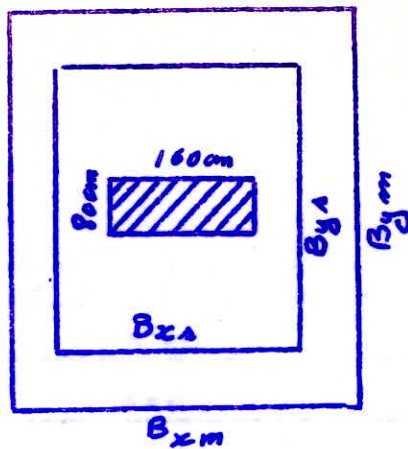
$\bar{\sigma}_g$ = la contrainte sur le gros béton avec $\bar{\sigma}_g = 10 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s$ = " " " " le sol avec $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kgf/cm}^2$.

P_m = Poids propre du massif

P_s = " " " " " la semelle.

Nous dimensionnerons notre fondation de telle manière que la contrainte moyenne sur le gros béton exercée par la semelle soit inférieure à $\bar{\sigma}_g$ et que $\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s$.



prenons $B_{xm} = 6m$, $B_{ym} = 3,4m$ et $h_m = 0,4m$
 $\Rightarrow A_m = 204000 \text{ cm}^2$

Les dimensions de la semelle en B.A sont:

$$B_{xA} = 6 - 2 \cdot 0,4 = 5,2m$$

$$B_{yA} = 3,4 - 2 \cdot 0,4 = 2,6m$$

$$\left. \begin{array}{l} B_{xA} = 5,2m \\ B_{yA} = 2,6m \end{array} \right\} A_A = 135200 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_{xA}}{B_{yA}} = \frac{5,2}{2,6} = 2 = \frac{bx}{by} = \frac{160}{80} \Rightarrow \text{la règle d'homothétie est respectée.}$$

$$P_m = 0,4 \times 6 \times 3,4 \times 2,3 = 18,76t.$$

hauteur de la semelle en B.A.

prenons $d = 5cm$

$$h_A - d \geq \frac{B_{xA} - bx}{4} = \frac{5,2 - 1,6}{4} = 0,9m$$

$$\Rightarrow h_A \geq 0,9 + 0,05 = 0,95m$$

• Condition de non poinçonnement.

$$h_A \geq 1,5 \frac{N_{max}}{P_c \cdot 1,2 \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec } P_c = \text{contour homothétique}$$

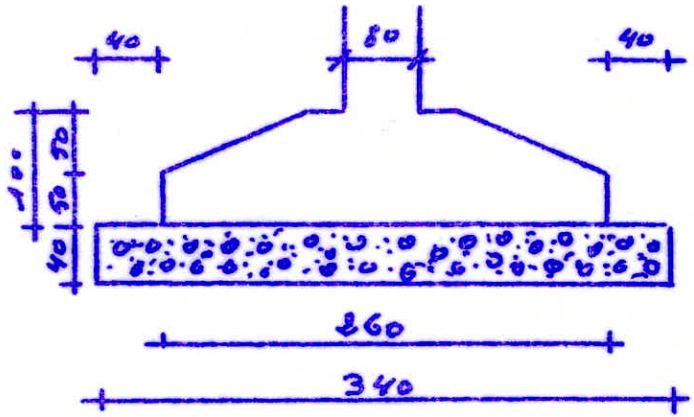
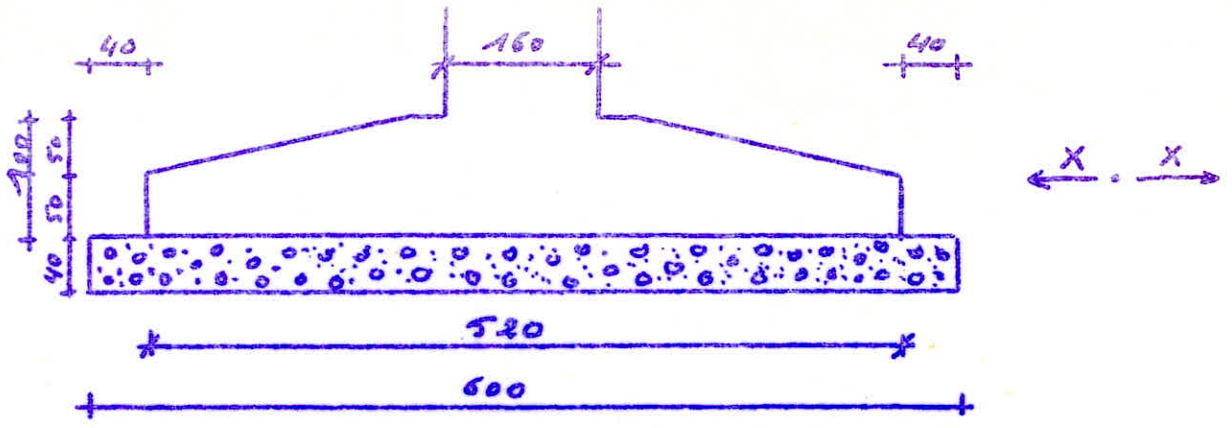
$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Rightarrow h_A \geq 1,5 \frac{284,04 \cdot 10^3}{(520 + 260) \times 2 \cdot 1,2 \cdot 5,8} = 39,24cm.$$

prenons

$h_A = 100cm$
$e_s = 50cm$

$$P_s = \frac{3}{2} \cdot 0,5 \times 5,2 \times 2,6 \times 2,5 = 25,35t$$



Condition de resistance en tenant compte des poids propres:

La semelle en B.A repose sur le massif de G.B soit $\bar{\sigma}_g$ Pa contrainte sur le G.B

$$\bar{\sigma}_g = \frac{N_{max} + P_A}{A_s} = \frac{(284,04 + 25,35) \cdot 10^3}{135200} = 2,28 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_g < \bar{\sigma}_g = 12 \text{ kgf/cm}^2$$

La contrainte sur le sol est:

$$\bar{\sigma}_A = \frac{N_{max} + P_A + P_m}{A_m} = \frac{(284,04 + 25,35 + 10,76) \cdot 10^3}{204000}$$

$$\bar{\sigma}_A = 1,6 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_A = 2 \text{ kgf/cm}^2$$

Diagramme des contraintes :

Nous avons deux diagrammes : l'un sur le massif de gros béton
l'autre sur le sol

Au moment à la base du poteau dans le cas le plus défavorable nous ajouterons un moment qui est provoqué par l'effet tranchant,

• A la base de la semelle le moment engendré par l'effet tranchant est :

$$m_{T_s} = T_{\max} \cdot h_s = 23,88 \times 1 = 23,88 \text{ tm}$$

• à la base du massif le moment engendré par l'effet tranchant est :

$$m_{T_m} = T_{\max} (h_m + h_s) = 23,88 (1 + 0,4) = 33,43 \text{ tm}$$

donc pour établir le diagramme des contraintes à la base de la semelle nous utiliserons les sollicitations suivantes :

$$M = M_{\max} + m_{T_s} = 173,76 + 23,88 = 197,64 \text{ tm}$$

$$N = N_{\max} + P_s = 248,99 + 25,35 = 274,24 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow e_s = \frac{M}{N} = 72,06 \text{ cm}$$

$$\frac{B_{x_0}}{6} = \frac{529}{6} = 86,66 \text{ cm} ; e_s < \frac{B_{x_0}}{6} \Rightarrow \text{diagramme trapézoïdal.}$$

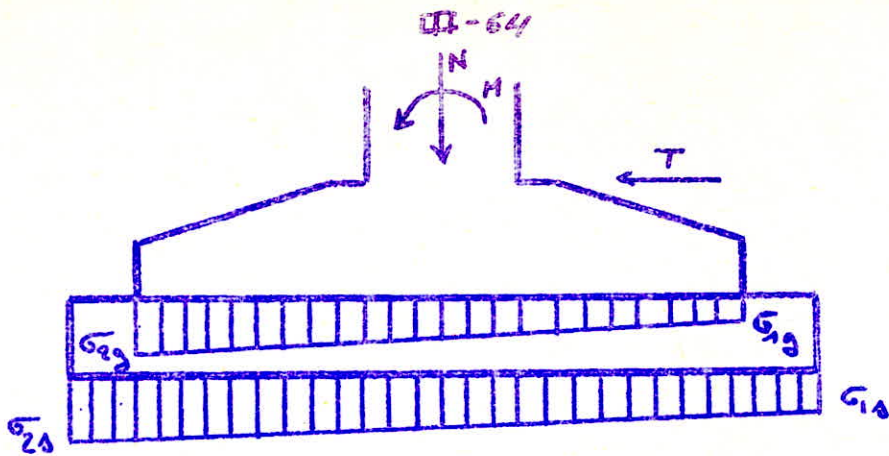
À la base du massif :

$$M = 173,76 + 33,43 = 207,19 \text{ tm}$$

$$N = 248,99 + 25,35 + 18,76 = 293 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow e_m = 70,7 \text{ cm}$$

$$\frac{B_{x_m}}{6} = 100 \text{ cm} \quad e_m < \frac{B_{x_m}}{6} \Rightarrow \text{diagramme trapézoïdal.}$$



Designons par σ_{1g} et σ_{2g} les contraintes minimums et maximums sur le gros béton et σ_{1A} et σ_{2A} les contraintes minimums et maximums sur le massif. sol.

$$\sigma_{2g} = \frac{N + P_0}{A_s} \left(1 \pm \frac{6e_s}{Bx_s} \right) = \frac{2742410^3}{135200} \left(1 \pm \frac{72,066}{520} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{2g} = 3,714 \text{ kgf/cm}^2, \sigma_{1g} = 0,34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{2A} = \frac{N + P_0 + P_m}{A_m} \left(1 \pm \frac{6e_m}{Bx_m} \right) = \frac{29310^3}{204000} \left(1 \pm \frac{6,707}{600} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{2A} = 2,45 \text{ kgf/cm}^2; \sigma_{1A} = 0,42 \text{ kgf/cm}^2$$

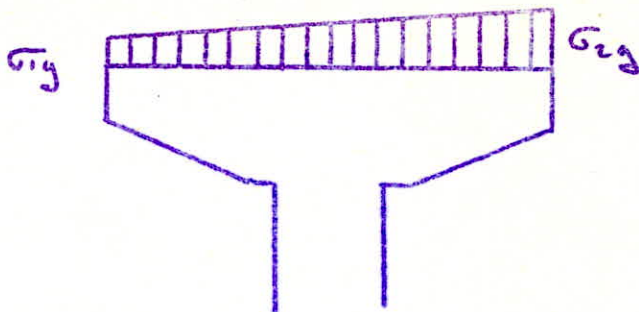
Nous devons vérifier que la contrainte moyenne sur le massif (σ_{mg}) et la contrainte moyenne sur le sol (σ_{ms}) sont respectivement inférieures à $\bar{\sigma}_g$ et $\bar{\sigma}_s$.

$$\bullet \sigma_{mg} = \frac{3\sigma_{2g} + \sigma_{1g}}{4} = \frac{3 \cdot 3,714 + 0,34}{4} = 2,87 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_g$$

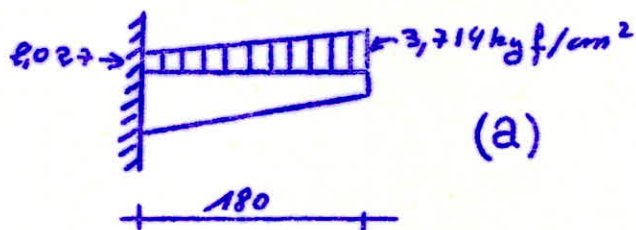
$$\bullet \sigma_{ms} = \frac{3\sigma_{2A} + \sigma_{1A}}{4} = \frac{3 \cdot 2,45 + 0,42}{4} = 1,94 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Calcul de l'armature dans la semelle en B.A.

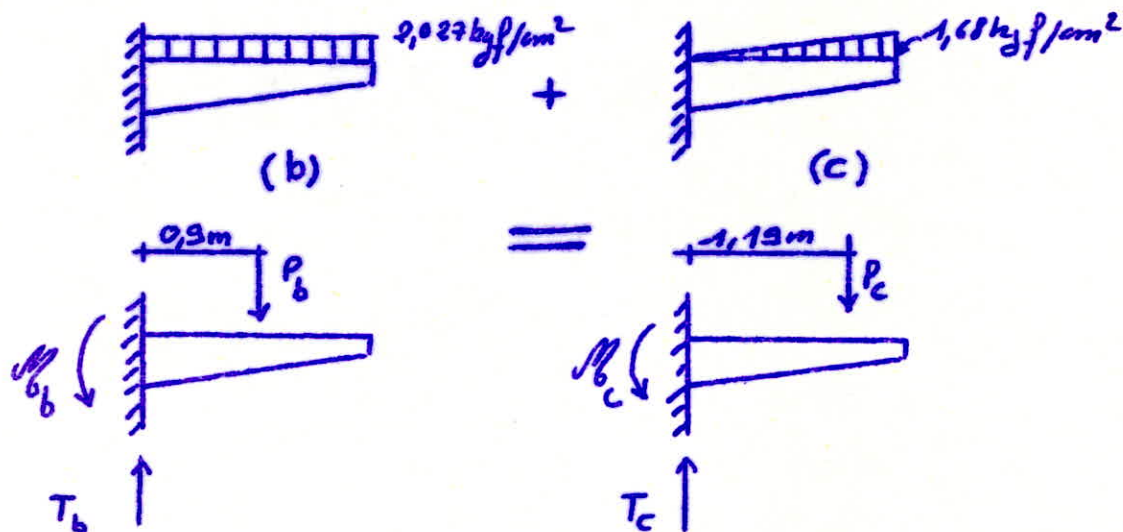
$\sigma_{2g} > 2\sigma_{1g}$ la semelle sera calculée comme une poutre renversée.



Puisque le moment peut changer de sens nous pouvons avoir le même diagramme mais inversé. Nous calculerons alors l'armature pour la moitié de la semelle la plus chargée et nous disposons la même section d'acier dans l'autre sens.



Le cas (2) est la superposition des deux cas suivants :



Nous calculerons pour un mètre de largeur de la semelle

$$P_b = 2,027 \times 180 \times 100 = 36,48 \text{ t}$$

$$P_c = \frac{1,68 \cdot 10^{-3} \cdot 180 \times 100}{2} = 15,12 \text{ t}$$

$$M_b = 36,48 \times 0,9 = 32,83 \text{ t.m}$$

$$T_b = 36,48 \text{ t}$$

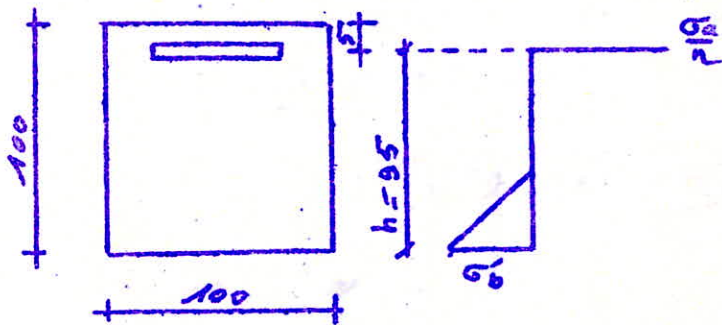
$$M_c = 15,12 \times 1,19 = 17,99 \text{ t.m}$$

$$T_c = 15,12 \text{ t}$$

$$\Rightarrow M_a = M_b + M_c = 50,82 \text{ t.m}$$

$$T_a = T_b + T_c = 51,6 \text{ t}$$

Nous calculerons l'armature pour la section la plus défavorable c.a.d. la section à l'encastrement.



prelevons des aciers Fe E40 $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2665$

$$\frac{bh^2}{100} = 9025, \quad \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 177,66, \quad \frac{bh}{100} = 95$$

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{bh^2}{100} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = \frac{50,82 \cdot 10^5}{9025 \cdot 177,66} = 3,169 \Rightarrow \begin{cases} a_n = 3,43 \\ a_1 = 0,23 \\ \mu'_{b,pl} = 20,36 \\ \eta = 0,895 \end{cases}$$

$$A = \frac{a_n}{n} \cdot \frac{bh}{100} = \frac{3,43}{15} \cdot 95 = 21,72 \text{ cm}^2$$

$$M'_{b,pl} = \mu'_{b,pl} \cdot \frac{bh^2}{100} \left[\bar{\sigma}'_{b0} \left(1,1 - \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{1000} \right) \right]$$

$$= 20,36 \cdot 9025 \left[68,7 \left(1,1 - \frac{68,7}{1000} \right) \right] = 130,18 \text{ t.m}$$

$M < M'_{b,pl} \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

prelevons $A = 14 \phi 25 = 68,72 \text{ cm}^2$ pour toute la largeur de la section ce qui correspond à

$$A_{imp} = 26,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la section:

$$a_n = \frac{aA}{bh/100} = \frac{15 \cdot 26,43}{95} = 4,173 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_a = 4,95 \\ \eta = 0,34 \\ \alpha_1 = 0,252 \\ \nu'_{b,pl} = 22 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_a}{n} = \frac{M_b}{\mu_a \cdot (bh^3/100)} = \frac{50,82 \cdot 10^5}{4,95 \cdot 9025} = 113,758$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 1706,37 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2665 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \eta \times \frac{\sigma_a}{n} = 0,34 \cdot 113,758 = 38,67 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$M'_{b,pl} = 22 \cdot 9025 \left[68,7 \left(1,1 - \frac{68,7}{1000} \right) \right] = 140,67 \text{ tm} > M_b$$

$$\left. \begin{array}{l} M < M'_{b,pl} \\ \sigma_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \sigma_a < \bar{\sigma}_a \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La section est convenablement dimensionnée.}$$

Enfinement :

dans le sens X-X $\Rightarrow 14\phi 25$

Effort tranchant et acier transversaux.

$$T_{max} = 51,6 \text{ t}, \quad z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8} \cdot 95 = 83,125 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{51,6 \cdot 10^3}{100 \cdot 83,125} = 6,2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,8 = 20,3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}_a = f_a \bar{\sigma}_n \quad \text{avec} \quad f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_b} = 0,881 \\ \frac{2}{3} = 0,666 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_n = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_t = 14 \phi 8 = 7,036 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_a \cdot t}{T} = \frac{7,036 \cdot 83,125 \cdot 0,881 \cdot 4200}{5,6 \cdot 10^3} = 41,94 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) = 64,53 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 19 \text{ cm} \end{array} \right.$$

prenons $t = 41 \text{ cm}$.

Calcul de l'armature dans le sens y-y.

$$F_y = \frac{N (B_y - b_y)}{8 (h_t - d)} \quad \text{avec} \quad N = N_{\max} = 284,04 \text{ t.}$$

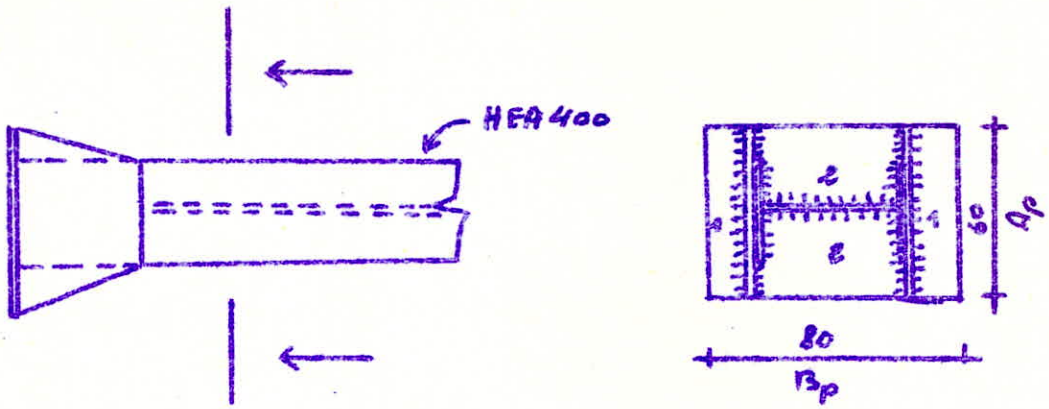
$$F_y = \frac{284,04 (260 - 80)}{8 (100 - 5)} = 67,275 \text{ t}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{prenons de } \phi < 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_y = \frac{67,275 \cdot 10^3}{2800} = 24,025 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_y = 13 \phi 16 = 26,13 \text{ cm}^2}$$

Calcul de la tête du tirant



HEA 400 : $H = 350 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $e_s = 13 \text{ mm}$, $e_a = 11 \text{ mm}$.

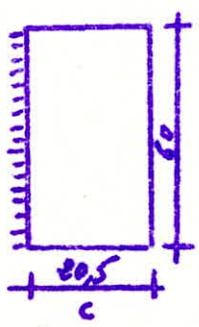
$N_{max} = 338 \text{ k}$

$\frac{N}{A_p \cdot B_p} \leq \bar{\sigma}_{b0}$ $B_p = 60 \text{ cm} \Rightarrow A_p \geq 61,23 \text{ cm}$
 prenons $A_p = 80 \text{ cm}$.

La plaque d'arrisc travail à la flexion due à la pression σ_m
 decomposons la plaque en plaques elementaires 1 et 2.

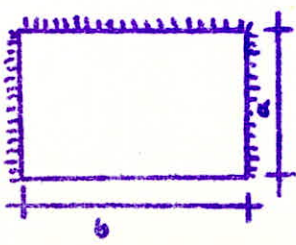
$\sigma'_m = \frac{N}{A_p \cdot B_p} = \frac{338 \cdot 10^3}{4800} = 70,41 \text{ kgf/cm}^2$

plaque 1 :



$M_1 = \sigma'_m \cdot \frac{c^2}{2} = 70,41 \times \frac{80,5^2}{2} = 14794,9 \text{ kgcm}$

plaque 2 :



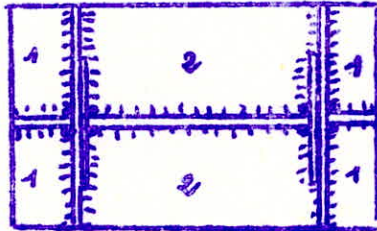
$a = 14,45 \text{ cm}$, $b = 37,2 \text{ cm}$ $\frac{b}{a} = \frac{37,2}{14,45} = 2,57$

~~$\beta = 0,11$~~ $\beta = 0,133$ $M_2 = 0,133 \cdot 70,41 \cdot 14,45^2$
 $M_2 = 1955 \text{ kgcm}$.

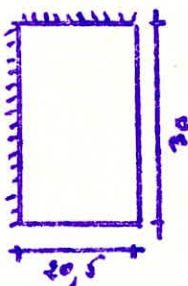
$$M_{\max} = M_1 = 14704,9 \text{ kg cm.}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6M}{G_c}} = 6 \text{ cm.}$$

L'épaisseur étant trop forte nous ajouterons un raidisseur au milieu de la plaque 1.



Le calcul pour la plaque 2 reste inchangé
- plaque 1.



$$\frac{b}{a} = \frac{30}{20,5} = 1,463. \quad \rightarrow \beta = 0,126.$$

$$M_1 = 0,133 \cdot 70,41 \cdot 20,5^2$$

$$M_2 = 3728,31 \text{ kg cm.}$$

$$M_{\max} = M_2 = 3728,31 \text{ kg cm.}$$

$$\Rightarrow e_p = \sqrt{\frac{6M}{G_c}} = 3 \text{ cm.}$$

Calcul de gousset:

prenons $e_g = 10 \text{ mm}$. La hauteur du gousset sera déterminée par la longueur et l'épaisseur des cordons de soudure.

$$h_f = \frac{N}{0,75 \cdot n \cdot a \cdot G_c}$$

$n =$ nombre de cordons.

$$\text{prenons } a = 10 \text{ mm.} \Rightarrow a \cdot a = 8,8 \text{ mm} \Rightarrow h_f = 26,6 \text{ cm.}$$

$$\text{prenons } h_f = 50 \text{ cm.}$$

Vérification de la résistance du gousset:



$$q = G_m' \frac{A_p}{2} = 90,41 \cdot \frac{60}{2} = 2712,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{q}{2} \left(\frac{l_0 - 30}{2} \right)^2 = 443847 \text{ kgcm}$$

$$M_b = \frac{q}{2} \left(\frac{B_p - h}{2} + \frac{h_v}{2} \right) \left(\frac{h}{2} - \frac{B_p - h}{2} \right)$$

$$M_b = 42246 \text{ kgcm}$$

$$M_{\max} = M_a$$

$$\sigma = \frac{6 M_{\max}}{e_g h^2} = \frac{6 \cdot 443847}{1 \cdot 50^2} = 1065 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

Caron de soudure fixant le gousset sur la plaque d'assise.

$$\sum l_c = 2 (B_p - 2a) \quad \text{avec } a = 16 \text{ mm.} \Rightarrow \begin{aligned} &\text{soit } 0,88 \text{ cm} \\ &a\alpha = 1,36 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$= 2 (80 - 2 \cdot 1) = 156 \text{ cm}$$

$$\frac{N}{0,95 \sum l_c a\alpha} = \frac{338 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 156 \cdot 0,88 \cdot 1,36} = 2124 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

Joint de montage du vizant:



L'épaisseur du joint doit être tel que $A_t \geq 159 \text{ cm}^2$ pour reprendre l'effort de traction N .

prenons $e_{cjs} = e_{cja} = 20 \text{ mm}$
 b_{cjs} et b_{cja} a determiner

$$N_s = \frac{(N/2) A_s}{A} = \frac{(338 \cdot 10^3 / 2) \cdot 114}{159} = 121,169 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow a_{cjs} \geq \frac{N_s}{e_{cjs} \sigma_c} = \frac{121,169 \cdot 10^3}{2 \cdot 2400} = 25,24 \text{ cm}$$

prenons $a_{cjs} = 40 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{N_s}{0,75 \cdot \sigma_c} \quad \text{avec } \geq l = 2 l_{ca}$$

$$\Rightarrow l_{cs} \geq \frac{N_s}{2 a \cdot 0,75 \cdot 2400} \quad \begin{array}{l} \text{prenons } a = 10 \text{ mm} \\ a = 9,88 \text{ cm} \end{array}$$

$$\Rightarrow l_{cs} \geq 38,24 \text{ cm.}$$

prenons $l_{cs} = 60 \text{ cm}$

$$N_a = N/2 - N_s \approx 49 \text{ t.}$$

$$A_{cja} \geq \frac{N_a}{\sigma_c} = \frac{49 \cdot 10^3}{2 \cdot 2400} = 10,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{cja} = b_{cja} \cdot e_{cja} \Rightarrow b_{cja} = \frac{10,2}{2} = 5,1 \text{ cm.}$$

prenons $b_{cja} = 20 \text{ cm.}$

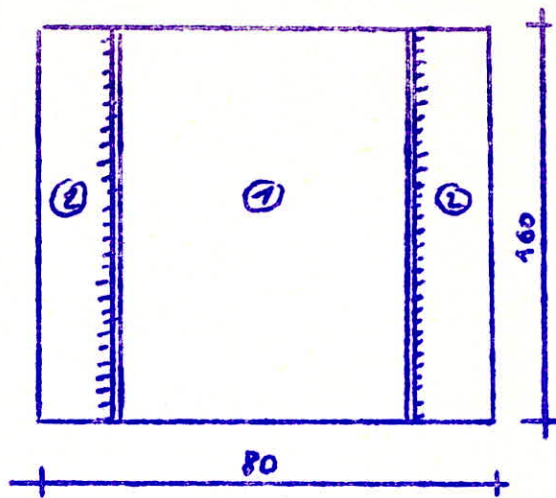
$$l_{cja} \geq \frac{N_a l}{2 \cdot 0,75 \sigma_c a} = \frac{49 \cdot 10^3}{2 \cdot 2 \cdot 0,75 a \cdot 2400} \quad \text{prenons } a = 0,88$$

$$\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{cja} \geq 7,93 \text{ cm}$$

Calcul de la plaque d'acier de l'axe.

$$\sigma_m' = \frac{N}{A_p \cdot B_p} = \frac{258 \cdot 10^3}{80 \cdot 160} = 20,15 \text{ kg/cm}^2$$



La plaque 1 est soumise à une charge uniformément répartie sur toute la surface, il n'y a pas lieu de calculer son épaisseur.

Plaque 2:



La plaque 2 travaille comme une console

$$M = G m' \frac{c^2}{2} = \frac{20,15 \cdot 10^2}{2} = 1007,8 \text{ kg cm.}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6M}{Gc}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1007,8}{2400}} = 1,58 \text{ cm}$$

prenons $e_p = 2 \text{ cm.}$

Calcul des bandes d'écrasement de la plaque.

La section des bandes doit être telle quelle puisse reprendre l'effort tranchant due à l'action du vent sur la toiture.

$$T = 18,36 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{A} \leq \frac{G_c}{1,54} \Rightarrow A \geq \frac{1,54 T}{G_c} = \frac{1,54 \cdot 18,36 \cdot 10^3}{2400} = 11,78 \text{ cm}^2$$

prenons $2 \phi 32 = 16,08 \text{ cm}^2$

Vérification des poteaux de la file A en tenant compte des déplacements de l'axe

Nous avons vu que le tirant s'allonge de Δl sous l'effet du poids propre de la toiture et de l'action du vent:

$$\Delta l = \frac{Q l}{E_t \cdot S_t}$$

$$Q_{\max} = 338 \text{ t}$$

$$E_t = 2,1 \cdot 10^6$$

$$S_t = 159 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta l = \frac{338 \cdot 10^3 \cdot 6 \cdot 10^3}{159 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 6,073 \text{ cm}$$

Cette excentricité crée un moment dans le poteau.

$$M_1 = N e = 258,44 \times 0,06 = 1,55 \text{ t.m.}$$

au moment maximum à la base du poteau nous ajouterons M_1

$$\Rightarrow M = 26,88 + 1,55 = 28,43 \text{ t.m.}$$

or le poteau a été calculé pour un moment de 173 t.m.

$$M < M_{\max}$$

IV

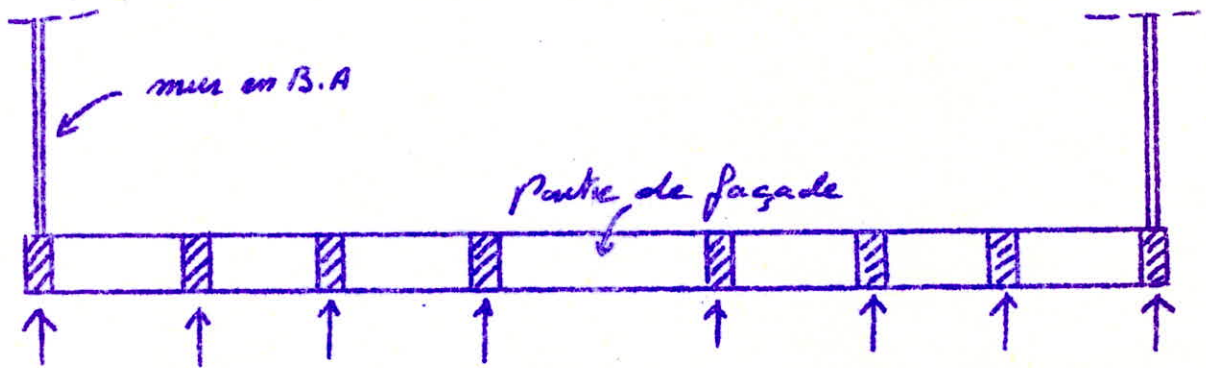
ETUDE

DU

CONTREVENTEMENT

Le contreventement dans le sens transversal est assuré par les poteaux. Dans le sens longitudinal des murs en B.A. assurent le contreventement.

Les poteaux intermédiaires de façade transmettent l'effet du vent à la poutre de façade qui transmet l'ensemble des forces aux poteaux de rive lesquels les transmettent aux murs.



nous ferons donc l'étude de la manière suivante :

- étude de la poutre de façade.
- étude du poteau
- étude de la fondation.
- Calcul des murs de contreventement.
- Calcul des semelles filantes sous les murs.

Calcul de la poutre transversale:

Nous calculerons la poutre dans deux sens :

sens horizontal : effet du vent $q = 93 \text{ kg/m}^2$

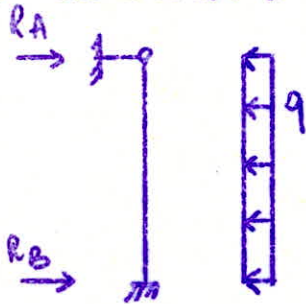
sens vertical : effet du poids propre $q = 0,8 \times 1,2 \times 2,5 = 2,4 \text{ t/m}$

1) Effet du vent:

a) La plus grande surface surchargée par le vent est de $4,5 \times 8 \text{ m}^2$

$$q = 0,093 \times 4,5 = 0,4185 \text{ t/ml.}$$

La réaction transmise par le poteau à la poutre est :



$$R_A = \frac{3}{8} ql$$

$$R_B = \frac{5}{8} ql$$

$$R_{Aa} = 2,07 \text{ t}$$

$$R_{Ba} = 3,45 \text{ t}$$

b) La plus petite surface surchargée par le vent est $5 \times 8 \text{ m}^2$

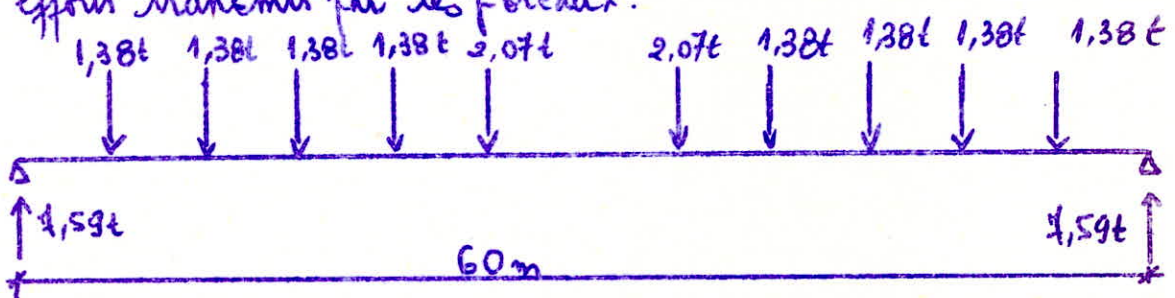
$$q_b = 0,093 \times 5 = 0,465 \text{ t/ml.}$$

$$R_{Ab} = 1,38 \text{ t}$$

$$R_{Bb} = 2,4 \text{ t}$$

c) Calcul de la poutre.

c'est une poutre de 60m de long sur deux appuis, supportant les efforts transmis par les poteaux.



Le moment maximum dans la travée est :

$$M_{max} = 120,75 \text{ tm.}$$

les dimensions de la poutre sont :

$$h_t = 120 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$R_t = 120 \text{ mm} \rightarrow R = 112 \text{ cm} \quad \text{IV-3} \quad bh/100 = 89,6 \quad bh^2/100 = 10035$$

$$\mu_a = \frac{M}{\frac{\sigma_a}{n} \cdot \frac{bh^2}{100}} = \frac{120,75 \times 10^5}{\frac{2400}{15} \times 10035} = 7,52$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_n = 8,5 \\ \eta = 0,51 \\ \mu'_{bpl} = 28 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{a_n}{n} \cdot \frac{bh}{100} = 50,77 \text{ cm}^2.$$

$$M'_{bpl} = \mu'_{bpl} \cdot \frac{bh^2}{100} \times 69,7 = 195,8 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$$

$$M'_{bpl} > M.$$

la section d'acier choisie est: $A = \text{BT}32 = 64,34 \text{ cm}^2$.
vérification de la section:

$$a_n = \frac{15 \cdot 64,34}{(110 \cdot 80)/100} = 10,967$$

$$\frac{bh}{100} = \frac{80 \cdot 110}{100} = 88$$

$$\frac{bh^2}{100} = 9680.$$

$$a_n = 10,967 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_a = 9,6 \\ \eta = 0,59 \\ \mu'_{bpl} = 30,25 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{\sigma_a}{n} = \frac{M}{\mu_a \cdot \frac{bh^2}{100}} = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 130 = 1950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0,59 \Rightarrow \frac{\sigma_b}{n} = \eta \frac{\sigma_a}{n} = 0,59 \cdot 130 = 76,7 \text{ kg/cm}^2 < \frac{1}{2}$$

vérification de la fissuration:

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{64,34}{80 \times 20} = 0,0402.$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} = \frac{1,5 \times 1,5 \cdot 10^5 \times 0,0402}{32 (1 + 0,402)} = 2194 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \sigma_1$$

vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = 7,52 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7520}{80 \cdot \frac{7}{8} \cdot 110} \approx 1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

2) Effet du poids propre.

Poids propre de la poutre : $q = 2,4 \text{ t/ml}$.

$$\left. \begin{aligned} h_t &= 80 \text{ cm} \\ b &= 120 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

$\rightarrow h = 15 \text{ cm}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{bh}{100} &= 90 \\ \frac{bh^2}{100} &= 6750 \end{aligned} \right\}$$

nous prendrons la plus grande travée et nous calculerons les aires nécessaires. $l = 10 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,4 \times 10^2}{8} = 30 \text{ tm}$$

$$\mu_a = \frac{30 \times 10^5}{2400 \times 6750} = 2,77 \Rightarrow a_n = 3.$$

$$A = \frac{3}{15} \times 90 = 18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7 \text{ T } 20 = 21,99 \text{ cm}^2.$$

verification : $a_n = \frac{nA}{bh/100} = \frac{15 \times 21,99}{90} = 3,665 \Rightarrow \mu_a = 3,35$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_a}{n} &= 132,66 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_a = 1990 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_b &= \eta \frac{\sigma_a}{n} = 41,12 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \eta = 0,31$$

flexuration : $\bar{w}_f = \frac{21,99}{10 \times 120} = 0,0183.$

$$\sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{2n\sigma_b}{\phi}} = 2002 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s > \sigma_a \quad \text{et} \quad \sigma_a < \bar{\sigma}_a.$$

Effort tranchant :

$$T = 2,4 \times \frac{10}{2} = 12 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12000}{120 \cdot \frac{7}{8} \cdot 75} = 1,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

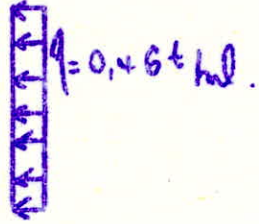
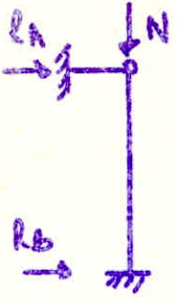
Verification des contraintes dans le béton :

$$\sigma'_b = 46,4 + 41,12 = 117,82 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

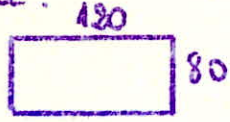
$$\tau_b = 1 + 1,52 = 2,52 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

Calcul des poteaux de façade :

nous calculerons un poteau intermédiaire :
schéma de calcul :



section choisie



$N = \text{poids poteau} + \text{poids poutre}$
 $N = (0,8 \times 1,2 \times 8 + 0,8 \times 1,2 \times 5) \times 9,5 = 31,2$
 $R_A = 1,38 \text{ t}$
 $R_B = 2,3 \text{ t}$
 $M_{\max} = 0,46 \cdot \frac{8^2}{8} = 3,68 \text{ t m}$

$e = \frac{M}{N} = \frac{3,68 \cdot 10^5}{31,2 \cdot 10^3} = 11,79 \text{ cm}$
 $\frac{h_t}{6} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$
 $e < h_t/6$
 poteau entièrement comprimé

a) Calcul du poteau en compression simple : qd le vent ne souffle pas

$\frac{N}{B} = \frac{31200}{120 \cdot 80} = 3,25 \text{ kg/cm}^2 < \frac{1}{\gamma'_{bc}}$

le béton seul est suffisant ; calculons l'acier minimum :

$A_l \geq \frac{1,25}{1000} \vartheta_1 \vartheta_2 \vartheta_3 \frac{N}{\frac{1}{\gamma'_{bc}}}$

$\vartheta_1 = 1,4$

$\vartheta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{300 \cdot 0,7}{4 \cdot 80 - 2 \cdot 3} = 2,78$

$\vartheta_3 = 1,55$

$A_l = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 2,78 \cdot 1,55 \cdot \frac{31200}{68,5} = 3,43 \text{ cm}^2$

b) Calcul du poteau en flexion comprimé :

$M = 3,68 \text{ t m}$

$N = 31,2 \text{ t}$

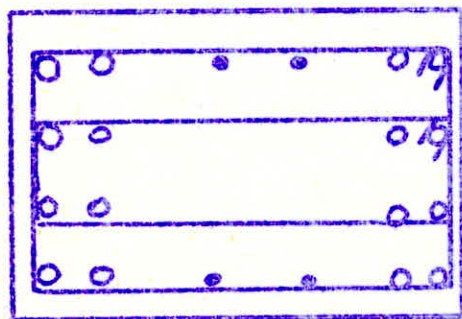
$\gamma'_{bc} = \lambda \frac{1}{\gamma'_{bc0}} = \left(1 + \frac{2e}{h_t}\right) \frac{1}{\gamma'_{bc0}} = \left(1 + 2 \cdot \frac{11,79}{120}\right) \frac{1}{68,5} = \frac{81,96}{68,5}$

Le poteau étant surdimensionné à cause des dimensions de la poutre

$\sigma - \delta$
 nous prendons pour les aciers du poteau, un pourcentage minimal de flexion composée $\alpha = 0,004$. aciers symétriques
 $\Rightarrow \frac{A}{S} = 0,004 \times 120 \times 80 = 38,4 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{2} A = 8 T25 = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ de chaque côté.}$$

$$\text{au total } A = 16 T25 = 76,8 \text{ cm}^2$$



Cadres $\phi 8$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes.

$$\sigma_{1,2}' = \frac{N'}{S'} \pm \frac{M_0 \sigma_c}{I}$$

$$S' = 120 \cdot 80 + 15 \cdot 76,8 = 10452 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{80 \cdot 60^3}{3} \times 2 + 2 \times 15 \times 38,4 (69 - 9)^2 = 14516352 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_1' = 4,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2' = 1 \text{ kg/cm}^2$$

Les dimensions du poteau ont été imposés par les côtes de la poutre et les contraintes sont faibles.

Port tranchant.

$$T = 2,3t$$

$$\tau_t = \frac{2300}{80 \cdot \frac{7}{8} 110} = 0,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_f$$

Espacement des cadres.

en compression simple :

$$t = 15 \phi_r = 15 \cdot 2,5 = 37,5 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \\ \left(1 - \frac{\tau_b}{\sigma_b}\right) \sigma_{en} = 2387 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

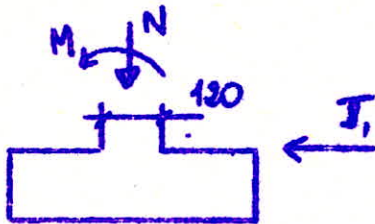
$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{2300}{\frac{7}{8} \cdot 111 \cdot 2387} = 0,00975 \Rightarrow t = 206 \text{ cm}$$

écartement admissible \bar{t}

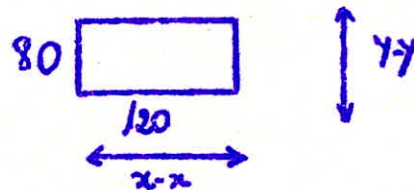
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b}\right) = 109 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l'écartement choisi sera de 30 cm.

Calcul de la fondation du poteau de façade



Section du poteau :



1) prédimensionnement : il se fera sous le poids du poteau -
condition de résistance : $\frac{N}{S} \leq 2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow S \geq 15600 \text{ cm}^2$

règle d'homotétie : $\frac{120}{B_x} = \frac{80}{B_y} \Rightarrow \begin{cases} B_x = 153 \text{ cm} \\ B_y = 102 \text{ cm} \end{cases}$

pour tenir compte du moment et du poids de la semelle

$$\begin{cases} B_x = 250 \text{ cm} \\ B_y = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

hauteur de la semelle : $H = 0,03 + 2,5 \sqrt{\frac{20}{250}} = 0,72 \text{ m}$
 $\Rightarrow H = 80 \text{ cm}$

poids propre semelle : 9t

effort normal résultant $N = 31,2 + 9 = \underline{\underline{40,2 \text{ t}}}$

moment résultant à la base de la semelle : ^{IX-8}

$$M = 3,68 + 0,8 \times 2,3 = 5,52 \text{ t m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,52 \cdot 10^5}{40,2 \cdot 10^3} = 13,73 \text{ cm}$$

diagramme des contraintes : $\frac{B_x}{6} = \frac{250}{6} = 41,66 \text{ cm}$

$$e < \frac{B_x}{6} \Rightarrow \text{diagramme trapézoïdal}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_m = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B_x} \right) = \frac{40,2 \cdot 10^3}{45000} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 13,73}{250} \right)$$

$$\sigma_m = 1,187 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 0,598 \text{ kg/cm}^2$$

$$2\sigma_m = 1,19 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_m = 1,187 \text{ kg/cm}^2$$

Nous calculons les aciers de la semelle par la méthode des bielles en considérant une charge fictive centrée P' telle que :

$$P' = B \left(\frac{3\sigma_m + \sigma_m}{4} \right) = 45000 \left(\frac{3 \cdot 1,187 + 0,598}{4} \right)$$

$$P' = 46,7 \text{ t}$$

$$A_x = \frac{P' (B_x - b_x)}{8 \sigma_a (h_t - d')} = \frac{46,7 \cdot 10^3 (250 - 120)}{8 \cdot 2800 \cdot (80 - 5)} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{P' (B_y - b_y)}{8 \sigma_a (h_t - d')} = \frac{46,7 \cdot 10^3 (180 - 80)}{8 \cdot 2800 \cdot (80 - 5)} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 4 \text{ T 12} = 4,92 \text{ cm}^2$$

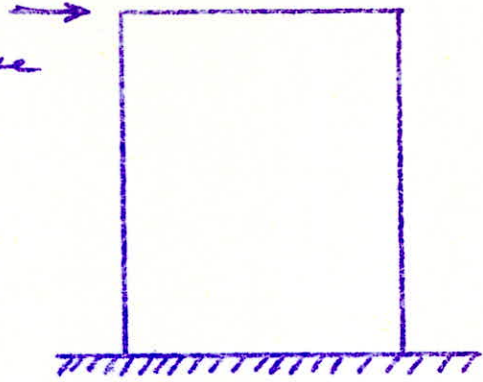
$$A_y = 13 \text{ T 12} = 14,70 \text{ cm}^2$$

Calcul du mur de contreventement.

nous plaçons le mur entre
2 poteaux. et nous lui donnons une
épaisseur de 30 cm.

la force qui agit sur chaque
mur est de:

$$F = 436 / 2 = 218 \text{ t.}$$



Le mur sera étudié comme une console.

$$M_b = 21,5 \times 8 = 172,8 \text{ tm.}$$

$$h = 820 \text{ cm}, \quad b = 30$$

$$\frac{bh^2}{100} = 201720$$

$$\frac{bh}{100} = 246$$

$$\mu_a = \frac{M_b}{\frac{bh^2}{100} \cdot \frac{\sigma_a}{n}} = \frac{172,8 \cdot 10^5}{201720 \cdot 186,6} = 0,459.$$

$$\alpha_n = 0,499, \quad \alpha_n = 0,035, \quad \mu'_{b,pl} = 9,049, \quad \eta = 0,105.$$

$$A = \frac{\alpha_n \cdot bh}{n \cdot 100} = \frac{0,499 \cdot 246}{15} = 8,18 \text{ cm}^2$$

$$M'_{b,pl} = \mu'_{b,pl} \cdot \frac{bh^2}{100} \left[\bar{\sigma}_{b0} \left(1,1 - \frac{\sigma'_{b0}}{1000} \right) \right] = 1293 \text{ tm.}$$

$$M < M'_{b,pl}$$

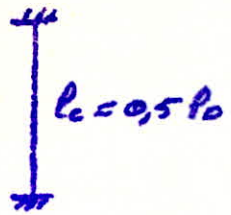
Calcul du mur sous l'effet du poids propre.

Nous calculerons la section en compression simple et nous
prendrons une bande de 1 m de largeur du mur
que nous calculerons comme un poteau.

$$l_c = 0,5 P_0 = 400$$

$$14,4a = 432 \text{ cm} \quad l_c \leq 14,4a$$

Le mur n'est pas sujet au flambement.



$$N = 0,3 \times 1 \times 8 \times 2,5 = 6 \text{ t}$$

$$B = 0,3 \times 100 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{\sigma'_{b_0}} = \frac{6 \cdot 10^3}{68,9} = 87,33 \text{ cm}^2$$

$B < \frac{N}{\sigma'_{b_0}}$ le béton seul n'est pas suffisant.

minimum d'acier du point de vue résistance.

$$A_{l_1} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\sigma'_{b_0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{6 \cdot 10^3}{68,9} - 30 \right) = 3,822 \text{ cm}^2$$

minimum d'acier du point de vue construction.

$$A_{l_2} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_{b_0}}$$

$$\theta_1 = 1,8$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 4,5$$

$$\theta_3 = 1,525$$

$$A_{l_2} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 4,5 \cdot 1,525 \cdot \frac{6 \cdot 10^3}{68,9} = 1,347 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{l_1} \\ A_{l_2} \end{array} \right\} = 3,822 \text{ cm}^2$$

prenez $A_l = 4 \phi 12 / \text{ml}$.

Calcul de la semelle d'ancrage sur le mur.

Calcul de la semelle f. lante sous le mur

charge sur la semelle : $q = 0,30 \times 1 \times 8 \times 2,5 = 6 \text{ t/ml}$.

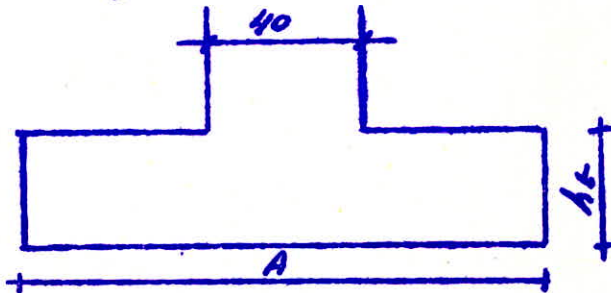
nous placerons sur la semelle une longrine de 40×40

$$p.p. \text{ longr.} = 0,4 \times 0,4 \times 1 \times 2,5 = 0,4 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = 6 + 0,4 = 6,4 \text{ t/ml}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{q}{s} \leq \bar{\sigma}_d \Rightarrow s \geq \frac{6,4 \cdot 10^3}{2} = 3200 \text{ cm}^2$$



$$s = A \times 100 \Rightarrow A \geq 32 \text{ cm}$$

prenons $A = 100$.

Condition de rigidité :

Prenons $d' = 4 \text{ cm}$.

$$h_f - d' \geq \frac{A - d'}{4} = \frac{100 - 4}{4} = 15 \text{ cm}$$

prenons $h_f = 35 \text{ cm}$.

$$F = \frac{6,4 \cdot 10^3 (100 - 4)}{8 (35 - 4)} = 2477 \text{ kg}$$

$$A_a = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2477}{2800}$$

$$A_a = 0,884 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

prenons $A = 5 \phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$

N.B La semelle sera prolongée dans tout le contour de l'ouvrage pour prendre l'effet du au poids propre du mur dans le cas courant. (mur de pierre et parpaing porteur.).

CONCLUSION

L'objet de cette étude n'est pas de faire une comparaison de ses deux variantes, étant donné que la simple comparaison quantitative des matériaux employés dans chacun des deux cas peut donner une idée erronée du coût de l'ouvrage dans l'un ou l'autre cas. En effet la toiture en arc nécessite une quantité énorme de béton et d'acier vu la contrainte imposée par le sujet à savoir l'étude du garage avec ossature en béton armé. Donc l'unique difficulté dans cet ouvrage réside dans la réalisation de la toiture. Pour cela, vu la grande portée, il serait plus facile de couler la toiture sur place de la manière suivante :

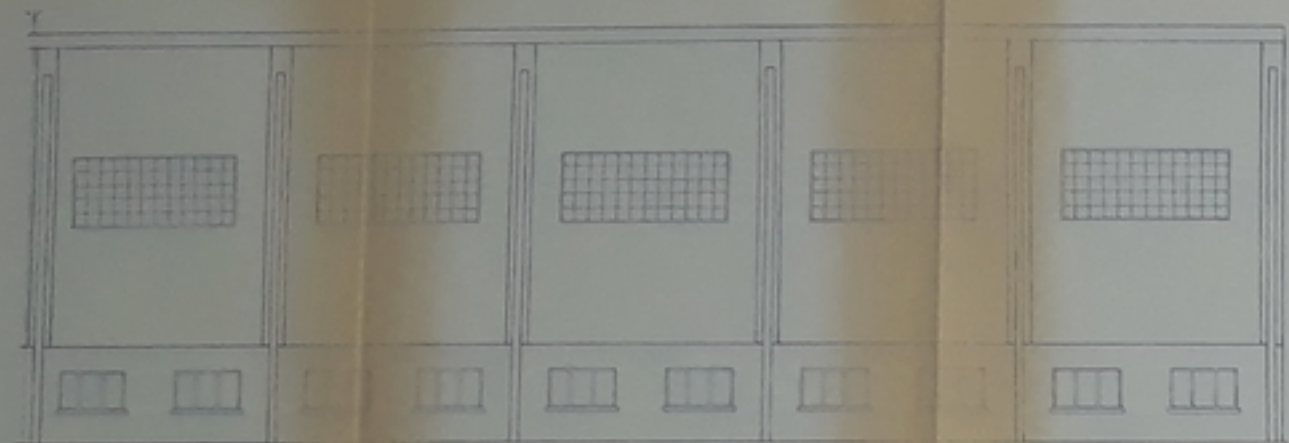
Nous utiliserons un coffrage métallique pour l'arc préparé au sol avec le tirant; le coffrage sera élevé au niveau des poteaux et nous coulerons le béton. Pour les nervures, nous utiliserons un coffrage glissant.

- Pour le garage à toiture suspendue, son avantage réside dans le faible poids de la couverture et la facilité de réalisation de cette dernière. L'inconvénient réside dans la réalisation des poutres d'ancrage des câbles qui sont préfabriqués et montés et aussi le montage des éléments porteurs.

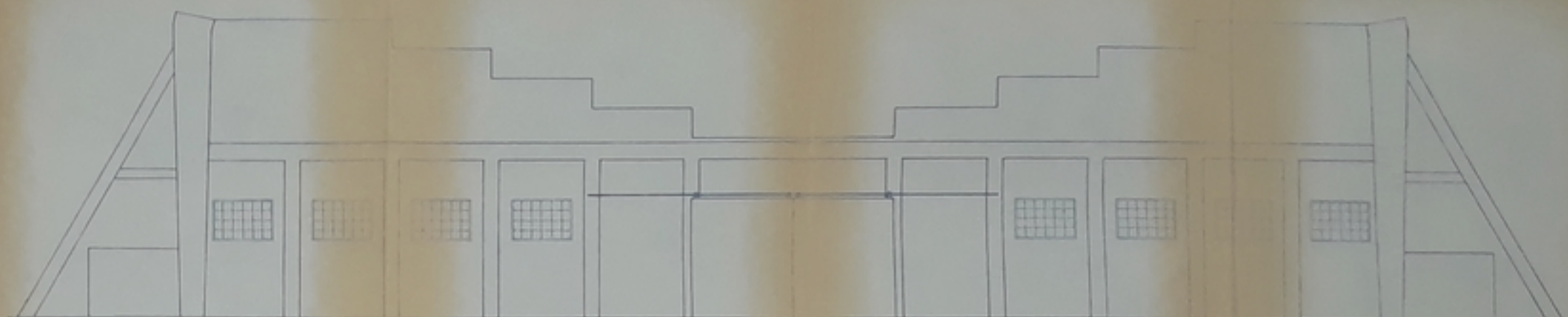
De même l'exécution des fondations des tirants qui sont à une profondeur de 11 mètres, nécessite des moyens importants.

Toutefois à titre indicatif, nous donnerons les quantités de béton et d'acier utilisées dans les deux cas.

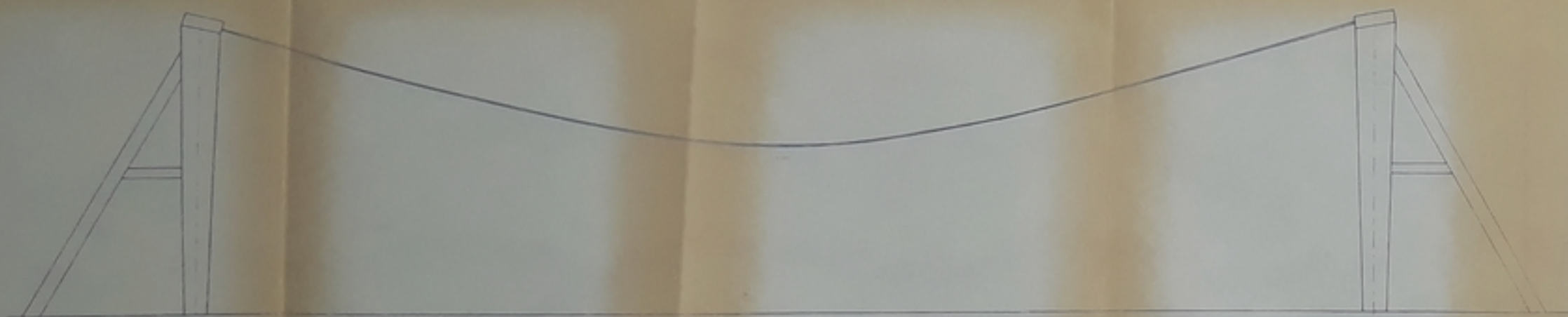
Toiture	Acier (t)	beton (m ³)
en arc	287	3300
suspendue	250	2300



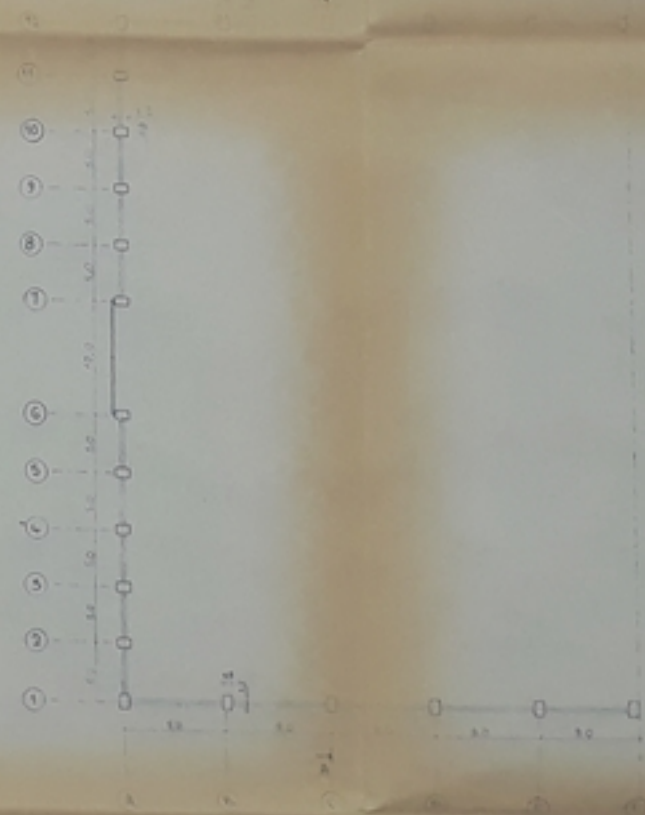
FAÇADE A.F.



FAÇADE A.12



COUPE A.A. (1/20)



R.A.D.P.
M.E.S.R.S. UNIVERSITE
D'ALGER
DEPARTEMENT
GENIE CIVIL
E.N.P.A.
5 10

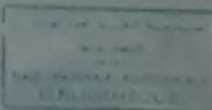
PROJET DE FIN D'ETUDES

GARAGE EN
BETON ARME

TOTURE SUSPENDUE

FAÇADES

PLAN



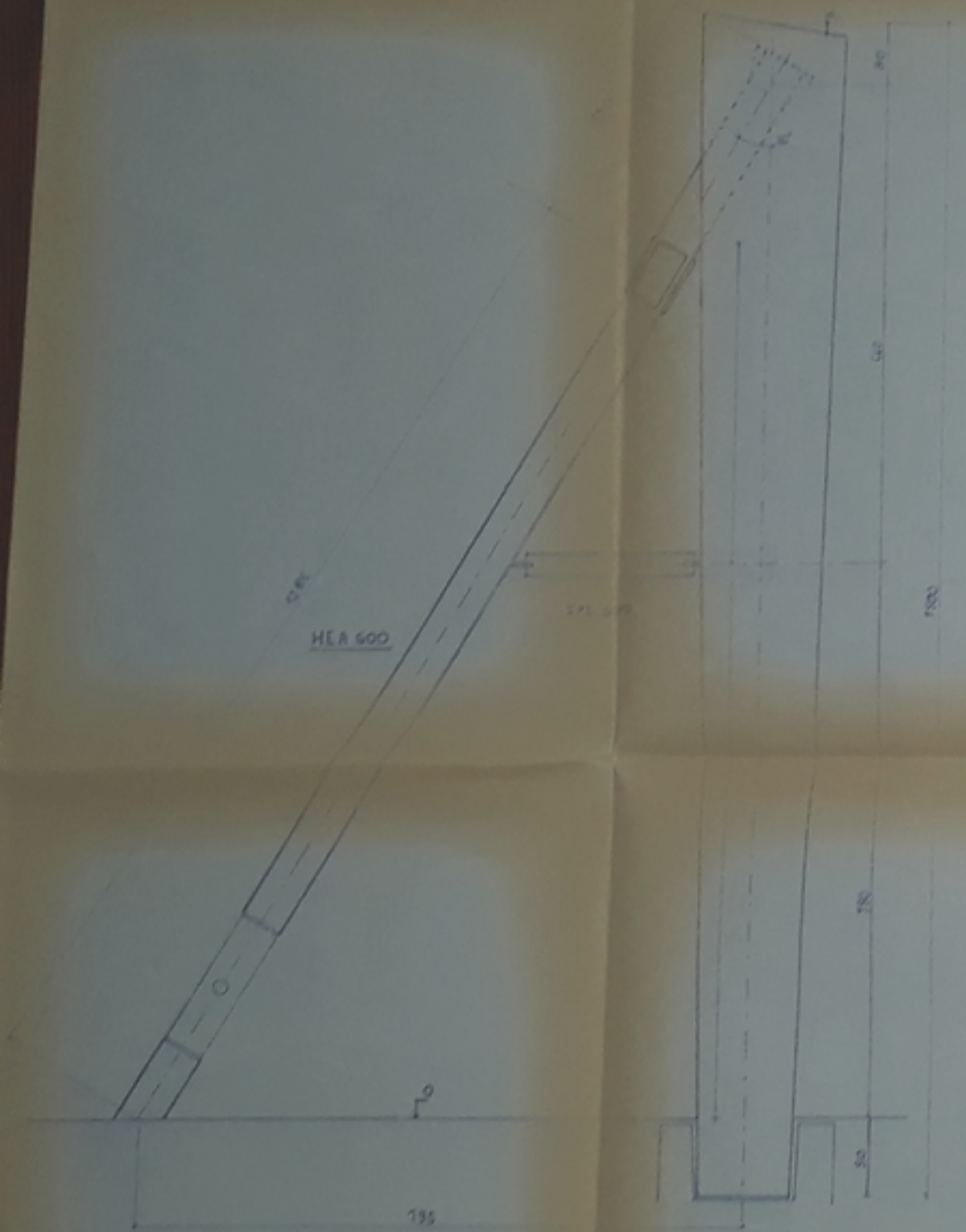
PROPOSE PAR CHACHANE G

ETUDIE PAR KERDAL - TFFICHE

DESSINE PAR KERDAL O

DATE _____ ECHELLE _____ PLAN _____

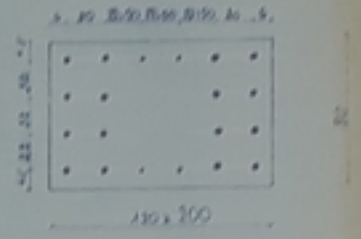
1



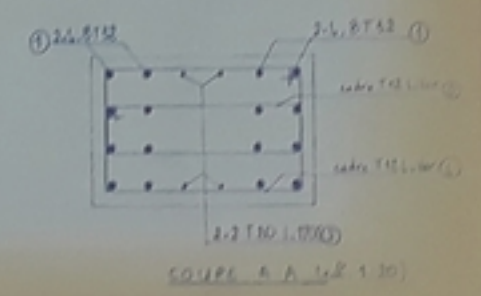
Coffrage poteaux (cf. 1.40)
 liaison poteaux-travaux métalliques

à 120 x 120 (cf. 1.75)

1-120 L. 120 ①



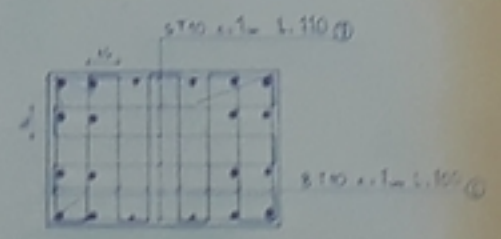
1-120 L. 120 ①



1-120 L. 120

COUPE A-A (cf. 1.30)

1-120 L. 120



1-120 L. 120

COUPE B-B (cf. 1.20)

① en T sur saut de hauteur
 ② en T sur saut de hauteur à l'extérieur
 les autres en T sur saut de hauteur



N°	Tr.	Nombre	Longueur	Volume	Longueur	Tr.	N°
1	10	10	4500	45000			
2	10	5	6050	30250			
3	20	5	630	3150			
4	12	50	var	2100			
5	12	50	var	1800			
6	40	6	100	600			
7	40	6	110	660			
8	42	13,5	1,50	60,75			

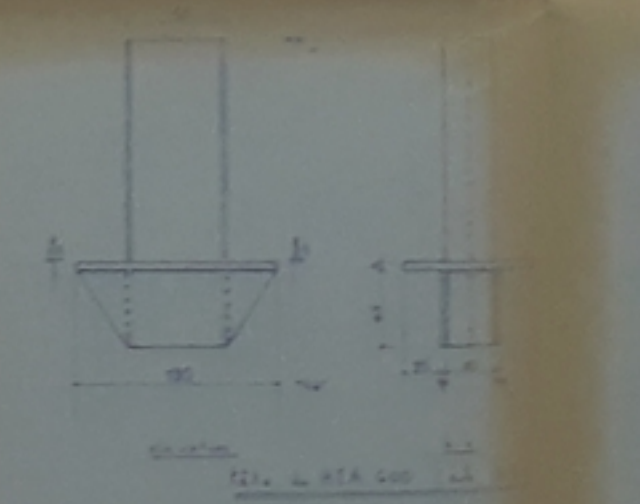
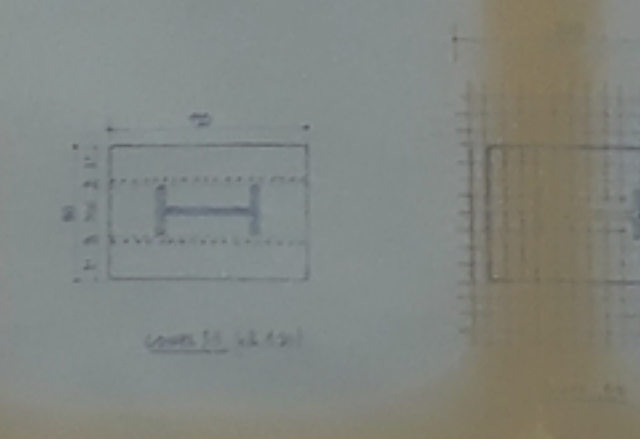
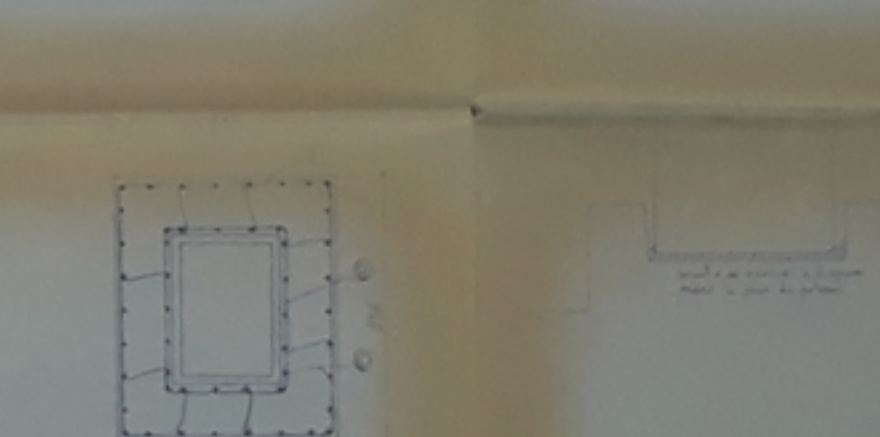
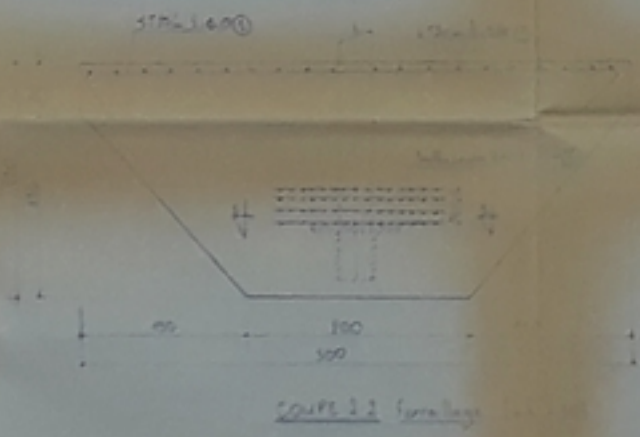
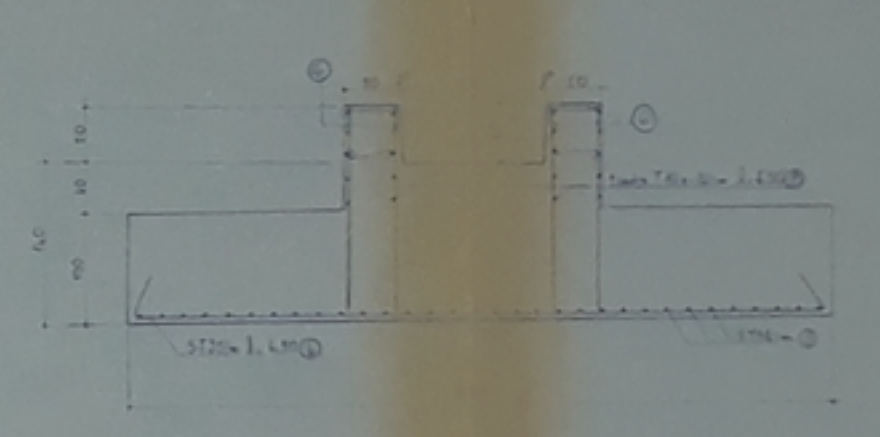
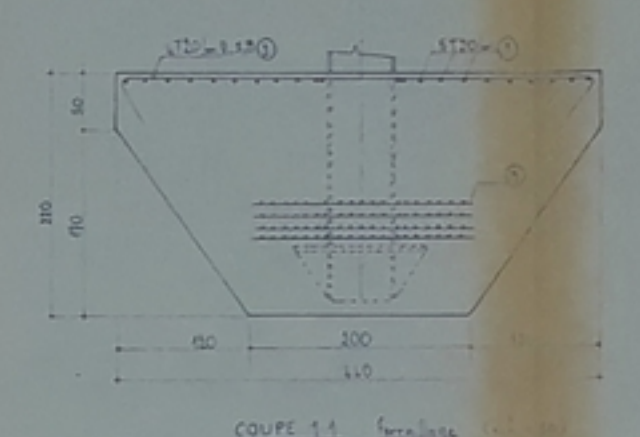
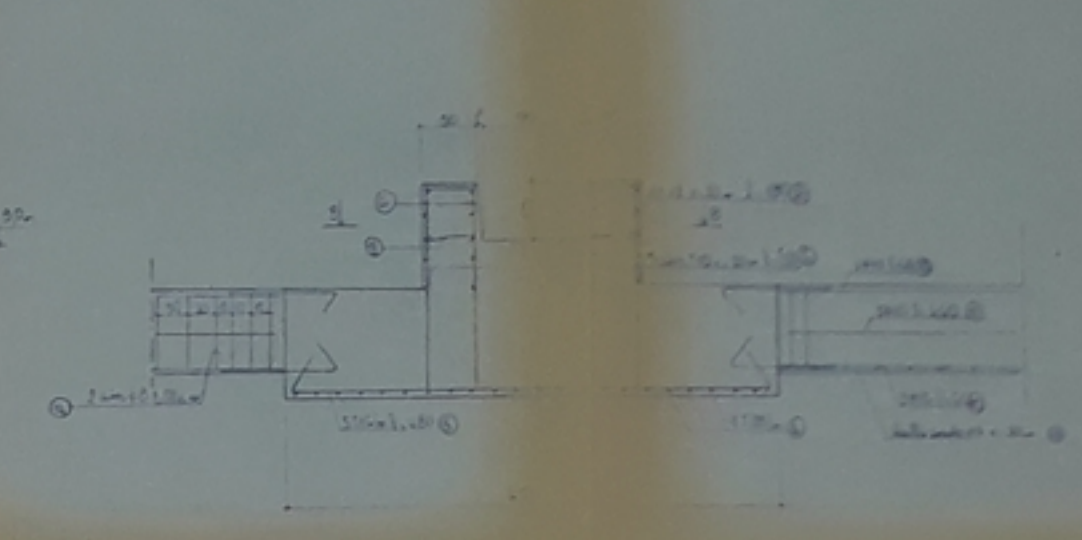
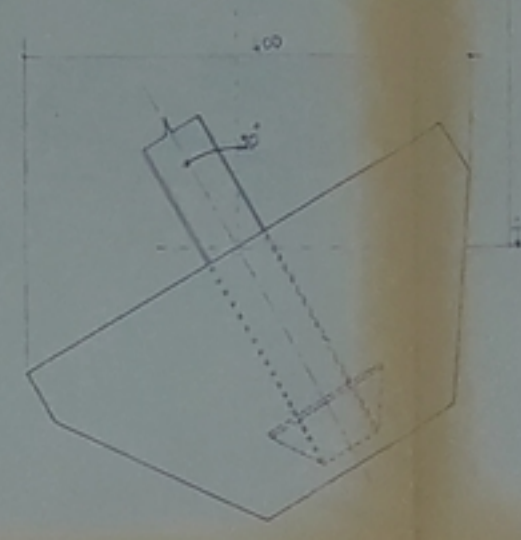
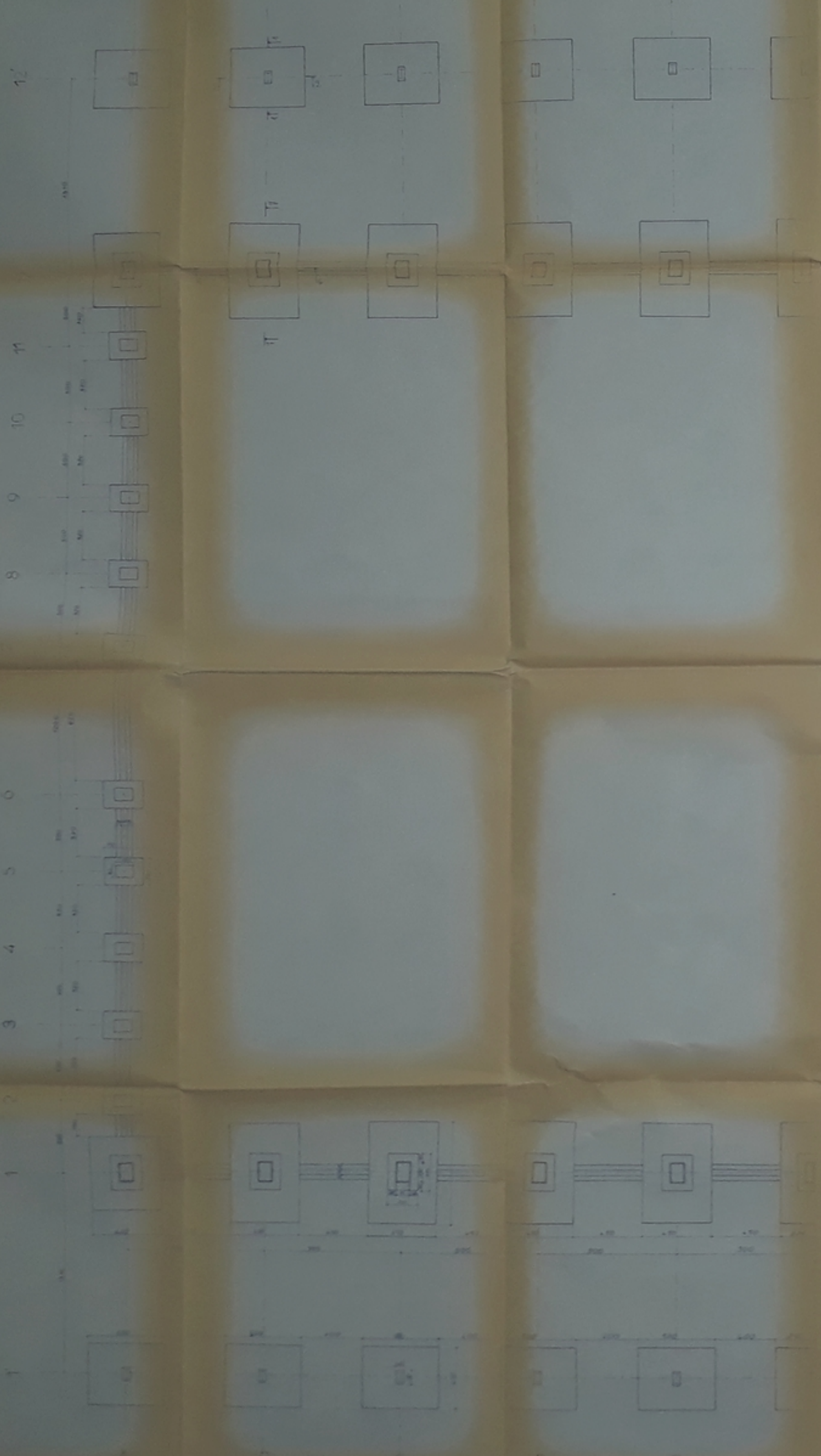
Longueur totale par diamètre = 60,75 m
 Poids par diamètre = 10,12 kg
 Poids total acier pour les poteaux = 2235 kg
 Poids total acier pour les poutres = 2520 kg
 Volume béton pour les poteaux = 21 m³
 Volume total béton pour les poteaux = 600 m³

R.A.D.P. UNIVERSITE D'ALGER
 M.E.S.R.S. DEPARTEMENT GÉNÉRAL
 E.N.P.A. 5-10

PROJET DE FIN D'ETUDES
 GARAGE EN BETON ARME
 TOITURE SUSPENDUE

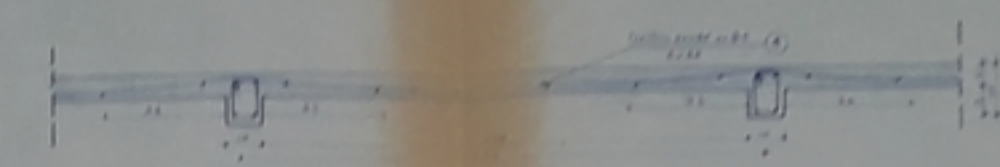
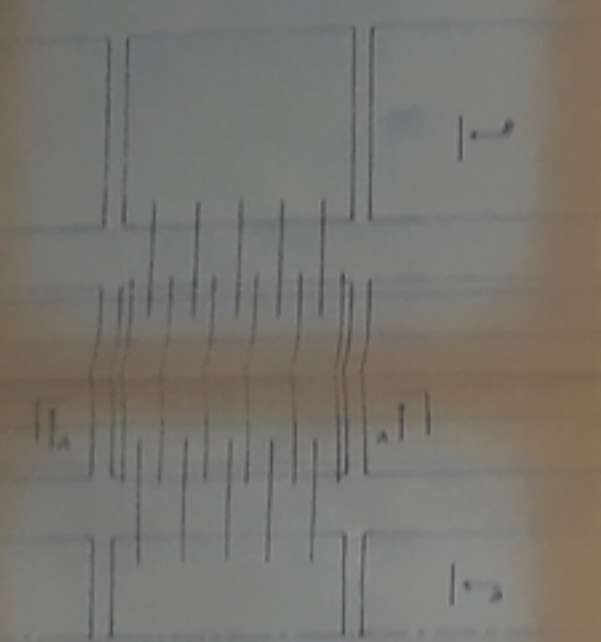
POTEAUX
 (coffrage - ferrillage)

PROPOSE PAR CHACHKINE G
 ETUDIE PAR KEDAL - TTYECHE
 DESSINE PAR KEDAL D
 DATE 01.05.78 ECHELLE 1/50 PLAN N° 3



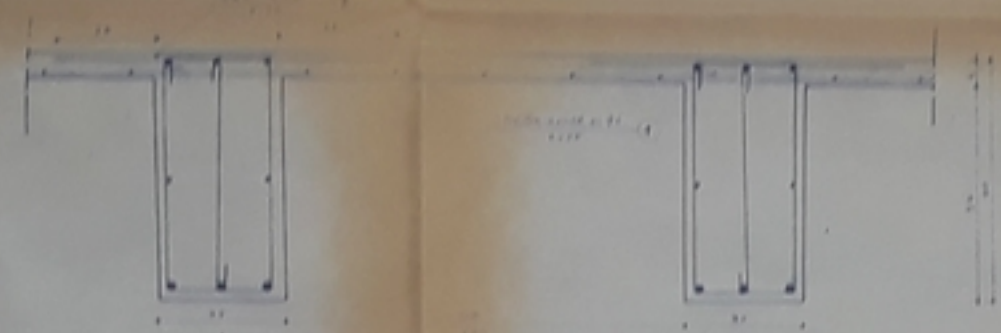
NO	DESCRIPTION	UNITE	QUANTITE	REMARKS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

R. A. D. P.
 MESRS. UNIVERSITE
 D'ALGER
 EN P. A.
 PROJET DE FIN DE TUDAS
 GARAGE EN
 BETON ARME
 TITRE SUPPLEMENTAIRE
 PLAN DE FONDATIONS
 (dessin - Armature)
 EXECUTE PAR CHACHEUR
 TRACÉ PAR M. RAOUL THÉO
 CORRIGE PAR M. RAOUL THÉO

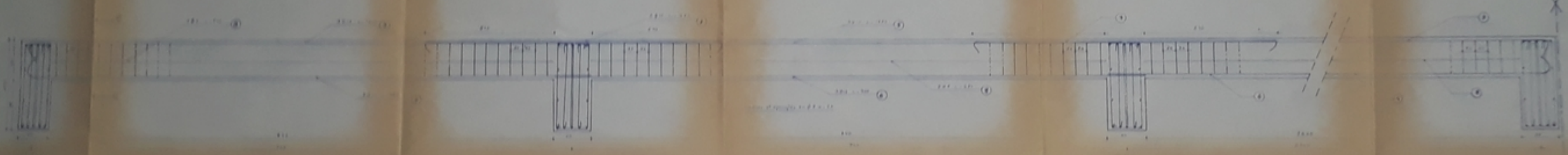


Coupe A-A (sch 1/40)

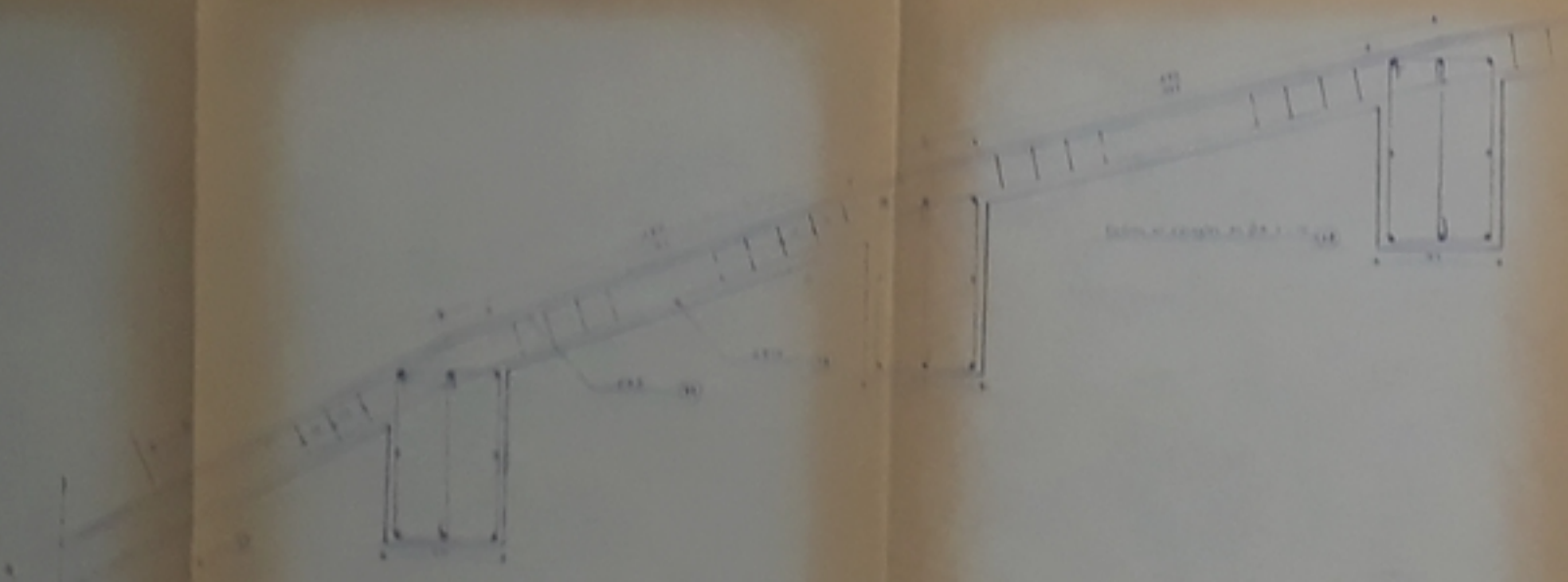
N°	Long.	Section	Q	Long.	Section
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
51	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
54	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
58	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
59	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
61	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
62	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
63	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
64	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
65	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
66	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
67	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
68	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
69	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
71	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
72	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
73	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
74	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
76	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
77	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
78	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
79	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
81	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
83	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
84	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
85	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
86	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
87	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
89	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
91	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
92	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
93	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
94	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
97	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
98	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



Coupe D-D (sch 1/20)



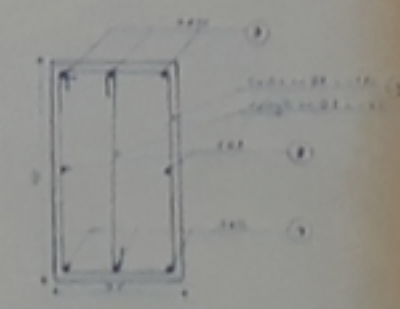
NERVURE LONGITUDINALE (sch 1/20)



NERVURE TRANSVERSALE (sch 1/20)



Coupe D D (sch 1/20)

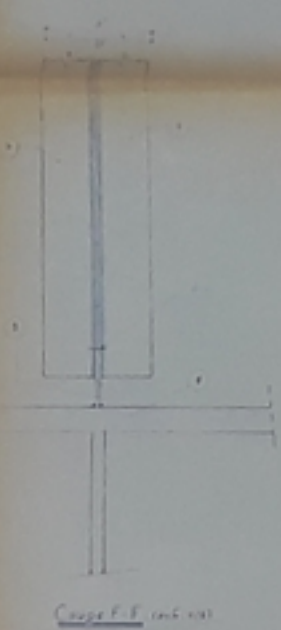
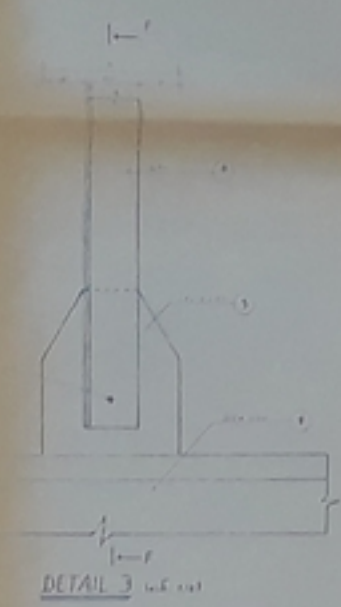
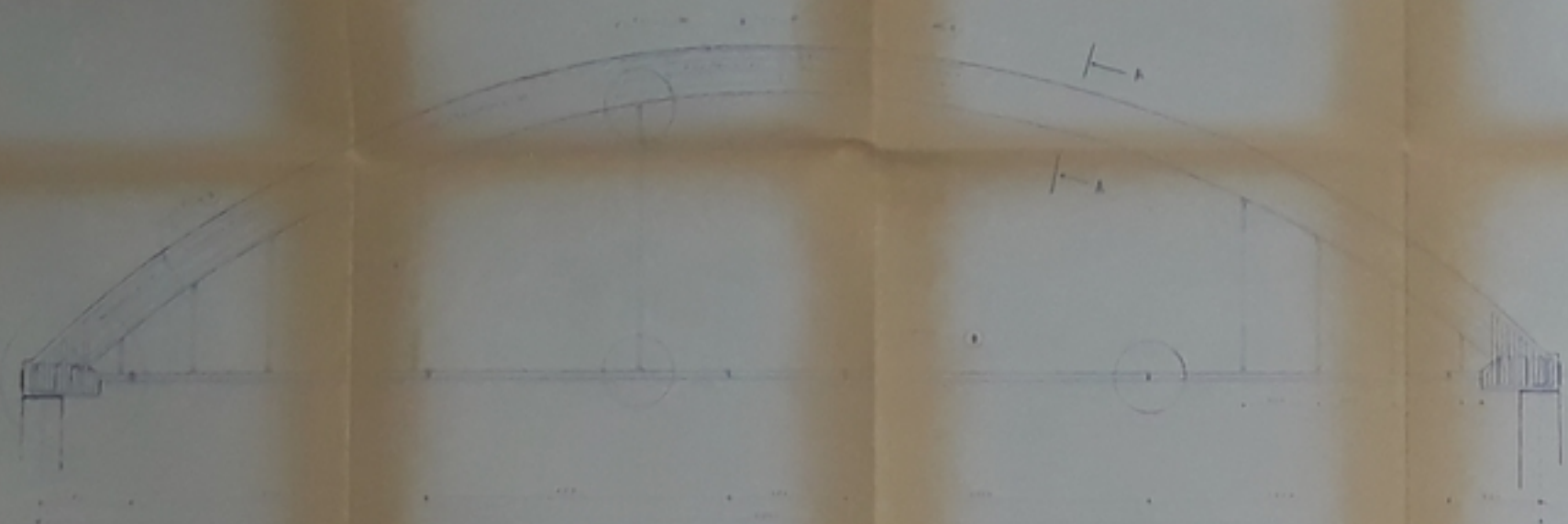


Coupe C C (sch 1/20)

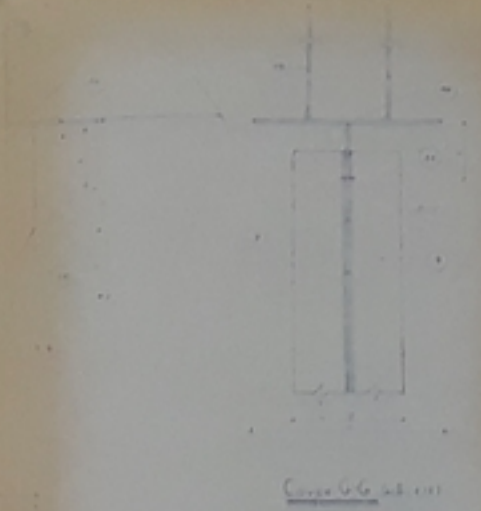
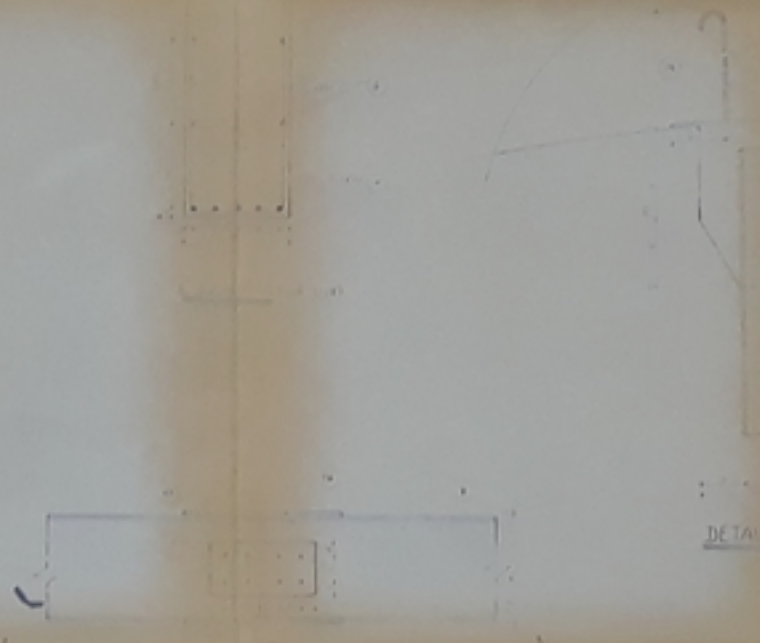
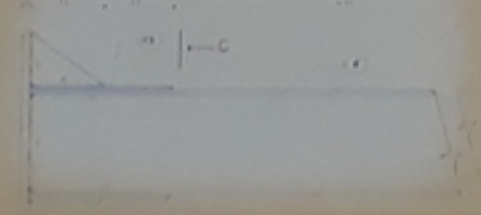
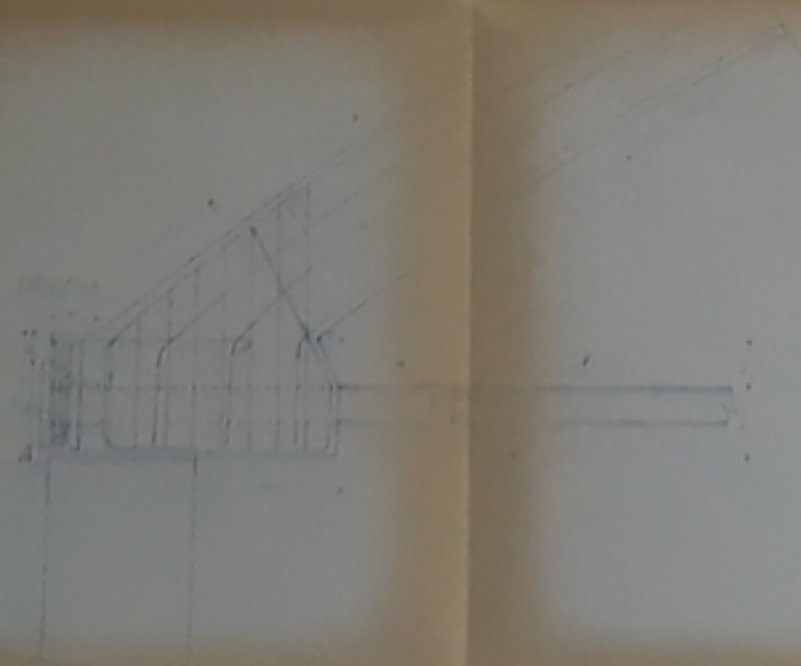
R.A.D.P
M.E.S.R.S. UNIVERSITE D'ALGER
E.N.P.A. DEPARTEMENT GENIE CIVIL
5 10

PROJET DE FIN D'ETUDES
GARAGE EN
BETON ARME
TOUTURE EN ARC
- DALLE -
- NERVURES
(brevilage - saffrage)

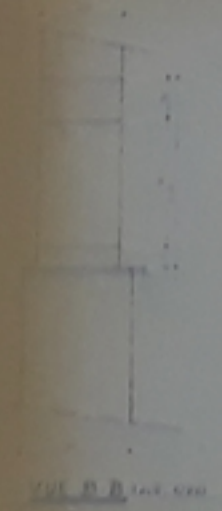
PROPOSE PAR CHACHINE G
ETUDIE PAR KERAL TFEICHE
DESSEINE PAR TFEICHE S
DATE 1954
SCHÉLLE 1/20
6



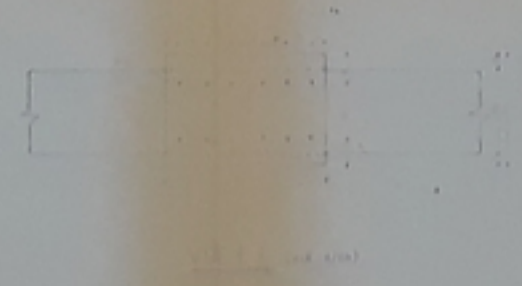
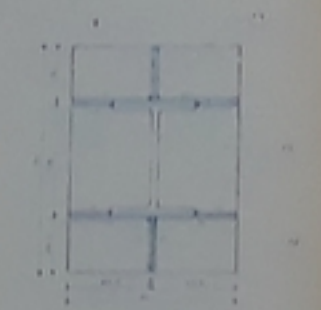
Item	Quantity	Unit	Value
1	100	m ²	100
2	200	m ²	200
3	300	m ²	300
4	400	m ²	400
5	500	m ²	500
6	600	m ²	600
7	700	m ²	700
8	800	m ²	800
9	900	m ²	900
10	1000	m ²	1000



Item	Quantity	Unit	Value
1	100	m ²	100
2	200	m ²	200
3	300	m ²	300
4	400	m ²	400
5	500	m ²	500
6	600	m ²	600
7	700	m ²	700
8	800	m ²	800
9	900	m ²	900
10	1000	m ²	1000



TÊTE de TIRANT



Item	Quantity	Unit	Value
1	100	m ²	100
2	200	m ²	200
3	300	m ²	300
4	400	m ²	400
5	500	m ²	500
6	600	m ²	600
7	700	m ²	700
8	800	m ²	800
9	900	m ²	900
10	1000	m ²	1000

R.A.D.P.
M.E.S.H.S.

E.N.P.A.

PROJET DE FIN D'ETUDES
GARAGE EN
BETON ARME
VOITURE EN ARC
ARC
(calage - armature)

PROPOSE PAR ONCHIRE 1
ELUCRE PAR HENDI THOUM
TRAÇÉ PAR THOUM 3

