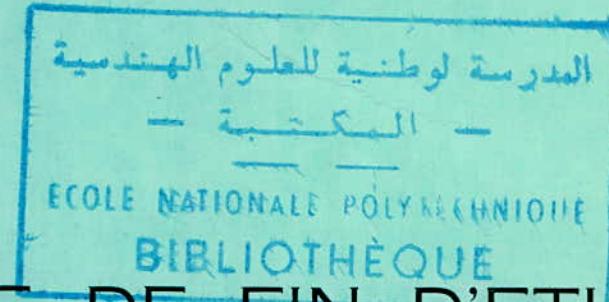


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



THESE DE FIN D'ETUDES

**GARE INTERMODALE
DE JIJEL**

Proposé par :

K. BENHADJ

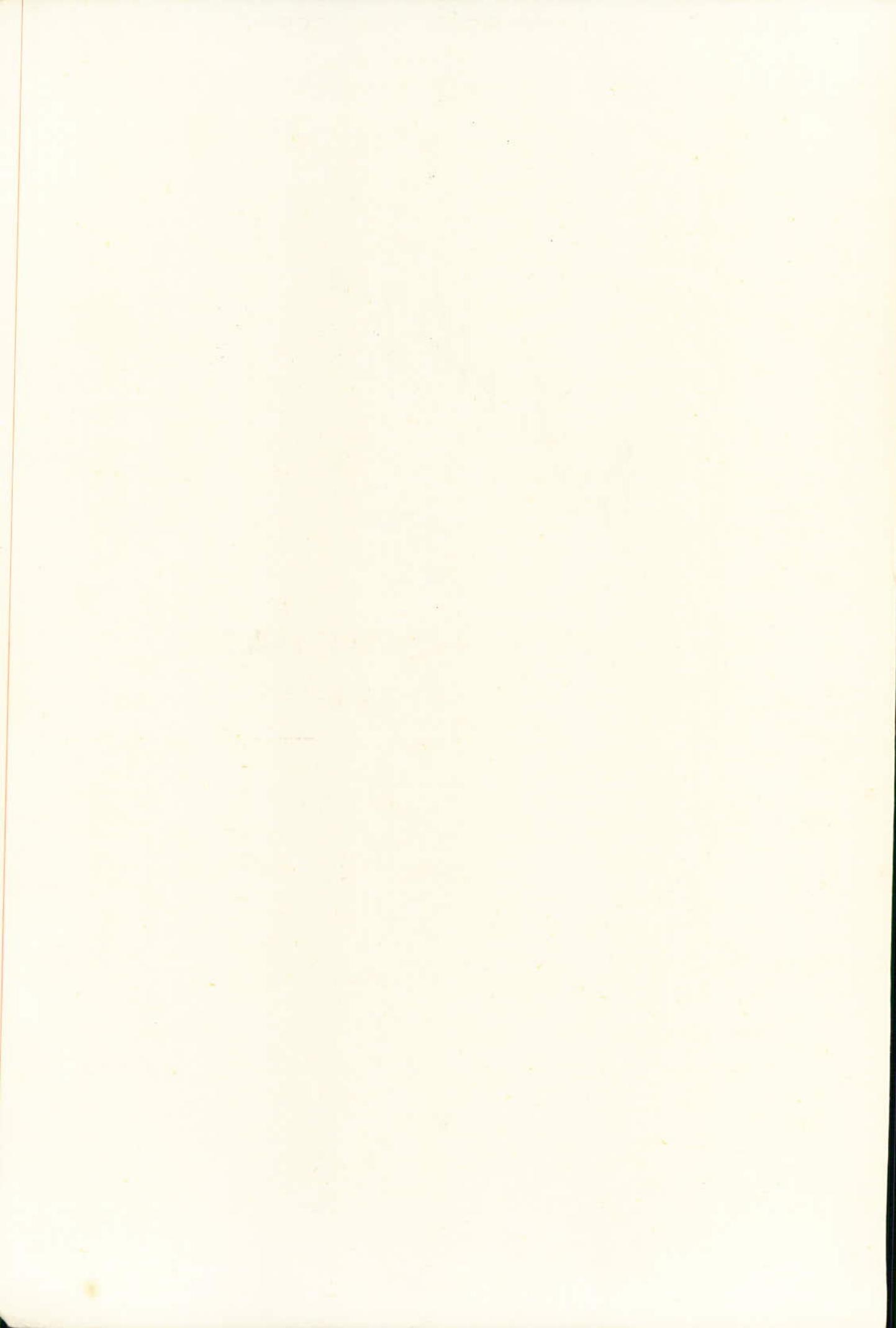
Etudié par :

C. CHERCHALI

M. TAHRAOUI

Promotion

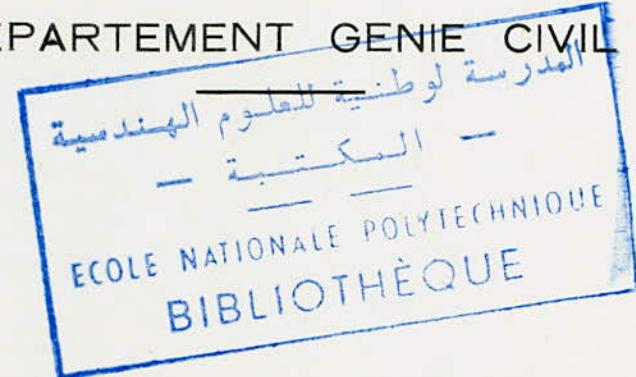
Juin 1977



UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



THESE DE FIN D'ETUDES

**GARE INTERMODALE
DE JIJEL**

Proposé par :

K. BENHADJ

Etudié par :

C. CHERCHALI

M. TAHRAOUI

Promotion

Juin 1977

Que M^E K. BEN HADJ professeur, ingénieur à
l'école nationale polytechnique, notre promoteur
M^ME Les membres du jury, ainsi que tous
les professeurs qui ont contribué à notre
formation et amis trouvent ici nos remerciements
et notre profonde reconnaissance.

C. CHERHALI

M. TAHRAOUI

fl mes Parents
qui n'ont recule'
Devant aucun sacrifice
à ma famille.

Ch. CHERHALI

*A La mémoire
de mon Père*

*A ma mère, à mes frères, à mes
amis qui m'ont été d'un soutien moral
durant mes études*

M^d Tahraoui

SOMMAIRE

Projet de Fin d'Etudes

thème : Gare Intermodale de JIJEL

1) Éléments donnés

- plans d'architecture n° 1 et 2

1.1) Éléments demandés :

A) mémoire de présentation

B) Avant projet A :

- 1) Prédimensionnement de la structure
- 2) Plans et coupes
- 3) Métré et devis estimatif.

C) Avant projet B :

- 1) Prédimensionnement de la structure sous poteau intermédiaire dans la salle d'attente de pré-embarquement
- 2) Plans et coupes
- 3) Métré et devis estimatif

D) Etude du portique

- 1) Notes de Calcul détaillées
- 2) plans de coffrage
- 3) Plans de ferrailage
- 4) étude de la précontrainte.

Introduction:

La remise en exploitation de la mine de Sidi-MAAROUF en 1973 et l'implantation d'un pôle industriel à Jijel qui est à l'origine de la création d'une ligne ferroviaire pour l'acheminement des matières premières et produits finis dans le sens Boukadaa - Usine sidérurgique SNS de Jijel soit dans le sens inverse complexe simple de transformation.

Les études d'aménagements des infrastructures ont été confiées à un bureau d'études étranger d'un commun accord entre administration travaux publics et SNCF, le bureau d'études a été chargé de déterminer le schéma directeur de la zone de Jijel et les études avant-projet sommaire que nous avons étudié.

Gare Voyageur intermodale de Jijel :

Une gare voyageur intermodale située dans l'agglomération de Jijel regroupant les différents modes de transports du service intérieur (vers Skikda, Annaba et Constantine) aux voyageurs utilisant la desserte Jijel ; usine sidérurgique SNS zone industrielle ; aux autocars de desserte régionales ; aux autobus urbains.

Description du bâtiment étudié

La salle d'attente de pré-embarquement comprend deux niveaux ; le niveau supérieur , grand hall entouré par le service du public Service SNCF (guichet , distributeur automatique de billets , guichets bagages etc...)

la tête des quais SNCF on a une galerie d'attente divisée par une barrière avec des tourniquets ou les grilles d'entrée au niveau inférieur sont aménagés par les services de la SNCF accessible par un escalier avec un hall d'attente quais d'embarquement en epis et quai des arrivées à ce même niveau on trouve des installations sanitaires publics tout les services de gestion SNCF et un peu à l'écart un dortoir pour son personnel.

Caractéristiques des matériaux utilisés

1) Contraintes admissibles pour les sollicitations du 1^e genre

a) Contraintes admissibles pour le béton

Le béton est caractérisé par sa contrainte de compression à l'âge de 28 jours. Cette contrainte désignée par σ_{28}^1 est déterminée par des essais et estimée à priori. Mais généralement, au commencement de l'étude d'un projet, ou n'a pas encore effectué d'essais sur le béton qui sera utilisé, aussi on a été amené à se fixer à priori des valeurs pour σ_{28}^1 .

1) Contrainte de compression admissible.

$$\sigma_{28}^1 = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b^1 = p_b^1 \sigma_{28}^1 \quad \text{avec} \quad p_b^1 = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{CPA 325}) \quad ; \quad \beta = 1 \quad (\text{contrôle strict})$$

$$\gamma = 1 \quad \text{car} \quad h_m > 4c_g \quad (\text{h}_m : \text{épaisseur minimale de l'élément} \\ c_g : \text{grosseur granulat})$$

$\delta = 0,30$ pour la compression simple

$\delta = 0,60$ pour la flexion simple

$\varepsilon = 1$ pour la compression simple quelque soit la forme de la section et pour la flexion simple avec section rectangulaire

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas (déterminé par la condition $\sigma_{in} < \bar{\sigma}_{b0}^1$)

$$\bar{\sigma}_{b0}^1 = 1 \times 1 \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 275 = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b^1 = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 275 = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{section rectang})$$

$$\bar{\sigma}_b^1 = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times \varepsilon \times 275 = 165\varepsilon \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{autres sections})$$

2) Contrainte de traction de référence:

$$\bar{\sigma}_b = p_b \sigma_{28}^1 \quad \text{avec} \quad p_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

α, β, γ gardent les valeurs définies dans le paragraphe suivant

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}^1} \quad (\sigma_{28}^1 \text{ en bars}) \quad \text{d'après: } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,02578$$

$$\text{ou encore } \bar{\sigma}_b = 1 \times 1 \times 1 \times 270 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,96 \text{ bars} \quad \text{ou} \quad \bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes admissibles pour les aciers :

a) Contraintes de traction admissible

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a \text{gen} \quad \text{gen : limite d'elasticité nominale}$$

$$\sigma_a = 2/3 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \text{ gen}$$

- Ronds lisses : Fe E24 : gen = 2410 kg/cm² → $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

- Barres à haute adhérence : Fe E40 gen = 4200 kg/cm² → $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
Fe E40 pour $\phi > 20$ gen = 41000 kg/cm² → $\bar{\sigma}_a = 2670$

On peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (C.C.BA68 art 49)

b) Contraintes de compression admissible

$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma'_\text{en}$ la limite d'elasticité nominale gen des armatures longitudinales doit être en principe au moins égale à 3300 bars (CCBA 68 art 32.2). Dans le cas contraire, la contrainte de compression admissible de l'acier sera fixée par le coefficient minorateur $\sigma_\text{en}/3340$:

$$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma'_\text{en} \cdot \sigma_\text{en}/3340$$

2) Contraintes admissibles pour les sollicitations du 2^eme genre

a) Contraintes admissibles pour le béton

- Contrainte de compression admissible : les valeurs données pour $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_{b0}$ du 1^{er} genre sont à multiplier par 1,5

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 82,5 \times 1,5 = 123,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 165 \times 1,5 = 247,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de traction de référence : la valeur de $\bar{\sigma}_b$ donnée pour le 1^{er} genre est multipliée par 1,5

$$\bar{\sigma}_b = 7,1 \times 1,5 = 10,65 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes admissibles pour les aciers :

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_\text{en}.$$

3) Prédimensionnement de la structure

1,1) Plancher:

1,11) Bâtiment administratif:

Le plancher sera constitué par un plancher dalle pleine de 14 cm d'épaisseur ($\frac{1}{3}$ de la petite portée + 2 cm pour tenir compte de l'isolation thermique et l'étanchéité) et pour le plancher terrasse sera analogue au plancher courant avec une couche de forme de pente, une couche d'isolation hydrofuge et une protection lourde de 5 cm d'épaisseur.

1,12) Salle d'attente de pré-embarquement:

Le plancher sera constitué par un plancher dalle pleine de 16 cm d'épaisseur pour la petite portée de 5,00 m et de 15 cm pour la petite portée de 4,00 m pour le plancher terrasse analogue au précédent.

1,2) Poutres:

1,21) Niveau 2:

ce sont des poutres rectangulaires de hauteur totale h_t , la hauteur h_t sera prise égale au $\frac{1}{12}$ de la portée et la largeur b sera prise égale à $0,4 h_t$.

1,21) Poutres: A, C, J₂, L, M, N

poutres: 1 à 13

poutres: B, D, E, F, G, H, J, K

poutres: (14)₁, (17)₁, (20)₁

poutres: (14)₂, 15, 16, (17)₂
18, 19, (20)₂

$$l = 4,00 \text{ m} ; h_t = 35 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm}$$

$$l = 7,40 \text{ m} ; h_t = 65 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$l = 12,00 \text{ m} ; h_t = 100 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

$$l = 5,00 \text{ m} ; h_t = 45 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

$$l = 10,00 \text{ m} ; h_t = 90 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

1,22) Niveau 1:

Poutres: A, C, J₂, L, M, N

Poutres: 1 à 13

Poutres: B, D, E, F, G, H, J, K

Poutres: (14)₁, (17)₁, (20)₁

Poutres: (14)₂, 15, 16, (17)₂
18, 19, (20)₂

$$l = 4,00 \text{ m} ; h_t = 35 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm}$$

$$l = 7,40 \text{ m} ; h_t = 65 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$l = 12,00 \text{ m} ; h_t = 100 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

$$l = 5,00 \text{ m} ; h_t = 45 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

$$l = 10,00 \text{ m} ; h_t = 90 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

1,3) Poteaux:

on doit calculer l'effort de compression N à chaque niveau et en déduire la section S du poteau par:

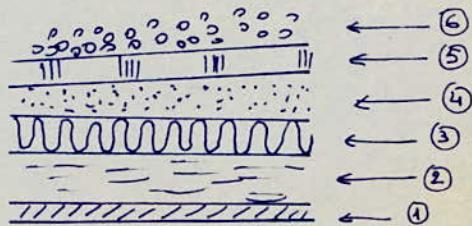
$$S = \frac{N}{\overline{\sigma}_{bo}}$$

dans ce cas on prend $\overline{\sigma}_{bo}^1 = 60 \text{ kg/cm}^2$

1.4) Batiment administratif:

1.4.1) Niveau 2:

1.4.1.1) Evaluation des charges et detail de structure:



- ① Enduit de platre ($e = 2\text{cm}$)
- ② dalle
- ③ isolation thermique
- ④ forme de pente 1,5%
- ⑤ Etanchéité
- ⑥ Protection lourde (5cm ép)

| | |
|-------------------------------|-------------------|
| 34 | kg/m ² |
| 350 | " |
| 2 | " |
| 120 | " |
| 3 | " |
| 90 | " |
| Total : 600 kg/m ² | |

1.4.1.2) Surcharge:

La terrasse est non accessible $s = 100 \text{ kg/m}^2$

neige : 30 kg/m^2

On considère que les 2 surcharges ne sont pas simultanées on prend donc la surcharge de 100 kg/m^2 en tenant compte du coefficient de majoration de 20% on aura :

$$S = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/m}^2$$

1.4.1.3) Poutres et acrotère:

Poutres A, C (P_1): $0,35 \times 0,15 \times 2500$

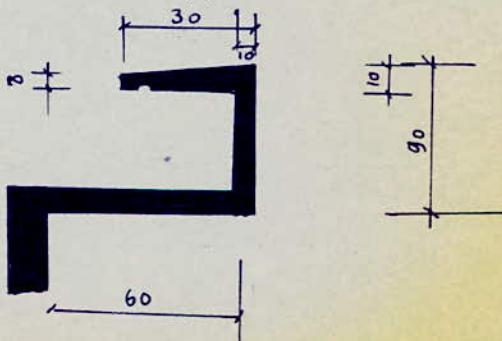
132 kg/mel

Poutres 1 à 13 (P_2): $0,65 \times 0,30 \times 2500$

488 kg/mel

acrotère $(0,9 \times 0,10 + 0,10 \times 0,3) 2500$

300 kg/mel



1414) Poteaux:

* A_1, C_1 : la surface intéressant les poteaux est $A = 11,18 \text{ m}^2$

| | | |
|----------------------------------|---------------------|-------------------|
| 1) Plancher : | $600 \times 11,18$ | = 6708 kg |
| 2) surcharge : | $120 \times 11,18$ | = 1342 " |
| 3) Poutre (P_1) + acrotère : | $(132 + 300) 4/2$ | = 864 " |
| 4) Poutre (P_2) + acrotère : | $(488 + 300) 7,4/2$ | = 2916 " |
| | | Total = 11 830 kg |

* A_2 à A_{13} et C_2 à C_{13} avec $A = 17,2 \text{ m}^2$

| | | |
|-------------------------|--------------------|-------------------|
| 1) Plancher | $600 \times 17,2$ | = 10 320 kg |
| 2) surcharge | $120 \times 17,2$ | = 2064 " |
| 3) (P_1) + acrotère | $(132 + 300) 4$ | = 1728 " |
| (4) (P_2) + | $488 \times 7,4/2$ | = 1806 " |
| | | Total : 15 918 kg |

* A_{14} avec $A = 14,8 \text{ m}^2$

| | | |
|-------------------------|-------------------|-------------------|
| 1) Plancher | $600 \times 14,8$ | = 8880 kg |
| 2) surcharge | $120 \times 14,8$ | = 1776 " |
| 3) (P_1) + acrotère | $(132 + 300) 4$ | = 1728 " |
| 4) (P_2) | $488 \times 4,5$ | = 1220 " |
| | | Total : 13 604 kg |

* A_{15} et A_{16} $A = 12,4 \text{ m}^2$

| | | |
|-------------------------|-------------------|-------------------|
| 1) Plancher | $600 \times 12,4$ | = 7440 kg |
| 2) surcharge | $120 \times 12,4$ | = 1488 " |
| 3) (P_1) + acrotère | $(132 + 300) 4$ | = 1728 " |
| | | Total : 10 656 kg |

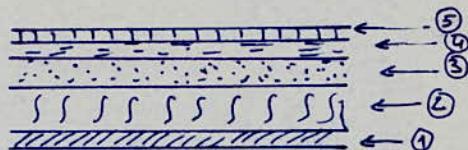
* A_{17} $A = 8,06 \text{ m}^2$

| | | |
|--------------------------|-------------------|------------------|
| 1) Plancher | $600 \times 8,06$ | = 4836 kg |
| 2) surcharge | $120 \times 8,06$ | = 967 " |
| (3) (P_1) + acrotère | $(132 + 300) 2$ | = 464 " |
| (4) (P_2) + acrotère | $(488 + 300) 2,5$ | = 1970 " |
| | | Total : 8 637 kg |

142) Niveau 1

1421) Evaluation des charges et détail de structure :

14211) Plancher :



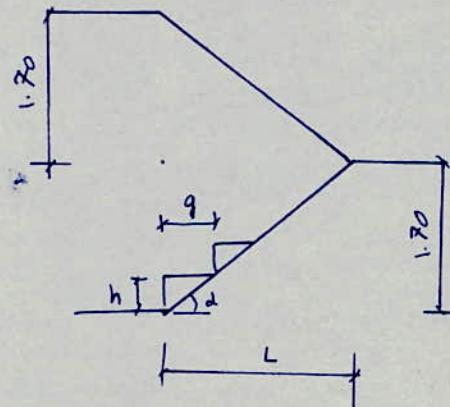
| | | |
|---------------------------------|--------------------|------------------------|
| ① Enduit de plâtre (e = 2 cm) | $0,02 \times 1800$ | = 36 kg/m ² |
| ② dalle en B.A (e = 14 cm) | $0,14 \times 2500$ | = 350 " |
| ③ dalle (e = 4 cm) | $0,04 \times 1600$ | = 64 " |
| ④ Chape de mortier (e = 4 cm) | $0,04 \times 2000$ | = 80 " |
| ⑤ dalle de céramique (e = 2 cm) | | = 50 " |
| | Total : 580 | kg/m ² |

1422) Surcharge: on prend une surcharge de 200 kg/m^2
soit $s = 1,2 \times 200$ $= 240 \text{ kg/m}^2$

1423) Pratique:

- Pratique longitudinale (P)₁ : $= 132 \text{ kg/m}$
- Pratique transversale (P)₂ : $= 488 \text{ kg/m}$

1424) Escalier:



$$L = 2.80 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0,85$$

$$q = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$n: \text{nbre de marches} = 10$$

$$\text{taille} e = \frac{l}{30} = \frac{3,2}{30} = 10 \text{ cm}$$

le poids de 1 m² d'escalier est approximativement :

$$P = 2500 \left(\frac{e}{cxd} + \frac{h}{2} \right) = 2500 \left(\frac{0,10}{0,85} + \frac{0,17}{2} \right) = 506 \text{ kg/m}^2$$

avec une surcharge de : $1,2 \times 400$ = 480 kg/m²
et un garde corps métallique de = 10 kg/m².

1425) Murs et cloisons:

- On prend des cloisons moyennes pour la séparation des bureaux à briques creuses de 7,5 cm, enduites plates sur les 2 faces de 110 kg/m² soit 374 kg/m²
- Murs extérieurs : Ils seront constitués de briques creuses de 15 cm et l'enduit sur les 2 faces 210 kg/m² soit 714 kg/m².

1426) Poteaux:

| | | | |
|-----------------------------------|---------------------------|---------|----------|
| * A ₁ , C ₁ | | | |
| 1) Escalier | 506 x 7,4 | = | 3744 kg |
| 2) Surcharge | 480 x 7,4 | = | 3552 " |
| 3) (P) ₁ | 132 x 2 | = | 264 " |
| 4) (P) ₂ | 488 x 3,7 | = | 1806 " |
| 5) Murs | 714 x (3,7+2) + 714 x 5,2 | = | 7783 " |
| 6) garde corps | 3,2 x 10/2 | = | 16 " |
| | | Total : | 17164 kg |

| | | | |
|-----------------------------------|---------------------|---------|----------|
| * A ₂ , C ₂ | | | |
| 1) Escalier | 506 x 7,4 | = | 3744 kg |
| 2) Surcharge | 480 x 7,4 | = | 3552 " |
| 3) Garde corps | | = | 32 " |
| 4) Plancher | 580 x 7,4 | = | 4292 " |
| 5) Surcharge | 240 x 7,4 | = | 1776 " |
| 6) Porte (P) ₁ | 132 x 4 | = | 528 " |
| 7) Porte (P) ₂ | 488 x 4 | = | 1952 " |
| 8) Murs | 714 x 4 + 374 x 3,7 | = | 4343 " |
| | | Total : | 20219 kg |

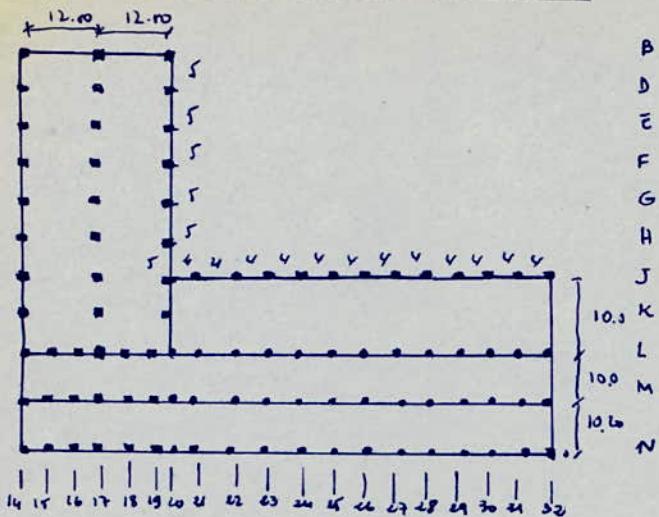
* A₃ à A₁₃ A = 16,8 m²

| | | | |
|----------------------------------|---------------------|---------|----------|
| C ₃ à C ₁₃ | | | |
| Plancher | 600 x 14,8 | = | 8880 kg |
| Surcharge | 240 x 14,8 | = | 3552 " |
| Porte (P) ₁ | 132 x 4 | = | 528 " |
| Porte (P) ₂ | 488 x 3,7 | = | 1806 " |
| Mur | 714 x 4 + 374 x 3,7 | = | 4240 " |
| | | Total : | 19006 kg |

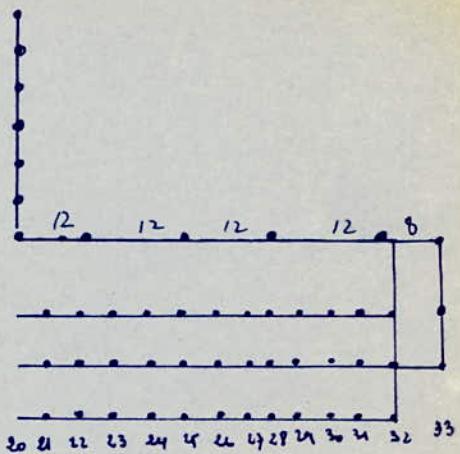
| | | | |
|---------------|------------------|---|-------------------------|
| \times | A_{14} | $A = 7.4 + 5$ | |
| | Plancher | $580 \times 7.4 + 730 \times 5$ | = 7942 kg |
| | Surcharge | $240 \times 7.4 + 5 \times 600$ | = 4776 " |
| | (P) ₁ | 132×4 | = 528 " |
| | (P) ₂ | $7.45 \times 0.2 \times 9.5 \times 250$ | = 565 " |
| | Mur | $714 \times 4 + 374 \times 9.5$ | = 3791 " |
| | | | <u>Total : 14602 kg</u> |
| \times | A_{15}, A_{16} | $A = 10 m^2$ | Total : 16684 kg |
| \rightarrow | A_{17} | $A = 5 m^2$ | Total : 10077 kg. |

TABLEAU RECAPITULATIF

1.5) Dalle d'attente pour embarquement:



Niveau 2.



Niveau 1.

1.5.1) Niveau 2 :

1.5.2) Evaluation des charges :

1.5.2.1) Plancher

- ① Enduit de plâtre
- ② dalle
- ③ forme de pente
- ④ isolation thermique stirofoam
- ⑤ étanchéité
- ⑥ Protection lourde

| | |
|--------------|-----------------|
| 3.6 | kg/m^2 |
| 5.00 | " |
| 1.20 | " |
| 2 | " |
| 3 | " |
| 9.0 | " |
| Total : 75.1 | kg/m^2 |

1.5.3) surcharge :

$$S = 1.2 \times 100$$

$$= 120 \text{ kg/m}^2$$

1.5.4) Roues et acrotère:

Roue transversale (P_1)

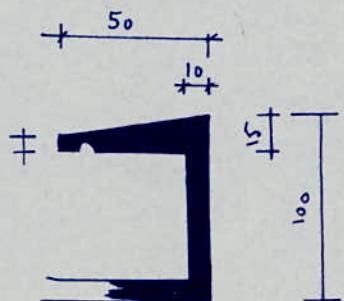
225 kg/m

Roue longitudinale (P_2)

1000 kg/m

acrotère

450 kg/m .



Roue (P_3)

900 kg/m .

Roue (P_4)

132 kg/m

Emsole

750 kg

le bardage est réalisé en zinc on va négliger son poids

1515) Poteaux :

* D14', E14', H14', J14', K14', D20, F20, G20, H20, J20, K20 $A = 30 \text{ m}^2$
 Plancher = 22530 kg
 surcharge = 3600 "
 $(P)_1 + \text{acrotère}$ = 4050 "
 $(P)_2$ = 5000 "
 Total : 35180 kg

* F14 et H14 nous avons un auvent de: 22530 kg
 total : 37430 kg

* G14 auvent de 2600 kg
 Total : 37690 kg

* B14 ; B20 $A = 29,4 \text{ m}^2$
 Plancher = 22079,4 kg
 surcharge = 3528 "
 $(P)_1 + \text{acrotère}$ = 1755 "
 $(P)_2$ = 6000 "
 Total : 33362,4 kg

* B17 $A = 42 \text{ m}^2$ total de :
 49594,5 kg

* D17, E17, F17, G17, H17, J17, K17 $A = 60 \text{ m}^2$
 Plancher = 45060 kg
 surcharge = 7200 "
 Routus = 13125 "
 Total : 65385 kg

* L14 ; L32 $A = 28,5 \text{ m}^2$ Total : 33270 kg

* L15 à L31 $A = 30 \text{ m}^2$ Total : 36858 kg

* J21 à J28 $A = 28 \text{ m}^2$ Total : 31216 kg

* M14 et M32 $A = 38,38 \text{ m}^2$ Total : 46051 kg

* M15 à M31 $A = 40,4 \text{ m}^2$ Total : 44806 kg

* N14 et N32 $A = 28,22 \text{ m}^2$ Total : 34501 kg

* N15 à N31 $A = 23,6 \text{ m}^2$ Total : 29364 kg

* J29 $A = 25,2 \text{ m}^2$ Total : 28777 kg

* J30, J31 $A = 22,4 \text{ m}^2$ Total : 24418 kg

* J32 $A = 11,2 \text{ m}^2$ Total : 14519 kg

152) Niveau 1

1521) Evaluation des charges
15211) Plancher

- ① Enduit de platre
- ② dalle
- ③ sable
- ④ Chape de mortier
- ⑤ dalle en céramique

| | |
|--------------------|-------------------|
| 36 | kg/m ² |
| 500 | " |
| 64 | " |
| 80 | " |
| 50 | " |
| <u>Total : 730</u> | kg/m ² |

1522) Surcharge:

On prendra une surcharge de 500 kg/m² (lieu public) en tenant compte du coefficient de majoration de 20% on aura :

$$S = 1,2 \times 500$$

$$= 600 \text{ kg/m}^2$$

1523) Ponts et murs:

- | | | |
|------------------------------------|---|------------|
| Pont transversale (P) ₁ | : | 225 kg/ml |
| Pont longitudinal (P) ₂ | : | 1000 kg/ml |
| Ponts (P) ₃ | : | 900 kg/ml |
| Ponts (P) ₄ | : | 132 kg/ml |

murs: leur analogue au mur du bâtiment administratif
soit : 1109 kg/ml

1524) Porteaux:

* D20, E20, F20, G20, H20 avec A = 9,25 m²

| | | |
|------------------------|---|------------|
| Plancher | : | 4752,5 kg |
| surcharge | : | 5550 " |
| (P) ₁ + mur | : | 6670 " |
| (P) ₂ | : | 1850 " |
| <u>Total</u> | : | 20822,5 kg |

* J20, K20 A = 19,25 m²

total : 30813,55 kg

* B20 A = 8,55 m²

total : 12163,10 kg

* L20 A = 14 m²

| | | |
|--------------|---|----------|
| Plancher | : | 10220 kg |
| surcharge | : | 8400 " |
| Ponts | : | 827 " |
| Clôture | : | 1050 " |
| <u>Total</u> | : | 20497 kg |

* L₂₃, L₂₆, L₂₄, L₂₅, L₂₇, L₂₈, L₃₀, L₃₁

avec A = 32 m²

Plancher

: 23360 kg

Surcharge

: 19200 "

Portes

: 528 "

Clôture

: 240 "

Total: 45488 kg

* L₂₃; L₂₆, L₂₉

A = 32 m²

Total : 49988 kg

* M₂₀ à M₃₁

A = 40,4 m²

Total : 66380 kg

* N₂₀ à N₃₁

A = 20,4 m²

Total : 33780 kg

* J₂₃, J₂₆

A = 84 m²

Plancher

: 61320 kg

Surcharge

: 50400 "

Clôture

: 6300 "

Portes

: 18300 "

mur

: 9480 "

Total: 145900 kg

* J₂₉

A = 73,6 m²

Total : 129278 kg

* J₃₂

A = 56 m²

Total : 97280 kg

* M₃₉

A = 60,6 m²

Total : 106378 kg

* L₃₉

A = 60 m²

Total : 104544 kg

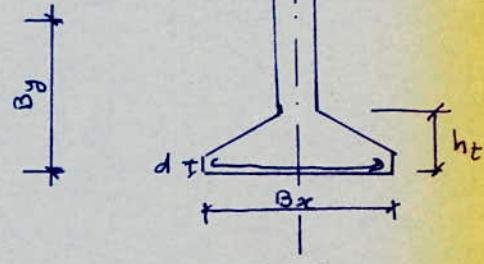
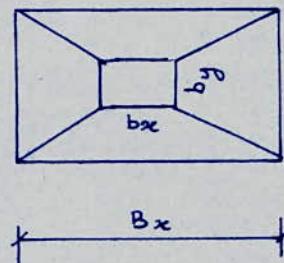
TABLEAU RECAPITULATIF

| Niveau | Ptreatur | D ₁₄ , E ₁₄ N ₁₄ , J ₁₄ | F ₁₄ H ₁₄ | B ₁₄ | D ₁₇ à K ₁₇ | B ₁₇ | D ₂₀ à H ₂₀ | H ₂₀ ut J ₂₀ | B ₂₀ | L ₁₄ et L ₃₂ | L ₁₅ à L ₁₈ | L ₁₉ | L ₂₀ | L ₂₃ , L ₂₄ L ₂₉ | M ₁₄ |
|---------------------------------------|-----------------|--|------------------------------------|-----------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|-----------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------------------------|--|-----------------|
| 2 | t | 35,18 | 37,43 | 37,68 | 33,36 | 65,385 | 49,59 | 35,18 | 33,26 | 33,27 | 36,86 | 36,92 | 36,86 | 36,86 | 46,05 |
| 1 | t | / / / | / / / | / / / | / / / | / / / | / / / | / / / | 20,92 | 30,91 | 14,16 | / / / / | / / / / | 20,5 | 49,99 |
| Omnid | t | 35,18 | 37,43 | 37,68 | 33,36 | 65,385 | 49,59 | 56,10 | 65,99 | 45,52 | 33,27 | 36,96 | 36,96 | 57,36 | 86,95 |
| T _{bo} kg/cm ² | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 46,05 |
| Section Cylindrique | Cu ² | 39,6,3 | 623,8 | 628 | 517 | 104,1,17 | 926,5 | 933 | 1099,1 | 759,12 | 514,5 | 614 | 916 | 1447,5 | 767,5 |
| Section Adoptée | Cu ² | 35,1,35 | 35,2,35 | 35,3,35 | 35,4,35 | 35,5,35 | 35,6,35 | 35,7,35 | 35,8,35 | 35,9,35 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 |
| Niveau | Ptreatur | M ₁₅ M ₁₉ | M ₂₀ M ₃₁ | M ₃₂ | N ₁₄ | N ₁₅ N ₁₉ | N ₃₀ N ₃₁ | N ₃₂ | / 20, / 31 | / 24, / 34 | J ₂₃ , J ₂₆ | J ₂₉ | J ₃₀ , J ₃₁ | J ₃₂ | |
| 2 | t | 44,8 | 44,8 | 46,1,05 | 34,1,5 | 29,1,36 | 34,1,5 | 34,1,36 | 24,1,36 | 36,86 | 31,22 | 31,22 | 28,73 | 24,1,42 | 15,12 |
| 1 | t | / / / | 66,38 | 106,1,32 | / / / / | / / / / | 33,78 | 53,1,10 | 45,45 | 45,45 | / / / / | 145,8 | 127,1,9 | / / / / | 97,28 |
| Omnid | t | 44,8 | 111,18 | 152,1,37 | 34,1,5 | 29,1,36 | 63,14 | 87,1,50 | 82,21 | 84,31 | 31,22 | 239,46 | 211,7 | 24,1,42 | 137,12 |
| T _{bo} kg/cm ² | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | |
| Section Cylindrique | Cu ² | 446,6 | 1958 | 8560 | 574 | 489 | 1052 | 1458 | 1372 | 1372 | 520 | 3991 | 3528 | 407 | 2287 |
| Section Adoptée | Cu ² | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 35x40 | 60x60 | 60x60 | 60x60 | 60x60 | |

1,6) FONDATIONS :

La contrainte admissible du sol désignée par $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$.
Le poids total à transmettre au sol sera majoré de 10% de
le poids total pour tenir compte du poids de la fondation, on
prévoit sur la semelle un béton de proportion de 10 cm d'épaisseur.

on considère une semelle massive rectangulaire



Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible nous devons avoir :

$$B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

où Q est la charge à transmettre au sol majorée de 10% de la charge totale.

on prendra $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques

B_x, B_y : dimensions de la semelle

b_x, b_y : dimensions du poteau

Pour que les contraintes soient uniformément réparties sur le sol et que les efforts dans les bielles soient transmis entièrement aux armatures, la dimension de la semelle doit satisfaire à :

$$h_t \geq d + \frac{B_x - b_x}{4}$$

1,6,1) Fondation sur poteaux A₁ à A₁₇:

$$b_x = 30$$

$$b_y = 22 \Rightarrow \frac{B_x}{B_y} = \frac{30}{22} \Rightarrow B_y \geq \sqrt{\frac{22 Q}{30 \bar{\sigma}_s}}$$

$$\text{trit} \quad \begin{cases} B_y = 95 \text{ cm} \\ B_x = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h_t \geq 3,5 + \frac{130 - 30}{4} = 28,5 \quad \text{trit} \quad h_t = 30 \text{ cm.}$$

De la même manière on obtient les dimensions de la semelle résumées au tableau suivant :

| Posteaux | Bx(cm) | By(cm) | ht(cm) |
|--|--------|--------|--------|
| A ₁ à A ₁₇ | 130 | 95 | 30 |
| B ₁₇ , D ₁₇ , E ₁₇ , F ₁₇ G ₁₇ , H ₁₇ , J ₁₇ , K ₁₇ | 155 | 155 | 35 |
| B ₂₀ , D ₂₀ , E ₂₀ , F ₂₀ G ₂₀ , H ₂₀ , J ₂₀ , K ₂₀ | 150 | 150 | 35 |
| B ₁₄ , D ₁₄ , E ₁₄ , F ₁₄ G ₁₄ , H ₁₄ , J ₁₄ , K ₁₄ | 115 | 115 | 25 |
| J ₂₃ , J ₂₆ , J ₂₉ , J ₃₂ | 240 | 240 | 50 |
| L ₁₄ à L ₁₉ M ₁₄ à M ₁₉ N ₁₄ à N ₁₉ | 140 | 120 | 30 |
| L ₂₀ à L ₃₂ M ₂₀ à M ₃₂ | 210 | 180 | 50 |

2) METRÉ et Devis Estimatif

2.1) METRÉ :

2.1.2) Bâtiment administratif

on prend :

- par mètre carré de plancher
 - $0,10 \text{ m}^3$ de béton
 - 12 kg d'acier
 - $1,40 \text{ m}^2$ de Coffrage (non compris les coffrages des piliers)
- par mètre cube de béton
 - 120 kg d'acier
 - 14 m^2 de Coffrage

2.1.2.1) surface du plancher

a) surface utile du plancher

$$\begin{array}{rcl} 22 \times 7,15 \times 3,75 & = & 589,82 \text{ m}^2 \\ 4 \times 7,15 \times 3,95 & = & 112,97 \\ \hline \text{Total} & : & 702,79 \text{ m}^2 \end{array}$$

b) surface totale du plancher y compris les appuis

$$\begin{array}{rcl} 22 \times 7,65 \times 4,25 & = & 715,28 \text{ m}^2 \\ 4 \times 7,65 \times 4,45 & = & 136,17 \\ \hline \text{Total} & : & 851,45 \text{ m}^2 \end{array}$$

2.1.2.2) Volume du Béton des poteaux y compris les appuis et fondations

- pour les poteaux : $10,23 \text{ m}^3$
- pour les semelles : $10,54 \text{ m}^2$
- pour les redoussements : $11,54 \text{ m}^3$

$$\text{Total} \quad \underline{\underline{32,31 \text{ m}^3}}$$

2.1.2.3) Plancher :

- a) volume du Béton : $702,79 \times 0,10$
- b) poids d'acier : $12 \times 851,45$
- c) Coffrage : $1,40 \times 702,79$

$$\begin{array}{rcl} & = & 70,3 \text{ m}^3 \\ & = & 10217,40 \text{ kg} \\ & = & 983,91 \text{ m}^2 \end{array}$$

2.1.2.4) Poteaux et Fondations :

- a) volume du Béton
- b) poids d'acier : $120 \times 32,31$
- c) Coffrage : $14 \times 32,31$

$$\begin{array}{rcl} & = & 32,31 \text{ m}^3 \\ & = & 3877,2 \text{ kg} \\ & = & 452,34 \text{ m}^2 \end{array}$$

2.1.2.5) Routis

- a) volume du béton
- b) poids d'acier
- c) Coffrage

$$\begin{array}{rcl} & = & 46,82 \text{ m}^3 \\ & = & 5618,40 \text{ kg} \\ & = & 655,48 \text{ m}^2 \end{array}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

- a) volume Béton
- b) poids d'acier
- c) Coffrage

$$\begin{array}{rcl} & = & 149,43 \text{ m}^3 \\ & = & 19713 \text{ kg} \\ & = & 2091,73 \text{ m}^2 \end{array}$$

2.23) Jalle d'attente pre-embardement :

on prend:

- par mètre carré de plancher
 - $0,15 \text{ m}^3$ de béton
 - 18 kg d'acier
 - $1,60 \text{ m}^2$ de coffrage (non compris coffrage des piliers)
- par mètre cube du Béton
 - 120 kg d'acier
 - 11 m^2 de coffrage

2.231) Surface du plancher :

- a) surface utile du plancher: $3992,44 \text{ m}^2$
- b) Surface totale y compris les appuis: $4487,22 \text{ m}^2$

2.232) Plancher :

- a) volume du béton $598,87 \text{ m}^3$
- b) poids d'acier $80769,96 \text{ kg}$
- c) Coffrage $6387,92 \text{ m}^2$

2.233) Poteaux et fondations

- a) volume du béton $147,11 \text{ m}^3$
- b) poids d'acier $76653,2 \text{ kg}$
- c) Coffrage $6387,8 \text{ m}^2$

2.234) Poutres :

- a) volume béton $358,46 \text{ m}^3$
- b) poids d'acier $63015,20 \text{ kg}$
- c) Coffrage $3943,06 \text{ m}^2$

TABLEAU RECAPITULATIF y compris les ponts
de redressement et de renforcement:

- a) volume Béton $864,47 \text{ m}^3$
- b) poids d'acier $106624,80 \text{ kg}$
- c) Coffrage $9520,96 \text{ m}^2$

TABLEAU RECAPITULATIF Général

- a) Volume Béton 1277 m^3
- b) poids d'acier 165676 kg
- c) Coffrage 14456 m^2

2,2) Devis Estimatif:

| | |
|-------------------------------------|------------------------|
| Prix du Béton dose à 350 | 650 DA |
| Prix d'un kg d'acier | 10 DA |
| Prix d'une plaque carré de coffrage | |
| - plancher | 110 DA |
| - dalle | 90 DA |
| Echafaudage et Cintre | 35 DA / m ³ |

| | |
|------------------------------|---------------|
| Prix du Béton | : 830050 DA |
| Prix de l'acier | : 1656760 DA |
| Prix Coffrage pour planchers | : 227771,5 DA |
| Prix Coffrage dalles | : 663464,7 DA |
| Prix Coffrage portes | : 451191,6 DA |
| Prix Echafaudage et cintre | : 38925,25 DA |

Estimation totale du Bâtiment : 3858161,85 DA

II) Avant-Projet B:

1) Introduction:

Le bâtiment administratif reste inchangé pour l'avant-projet B. Les poteaux intermédiaire de la salle d'attente de pré-embarquement (SNTF) seront supprimés, ceux-ci nous introduit des distances entre axes des poteaux de 24 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal, vu la portée très importante, la traverse sera faite en béton précontraint.

Pour la salle d'attente de pré-embarquement (SNTV) on aura deux portées de 12,00 m chacune et une portée de 8,00 m le circuit des autocars sera modifié pour permettre le positionnement des poteaux K21, K22, K23, K26, K27, K29 et K30 et on a ajouté trois poteaux supplémentaires K33, N33 et M33

2) Avantage de la précontrainte:

a) Dans le domaine Calcul:

- moment résistant triple du béton armé
- effort tranchant réduit au $1/5$ ou au $1/10$ du béton armé
- déformation réduite au $1/3$ du béton armé

b) Dans l'utilisation pratique

- hauteur réduite
- aciers 15 à 20% du béton Armé
- Béton 50 à 80%

2) Predimensionnement de la structure

2,1) Plancher :

2,1,1) Batiment administratif :

Etant donné qu'aucune modification n'a été faite, le predimensionnement fait dans l'avant projet A reste valable pour l'avant projet B.

2,1,2) Talle d'attente de pré. en barquement :

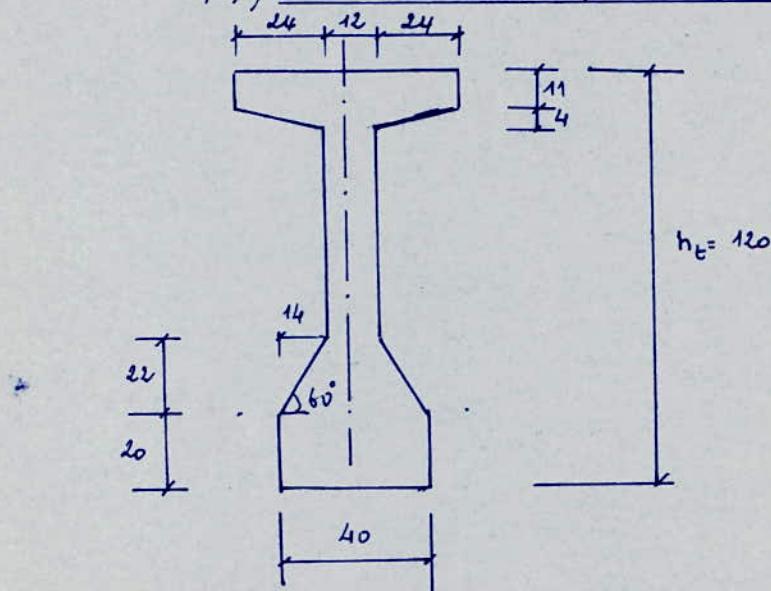
le plancher sera constitué par un plancher d'alle pleine d'épaisseur $e \geq \frac{l}{30} + 2$ pour tenir compte de l'isolation phonique soit 16 cm.

2,2) Poutres:

2,2,1) Poutres en Beton armé

pour les portes de portée $l = 4,00 \text{ m}$ on adopte les dimensions suivantes, de hauteur totale $h_t = 45 \text{ cm}$ et de largeur $b = 22 \text{ cm}$
pour $l = 8,00 \text{ m}$ $h_t = 70 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$
pour $l = 12,00 \text{ m}$ $h_t = 100 \text{ cm}$ $b = 40 \text{ cm}$.

2,2,1) Poutre en béton précontraint :



a) hauteur:

la hauteur totale h_t est telle que : $\frac{l}{18} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$

On prendra $h_t = l/20$ soit $h_t = 120 \text{ cm}$.

b) épaisseur de l'ame:

Elle est fixée par l'enrobage des câbles, la valeur minimale au milieu est : $b_0 = 9 \text{ cm} + h_t/40$ soit $b_0 = 12 \text{ cm}$.

c) Table de compression:

Sa largeur doit être généralement suffisante pour assurer la rigidité transversale de la poutre, elle doit vérifier aussi la condition de non déversement latéral de la poutre lors de son transport $b \geq 0,5 h_t$. Ainsi $b = 60 \text{ cm}$, mais pour la poutre du pont on prend $b = 40 \text{ cm}$.

d) Epaisseur:

l'épaisseur sera fixée par les efforts qui lui seront appliqués ou prend $h_0 = 11 \text{ cm}$ et le gousset de 4cm

e) talon :

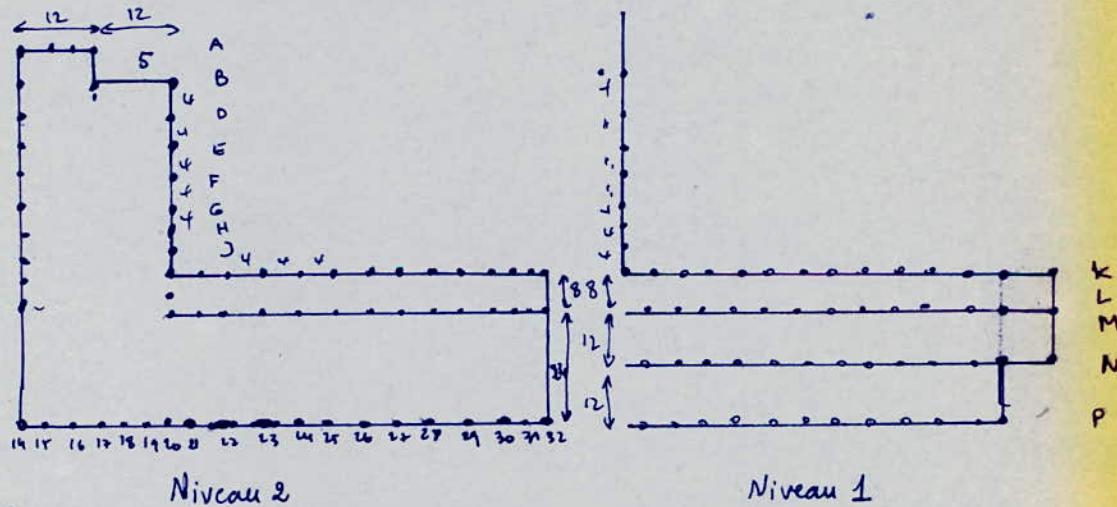
ses dimensions sont fonction du nombre de câble, sa largeur doit suffire à loger tous les câbles dans la section médiane soit 40 cm.

2.3) Poteaux:

on calcule l'effort normal N qui砸ient à chaque poteau et on déduit la section S par

$$S = \frac{N}{\bar{\tau}_{bo}^1} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{bo}^1 = 60 \text{ kg/cm}^2$$

2.4) Falaise d'attente pré-embargement:



2.4.1) Niveau 2

Evaluation des charges

a) Plancher : 650 kg/m^2

b) Pontes:

$(P)_1 \quad l = 4,00 \text{ m} : 220 \text{ kg/m}$

$(P)_2 \quad l = 8,00 \text{ m} : 525 \text{ kg/m}$

$(P)_3 \quad l = 24,00 \text{ m} : 704 \text{ kg/m}$

c) Acrotière : 450 kg/m .

2.4.2) Surcharge

$S: 1,2 \times 100$

: 120 kg/m^2

2413). Poteaux :

* D20, E20, F20, G20, H20, J20, D14, E14, F14, G14, H14, J14, K14, L14
 la surface intéressant les poteaux est $A = 48 \text{ m}^2$

| | | |
|---------------------|-----------------|-------------------------|
| 1) Plancher | 48×650 | = 31200 kg |
| 2) Surcharge | 48×120 | = 5760 " |
| 3) (P) ₁ | 220×4 | = 880 " |
| 4) (P) ₃ | 704×12 | = 8448 " |
| 5) acrotère | 450×4 | = 1800 " |
| | | <u>total : 48010 kg</u> |

| | | |
|---------------------|----------------------|-----------------------|
| * K21 à K31 | $A = 16 \text{ m}^2$ | |
| 1) Plancher | 650×16 | = 1040 kg |
| 2) surcharge | 120×16 | = 1920 " |
| 3) (P) ₁ | 220×16 | = 3520 " |
| 4) (P) ₂ | 528×16 | = 8400 " |
| | | <u>Total 24240 kg</u> |

* M21 à M31 $A = 64 \text{ m}^2$ total : 60640 kg

* K32 $A = 6 \text{ m}^2$ total : 6980 kg

* K20 $A = 56 \text{ m}^2$ total : 59190 kg

* M20 $A = 56 \text{ m}^2$ total : 26450 kg

* B20 $A = 24 \text{ m}^2$ total : 27190 kg

* B14 et M15 à M19 $A = 56 \text{ m}^2$ total : 52450 kg

| | | |
|---------------------|------------------------|-------------------------|
| * P15 à P31 | $A = 57,6 \text{ m}^2$ | |
| 1) Plancher | $650 \times 57,6$ | = 37440 kg |
| 2) surcharge | $120 \times 57,6$ | = 6910 " |
| 3) (P) ₃ | 704×12 | = 8448 " |
| (P) ₂ | 220×4 | = 880 " |
| 4) emprise | | = 920 " |
| | | <u>total : 53900 kg</u> |

* P14 et P32 $A = 63,36 \text{ m}^2$ total : 58050 kg

* M32 $A = 70,4 \text{ m}^2$ total : 65420 kg

242) Niveau 1:

242a) Evaluation des charges:

a) plancher

630 kg/m^2

b) Ponts

1000 kg/m

ponté $l = 12 \text{ m}$

220 kg/m

ponté $l = 4 \text{ m}$

242b) surcharge

$$s = 1,2 \times 500$$

600 kg/m^2

242c) Poteaux:

* D20, E20, F20, G20, H20, J20 $A = 8 \text{ m}^2$

= 5040 kg

1) Plancher: 630×8

- 4800 "

2) surcharge: 600×8

= 2880 "

3) Ponts : $1000 \times 2 + 4 \times 220$

= 2856 "

4) Murs : 714×4

total : 15576 kg

* B20 $A = 12 \text{ m}^2$

total : 21420 kg

* K20 $A = 16 \text{ m}^2$

total : 26920 kg

* L20 $A = 16 \text{ m}^2$

total : 23610 kg

* M20 $A = 21,7 \text{ m}^2$

total : 29640 kg

* K21 à K31 $A = 16 \text{ m}^2$

total : 29120 kg

* K32 $A = 24 \text{ m}^2$

total : 35280 kg

* K33 $A = 16 \text{ m}^2$

total : 26660 kg

* M21 à M31 $A = 40 \text{ m}^2$

total : 61180 kg

* M32 $A = 60 \text{ m}^2$

total : 86840 kg

* M33 $A = 40 \text{ m}^2$

total : 58520 kg

* N21 à N31 $A = 48 \text{ m}^2$

total : 75520 kg

* N32 $A = 72 \text{ m}^2$

total : 103960 kg

* N33 $A = 29,33 \text{ m}^2$

total : 45496 kg

* P21 à P31 $A = 24,8 \text{ m}^2$

total : 39444 kg

* P32 $A = 36 \text{ m}^2$

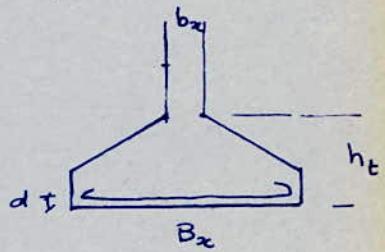
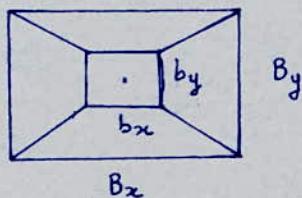
total : 55520 kg

TABLEAU RECAPITULATIF

2,5) FONDATIONS:

La contrainte admissible du sol désignée par $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$.
Le poids total à transmettre au sol sera majoré de 10% du poids total pour tenir compte du poids de la fondation, ou prenons sur la semelle un béton de proportion de 10 cm d'épaisseur.

On considère une semelle massive rectangulaire



Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible on doit avoir :

$$B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

Q : charge totale à transmettre au sol majoré de 10%

ou prendra $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques.

$$\text{et } h_t \geq d + \frac{B_x - b_x}{4} \quad \text{avec } d = 3,5 \text{ cm.}$$

2,51) Bâtiment administratif reste inchangé.

2,52) * Fondation sans poteaux B14, D14, F14, G14, H14, J14, K14, L14

$$b_x = 50 \text{ cm}$$

$$b_y = 40 \text{ cm}$$

$$B_x = 175 \text{ cm}$$

$$B_y = 140 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

* piliers poteaux B20, D20, E20, F20, G20, H20, J20, L20, K20

$$b_x = 50 \text{ cm}$$

$$b_y = 40 \text{ cm}$$

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

$$B_y = 160 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

* sans poteaux M14 à M19

$$B_x = 165 \text{ cm}$$

$$B_y = 130 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

* 2ms polcaux P14 à P19

$$B_x = 145 \text{ cm}$$

$$B_y = 145 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

* K20 $B_x = 175 \text{ cm}$ $B_y = 175 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$

* K21 à K32 $B_x = 145 \text{ cm}$ $B_y = 145 \text{ cm}$ $h_t = 30 \text{ cm}$

* M20 $B_x = 195 \text{ cm}$ $B_y = 155 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$

* M21 à M32 $B_x = 245 \text{ cm}$ $B_y = 195 \text{ cm}$ $h_t = 55 \text{ cm}$

* N21 à N32 * $B_x = 195 \text{ cm}$ $B_y = 155 \text{ cm}$ $h_t = 40 \text{ cm}$

* M33 $B_x = 170 \text{ cm}$ $B_y = 135 \text{ cm}$ $h_t = 35 \text{ cm}$

* K33 $B_x = 100 \text{ cm}$ $B_y = 100 \text{ cm}$ $h_t = 20 \text{ cm}$

+ N33 $B_x = 150 \text{ cm}$ $B_y = 120 \text{ cm}$ $h_t = 30 \text{ cm}$

3) METRÉ et Dévis Estimatif:

3,1) Bâtiment administratif:

Duisque aucune modification n'a été faite, le métre reste le même dit :

- | | |
|--------------------|--------------------------|
| a) volume du béton | : 149,43 m ³ |
| b) poids d'acier | : 19713 kg |
| c) Coffrage | : 2091,73 m ² |

3,2) Taille d'attente pré-embargement:

on prendra les valeurs suivantes:

- par métre carré de plancher
 - 0,15 m³ béton
 - 18 kg d'acier
 - 1,60 m² de coffrage non compris coffrage des pilier
- par métre cube de béton
 - 120 kg d'acier
 - 11 m² de coffrage

3,2,1) Surface utile totale des dalles

$$27 \times 3,6 \times 3,48 + 36 \times 4,78 \times 3,6 + 9 \times 3,6 \times 3,6 + 28 \times 3,6 \times 11,78 = 4496,5 \text{ m}^2$$

3,2,2) Surface totale des dalles y compris les appuis

$$27 \times 4,20 \times 24,22 + 36 \times 8,22 \times 4,20 + 9 \times 4,20 \times 4,20 + 28 \times 4,20 \times 12,22 = 5431,3 \text{ m}^2$$

3,2,3) Plancher

- | | |
|--------------------|-------------------------|
| a) volume du béton | = 674,5 m ³ |
| 0,15 x 4496,5 | |
| b) poids d'acier | = 97763,4 kg |
| 18 x 5431,3 | |
| c) Coffrage | = 7194,4 m ² |
| 1,60 x 4496,5 | |

3,2,3) Poteaux :

a) Volume du béton y compris les appuis

$$9 \times 0,4 \times 0,4 \times 6,30 + 9 \times 0,4 \times 0,4 \times 2,30 + 12 \times 0,4 \times 0,4 \times 5,30 + 24 \times 0,5 \times 0,4 \times 10,30 + 12 \times 0,30 \times 0,30 \times 10,30 + 12 \times 0,4 \times 0,4 \times 10,30 + 3 \times 0,4 \times 0,4 \times 5,30$$

$$= 132,804 \text{ m}^3$$

b) poids d'acier:

$$120 \times 132,804$$

$$= 15936,5 \text{ kg}$$

c) Coffrage :

$$11 \times 132,804$$

$$= 1460,9 \text{ m}^2$$

3,2,4) Poutres :

3,2,4,1) Poutres en béton armé

a) Volume du béton.

$$120 \times 0,4 \times 0,4 \times 9,22 + 24 \times 8 \times 0,7 \times 0,30 + 24 \times 12 \times 1 \times 0,4$$

$$= 158,40 \text{ m}^3$$

b) poids d'acier

$$158,40 \times 120$$

$$= 19008 \text{ kg}$$

c) Coffrage

$$158,40 \times 110$$

$$= 1742,4 \text{ m}^2$$

3,2,4) Fondations:

a) Volume béton = 93,92 m³

b) poids d'acier = 11240,19 kg

c) Coffrage = 1033,12 m²

Tableau récapitulatif:

a) volume béton : 1209 m³

b) poids d'acier : 163691 kg

c) Coffrage : 13523 m²

3,2,5) Dévis estimatif (Béton armé)

Prix Béton : 1209×650 = 485850 DA

Prix d'acier : $1636,91 \times 10$ = 1636910 DA

Prix Coffrage des piliers :
 $(1260,9 + 1267,31) 110$ = 300103,10 DA

Prix Coffrage des dalles :
 $(4194,4 + 4797,12) \times 90$ = 1079236 DA

Prix Coffrage des portes
 $(449,73 + 674,5) 35$ = 39348,05 DA
3841447,95 DA

3,2,5,1) Poutres précontraintes
27 poutres de 24,00 m de portée.

on adopte un prix par m^3 de béton précontraint à :
1350 DA

pour une poutre : $1300 \times 7,036 = 9146,80$ DA

pour les 27 poutres : $27 \times 9146,80 = 249523,20$

Le prix total du Bâtiment est de :

4060971,15 DA

CALCUL du plancher (terrasse)

le plancher utilisé se compose d'un hourdis d'épaisseur $h_t = 16 \text{ cm}$ encastré à des portées précontraintes avec des distances entre axes de 4,10 m et des poutres en béton armé avec des distances entre axes de 24,10 m.

Evaluation des charges :

- poids propre de la dalle en B.A + isolation + forme de pente : 650 kg/m^2
- surcharge d'exploitation non majorée : 110 kg/m^2

Nous avons $P < 2G$ d'un plancher à surcharge modérée la dalle sera calculé sous $G + 1,2P$

$$q/\text{m}^2 = 650 + 1,2 \times 110 = 770 \text{ kg/m}^2$$

Caractéristique des matériaux :

- béton contrôlé : dosé à 350 kg/m^3 $\bar{\sigma}_{b0}' = 32,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

- Acier : on utilisera du Fe E 24 $\sigma_{en} = 2410 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des aciers :

$$\gamma = \frac{f_x}{f_y} = \frac{3,64}{23,70} = 0,15 < 0,4 \Rightarrow \text{l'hourdis sera calculé comme dalle portant dans une seule direction.}$$

On calcule les aciers pour une bande de largeur 1 m suivant la $q = 770 \text{ kg/m}$.

$$M_o = q \frac{f^2}{8} = \frac{770 \times 3,64^2}{8} = 1247,40 \text{ kg.m.}$$

Nous prendrons la répartition des moments suivante
en travée $M_t = 0,8 M_o = 997,42 \text{ kg.m}$
à l'affut $M_a = -0,5 M_o = -623,70 \text{ kg.m}$

Section en travée

$$h = h_t - d \quad \text{avec } d = 1,4 \text{ cm}$$

$$\nu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 997,42 \times 10^2}{1600 \times 110 \times 14,5^2} = 0,0423$$

$$\nu = 0,0423 \Rightarrow \varepsilon = 0,9129 \Rightarrow k = 42,4$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{997,42 \times 10^2}{1600 \times 0,9129 \times 14,5} = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ Arit}$$

des $\phi 10$ espacés de 16,5 cm ce qui correspond $A = 4,76 \text{ cm}^2$

- Vérification du pourcentage minimum d'acier

$$\omega = \frac{A}{bh} = \frac{4,76}{100 \times 14,5} = 0,003 > 0,0012$$

- Vérification du béton comprimé

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{4,4} = \frac{1600}{4,4} = 37,74 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures de répartition :

Elles auront pour section : $A = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$

Sur des $\phi 6$ espacés de 20 cm ce qui correspond à : $1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ecartements maximums des armatures :

- * armatures principales $16,5 \text{ cm} < 3h_t = 48 \text{ cm}$
- * armatures de répartition $20 \text{ cm} < 4h_t = 64 \text{ cm}$

Vérification à l'effort tranchant :

Les moments sur appuis sont égaux

$$T = q \frac{l}{2} \quad T = 770 \times \frac{3,6}{2} = 1386 \text{ kg}$$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h = 12,69 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_b = \frac{T}{bz} = \frac{1386}{100 \times 12,69} = 1,09 \text{ kg/cm}^2 \\ 1,15 \bar{\sigma}_b' = 1,15 \times 7,1 = 8,16 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$C_b < 1,15 \bar{\sigma}_b' \Rightarrow$ pas de nécessité d'armatures transversales

Section d'appui :

$$\gamma = \frac{n Ma}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 623,70 \cdot 10^2}{1600 \times 100 \times 14,5^2} = 0,0278$$

$$\gamma = 0,0278$$

$$\varepsilon = 0,9275$$

$$k = 54$$

$$A = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{623,70 \cdot 10^2}{1600 \times 0,9275 \times 14,5} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Sur des $\phi 8$ espacés de 17 cm ce qui correspond à : $2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Vérification du pourcentage minimum d'acier

$$\omega = \frac{A}{bh} = 0,002 > 0,0012$$

- Vérification du béton en compression

$$r'_b = \frac{\bar{v}_a}{k} = \frac{1600}{54} = 29,63 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant sur appui

$$T + \frac{M}{J} = 1386 - \frac{623,70 \times 10^3}{1269} = -3525,89 \text{ kg} < 0$$

=> aucune vérification de la section des armatures inférieures et de leur enracage n'est nécessaire.

ETUDE AU VENT

) Introduction:

la vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques (vent) doit être faite obligatoirement dans les deux hypothèses suivantes :

a) sous l'action des surcharges normales

b) sous l'action des surcharges extrêmes

le calcul est mené selon les recommandations NV65 révisé 67

On prend pour pression dynamique normale de base $P_{vn} = 69 \text{ kg/cm}^2$
et " " " " " extreme " " " $P_{ve} = 69 \times 1,75 = 120,75 \text{ kg/cm}^2$

Dimension géométrique de la section:

la construction est formée de 5 blocs séparés par un joint de dilatation, on étudie l'effet du vent sur un seul bloc d'après les caractéristiques suivantes :

longueur $a = 21,31 \text{ m}$

largeur $b = 24,40 \text{ m}$

hauteur $h = 5,50 \text{ m}$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{5,50}{21,31} = 0,26$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{5,50}{24,40} = 0,23$$

$$\gamma_0 = f(\lambda_a, \lambda_b) \Rightarrow \begin{array}{ll} \text{vent sur la face a} & \gamma_0 = 0,9 \quad \text{NV65} \\ \text{vent sur la face b} & \gamma_0 = 0,9 \quad \text{page 141} \end{array}$$

Valeurs limites NV65 page 107

lorsque la combinaison la plus défavorable des actions extérieures et intérieures entraîne des coefficients compris entre 0 et -0,3 on prend -0,3 et lorsqu'ils sont compris entre 0 et +0,3 on prend +0,3

Parois

les parois de la construction sont verticales

Actions extérieures:

sur les faces

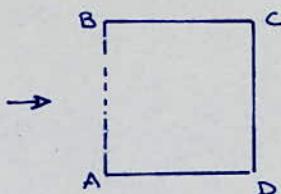
$$\left\{ \begin{array}{ll} c_e = 0,8 + \gamma_0 & \text{face au vent} \\ c_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -0,37 & \text{face sous le vent} \end{array} \right.$$

Actions intérieures:

construction ouverte comportant deux parois ouvertes la paroi ouverte à une perméabilité $\rho \geq 35$ les autres parois ont des perméabilités $\rho \leq 5$,

la paroi opposée à la paroi de perméabilité $p \geq 35$ fait obstacle à l'écoulement d'air

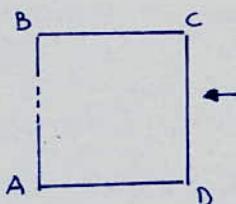
cas d:



parois BC, CD, AD $C_i = +0,8$

paroi AB $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,22$

cas b:



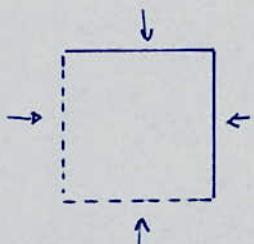
parois BC, CD et AD

$C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,37$

paroi AB

$C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,38$

cas r:



parois AB, BC, CD, AD

$C_i = -0,37$

$C_i = +0,22$

Action résultante moyenne sur une paroi:

l'action résultante unitaire sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi, elle est donnée par l'expression algébrique

$$p_r = (C_1 - C_2) q_r \quad (\text{NV65 page } 47)$$

$$C_1 = C_e$$

$$C_2 = C_i$$

q_r est la valeur moyenne de la pression dynamique.

cas d: parois BC, CD, AD

$$C_e - C_i = -0,37 - (+0,8) = -1,17$$

paroi AB

$$C_e - C_i = +0,8 - (-0,22) = 1,02$$

cas b: parois BC, CD, AD

$$C_e - C_i = +0,8 - (-0,37) = 1,17$$

paroi AB

$$C_e - C_i = -0,37 - (+0,38) = -0,75$$

Cas 8) : parois BC, CD et AD

$$\begin{aligned} C_e - C_i &= +0,8 + 0,37 = 1,17 \\ C_e - C_i &= +0,8 - 0,22 = 0,58 \end{aligned}$$

paroi AB

$$\begin{aligned} C_e - C_i &= 0,37 - 0,22 = 0,15 \\ C_e - C_i &= 0,37 + 0,37 = 0,74 \end{aligned}$$

Combinaison la plus défavorable correspond au cas d'

paroi AB $C_e - C_i = 1,02$
parois BC, CD, AD $C_e - C_i = -1,17$

Majoration

le coefficient de majoration $\beta = \theta(1 + \gamma_c) = 1$ (NVG5 page 81)
mais le cas des deux surcharges, normale et extrême

Condition à vérifier :

coefficients de réduction δ (NVG5 p.63) pour une hauteur
 $h < 30$ $\delta = 0,87$

- la réduction totale ne doit pas en aucun cas dépasser 33%.

$$8'm \quad (1 - \delta) K_s < 0,33 \quad K_s : \text{coef de zôte} = 1$$

$$(1 - 0,87) 1 < 0,33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- pression normale : $P_{vn} \delta K_s > 30 \Rightarrow 69 \times 0,87 \times 1 = 60 > 30$ vérifié
- pression extrême : $69 \times 1,75 \times 0,87 \times 1 > 30 \times 1,75$ vérifié

Pression dynamique sur l'élément considéré :

Vent normal : $P_{vn} \cdot \beta \cdot \delta \cdot K_s = 0,87 \times 1 \times 1 \times 69 = 60 \text{ kg/m}^2$

Vent extrême : $P_{ve} \cdot \beta \cdot \delta \cdot K_s = 120,75 \times 1 \times 1 \times 0,87 = 105 \text{ kg/m}^2$

Action résultante (pour l'étude du portique)

Vent normal :

paroi AB

$$P_{rn} = (C_e - C_i) V_n = 1,02 \times 60 = 61,20 \text{ kg/m}^2$$

paroi CD

$$P_{rn} = (C_e - C_i) V_n = 1,17 \times 60 = 70,20 \text{ kg/m}^2$$

Vent extrême :

paroi AB

$$P_{re} = 1,02 \times 105 = 107,10 \text{ kg/m}^2$$

paroi CD

$$P_{re} = 1,17 \times 105 = 122,85 \text{ kg/m}^2$$

Effet du vent sur le portique :

pressions due au vent :

$$\begin{cases} q_1n = 62 \text{ kg/m}^2 \\ q_2n = 71 \text{ kg/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} q_1e = 108 \text{ kg/m}^2 \\ q_2e = 123 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

charges sur les poteaux :

Vent normal :

$$\begin{cases} q'_1n = 62 \times 4 = 248 \text{ kg/m} \\ q'_2n = 71 \times 4 = 284 \text{ kg/m} \end{cases}$$

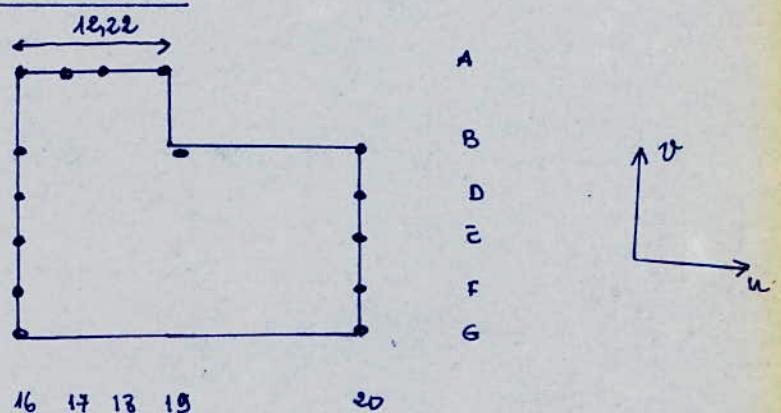
Vent extrême

$$\begin{cases} q'_1e = 108 \times 4 = 432 \text{ kg/m} \\ q'_2e = 123 \times 4 = 492 \text{ kg/m} \end{cases}$$

Etude Au Seisme:

La construction qui affecte en plan la forme en (L) a été découpé en 5 blocs rectangles par des joints de dilatation

Description du Bloc Étudié



Densité des charges:

- charge permanente $650 \times 457,5$ = 297375 kg
- surcharge d'exploitation $110 \times 457,5$ = 45750 kg
- bris de portes = 36991 kg

ponds total des charges et surcharges soumis à l'action sismique est :

$$334366 + \frac{45750}{5} = 343516 \text{ kg.}$$

Coefficients sismiques dans les directions horizontales:

P.S 69 :

$$1) \text{ sens } u : \quad \sigma_u = \alpha \beta_u \times \delta$$

$$2) \text{ sens } v : \quad \sigma_v = \alpha \beta_v \times \delta$$

a) Coefficient d'intensité α :

C'est une zone de forte intensité sismique avec une intensité nominale $i_N = 8,5$ (PS p. 173)

On prend $\alpha = 1,5$

b) Coefficient de réponse β :

On prendra un amortissement moyen :

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

ou T la période

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

P.S 69) L_x : s'étend entre nos extérieurs des façades dans le cas d'un bloc de largeur variable, elle est à évaluer par la partie la plus large du bloc

$$T_u = 0,09 \frac{5,50}{\sqrt{24,40}} = 0,1$$

$$T_v = 0,09 \frac{5,50}{\sqrt{28,31}} = 0,1$$

P.S 69 p. 86 ou trouve : (abques)

$$\beta_u = 0,13$$

$$\beta_v = 0,13$$

c) Coefficient de distribution γ :

on prend $\gamma = 1$

d) Coefficient de fondation δ

on prend $\delta = 1,15$

l'intensité de la force horizontale ou verticale agissant dans les deux directions est :

$$\begin{aligned} \sigma_u w \\ \sigma_v w \end{aligned}$$

on w: poids total des charges et surcharges soumises à l'action sismique.

D'où la force horizontale pour l'ensemble considéré est :

$$f = \alpha \beta \gamma \delta w$$

$$f = 1 \times 1,5 \times 0,13 \times 1,15 \times 343516 = 77033,46 \text{ kg}$$

Moments d'inertie des poteaux:

poteau 40×50 $I_u = \frac{40 \times 50^3}{12} = 416666,67 \text{ cm}^4$

$$I_v = \frac{50 \times 40^3}{12} = 266666,67 \text{ cm}^4$$

poteau 30×22 $I_{ux} = \frac{22 \times 30^3}{12} = 49500 \text{ cm}^4$

$$I_u = \frac{22^3 \times 30}{12} = 26620 \text{ cm}^4$$

Somme des moments d'inertie

$$\Sigma I_u = 3039813,37 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_v = 4781333,37 \text{ cm}^4$$

les forces horizontales H_i qui agissent sur chaque file de poteaux considérées sont proportionnelles aux moments d'inertie

a) dans le sens u.

$$H_A^u = 1,4 f$$

$$H_B^u = 20t$$

$$H_D^u = H_E^u = H_F^u = H_G^u = 10t$$

b) sens v

$$H_{16}^v = 34,6t$$

$$H_{17}^v = H_{18}^v = 0,47t$$

$$H_{19}^v = 4,3t$$

$$H_{20}^v = 41t.$$

Torsion:

les sollicitations de torsion existent si $\gamma = \frac{L_u}{L_v} > 2,5$

Comme $\gamma = \frac{24,40}{21,31} = 1,14 < 2,5$, les moments de torsion ne sont pas à envisager.

ÉTUDE DU PORTIQUE

Introduction:

La méthode utilisée pour la détermination des efforts dans le portique est la méthode de Cross.

Principe de La méthode:

La méthode de Cross permet au moyen d'approximations successives de répondre par des calculs simples, le problème considéré, c'est à dire la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres.

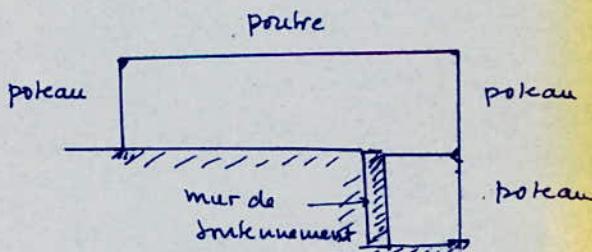
La méthode de Cross ne prend en compte que les effets du moment de flexion et néglige les effets de l'effort normal et de l'effort tranchant. Cette approximation est admissible pour toutes les structures étudiées au portique à l'aide de cette méthode.

Conventions desigues:

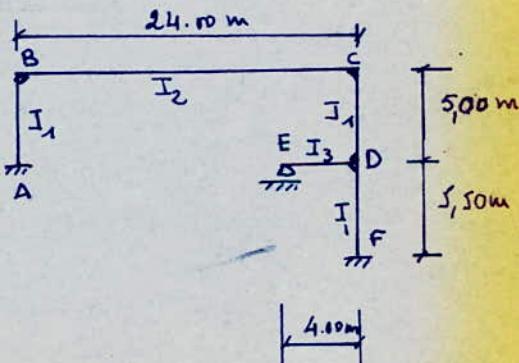
Le sens positif des rotations est le sens des aiguilles d'une montre, le moment transmis par un noeud à une barre est positif s'il tend à faire tourner la fibre moyenne de la barre dans le sens positif et négatif s'il tend à faire tourner la fibre moyenne de la barre dans le sens négatif.

Système statique:

1) système réel:



2) système adopté pour le Calcul:



Calcul des efforts dans le portique

Calcul des efforts dans (G) (poids propre)

Calcul des raideurs : R

$$I_1 = \frac{40 \times 50^3}{12} = 0,0042 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,0542 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{22 \times 45^3}{12} = 0,0017 \text{ m}^4$$

d'après :

$$I_1 = 2,47 I_3$$

$$\text{et } I_2 = 31,88 I_3$$

si $I_3 = 1 \rightarrow I_1 = 2,47$
 $I_2 = 31,88$

Barre AB : $R = \frac{2,47}{5,5} = 0,449$

" BC : $R = \frac{31,88}{24} = 1,328$

" CD : $R = 0,494$

" DE : $R = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{4} = 0,188$

" DF : $R = 0,449$

Calcul des coefficients de répartition C

Barre BA $C = \frac{0,449}{0,449 + 1,328} = 0,253$

" BC $C = \frac{1,328}{0,449 + 1,328} = 0,747$

" CB $C = \frac{1,328}{1,328 + 0,449} = 0,747$

" CD $C = \frac{0,494}{0,494 + 1,328} = 0,253$

" DC $C = \frac{0,494}{0,494 + 0,449 + 0,188} = 0,413$

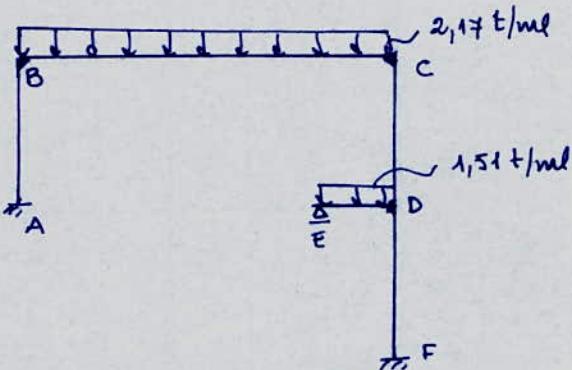
Barre DE

$$c = \frac{0,188}{0,188 + 0,494 + 0,449} = 0,174$$

" DF

$$c = \frac{0,449}{0,494 + 0,449 + 0,188} = 0,413$$

Calcul des moments d'encastrément parfaits:



$$M_{BC} = + \frac{2,17 \times 24^2}{12} = + 104,16 \text{ tm}$$

$$M_{CB} = - M_{BC} = - 104,16 \text{ tm}$$

$$M_{DE} = - \frac{1,51 \times 16}{8} = - 3,02 \text{ tm}$$

Etablissement du tableau:

Nous portons les moments d'encastrément précédemment trouvés et nous commençons par le nœud B

dans la barre BA : $- 104,16 \times 0,253 = - 26,35 \text{ tm}$
 " " " BC $- 104,16 \times 0,747 = - 77,808 \text{ tm}$

Ce qui donne pour les moments transmis

dans la barre AB $M_{AB} = \frac{-26,35}{2} = - 13,18 \text{ tm}$

" " " CB $M_{CB} = \frac{-77,808}{2} = - 38,904 \text{ tm}$

de même pour le nœud C est...

| Noads | A | B | C | D | F | |
|-------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|
| Baues | AB | BA | BC | CD | DE | DF |
| C | - | 0,253 | 0,747 | 0,447 | 0,413 | 0,413 |
| "B | - | - | +104,16 | -104,16 | - | -3,02 |
| "B" | -13,176 | -26,352 | -47,808 | -38,904 | - | - |
| "C" | - | - | +53,435 | +106,869 | +36,195 | +18,098 |
| "D" | - | - | - | - | -3,114 | -6,227 |
| "B" | -6,760 | -13,519 | -39,946 | -19,958 | - | - |
| "C" | - | - | +8,617 | +17,253 | +5,837 | +2,919 |
| "D" | - | - | - | - | -0,603 | -1,205 |
| "B" | -1,090 | -3,180 | -6,437 | -3,28 | - | -9,608 |
| "C" | - | - | +1,427 | +2,852 | +0,967 | +0,483 |
| "D" | - | - | - | - | -0,160 | -0,200 |
| "B" | -9,081 | -9,361 | -1,066 | -0,533 | - | -0,584 |
| "C" | - | - | +0,236 | +0,477 | +0,160 | +0,080 |
| "D" | - | - | - | - | -0,014 | -0,033 |

suite de "G"

| Noeuds | A | B | C | D | F | | | | |
|------------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| Bancs | AB | BA | BC | CB | AD | DC | DE | DF | FD |
| "B" | -9,080 | -9,160 | -9,176 | -9,088 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +9,039 | +9,078 | +9,027 | +9,013 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | - | -9,003 | -9,005 | -9,002 | -9,005 | -9,003 |
| "B" | -9,005 | -9,010 | -9,019 | -9,015 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +9,017 | +9,013 | +9,015 | +9,015 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | - | -9,000 | -9,001 | -9,001 | -9,000 | -9,000 |
| "B" | -9,001 | -9,002 | -9,005 | -9,003 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +9,001 | +9,002 | +9,001 | +9,000 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | - | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 |
| "B" | -9,000 | -9,000 | -9,001 | -9,000 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +9,000 | +9,000 | +9,000 | +9,000 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | - | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 |
| ΣM | -21,2413 | -42,484 | +42,484 | -39,337 | +39,337 | +13,924 | -6,252 | -7,671 | -3,837 |

$$T_{AB} = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h}$$

θ : effort tranchant dans la partie isostatique
ici $\theta = 0$

$$T_{AB} = -\frac{21,243 - 42,484}{5,5} = -11,587 \text{ t}$$

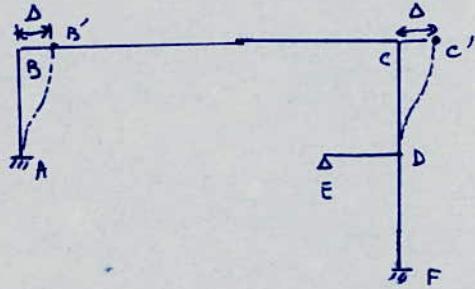
$$T_{DC} = \frac{39,337 + 13,924}{5,5} = +9,684 \text{ t}$$

$$T_{\text{niveau AD}} = -11,587 + 9,684 = -1,903 \text{ t} \Rightarrow \text{il y a dmc}$$

déplacement des noeuds

Déplacement des noeuds:

Donnons à B un déplacement arbitraire (Δ), C prendra le même déplacement (D et E étant fixe)



On aura: $M_{AB} = M_{BA} = M_{CD} = M_{DC} = +6 \frac{EI\Delta}{h^2}$

Comme Δ est arbitraire nous pourrons prendre:

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{CD} = M_{DC} = 1$$

D'après le tableau suivant qui donne les moments dans les différentes barres sous l'effet du déplacement.

| Nodes | A | B | C | D | E | F | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Barres | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | DF | FD |
| "C" | - | 0,253 | 0,747 | 0,747 | 0,253 | 0,443 | 0,174 | 0,443 | - |
| "D" | +1,100 | +1,100 | - | - | +1,100 | +1,100 | - | - | - |
| "B" | -0,127 | -0,253 | -0,374 | -0,374 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | -0,254 | -0,468 | -0,158 | -0,079 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | -0,190 | -0,380 | -0,160 | -0,380 | -0,190 | - |
| "B" | -0,030 | +0,059 | +0,145 | +0,097 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +0,038 | +0,073 | +0,026 | +0,013 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | -0,003 | -0,005 | -0,002 | -0,005 | -0,003 | - |
| "B" | -0,105 | -0,010 | -0,028 | -0,014 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +0,006 | +0,013 | +0,004 | +0,002 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | -0,001 | -0,001 | -0,001 | -0,001 | -0,001 | - |
| "B" | -0,001 | -0,002 | -0,004 | -0,002 | - | - | - | - | - |
| "C" | - | - | +0,001 | +0,001 | +0,001 | +0,000 | - | - | - |
| "D" | - | - | - | +0,000 | +0,000 | +0,000 | +0,000 | +0,000 | +0,000 |
| ΣM | +0,897 | +0,794 | -0,794 | -0,680 | +0,680 | -0,550 | -0,162 | -0,388 | -0,193 |

On donne ensuite un déplacement arbitraire à D (C restant fixe) nous aurons :

$$M_{DF} = M_{FD} = \frac{6EI\Delta}{h^2} \quad \text{et} \quad M_{DC} = M_{CD} = -\frac{6EI\Delta}{h^2}$$

nous pouvons prendre $M_{DF} = M_{FD} = +1$ et $M_{DC} = M_{CD} = -1$

Dès le tableau suivant qui donne les moments dans les différentes barres sous l'effet du déplacement.

| Words | A | B | C | D | F | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A-B | B-A | B-C | C-B | C-D | D-C | D-E | E-D | F-D |
| C | - | 0,253 | 0,747 | 0,747 | 0,263 | 0,413 | 0,174 | 0,413 | - |
| "C" | - | - | - | - | -1,000 | -1,000 | - | +1,000 | +1,000 |
| "D" | - | - | +0,373 | +0,747 | +0,253 | +0,126 | - | - | - |
| "B," | -0,047 | -0,094 | -0,279 | -0,139 | - | -0,026 | -0,052 | -0,022 | -0,020 |
| "C," | - | - | +0,062 | +0,123 | +0,042 | +0,021 | - | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -0,004 | -0,009 | -0,004 | -0,009 | -0,004 |
| "B," | -0,008 | -0,016 | -0,046 | -0,023 | - | - | - | - | - |
| "C," | - | - | +0,016 | +0,020 | +0,007 | +0,003 | - | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -0,001 | -0,001 | -0,001 | -0,001 | -0,001 |
| "B," | -0,001 | -0,003 | -0,007 | -0,004 | - | - | - | - | - |
| "C," | - | - | +0,002 | +0,004 | +0,001 | +0,001 | - | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 | -9,000 |
| "B," | -0,000 | -0,000 | -0,001 | -0,001 | - | - | - | - | - |
| ΣM | -0,056 | -0,113 | +0,113 | +0,727 | -0,727 | -0,912 | -0,027 | +0,939 | +0,969 |

au niveau AD pour des déplacements $k_1 \Delta_1$ et $k_2 \Delta_2$ on doit avoir Σ forces horizontales = 0

$$T_{1AB} = \frac{0,897 + 0,794}{5,5} = +0,307 t$$

$$T_{1DC} = \frac{0,680 + 0,550}{5,5} = +0,224 t$$

$$T_{2AB} = \frac{-0,056 - 0,113}{5,5} = -0,031 t$$

$$T_{2DC} = \frac{-0,727 - 0,912}{5,5} = -0,298 t$$

Ce qui donne :

$0,531 k_1 - 0,329 k_2 - 1,903 = 0$
pour que DE ne soit pas sollicité par une force horizontale il faut que :

$$T_{DF} = T_{DC}$$

d'ñ :

$$- \frac{7,671 - 3,837}{5,5} + \frac{-0,388 - 0,193}{5,5} k_1 + \frac{+0,939 + 0,969}{5,5} k_2 = \\ \underline{39,337 + 13,921} + \frac{9,680 + 0,550}{5,5} k_1 + \frac{-0,727 - 0,912}{5,5} k_2$$

d'ñ :

$$0,330 k_1 - 0,645 k_2 + 11,776 = 0$$

on obtient le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} k_1 - 0,620 k_2 - 3,584 = 0 \\ k_1 - 1,955 k_2 + 35,685 = 0 \end{cases}$$

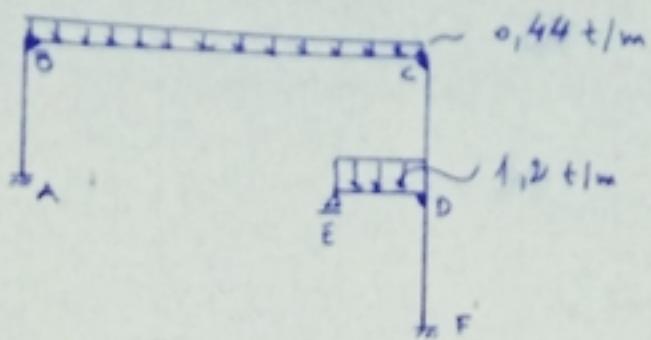
$$\begin{cases} k_1 = 21,821 \\ k_2 = 29,415 \end{cases}$$

le moment total sera : $M + k_1 M_1 + k_2 M_2$

sous G on obtient le tableau suivant

| Barré | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | EF | FD |
|--------------|--------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|---------|---------|
| Mittal (t m) | -2,985 | -25,634 | +25,634 | -29,512 | +29,512 | -0,893 | -9,523 | +10,362 | +18,203 |

Calcul des efforts soumis à P



Calcul des moments d'encaissement par l'ait:

$$M_{BC} = + \frac{0.44 \times 2^2}{12} = 21,12 \text{ t.m}$$

$$M_{CB} = - M_{BC} = - 21,12 \text{ t.m}$$

$$M_{DE} = - \frac{1.2 \times 4^2}{8} = - 2,4 \text{ t.m.}$$

Etablissement du tableau:

| Nodes | A | B | C | D | F | | | |
|-------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | AB | BA | BC | CD | DC | DE | DF | FD |
| Base | | | | | | | | |
| C | - | 9,253 | 9,747 | 0,747 | 9,253 | 9,013 | 0,174 | 0,413 |
| "C" | - | - | +21,12 | -21,12 | - | - | -24 | - |
| "B," | -9,671 | -5,343 | -15,776 | -7,888 | - | - | - | - |
| "C," | - | - | -10,834 | +21,668 | 7,339 | 3,669 | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -0,262 | -0,524 | -0,220 | -0,524 |
| "B," | -1,370 | -2,741 | -8,092 | -4,046 | - | - | - | - |
| "C," | - | - | 1,609 | +3,218 | +1,019 | +0,544 | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -0,112 | -0,224 | -0,094 | -0,224 |
| "B," | -0,203 | -0,407 | -1,261 | -0,600 | - | - | - | - |
| "C," | - | - | +0,265 | +0,531 | +0,190 | +0,090 | - | - |
| "D," | - | - | - | - | -0,018 | -0,057 | -0,015 | -0,037 |
| "B," | -0,032 | -0,064 | -0,191 | -0,095 | - | - | - | - |
| "C," | - | - | +0,042 | +0,074 | +0,028 | +0,014 | - | - |

| Nodes | A | B | C | D | F | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Points | AB | BA | BC | CD | DE | DF | FD | | |
| "D" | - | - | - | - | -0,002 | -0,005 | -0,002 | | |
| "B," | -0,005 | -0,010 | -0,031 | -0,015 | - | - | - | | |
| "C," | - | +0,006 | +0,012 | +0,004 | +0,002 | - | - | | |
| "D," | - | - | - | -0,005 | -0,005 | -0,005 | -0,005 | | |
| "A," | -0,000 | -0,001 | -0,004 | -0,002 | - | - | - | | |
| "C," | - | +0,000 | +0,001 | +0,000 | +0,000 | - | - | | |
| "D," | - | - | - | -0,000 | -0,000 | -0,000 | -0,000 | | |
| ΣM | -4,287 | -8,565 | +8,565 | -8,246 | +8,246 | +3,521 | -2,731 | -0,790 | -0,394 |

$$T_{\text{niveau}} = \frac{-4,281 - 8,565}{5,5} + \frac{8,246 + 3,521}{5,5} = -0,196$$

Il y a donc déplacement des noeuds

ou donne un déplacement Δ_1 à C ensuite Δ_2 à D

les tableaux de calcul qui ont été établis pour G restent valables pour P

la 1^e équation donnant k_1 et k_2 est :

$$0,531 k_1 - 0,329 k_2 - 0,196 = 0$$

la 2^e équation est donnée par :

$$\frac{8,246 + 3,521}{5,5} + \frac{0,680 + 0,550}{5,5} k_1 + \frac{-0,727 - 0,912}{5,5} k_2 =$$

$$-0,790 - 0,394 + \frac{-0,388 - 0,193}{5,5} k_1 + \frac{0,939 + 0,969}{5,5} k_2$$

$$\text{d'après : } 0,330 k_1 - 0,645 k_2 + 2,354 = 0$$

d'après le système d'équation :

$$\begin{cases} k_1 - 1,955 k_2 + 4,133 = 0 \\ k_1 - 0,620 k_2 - 0,369 = 0 \end{cases}$$

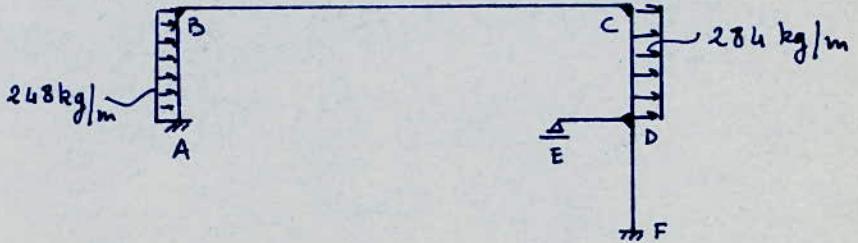
$$\begin{cases} k_1 = 3,853 \\ k_2 = 5,619 \end{cases}$$

le moment total $M(\text{tm})$ sera : $\sum M + k_1 M_1 + k_2 M_2$

| Baies | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | DF | FD |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| M total (tm) | -1,026 | -5,542 | +5,542 | -6,103 | +6,103 | +0,464 | -3,156 | +2,692 | +3,876 |

Calcul des efforts sous V (vent) (vent de gauche à droite)

V_g



Calcul des moments d'enca斯特rement par lait:

$$M_{AB} = + \frac{0,248 \times 5,5^2}{12} = + 0,6252 \text{ tm}$$

$$M_{BA} = - M_{AB} = - 0,6252 \text{ tm}$$

$$M_{DC} = \frac{0,284 \times 1,5^2}{12} = + 0,7159 \text{ tm}$$

$$M_{CD} = - M_{DC} = - 0,7159 \text{ tm}$$

Etablissement du tableau:

| Nrads | A | B | C | D | F | | |
|-------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|
| Burr | AB | BA | BC | CD | DE | DF | FD |
| C | - | 0,233 | 0,747 | 0,253 | 0,413 | 0,174 | 0,413 |
| "C | +0,6252 | -0,6252 | - | -0,7419 | +0,7419 | - | - |
| B. | +0,079 | +0,158 | +0,467 | +0,233 | - | - | - |
| "B. | - | - | +0,180 | +0,361 | +0,122 | +0,061 | - |
| D. | - | - | - | -0,160 | -0,321 | -0,135 | -0,160 |
| "B. | -0,023 | -0,046 | -0,134 | -0,067 | - | - | - |
| "C. | - | - | +0,085 | +0,170 | +0,057 | +0,029 | - |
| "D. | - | - | - | -0,006 | -0,012 | -0,005 | -0,006 |
| B. | -0,011 | -0,022 | -0,063 | -0,032 | - | - | - |
| "C. | - | - | +0,014 | +0,028 | +0,010 | +0,005 | - |
| "D. | - | - | - | -0,001 | -0,002 | -0,001 | -0,001 |
| B. | -0,002 | -0,004 | -0,010 | -0,005 | - | - | - |
| "C. | - | - | +0,002 | +0,004 | +0,002 | +0,001 | - |

| Nœuds | A | B | C | D | E | F |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Borne | AB | BA | BC | CB | CD | FD |
| "D" | - | - | - | -0,100 | -0,100 | -0,100 |
| "B" | -0,100 | -0,101 | -0,101 | -0,100 | - | - |
| "C" | - | - | - | - | - | - |
| "D" | - | - | - | - | - | - |
| "B" | - | - | - | - | - | - |
| ΣM | 0,668 | -0,540 | +0,540 | +0,692 | -0,692 | +0,476 |
| | | | | | -0,141 | -0,335 |
| | | | | | | -0,167 |

$$T_{AB} = \frac{0,6580 - 0,540}{5,5} + \frac{0,248 \times 5,5}{2} = 0,705$$

$$T_{DC} = \frac{0,476 - 0,692}{5,5} + \frac{0,284 \times 5,5}{2} = 0,742$$

$$\sum \text{forces extérieures horizontales} : 0,248 \times 5,5 + 0,284 \times 5,5 = 2,926 t$$

$$\sum \text{réactions} : 0,705 + 0,742 = 1,447 t$$

→ il y a donc déplacement des noeuds :

$$1^{\text{er}} \text{ équation} : 0,531 k_1 - 0,329 k_2 + 1,447 - 2,926 = 0$$

$$\text{on doit avoir aussi} : T_{DC} = T_{DF}$$

$$T_{DC} = \frac{0,476 - 0,692}{5,5} + 0,284 \times \frac{5,5}{2} + k_1 \frac{0,680 + 0,55}{5,5} + k_2 \frac{-0,727 - 0,912}{5,5}$$

$$T_{DF} = \frac{-0,335 - 0,167}{5,5} + k_1 \frac{-0,388 - 0,193}{5,5} + k_2 \frac{0,939 + 0,969}{5,5}$$

$$0,330 k_1 - 0,645 k_2 + 0,833 = 0$$

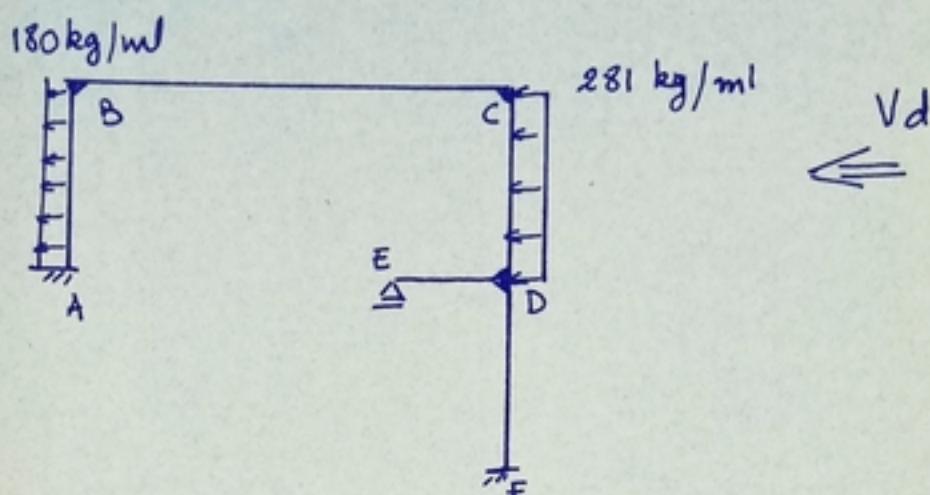
On obtient le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} k_1 - 0,620 k_2 - 2,785 = 0 \\ k_1 - 1,955 k_2 + 2,524 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} k_1 = 5,251 \\ k_2 = 3,977 \end{cases}$$

| Barres | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | DF | FD |
|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| M(total) (+m) | +5,155 | +3,180 | -3,180 | +0,013 | -0,013 | -0,263 | -1,099 | +1,362 | +2,673 |

Calcul des efforts sous Vd (vent de droite à gauche)



Calcul des moments d'encastrement parfaits:

$$M_{BA} = \frac{0,18 \times 5,5^2}{12} = 0,454 \text{ t.m.}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = -0,454 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = \frac{0,28 \times 5,5^2}{12} = 0,706 \text{ t.m}$$

$$M_{OC} = -M_{CD} = -0,706 \text{ t.m.}$$

Etablissement du tableau:

on remarque, en établissant le tableau qu'il y a un déplacement.

On fera le même calcul que pour les autres efforts précédemment. On trouve le système d'équation suivant.

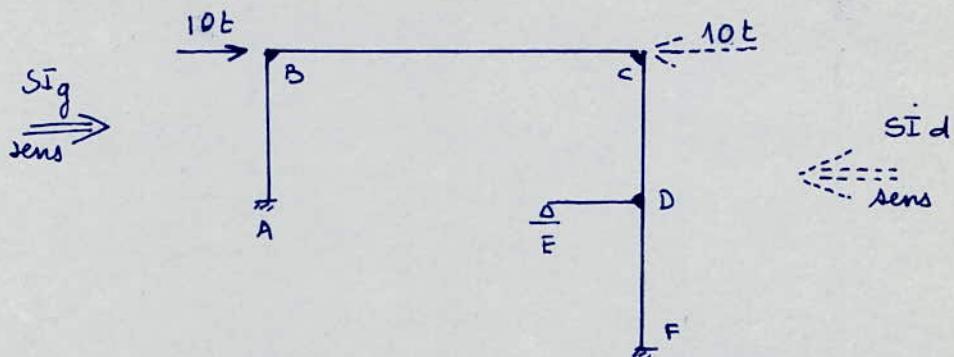
$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 - 0,520k_2 + 2,422 = 0 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} k_1 - 1,955k_2 - 2,515 = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = -4,715 \\ k_2 = -3,698 \end{array} \right.$$

| Noeuds | A | B | | C | | D | | F |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|
| | | AB | BA | BC | CB | CD | DC | |
| C | - | 0,253 | 0,253 | 0,747 | 0,747 | 0,253 | 0,413 | 0,413 |
| "E | -0,454 | +0,454 | - | - | +0,706 | -0,706 | - | - |
| "B ₁ | -0,057 | -0,115 | -0,339 | -0,170 | - | - | - | - |
| "C ₁ | - | - | -0,200 | -0,401 | -0,136 | -0,068 | - | - |
| "D ₁ | - | - | - | - | -0,160 | -0,320 | +0,135 | 0,320 + 0,160 |
| "B ₂ | +0,025 | +0,057 | +0,149 | +0,075 | - | - | - | - |
| "C ₂ | - | - | -0,088 | -0,175 | -0,064 | -0,032 | - | - |
| "D ₂ | - | - | - | - | +0,077 | +0,073 | +0,006 | +0,013 + 0,007 |
| "B ₃ | -0,011 | +0,022 | +0,066 | +0,033 | - | - | - | - |
| "C ₃ | - | - | -0,015 | -0,030 | -0,010 | -0,005 | - | - |
| "D ₃ | - | - | - | - | +0,001 | +0,002 | +0,001 | +0,002 + 0,001 |
| "B ₄ | +0,002 | +0,004 | -0,011 | +0,006 | - | - | - | - |
| "C ₄ | - | - | -0,000 | -0,004 | -0,002 | -0,001 | - | - |
| "D ₄ | - | - | - | - | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| "B ₅ | +0,001 | +0,001 | +0,001 | +0,001 | - | - | - | - |
| "C ₅ | - | - | -0,000 | -0,000 | -0,000 | -0,000 | - | - |
| ZM | -0,472 | +0,414 | -0,414 | -0,662 | +0,662 | -0,474 | +0,142 | +0,335 + 0,168 |
| M _{total} (tun) | -4,494 | -4,909 | +4,909 | -0,144 | +0,144 | +0,302 | +1,006 | -1,308 - 4,505 |

Calcul des efforts sous SI (seisme gauche et droit)



lorsque les noeuds sont fixes, il n'y a aucun moment dans les noeuds.

Donnons un déplacement Δ_1 à C et le noeud D reste fixe

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 1$$

le tableau de calcul pour "G" reste valable.

On donne ensuite un déplacement Δ_2 à D et le noeud C reste fixe

$$M_{DF} = M_{FD} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 1 \quad \text{et} \quad M_{DC} = M_{CD} = -\frac{6EI\Delta}{h^2} = -1$$

et le tableau de calcul pour G reste valable.

Détermination des facteurs k_1 et k_2 :

Même principe que précédemment on obtient:

$$\begin{cases} 0,531 k_1 - 0,329 k_2 - 10 = 0 \\ 0,330 k_1 - 0,645 k_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} k_1 = 27,570 \\ k_2 = 14,102 \end{cases} \quad \text{pour le S.I.g.}$$

$$\begin{cases} k_1 = -27,570 \\ k_2 = -14,102 \end{cases} \quad \text{pour S.I.d}$$

On obtient les efforts armiques : (SI)

| Nœud | A | B | C | D | F | | | | |
|-------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Barre | AB | BA | BC | CB | CD | DC | DE | DF | FD |
| SIg | +23,941 | +20,297 | -20,297 | -8,495 | +8,495 | +2,302 | -4,847 | +2,543 | +8,344 |
| SId | -23,941 | -20,297 | +20,297 | +8,495 | -8,495 | -2,302 | +4,847 | -2,543 | -8,344 |

Sollicitations à prendre en compte :

Sollicitations totales fondées du 1^{er} genre:

$$(S_1) = (G) + 1,2(P)$$

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V)$$

Sollicitations totales fondées du 2^{eme} genre:

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

$$(S'_2) = (G) + (W) + (P)$$

$$(S''_2) = (G) + (P) + (SI)$$

Diagramme des moments fléchissants

$G + 1,2P$

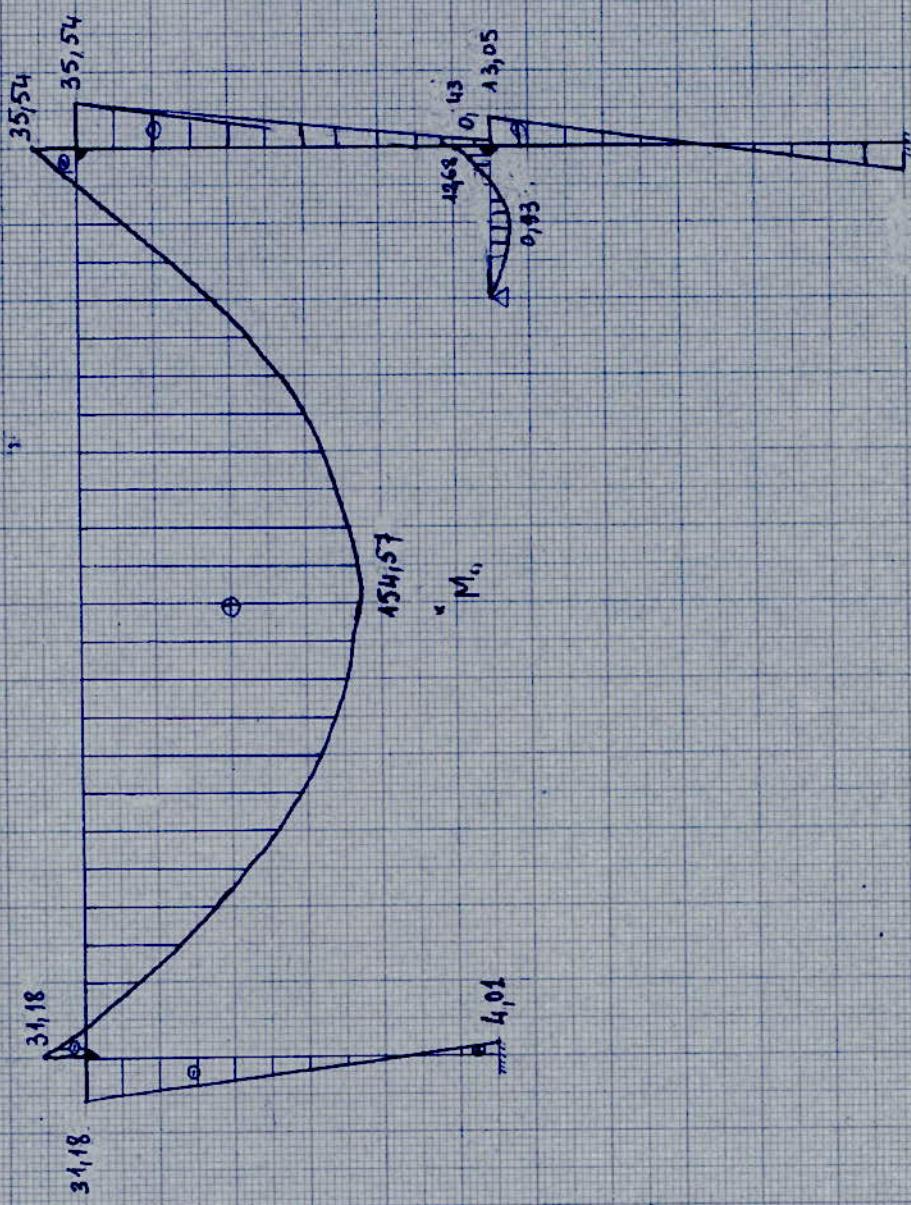


Diagramme des efforts tranchants et normaux

$G + 1,2P$

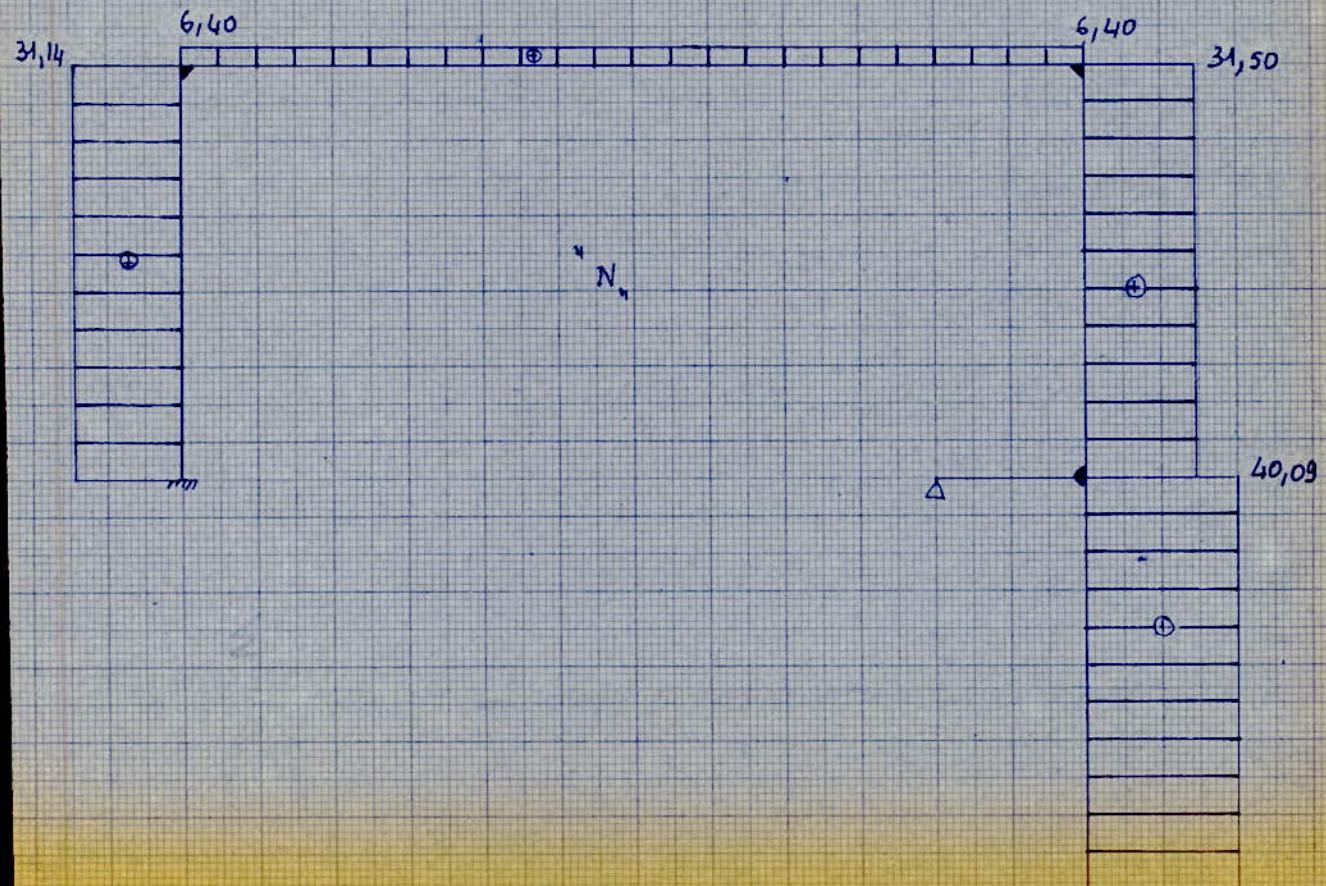
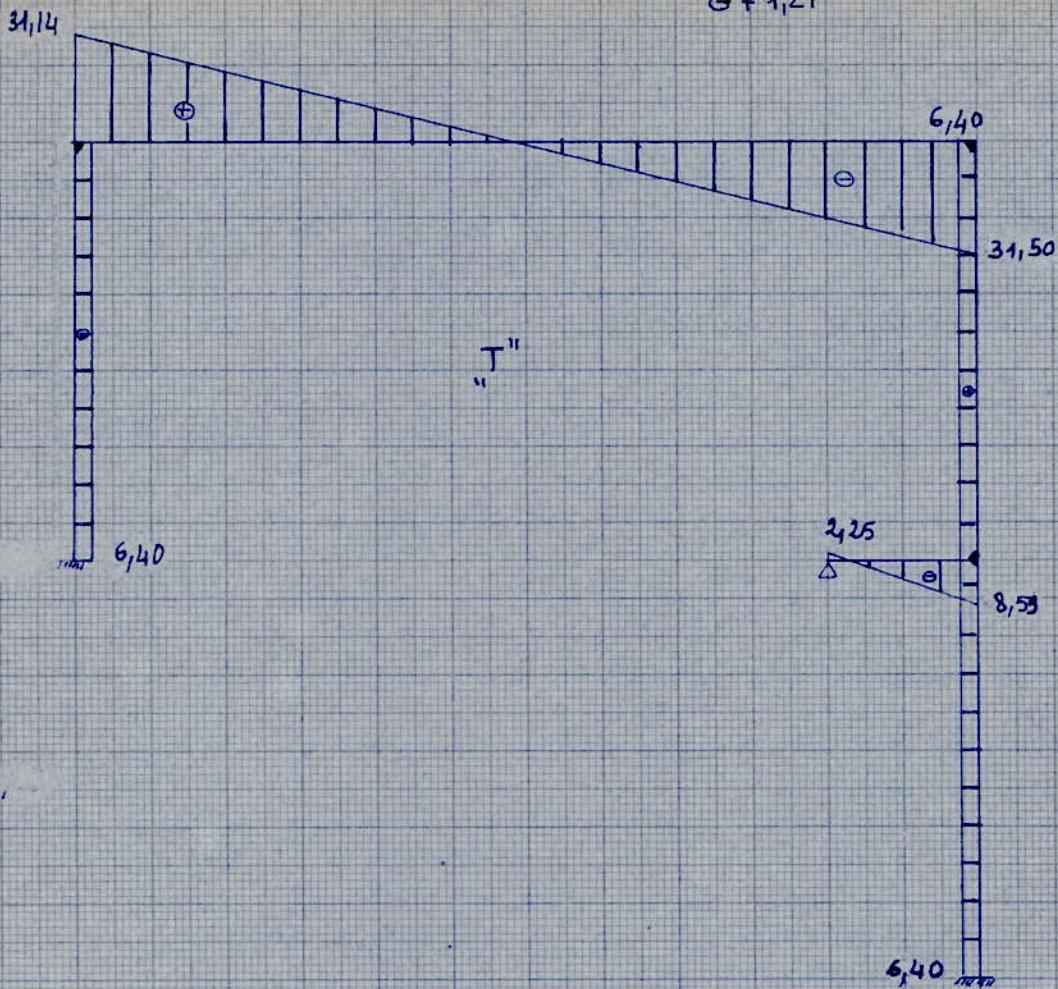


Diagramme des moments fléchissants :

$G + P + V_d$

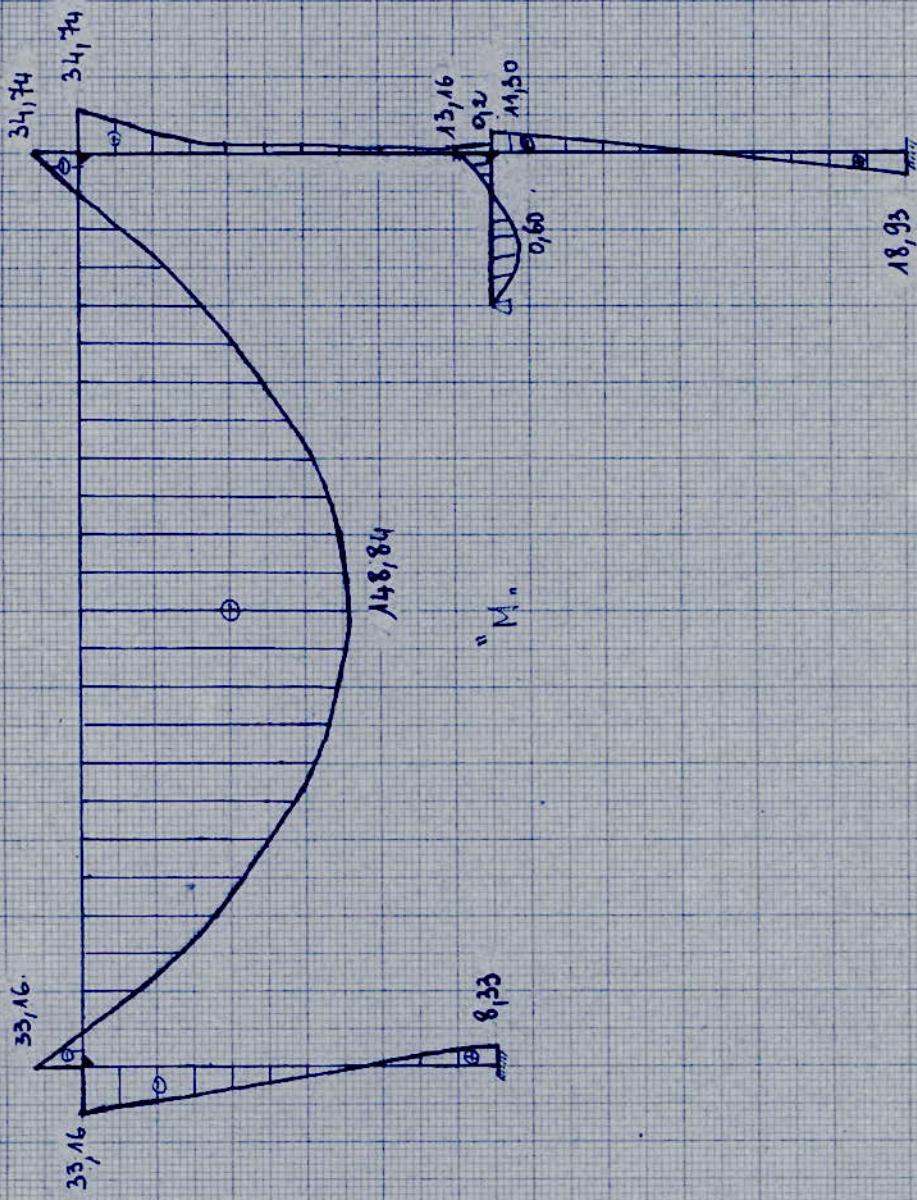


Diagramme des efforts tranchants et normaux
 $G + P + V_d$

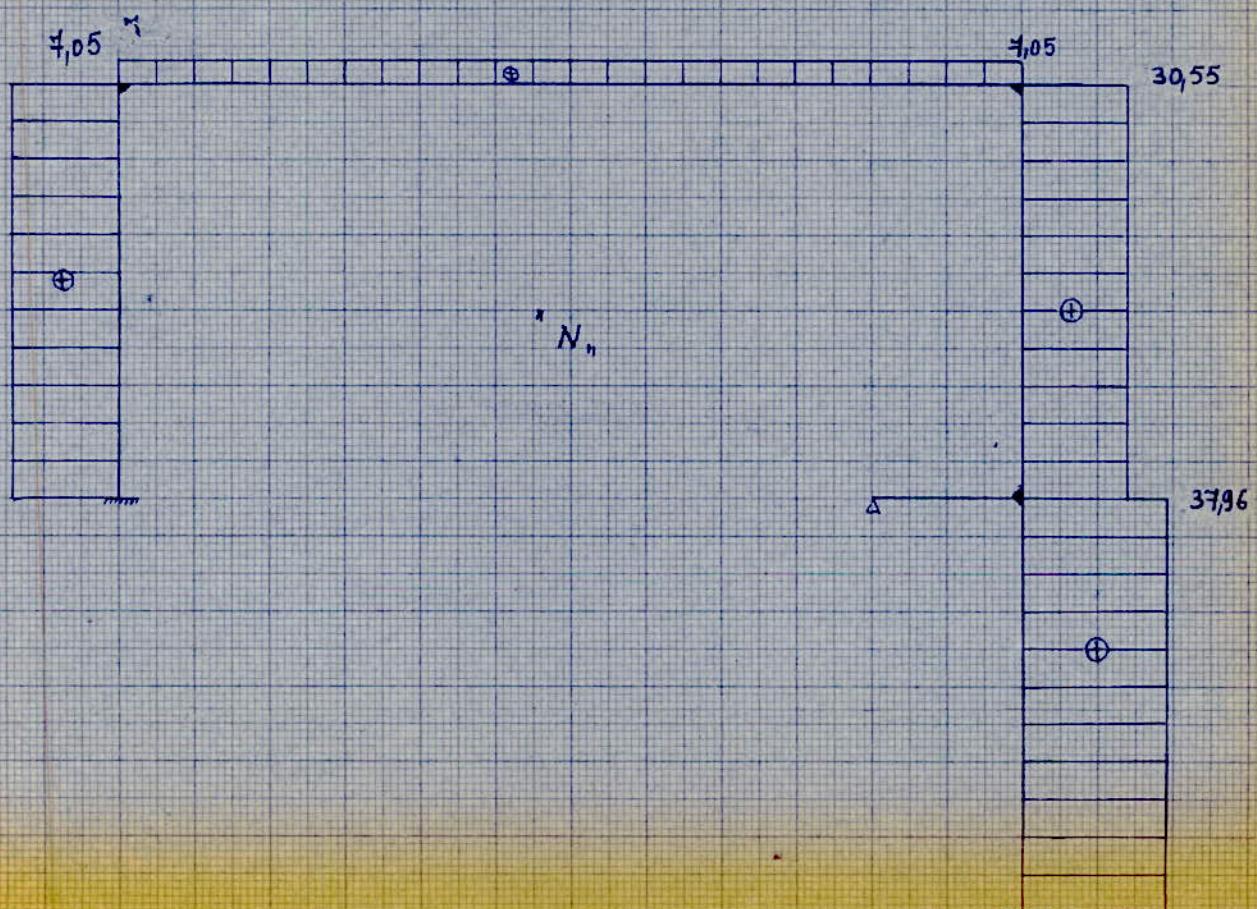
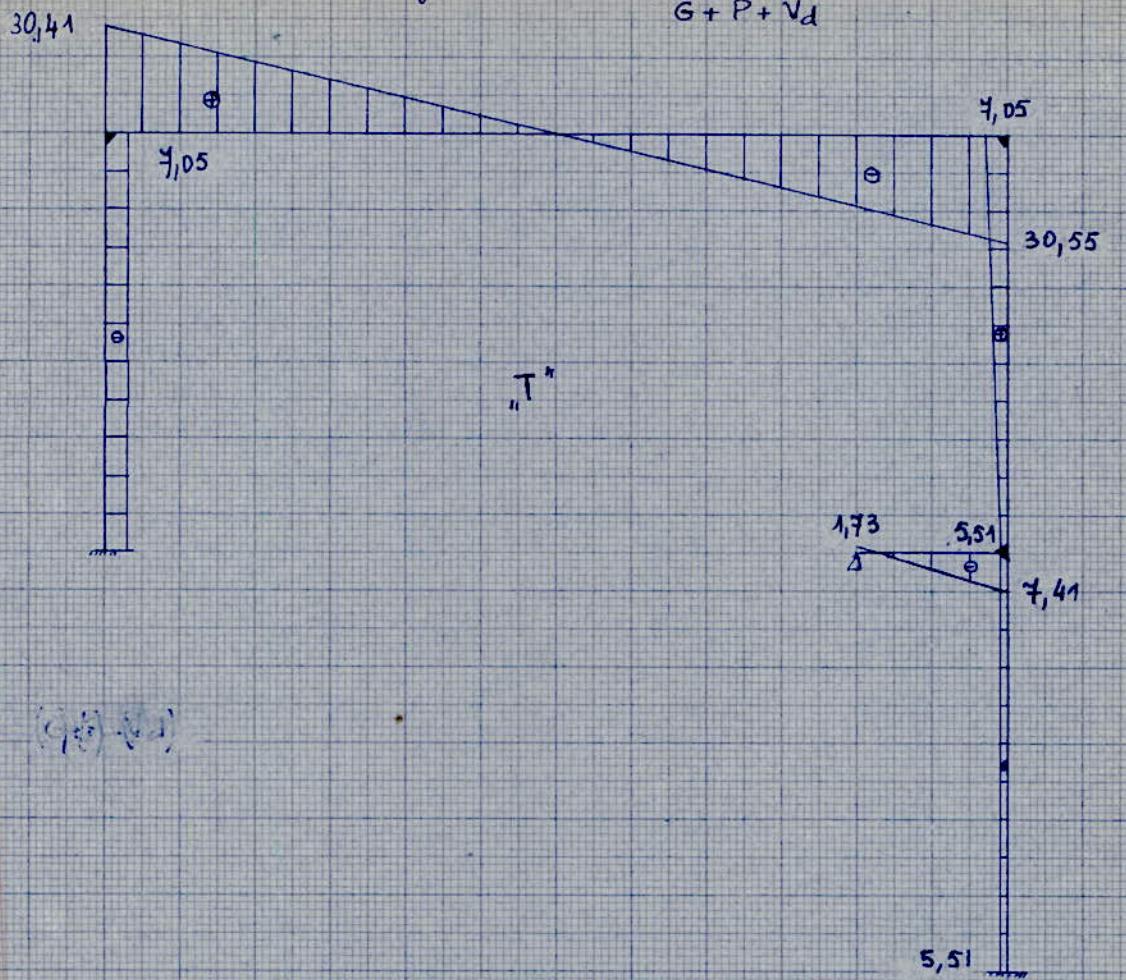
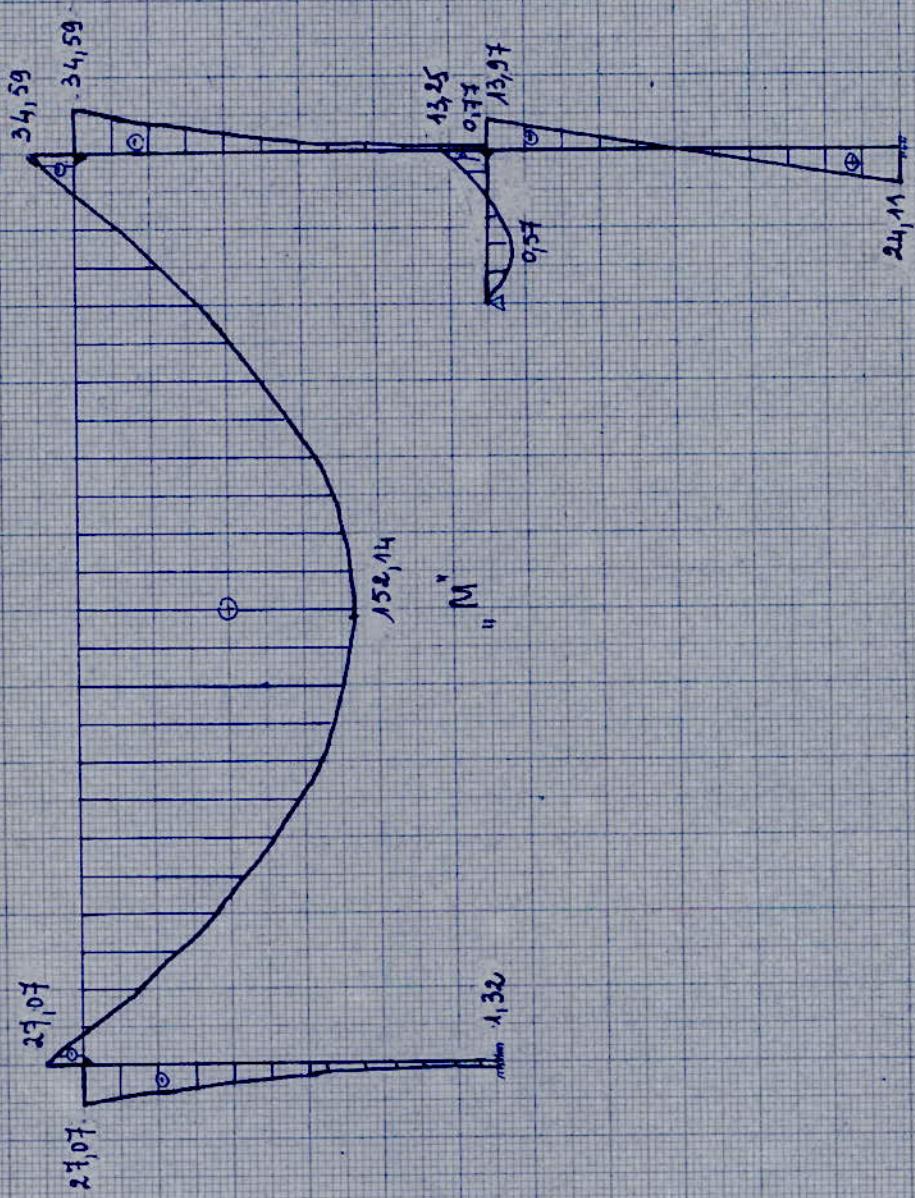


Diagramme des moments fléchissants
 $G + P + Vg$



- 70 -

Diagramme des efforts tranchants et normaux

$$G + P + V_g$$

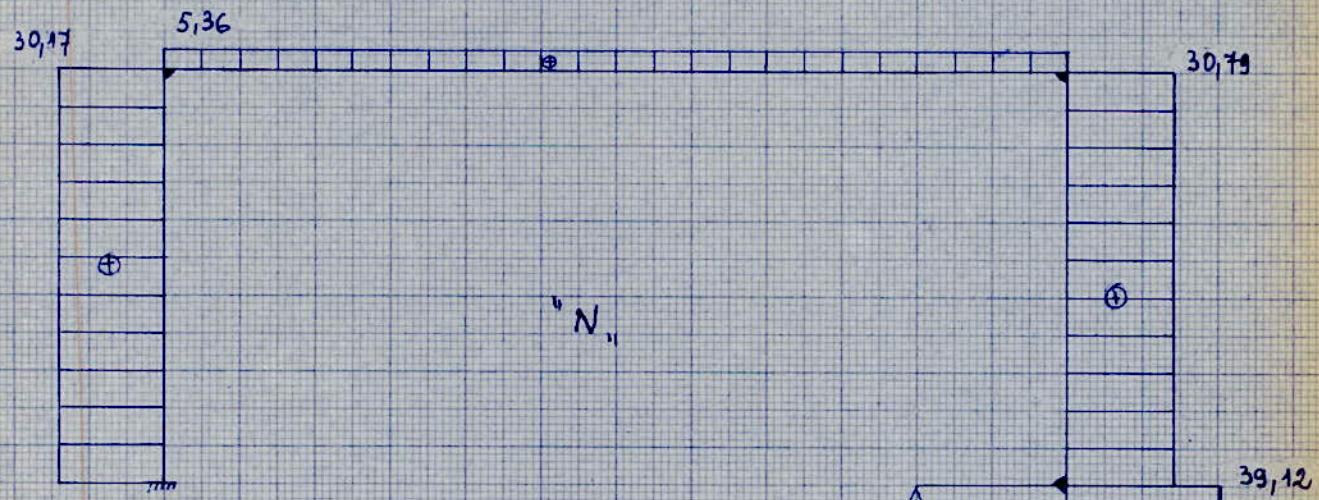
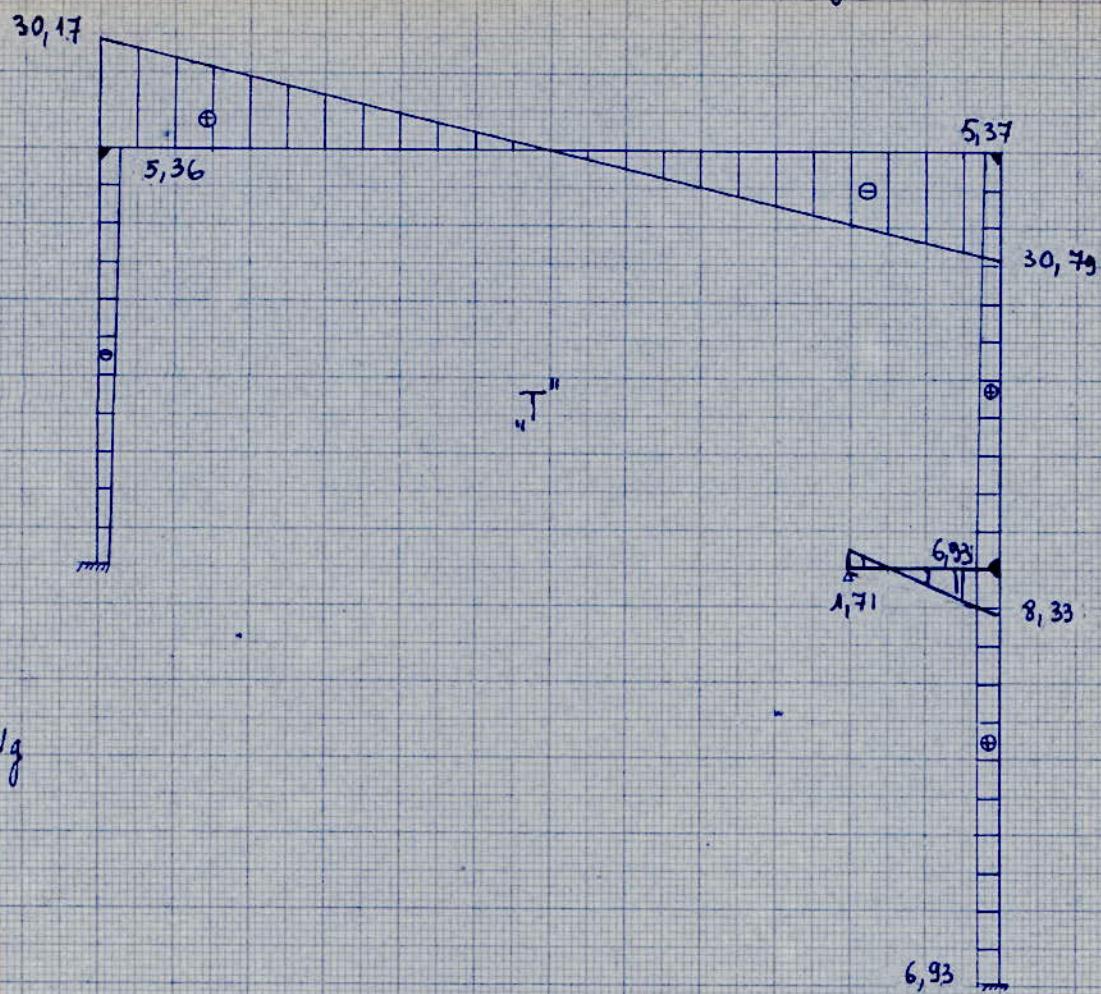


Diagramme des moments fléchissants
G + P + S_{ig}

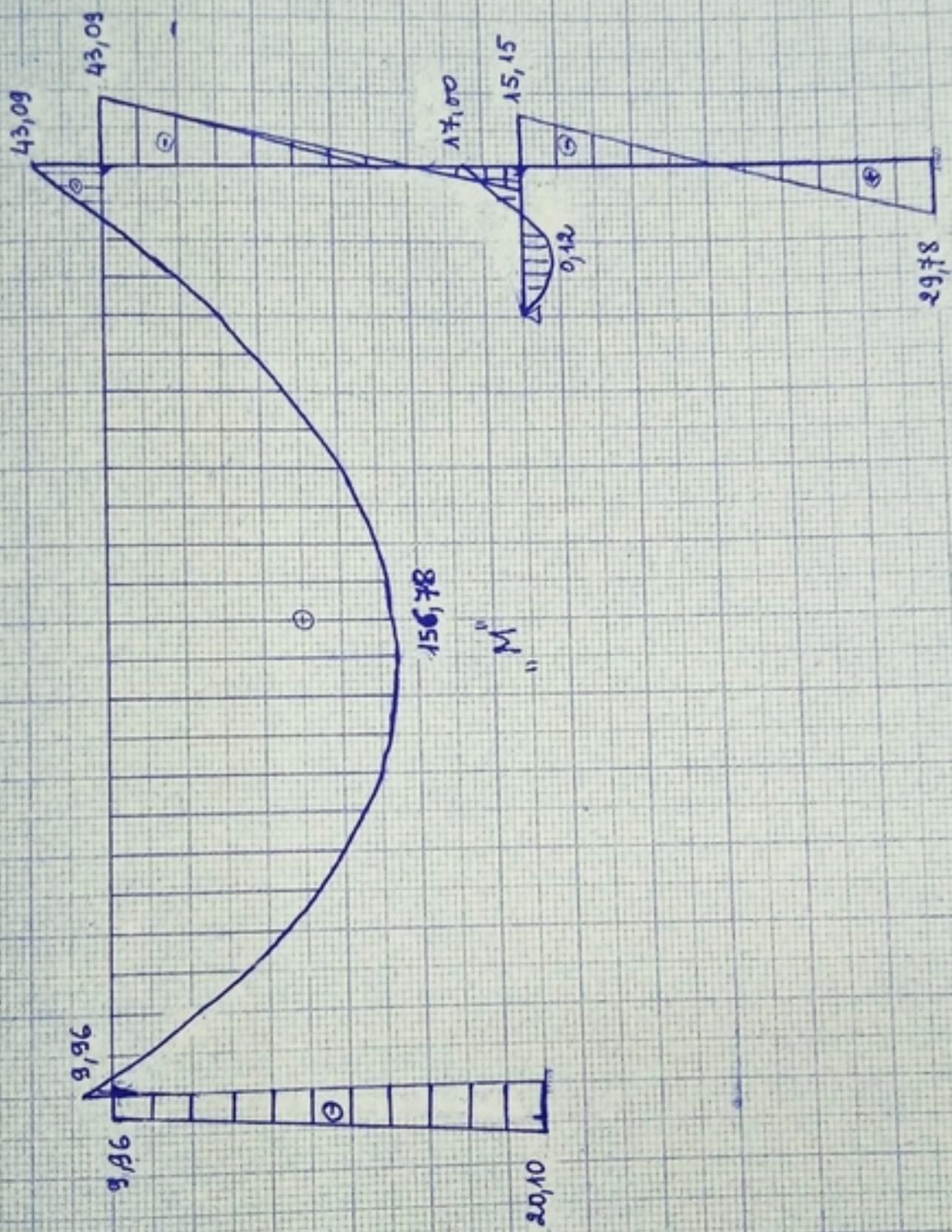


Diagramme des efforts tranchants et normaux

$G + P + S \bar{I} g$

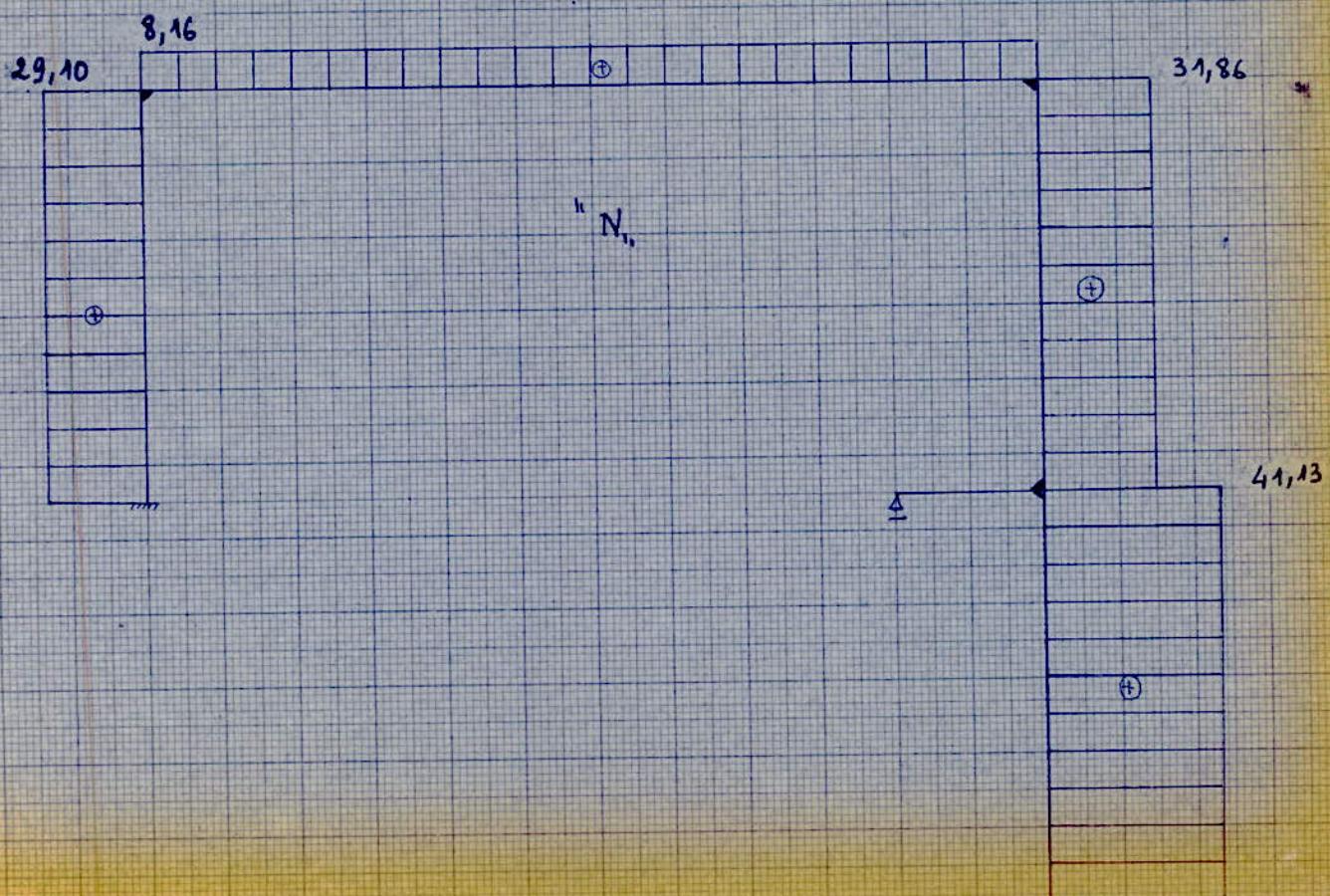
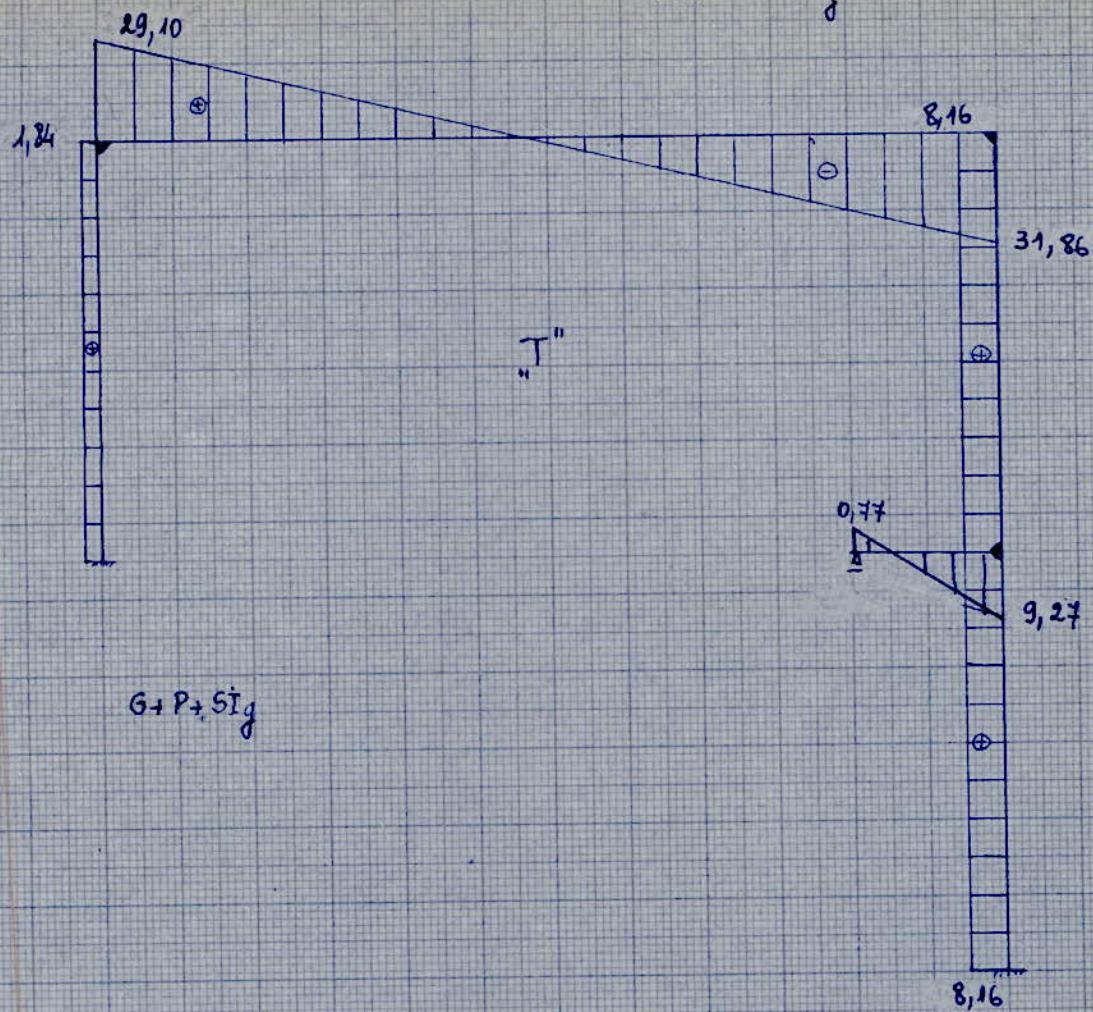


Diagramme des moments fléchissants
 $G + P + S I_d$

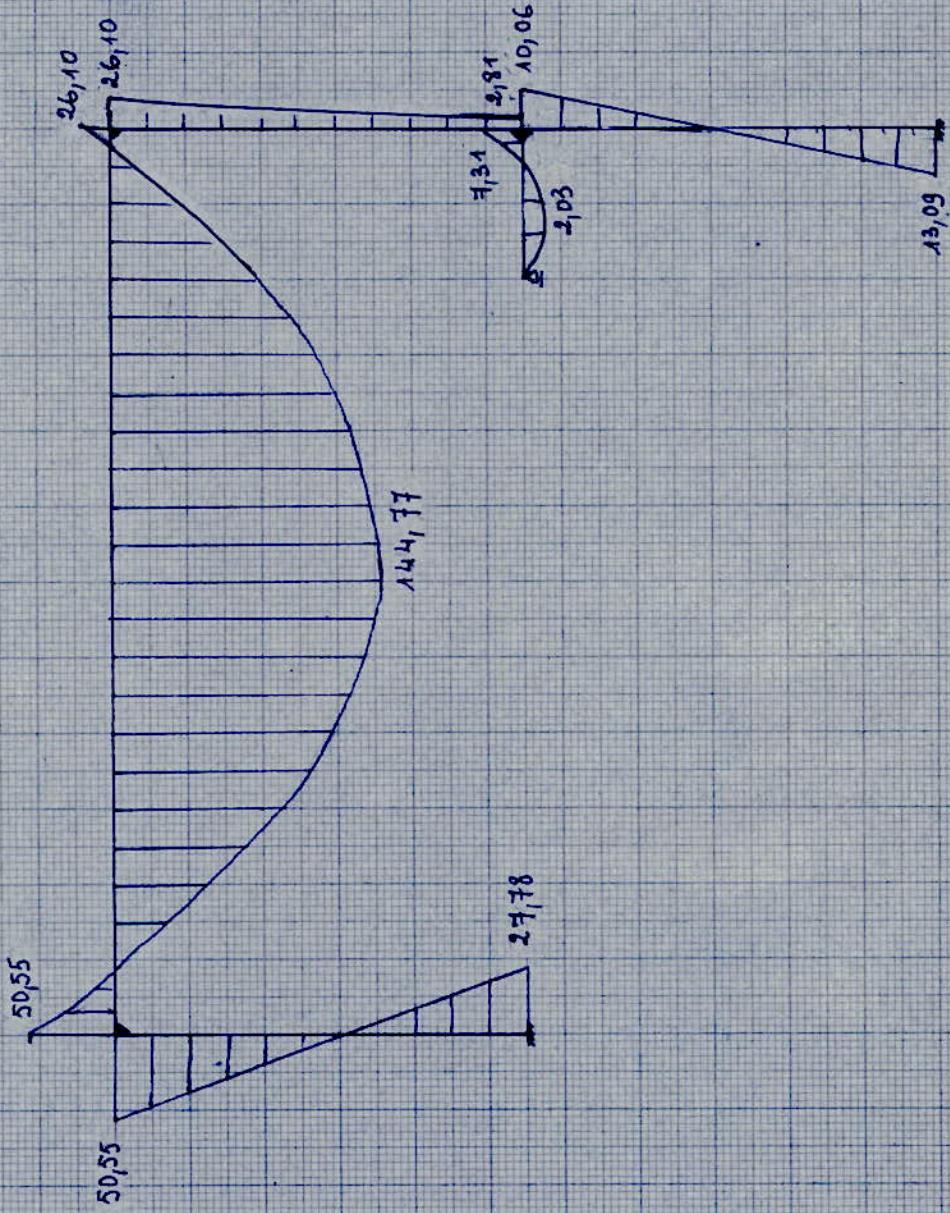
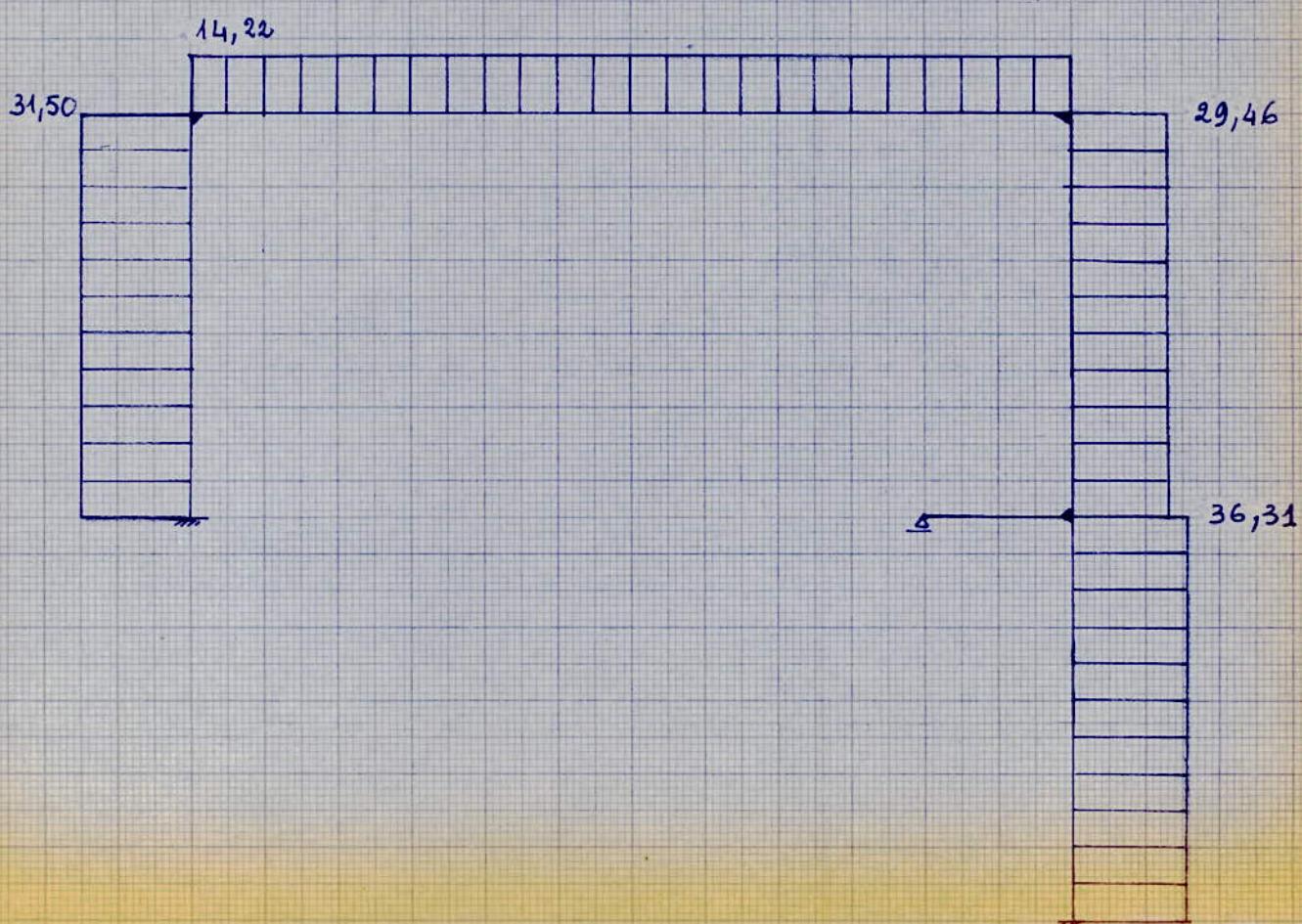
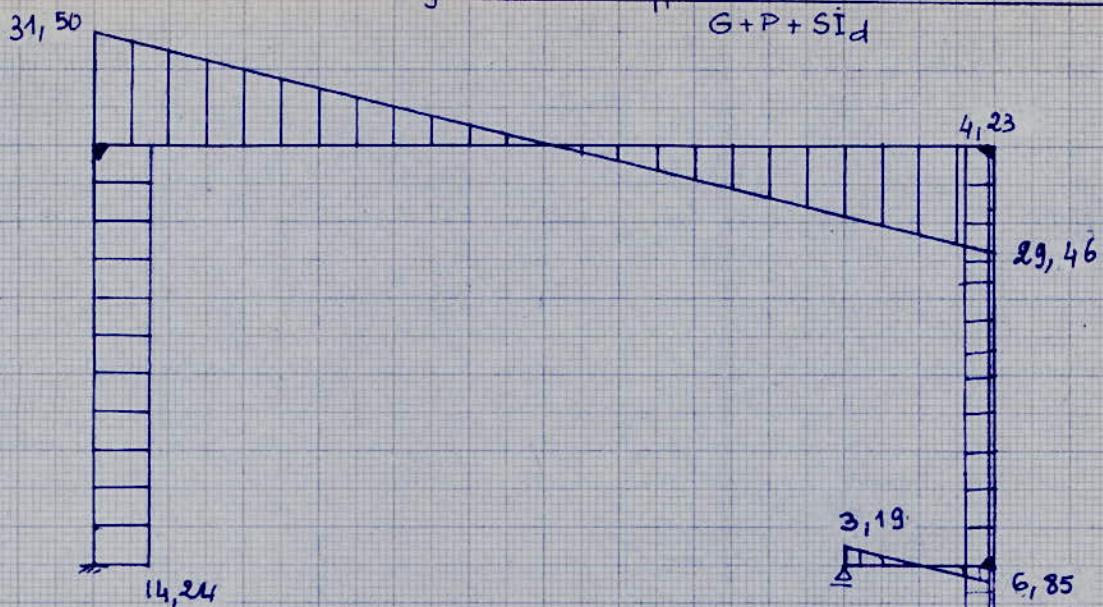


Diagramme des efforts tranchants et normaux
 $G + P + S I_d$



Calcul des forces sismiques verticales:

Coefficients sismiques dans la direction verticale:

la valeur des coefficients sismiques verticaux σ_v à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est :

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_h \quad (\text{PS69 art 3,112,2})$$

σ_h étant le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les diverses directions horizontales

$$\sigma_h = 0,224$$

$$\sigma_v = 0,1828$$

Nous avons l'effort normal N du à $G+P/5$ pour chaque poteau.

Dès lors, l'effort normal du au séisme vertical sera égal à :

$$N_{sv} = N_{G+P/5} \times \sigma_v$$

$$N_{G+P/5} = \frac{24 \times 343516}{519,964} = 15,85 t$$

poteaux : AB et CD $N_{sv} = 2,90 t$

poteau DF $N_{G+P/5} = 10,876 t$

$$N_{sv} = 1,99 t.$$

Etude Comparative du vent et du séisme:

Si l'on considère que les forces dues au vent sont concentrées et appliquées aux nœuds on aura :

$$(432 + 492) 5,5 = 5,08 t$$

on voit que les forces sismiques sont nettement plus grandes que les forces dues au vent extrême.

Donc pour les sollicitations du 2^e genre c'est le séisme qui sera pris en compte.

Calcul des moments dans les sens transversal sous (SI) de l'île :

les poteaux ont des moments fléchissants égaux à :

$$H_i \times \frac{h}{2} = M_i$$

les forces transversales (direction v) peuvent avoir le sens de gauche à droite ou le sens contraire.

- Pour un nœud de rive les deux moments dans les poteaux sont repris par la poutre
- Pour un nœud central, la somme des moments dans les poteaux est répartie dans les poutres proportionnellement à leurs rigidités

Pour le poteau AB : $M = 6,76 \times 5,5 = 37,18 \text{ t.m}$

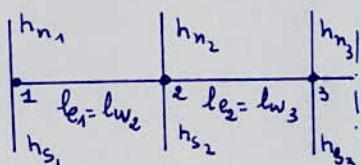
Pour les poteaux CD et DF : $M = 22,55 \text{ t.m}$

Calcul des moments dans le sens transversal sous G+P

(Annexe CCAA 68)

Le principe est le suivant : les moments de continuité agissant sur les sections des nus d'un appui, considérées comme section dangereuses sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud peuvent être évalués en tenant compte que des charges de travées encadrant l'appui considéré.

Dans notre cas, les moments d'inerties des deux poutres aboutissant au nœud considéré sont égaux.



Indices:

n: supérieur

s: inférieur

e: est

w: ouest

On calcule :

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l_{e1}} ; K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}^3} ; K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}^3} ; K_{w1} = \frac{I_{w1}}{h_{w1}^3}$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1} \right)$$

$$M'_{e1} = \frac{q_e l_{e1}^{1/2}}{8,5}$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \left(\frac{K_{s1}}{D_1} \right)$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1} + K_{w1}$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \frac{K_{n1}}{D_1}$$

$$l_{e1}' = 0,8 l_e$$

l_e : distance entre nu des poteaux

nœud 2

$$\text{si } K_{S1} + K_{N1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\text{on prendra } l'w_2 = 0,8 l w_2$$

$$\text{sinon : } l'w_2 = \left(1 - \frac{K_{S1} + K_{N1}}{1,5 K_{e1}} \right) l w_2$$

$$M_{w_2} = M'e_2 \frac{K_{w_2}}{D_2} + M'w_2 \left(1 - \frac{K_{w_2}}{D_2} \right) \quad (\text{travée de gauche})$$

$$M_{e_2} = M'e_2 \left(1 - \frac{K_{e_2}}{D_2} \right) + M'w_2 \frac{K_{e_2}}{D_2} \quad (\text{travée de droite})$$

$$M_{s_2} = \frac{K_{s_2}}{D_2} (M'e_2 - M'w_2) \quad (\text{poteau inférieur})$$

$$M_{n_2} = \frac{K_{n_2}}{D_2} (M'e_2 - M'w_2) \quad (\text{poteau supérieur})$$

dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud 2

pour les travées, les moments M_e et M_w sont négatifs
pour les poteaux, la face tendue du poteau supérieur
est du côté correspondant à la plus grande des deux
valeurs absolues $M'e$ et $M'w$, la face tendue du poteau
inférieur est du côté opposé

pour le poteau AB et CD $l_e = l_w = 4 \text{ m.}$

$$M'e = \frac{1 \times 2,38^2}{8,5} = 0,97 \text{ tm}$$

$$M_{e_1} = 0,467 \text{ tm}$$

$$M_{s_1} = 0,467 \text{ tm}$$

$$M_{n_1} = 0$$

$$l'w_2 = 0,88 \times 360 = 316,8 \text{ cm}$$

$$M_{w_2} = 1,15 \text{ tm}$$

$$M_{e_2} = 1,048 \text{ tm}$$

$$M_{s_2} = -0,067 \text{ tm.}$$

$$M_f = 0,025$$

pour le Poteau DF $q = 1,13 \text{ t/m.}$

$$M_{w_2} = 0$$

$$M_{e_2} = 0,7117 \text{ tm}$$

$$M_{n_1} = 0,3594 \text{ tm}$$

$$M_{s_1} = 0,3523 \text{ tm}$$

$$M_{w_2} = 1,103 \text{ tm}$$

$$M_{e_2} = 1,103 \text{ tm}$$

Etude de la traverse du portique

La traverse est en béton précontraint

Caractéristiques de la section:

Notations:

axe A : fibre supérieure extrême

Z : bras du levier

v : distance du c.d.g à la fibre extrême supérieure

v' : " " " " " " " " inférieure

I_G : moment d'inertie au c.d.g

i : rayon de giration

$\frac{z}{v}, \frac{z'}{v'}$: extrémités du noyau central

$\frac{I_G}{v}, \frac{I_G}{v'}$: modules d'inertie

$\rho = \frac{i}{v v'}$: rendement géométrique de la section

TABLEAU RÉCAPITULATIF: unité (cm.)

| Désignation | Dimensions | B | Z | $S_A = BZ$ | Z' | I_G |
|--|--------------------------------------|--------|-------|---------------------------|-------------------------|-------------|
| Arme | 12 x 120 | 1440 | 60 | 86400 | $\frac{2}{3} \cdot 120$ | 6912000 |
| Talon Sup. | 2 x 24 x 11 | 528 | 5,5 | 2904 | $\frac{2}{3} \cdot 11$ | 21296 |
| Gouset sur table | 2. $\frac{4 \times 24}{2}$ | 96 | 12,33 | 1184 | 12,33 | 14598,72 |
| I_G "Gouset" | 2. $\frac{24 \times 4^3}{36}$ | - | - | - | - | 85,33 |
| Talon "rectang" | 2 x 20 x 14 | 560 | 110 | 61600 | 110 | 6776000 |
| I_G "Talon" | 2. $\frac{14 \times 20^3}{12}$ | - | - | - | - | 18666,67 |
| Gouset sur Talon | 2. $\frac{22 \times 14}{2}$ | 308 | 92,67 | 28542,36 | 92,67 | 2645020,5 |
| I_G Gouset | 2. $\frac{14 \times 22^3}{36}$ | - | - | - | - | 3281,78 |
| B, S _A et I _G Brut | - | 2932 | - | 179458,2 | - | 16395949 |
| A déduire trous de câbles | $5 \cdot \frac{4,1^2 \cdot 3,14}{4}$ | -65,98 | 110 | -7257,8 | 110 | -798358 |
| B, S _A et I _G net | - | 2866 | - | 172200,4 | - | 15597591 |
| A déduire $S_A \times v$ | | | | $172200,4 \times 60,08 =$ | | 10345800,03 |
| I _{net} | | | | | | 5251791 |

$$v = \frac{s_A}{B} = \frac{172200,0}{2866} = 60,08 \text{ cm.}$$

$$v' = h_t - v = 120 - 60,08 = 59,92 \text{ cm}$$

Dès le tableau caractéristique de la section :

$$B = 2866 \text{ cm}^2$$

$$I = 5251791 \text{ cm}^4$$

$$v = 60,08 \text{ cm}$$

$$I/v = 87413,3 \text{ cm}^3$$

$$v' = 59,92 \text{ cm}$$

$$I/v' = 87646,71 \text{ cm}^3$$

$$e = -v' + d' = -59,92 + 10 = -49,92 \text{ cm}$$

$$i^2 = I/B = 1832,45 \text{ cm}^2$$

Le rendement $\rho = i^2/vv' = 0,51$ ce qui correspond à une section normale

la traverse sera calculé en travé avec la sollicitation du 1^{er} genre G+1,2P qui est la plus défavorable soit $M = 154,57 \text{ tm}$
le poids propre de la traverse est $g_1 = 0,704 \text{ tm}$

Moments fléchissants :

1) à la mise en tension (partie reposant sur deux appuis)

$$M_{G_1} = \frac{704 \times 24^2}{8} = 50688 \text{ kg.m}$$

2) en service

$$M_G = 128680 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant :

1) mise en tension

$$T_{G_1} = \frac{704 \times 24}{2} = 8448 \text{ kg}$$

2) en service

$$T_G = 26200 \text{ kg}$$

Surcharge

moment fléchissant : $M_Q = 26170 \text{ kg.m}$

effort tranchant : $T_Q = 5300 \text{ kg}$

Contraintes élémentaires de flexion de béton (en service)
sous poids propre seul:

$$\text{fibre supérieure: } \sigma_G = \frac{N_G}{B} + \frac{M_G}{I/v} = \frac{520}{2866} + \frac{12869000}{87413,3} = +149,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inférieure: } \sigma_G = \frac{N_G}{B} - \frac{M_G}{I/v'} = \frac{520}{2866} - \frac{12869000}{87646,71} = -145,01 \text{ kg/cm}^2$$

sous surcharge seule :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma'_Q = \frac{N_Q}{B} + \frac{M_Q}{I/v} = \frac{1190}{2866} + \frac{2617000}{87413,3} = +30,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_Q = \frac{N_Q}{B} - \frac{M_Q}{I/v} = \frac{1190}{2866} - \frac{2617000}{87646,71} = -29,44 \text{ kg/cm}^2$$

sous précontrainte en service :

La contrainte de traction sur la fibre inférieure sous l'effet du poids propre et des surcharges atteindraient sous précontrainte

$$-145,01 - 29,44 = -174,45 \text{ kg/cm}^2$$

Si l'on veut qu'il n'y ait pas, dans ce cas de contrainte de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur cette fibre une compression d'au moins de 169 kg/cm²

On devra avoir :

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2} \right) = \frac{N}{2866} \left(1 - \frac{49,92 \times 59,92}{1832,48} \right) \geq 175$$

$$N \geq \frac{2866 \times 175}{1 + \frac{49,92 \times 59,92}{1832,48}} = 190,53 t$$

$$\text{ tiré par cable } N = \frac{190,53}{5} = 38,11 t$$

Ce qui correspond à une contrainte de : $\frac{38110}{462} = 82,5 \text{ kg/cm}^2$ dans les fils (en service).

On prend cette contrainte pour base, on aura en service les contraintes de précontraintes suivantes :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma'_p = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2} \right) = \frac{190530}{2866} \left(1 - \frac{49,92 \times 60,08}{1832,45} \right) = -42,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inf } : \sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2} \right) = \frac{190530}{2866} \left(1 + \frac{49,92 \times 59,92}{1832,45} \right) = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes en service (section milieu)

| kg/cm ² | Contraintes élémentaires | | | contraintes résultantes | |
|------------------------|--------------------------|----------------|--------------------|-------------------------|----------|
| | sous poids propre | sous surcharge | sous précontrainte | à vide | à charge |
| fibre sup σ' | +149,03 | +30,35 | -42,33 | +106,70 | +137,05 |
| fibre inf σ | -145,01 | -29,44 | +175 | +29,99 | +0,55 |

la valeur minimale de la résistance de rupture $\sigma_{sp}^1 = \frac{137,05}{0,42} = 326,31 \text{ kg/cm}^2$

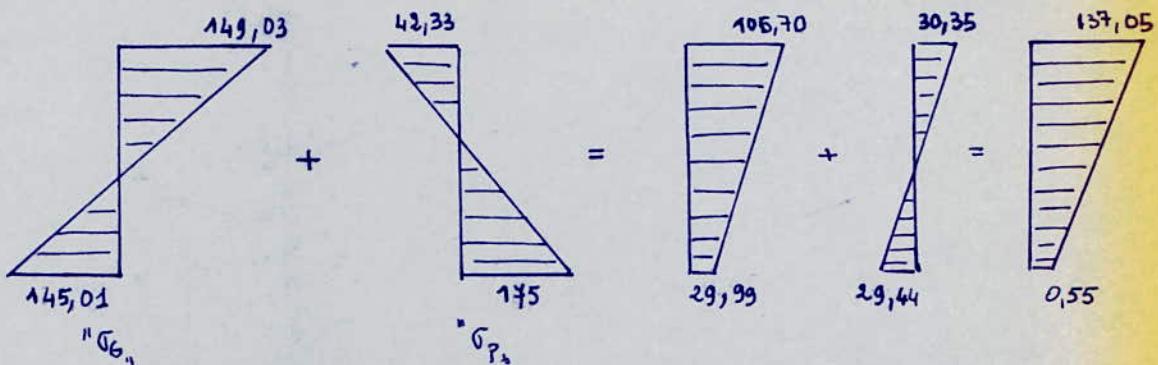


TABLEAU DE CALCUL DE LA MISE EN TENSION

pour les chutes par fluage et retrait du béton nous avons admis les valeurs moyennes -10 et -6 kg/mm^2
Pour les chutes par relaxation, la fiche d'homologation de l'acier choisi indique.

- relaxation à 120 h 7%
- relaxation à 1000h 9%

la relaxation totale à prendre en compte sera la plus grande des deux valeurs

$$2 \text{ rel}_{120} = 14\%$$

$$1,5 \text{ rel}_{1000} = 13,5\% \quad \text{on prendra } 14\% > 10\%.$$

la contrainte initiale au milieu σ_{ai} devra donc être telle que

$$\sigma_{ai} (1 - 0,14) = (82,50 + 10 + 6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{ai} = 114,50 \text{ kg/mm}^2$$

La chute par relaxation est donc: $114,50 - 98,50 = 16,00 \text{ kg/mm}^2$
pour le calcul des allongements (à chaque extrémité) nous supposons que d'après le graphique allongement-traction de l'acier à une contrainte moyenne de 120 kg/mm^2 qui correspond à un allongement de 6 mm par mètre. Soit $E = 20000 \text{ kg/mm}^2$

Pour la pression du manomètre

$$P = \frac{\omega \sigma_{ab}}{0,95 S_v} = 3,1 \sigma_{ab}$$

$$\text{ou : } \omega: 12 \phi 7 = 462 \text{ mm}^2$$

$$S_v: section du vérin utilisé = 157,8 \text{ cm}^2$$

σ_{ab} : contrainte de traction du câblage à l'ancrage

Compte tenu de la perte de 2% dans le cône, la contrainte maximale dans les fils à la mise en tension aura lieu entre cône et clavette du vérin.

Exemple pour le câble n°1 elle aura pour valeur maximale

$$126,69 \times 1,02 = 129,22 \text{ kg/mm}^2$$

or pour ce fil $T_{wg} = 146 \text{ kg/mm}^2$ avec $\delta T_G = 3 \text{ kg/mm}^2$

$$\text{Comme } T_G = T_{wg} - 2,5 \delta T_G = 146 - 2,5 \times 3 = 138,5 \text{ kg/mm}^2$$

la contrainte de 129,22 kg/mm^2 est donc admissible.

TABLEAU DE CALCUL DE LA MISE EN TENSION

| Numéro des cables | Unités | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\frac{1}{2}$ longueur du cable l | m. | 12,20 | 12,25 | 12,30 | 12,35 | 12,40 |
| Angle de relevage | degré | 12° | 10° | 8° | 6° | 5° |
| longueur de relevage l_c | m. | 6,75 | 6,60 | 6,45 | 6,30 | 6,20 |
| contraintes en service au milieu dans les fils σ_a | kg/mm ² | 82,50 | 82,50 | 82,50 | 82,50 | 82,50 |
| chute par fléage | kg/mm ² | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| chute par relaxation | kg/mm ² | 16,00 | 16,00 | 16,00 | 16,00 | 16,00 |
| contrainte initiale au milieu σ_{a_i} | kg/mm ² | 114,5 | 114,5 | 114,5 | 114,5 | 114,5 |
| chute par retrait | kg/mm ² | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| $l^2 + l_c^2$ chute par effacement du cône (6mm) | - | 229,84 | 216,06 | 202,89 | 190,32 | 184,76 |
| perte due au blocage du cône $\frac{350 - (l^2 + l_c^2)}{2,5 \cdot 6}$ | kg/mm ² | 2,30 | 2,74 | 3,16 | 3,55 | 3,72 |
| contrainte initiale au milieu avant le blocage du cône σ_{a_i} | kg/mm ² | 116,8 | 117,24 | 117,66 | 118,05 | 118,22 |
| perte par frottement $\Delta\sigma = 0,4(\alpha + 0,75\epsilon) \frac{\sigma_{a_i}}{100}$ | kg/mm ² | 9,89 | 9,00 | 8,11 | 7,20 | 6,76 |
| contrainte à l'ouverture avant blocage du cône σ_{a_A} | kg/mm ² | 126,69 | 126,24 | 125,77 | 125,25 | 124,98 |
| contrainte moyenne σ_{am} | kg/mm ² | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| Allongement $A = \frac{6\sigma_{am} l}{120}$ | mm | 73,2 | 73,5 | 73,8 | 74,10 | 74,40 |
| Allongement entre cône et repère (*) | mm | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Allongement à mesurer à chaque des 2 ancrages | mm | 75,2 | 75,5 | 75,8 | 76,10 | 76,40 |
| Pression au manomètre $P = 3,1 \sigma_{aA}$ | kg/mm ² | 398,74 | 391,34 | 389,89 | 388,28 | 387,44 |

(*) repère pour la mesure des allongements sera placé à 30 cm du cône.

Calcul de l'ouvrage à la mise en tension:

- Contraintes à la mise en tension (section milieu)

- Contraintes élémentaires du béton

on a avant exécution des infrastructures

$$\text{fibre sup : } \sigma_g = \frac{M_G / I_{r'}}{r'} = \frac{50688 \times 100}{87413,3} = +57,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fib. inf : } \sigma_g = - \frac{M_G / I_{r'}}{r'} = - \frac{50688 \times 100}{87646,71} = -57,83 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes sous précontraintes:

Contrainte initiale au milieu 114,50 kg/mm²

tiré par câble : $114,50 \times 462 = 52899,00 \text{ kg}$

pour les 5 câbles : $52899,0 \times 5 = 264495,00 \text{ kg}$

on aura à la mise en tension

$$\text{F.S} \quad \sigma_p' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2} \right) = \frac{264495}{2866} \left(1 - \frac{49,92 \times 60,08}{1832,45} \right) = -58,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} \quad \sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev}{i^2} \right) = \frac{264495}{2866} \left(1 - \frac{49,92 \times 59,92}{1832,45} \right) = +242,93 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes

$$\text{F.S} \quad \sigma' = +57,99 - 58,76 = -0,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} \quad \sigma = -57,83 + 242,93 = +185,10 \text{ kg/cm}^2$$

la fibre supérieure est faiblement tendue, mais sur la fibre inf
la contrainte atteint 185,10 kg/cm² ce qui amène à exiger pour
le béton une résistance de rupture $\sigma_f = \frac{185,10}{0,55} = 336,55 \text{ kg/cm}^2$ au
moment de la mise en tension

TABLEAU RECAPITULATIF des CONTRAINTES DE FLEXION
(section milieu)

| kg/cm² | Mise en tension | en service | |
|--------------------------|---------------------|------------|---------------------|
| | | à vide | à charge |
| fib. sup σ' | -0,77 | 106,70 | 137,78 |
| fib. inf σ | 185,10 | +29,99 | 0,55 |
| Contrainte de rupture | $\sigma_f = 336,55$ | | $\sigma_f = 328,05$ |

On demandera un béton de qualité $\sigma_{28}' \geq 350 \text{ kg/cm}^2$

on pourra compter sur une résistance de traction $\sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \times 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$

Effort tranchant et Cisaillement:

on l'enrichira dans la section d'appui et dans le cas en "service"
(à vide et en charge) : une vérification à la "mise en tension" n'est en
général pas nécessaire, mais elle peut être faite de la même façon

Composantes de la précontrainte dans la section d'appui.
la résultante de la force totale de la précontrainte.

$$\begin{aligned} N &= \sum P \cos \alpha = P \sum \cos \alpha \\ V &= \sum P \sin \alpha = P \sum \sin \alpha \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{P: force de précontrainte d'un câble.} \\ \text{et } \alpha \text{ l'angle entre le câble et la verticale.} \end{array} \right\}$$

Si on appelle z la distance du point d'application de chaque câble sur la section d'appui et \bar{z} la distance du point d'application de la résultante N (z et \bar{z} sont mesurés à partir de la face sup de la botte)

$$\sum z \cos \alpha = \bar{z} N \quad \text{or} \quad N = P \sum \cos \alpha$$

d'où: $\bar{z} = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$

$P = 36,8 t$ en service dans la section du milieu, dans la section d'appui la tension devrait être un peu plus forte car il n'y a pas de fentes pour frottement (-7 kg/mm^2) mais par contre l'enfoncement du cône à l'autobloquage provoque à l'ancrage une chute de tension presque du même ordre, on peut donc admettre la même tension dans les câbles à l'ancrage soit $P = 36,8 t$

| n° câble | α | $\sin \alpha$ | $\cos \alpha$ | $z (\text{cm})$ | $z \cos \alpha (\text{cm})$ | $z^2 (\text{cm}^2)$ |
|----------|------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------------------|---------------------|
| 1 | 12° | 0,208 | 0,978 | 12 | 11,74 | 114 |
| 2 | 10° | 0,174 | 0,985 | 34 | 33,49 | 1156 |
| 3 | 8° | 0,139 | 0,990 | 56 | 57,44 | 3136 |
| 4 | 6° | 0,105 | 0,995 | 78 | 77,44 | 6084 |
| 5 | 5° | 0,087 | 0,996 | 100 | 99,6 | 10000 |
| Σ | | 0,713 | 4,944 | | 279,88 | 20490 |



$$N = P \sum \cos \alpha = 38110 \times 4,944 = 188415,84 \text{ kg}$$

$$V = P \sum \sin \alpha = 38110 \times 0,713 = 27142,43 \text{ kg}$$

$$\bar{z} = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{279,88}{4,944} = 56,61 \text{ cm}$$

CARACTÉRISTIQUES DE LA SECTION D'APPUI

La position des trous des câbles étant modifiée, il convient de calculer les nouvelles valeurs de B , v , v' et \bar{z} où v et v' représentent les résultats bruts du tableau initial pour unité le cm avec

$$v = \frac{s_0}{B} = \frac{175723,2}{2866} = 61,31 \text{ cm.}$$

| Désignations | Dimensions | B | z | S _b | z' | I _b |
|---|--------------------------------------|----------|----------------|----------------|----|----------------|
| B, S _b et I _b bruts | | 2932 | | 179458,2 | | 16395948 |
| Enrou les cables | 5. $\frac{3,14 \times 4,1^2}{4}$ | -65,98 | 56,61 | -3735 | | |
| | $\frac{\pi \cdot 4,1^2}{4} \sum z^2$ | | | | | -270382,37 |
| B, S _b et I _b net | | 2866 | | 175723,2 | | 16125566 |
| à déduire S _b . v | | 175723,2 | $\times 61,31$ | | | = -10773589,39 |

$$I_{net} : 5351976,61 \text{ cm}^4$$

Tableau des caractéristiques de la section:

$$B = 2866 \text{ cm}^2 \quad I = 5351976,61 \text{ cm}^4$$

$$v = 61,31 \text{ cm} \quad i^0 = I/B = 1867,4 \text{ cm}^2$$

$$v' = 58,69 \text{ cm} \quad e = +v - z = +4,70 \text{ cm}$$

Contraintes normales dans la section d'appui dues à la précontrainte

$$F.S. \quad \sigma_p^1 = \frac{188415,84}{2866} \left(1 + \frac{4,70 \times 61,31}{1867,4} \right) = +75,89 \text{ kg/cm}^2$$

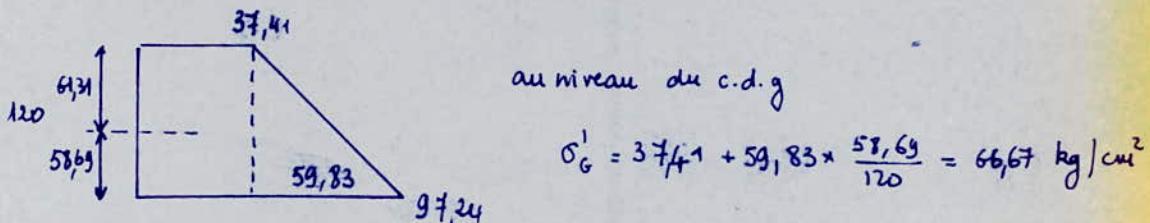
$$F.I. \quad \sigma_p = \frac{188415,84}{2866} \left(1 - \frac{4,70 \times 58,69}{1867,4} \right) = +56,03 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dues aux M et N

$$F.S. \quad \sigma' = \frac{6400}{2866} - \frac{3554080 \times 61,31}{5351976,61} = -38,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I. \quad \sigma = \frac{6400}{2866} + \frac{3554080 \times 58,69}{5351976,61} = +41,21 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme des contraintes normales dans la section d'appui



Contraintes de Cisaillement

effort tranchant réduit

$$\text{avide: } T_{RG} = T_G - \Sigma P_{bind} = 26020 - 27172,43 = -1152,43 \text{ kg}$$

$$\text{à charge: } T_{GQ} = T_G + T_Q - \Sigma P_{bind} = 31500 - 27172,43 = 4327,57 \text{ kg}$$

la valeur de la contrainte de cisaillement est:

$$G = \frac{T_{RG}}{b_0 I} = \frac{T_R}{b_0 j}$$

b₀: largeur nette de l'ame déduction faite de ϕ d'une gaine

$$b_0 = 12 - 4,1 = 7,9 \text{ cm}$$

j = 0,8 h_t = 0,8 × 120 = 96 cm pour une poutre en t' dissymétrique

à vide : $\bar{\sigma} = \frac{-1152,43}{7,9 \times 96} = -1,52 \text{ kg/cm}^2$

à charge : $\bar{\sigma} = \frac{4327,57}{7,9 \times 96} = +5,71 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$ est donnée par la formule

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

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \times 350 = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \times 28 = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{12}{147} (147 - 64,71) (12 + 64,71) = 515,30 \text{ kg}^2/\text{cm}^4$$

$$\bar{\tau} = 22,70 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien $\sigma = 5,71 < \bar{\tau} = 22,70 \text{ kg/cm}^2$

avec $\frac{\sigma}{\bar{\tau}} = \frac{5,71}{22,70} = 0,25$ (faible)

Armatures transversales :

Si γ est l'angle probable d'éventuelle fissure, on aura :

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\bar{\tau}}{\sigma'} = \frac{2 \times 5,71}{64,67} = 0,17$$

$$\text{on } \gamma = 4,84^\circ \text{ et } \operatorname{tg} \gamma = 0,09$$

on prend pour les armatures transversales des T10 pour lesquelles on a $A_t = 157 \text{ mm}^2$, $\sigma_{en} = 42 \text{ kg/mm}^2$, ayant choisi l'acier ton pour des raisons de sécurité à la rupture.

$$\bar{\tau}_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\bar{\tau}} \right)^2 \right] \sigma_{en} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5,71}{22,70} \right)^2 \right] 42 = 41,11 \text{ kg/mm}^2$$

l'espacement minimal \bar{t} des cages est :

$$\bar{t} = \frac{\bar{\tau}_a A_t}{T_2 \operatorname{tg} \gamma} \times \frac{3}{2} = \frac{41,11 \times 157}{4327,57} \times \frac{96}{0,09} = 1590,86 \text{ cm}$$

Cet espacement est très large car σ est très inférieur à $\bar{\tau}$ la valeur de \bar{t} est également limitée par la plus faible des 3 valeurs

$$* \bar{t} = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\tau}} \right) = 120 \left(1,25 - 0,95 \times 0,25 \right) = 121,5 \text{ cm}$$

$$** \bar{t} = b_o \left(5 - 2 \frac{\sigma}{\bar{\tau}} \right) = 12 \left(5 - 2 \times 0,25 \right) = 54,00 \text{ cm}$$

$$*** \bar{t} = 4 b_o = 4 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

nous devons assurer le pourcentage minimal

$$0,25 \times \frac{h_t}{h_t + 3 b_o} \% = 0,25 \times \frac{120}{120 + 3 \times 12} = 0,19 \%$$

l'espacement t sera limité par :

$$\frac{A_t}{E \times b_0} = \frac{0,19}{100} \Rightarrow E = \frac{100 A_t}{b_0 \times 0,19} = 68,86 \text{ cm}$$

l'espacement choisi $t = 45 \text{ cm}$ satisfait l'ensemble de ces conditions.

SÉCURITÉ À LA RUPTURE EN FLEXION.

Moment de rupture par les aciers

$$M_{Ra} = 0,9 h w R_g$$

$$\text{avec } R_g = R_{mg} - 2,5 \delta_{rg} = 166 - 2,5 \times 3 = 158,5 \text{ kg/mm}^2$$

$$h = h_t - d' = 110 \text{ mm}$$

$$w = 5 \times 462 = 2310 \text{ mm}^2$$

$$M_{Ra} = 0,9 \times 1,1 \times 158,5 \times 2310 = 362473,65 \text{ kg.m}$$

Moment de rupture pour le béton :

a) armé :

$$M_{RB} = 0,35 b_0 h^2 \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = 350 \cdot 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{RB} = 0,35 \times 0,12 \times 1,1^2 \times 350 \cdot 10^4 = 177870 \text{ kg.m}$$

b) huardis : le moment de rupture du huardis sera évalué en adoptant la plus faible des valeurs suivantes.

$$1) M_{RB} = 0,80(b-b_0)h_0\left(h-\frac{h_0}{2}\right)\sigma'_{28} = 0,80(0,60-0,12)0,11\left(1,10-\frac{0,11}{2}\right)350 \cdot 10^4 = 154492,8 \text{ kg.m}$$

$$2) M_{RB} = 0,35(b-b_0)h^2\sigma'_{28} = 0,35(0,60-0,12)1,1^2 \cdot 350 \cdot 10^4 = 711480 \text{ kg.m}$$

$$\text{d'où } M_{RB} = 154492,8 \text{ kg.m}$$

$$M_{RB \text{ armé}} = 177870 \text{ kg.m}$$

$$M_{RB \text{ huardis}} = 154492,8 \text{ kg.m}$$

$$M_{RB} = 332362,8 \text{ kg.m}$$

Moment de fissuration: c'est le moment qui provoquait sur la fibre inférieure une contrainte résultante de :

$$2\bar{\epsilon} = -2 \times 22,70 = -45,40 \text{ kg/cm}^2$$

la compression due à la précontrainte est : 175 kg/cm^2

le moment de fissuration M_f devrait engendrer pour que soit atteinte la contrainte résultante ($-45,40 \text{ kg/cm}^2$) une contrainte élémentaire

$$175 - (-45,40) = 220,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M_f \cdot v'}{I} = 220,40 \Rightarrow M_f = 220,40 \times \frac{I}{v'} = 220,40 \times 87646,71$$

$$M_f = 193173,35 \text{ kg.m} < M_{Ra}$$

Securité :

1) par rapport au béton on doit avoir

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{R_B}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 128690 + 47106 = 175796,00 \text{ kg.m}$$

$$0,7 M_{R_B} = 0,7 \times 332362,8 = 232653,96 \text{ kg.m}$$

Condition vérifiée

2) par rapport aux aciers

puisque $M_f < M_{Ra}$ on doit avoir $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{Ra}$

$$M_G + 1,8 M_Q = 175796,00 \text{ kg.m}$$

$$0,9 M_{Ra} = 326226,28 \text{ kg.m}$$

Condition vérifiée

Securité à la rupture par effort tranchant :

Calcul de τ et σ' dans le cas des surcharges majorées par le coef 1,8
L'effort tranchant des surcharges est : $1,8 T_Q = 1,8 \times 5542 = 9975,6 \text{ kg}$
l'effort tranchant réduit est majoré de :

$$9975,6 - 5542 = 4427,6 \text{ kg}$$

$$\text{au total } T_{RGQ} = 4327,57 + 4427,6 = 8755,17 \text{ kg}$$

$$\tau \text{ passe de } 5,71 \text{ à } 5,71 \times \frac{8755,17}{4327,57} = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte σ' sur appui passe de 66,76 à 66,76 kg/cm²

$$\text{d'm } \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2 \tau}{\sigma'} = \frac{2 \times 11,5}{66,76} = 0,346 \rightarrow \gamma = 9^\circ 54$$

La contrainte de compression des bâties en béton peut-être évaluée par la formule

$$\sigma' = \frac{2 \tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \times 11,5}{0,33} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

Valeur inférieure à $\frac{\sigma'_{28}}{2} = 175 \text{ kg/cm}^2$

Pour les armatures transversales

$$\sigma_a = \frac{t \times T_R \times \operatorname{tg} \gamma}{A_t} = 45 \times \frac{8755,17}{1,57} \times \frac{0,17}{96} = 444,38 \text{ kg/cm}^2$$

mais $\sigma_a < \sigma_{en}$

Trace' des cables et fiseaux limites:

- premier fiseau limite:
les limites du noyau central sont :

$$a = \frac{i^2}{v} = \frac{1832,45}{59,92} = 30,58 \text{ cm}$$

$$a' = -\frac{i^2}{v} = -\frac{1832,45}{60,08} = -30,50 \text{ cm}$$

les distances a et a' , qui sont pratiquement constantes sur toute la longueur de la formte sont à partir de part et d'autre du c.d.g à partir des 2 lignes ainsi définies en A et A' il faut que :

$$\frac{M_G + N \cdot e}{N_G + N} > a' \quad \text{et} \quad \frac{M_{G+Q} + N \cdot e}{N_{G+Q} + N} < a$$

$$\text{c.a.d} \quad e > a' + \frac{N_G \cdot a' - M_G}{N}$$

$$e < a + \frac{N_{G+Q} \cdot a - M_{G+Q}}{N}$$

le calcul est résumé dans le tableau suivant:

| t et (tm) | M_G (tm) | N_G (t) | N (t) | $\frac{N_G \cdot a' - M_G}{N}$ (m) | M_{G+Q} (tm) | N_{G+Q} (tm) | $\frac{N_{G+Q} \cdot a - M_{G+Q}}{N}$ (m) |
|------------------------|-----------------------|----------------------|--------------------|---|---------------------------|---------------------------|--|
| Appui gauche | -25,634 | 5,20 | 188,42 | +0,13 | -31,18 | 6,4 | +0,18 |
| quart(g) | 90,59 | 5,20 | 190,53 | -0,47 | 108,68 | 6,4 | -0,56 |
| Milieu | 128,69 | 5,20 | 190,53 | -0,68 | 154,57 | 6,4 | -0,80 |
| quart(dro) | 88,67 | 5,20 | 190,53 | -0,47 | 106,52 | 6,4 | -0,55 |
| Appui droit | -29,512 | 5,20 | 188,42 | +0,15 | 35,54 | 6,4 | +0,20 |

2^e fiseau limite.

On dit avoir : F.S : $\sigma'_{Q+G} + \sigma'_P \leq \bar{\sigma}'$

$$\sigma'_{Q+G} = \frac{M_{G+Q} \cdot v}{I} + \frac{N_{G+Q}}{B} = \frac{M_{Q+G} \cdot v}{B i^2} + \frac{N_{G+Q}}{B}$$

$$\sigma'_P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2} \right)$$

$$\sigma'_{G+Q} + \sigma'_P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2} \right) + \frac{M_{G+Q} \cdot v}{B i^2} + \frac{N_{G+Q}}{B} \leq \bar{\sigma}'$$

$$\frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2} \right) + \frac{M_{G+Q} \cdot v}{B i^2} \leq \bar{\sigma}' - \frac{N_{G+Q}}{B}$$

$$1 + \frac{v}{i^2} \left(e + \frac{M_{G+Q}}{N} \right) \leq \frac{\bar{\sigma}' \cdot B - N_{G+Q}}{N}$$

$$e \leq \left[\frac{\bar{\sigma}' \cdot B - N_{G+Q}}{N} - 1 \right] \frac{i^2}{v} - \frac{M_{G+Q}}{N} = \beta$$

fibre inférieure : $\sigma_p + \sigma_g \leq \bar{\sigma}$

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2} \right) \quad \sigma_g = \frac{N_G}{B} - \frac{M_G v'}{I} = \frac{N_G}{B} - \frac{M_G v'}{i^2 B}$$

$$\text{alors } e \geq \left[\frac{\bar{\sigma} \cdot B - N_G}{N} - 1 \right] \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G}{N} = \beta'$$

| mètre | Alpen gauche | Quart gauche | Milieu | Quart droit | Milieu droit |
|--|-----------------|-----------------|--------|----------------|-----------------|
| B | 0,2866 | 0,2866 | 0,2866 | 0,2866 | 0,2866 |
| N _G | 5,20 | 5,20 | 5,20 | 5,20 | 5,20 |
| N _{G+Q} | 6,4 | 6,4 | 6,4 | 6,4 | 6,4 |
| N | 188,42 | 190,53 | 190,53 | 190,53 | 188,42 |
| i ² /v | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,31 |
| i ² /v' | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,30 |
| N _G (Nm) | -25,634 | 90,59 | 128,69 | 88,67 | -29,512 |
| M _{G+Q} (Nm) | -31,18 | 108,68 | 154,57 | 106,52 | -35,54 |
| M _G /N | -0,14 | +0,48 | +0,68 | +0,47 | -0,16 |
| M _{G+Q} /N | -0,17 | +0,57 | +0,81 | +0,56 | -0,19 |
| $\frac{\bar{\sigma} \cdot B - N_{G+Q}}{N}$ | +2,20 | +2,18 | +2,18 | +2,18 | +2,20 |
| $\frac{\bar{\sigma} \cdot B - N_G}{N}$ | +2,21 | +2,18 | +2,18 | +2,18 | +2,21 |
| β | +0,57 | -0,20 | -0,44 | -0,19 | +0,57 |
| β' | +0,50 | -0,13 | -0,33 | -0,12 | +0,52 |

Deformations:

fleches et contre-fleches :

$$f_6 = \frac{gl^4}{384EI} \quad \text{nous supposons : } E = E_0 = 125000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } E = 1,25 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{avec } l = 24 \text{ m.}$$

$$g = 2,17 \text{ t/m}$$

$$I = 0,0525 \text{ m}^4$$

$$f_6 = 0,028 \text{ m}$$

fleche de precontrainte:

Nous tracons le diagramme du moment de precontrainte:
la contrainte dans les fils au milieu est de $114,5 \text{ kg/cm}^2$ et de $82,50 \text{ kg/cm}^2$ en service, la contrainte moyenne à prendre en compte est : $\frac{114,5 + 82,50}{2} = 98,50 \text{ kg/mm}^2$

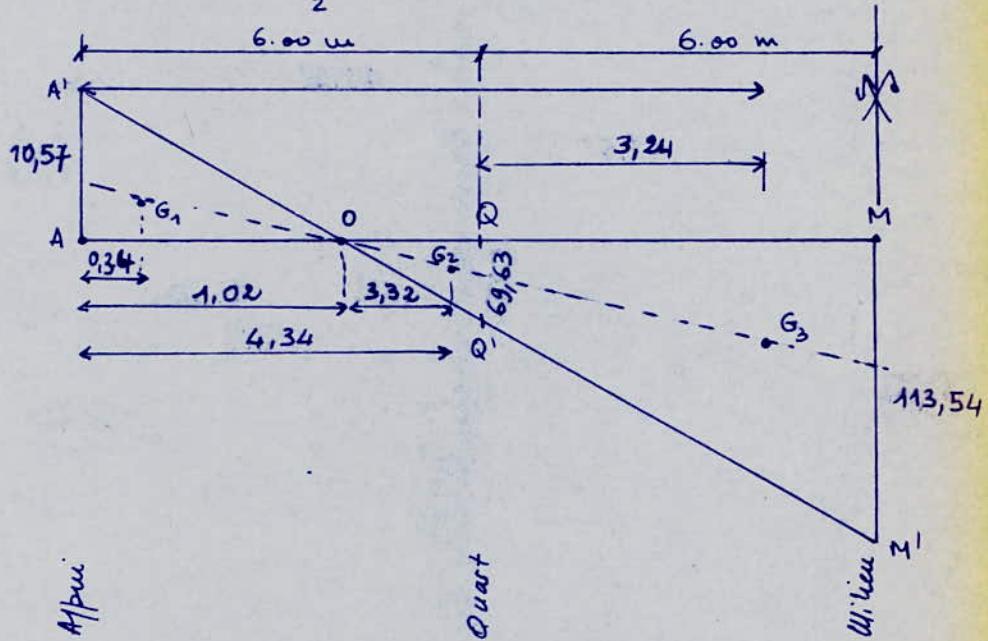


Diagramme du moment de precontrainte.

Avec cette contrainte nous calculerons la valeur de N dans chaque section et on a :

| Section | $N (\text{t})$ | $e (\text{m})$ | $M_p = Ne (\text{tm})$ |
|---------|----------------|----------------|------------------------|
| Milieu | 227,54 | -0,499 | -113,54 |
| Quart | 227,54 | -0,306 | -69,63 |
| Appui | 224,99 | +0,047 | +10,57 |

| aire | aire du trapèze (triangle) | distance de G | Moment statique par rapport à A et A' |
|-----------------------|---|---------------|---------------------------------------|
| AA'0 | $\frac{10,57 \times 1,02}{2} = +5,39$ | 0,34 | + 1,830 |
| 0QQ' | $-\frac{69,630 \times 4,98}{2} = -173,38$ | 4,34 | - 752,470 |
| QMM'Q' | $-\frac{69,630 - 113,54}{2} \times 6 = -569,51$ | 9,24 | - 5077,470 |
| $\int_0^{1/2} M_n dx$ | | | = - 5828,110 \text{ t.m}^3 |

on a donc comme contre fiche de précontrainte

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M_x dx}{E I} = - \frac{5828,110}{125 \cdot 10^6 \times 0,0525} = -0,089 \text{ m.}$$

(c'est une contre fiche vers le haut)

fiche de construction:

on adoptera pour le fond de levage une fiche de construction f_c vers le bas

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{3}{4} (f_p - f_c) \text{ en valeur absolue} \\ &= \frac{3}{4} (0,089 - 0,028) = 0,046 \text{ m.} \end{aligned}$$

fiche de surcharge:

$$f_Q = \frac{q l^4}{384 E I} \quad \text{avec } E = E_i = 3,75 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$f_Q = \frac{q 44 \times 24^4}{384 \times 3,75 \cdot 10^6 \times 0,0525} = 0,002 \text{ m}$$

on aura donc en définitive:

en service à vide:

$$f = f_p + f_G + f_c = -0,089 + 0,046 + 0,028 = -0,015 \text{ m}$$

en service en charge:

$$f = f_p + f_G + f_c + f_Q = -0,015 + 0,002 = -0,013 \text{ m}$$

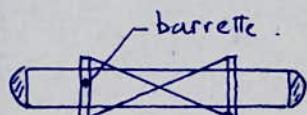
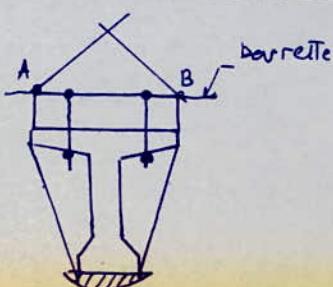
Deversement Lateral de La poutre - préfabriquée

phénomène d'instabilité élastique:

Le risque de deversement lateral existe surtout pour les poutres préfabriquées au moment du levage.

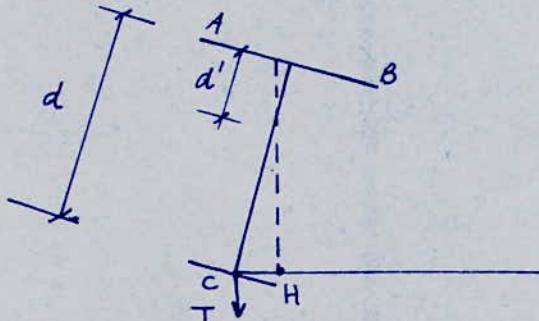
Il faut en premier lieu, utiliser un système de levage susceptible de réaliser l'enca斯特ement de la poutre à la traction durant son transport. S'il y a risque de renversement, il faut de plus augmenter sa rigidité latérale par haubanage de la poutre.

Disposition de levage.

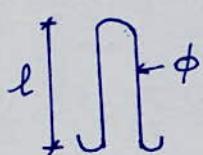


dans le système ci-dessus, les câbles de levage entourent la poutre de sorte que la force $+$ (demi-poids de l'ensemble soulevé) s'exerce en C et que l'enca斯特ement est finalement défini par des positions relatives de 3 points A, B, C (points A et B au niveau supérieur de la barrette)

L'application d'un couple de torsion dont l'axe est perpendiculaire au plan (WAB) est équilibré par le moment $T \cdot H$



Calcul du crochet de levage de la poutre:



$$\text{poids propre de la poutre} = 0,704 t/\text{m}$$

$$g = 0,704 \times 24 = 16,9 t$$

on utilisera deux crochets

le poids propre de la poutre cerné par un
brin de crochet : $\frac{16,9}{4} = 4,225 t = N$

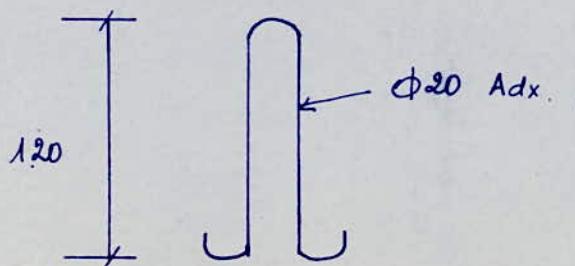
le brin est calculé à la traction $\frac{N}{A} \leq \sigma_c$.

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'après: } A \geq N/\sigma_c \Rightarrow \frac{\pi \phi^2}{4} \geq N/\sigma_c \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi \cdot \sigma_c}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 4225}{3,14 \times 2400}} = 1,5 \text{ cm.}$$

on prendra du $\phi 20$



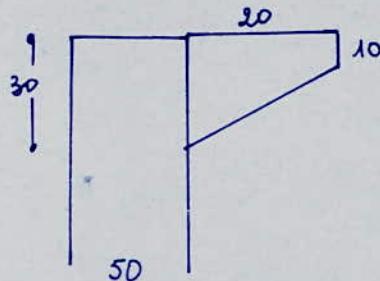
Joint entre poteau et porte.P
Il est essentiel de réaliser un joint monolithique entre porte et poteau pour assurer d'une façon continue la transmission des efforts.

Pour cela, on breveté un chapiteau à la tête du poteau sur lequel repose la porte, des armatures sortant de la porte recouvrent les armatures du poteau, la liaison est faite par boulonnage. De tels joints existent et sont pratiqués dans la préfabrication (Guyon B. Précontraint)

Calcul du chapiteau

On peut admettre d'après les recommandations soviétiques que l'effort tranchant dans ce joint est entièrement transmis par le chapiteau, sa longueur c doit suffire faire la condition suivante

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{b0}^1} = \frac{2 \times 31500}{40 \times 82,5} = 19,09 \text{ cm soit } C = 20 \text{ cm}$$



le moment fléchissant dans le chapiteau dans le plan des faces du poteau est calculé par la formule suivante:

$$M = \frac{2}{3} \cdot T \cdot C = \frac{2}{3} \cdot 31,5 \times 0,2 = 4,2 \text{ tm}$$

$$\gamma = 0,0744 \quad \varepsilon = 0,8886 \quad k = 29,9 \quad \sigma_b^1 = 93,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 6,14 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad 4 \phi 14 \quad (6,15 \text{ cm}^2)$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{31500}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27,5} = 32,73 \text{ kg/cm}^2 > \left(4,5 - \frac{\sigma_b^1}{\bar{\sigma}_{b0}^1} \right) \bar{\sigma}_b$$

on a $\tau_b < 5 \bar{\sigma}_b$ on enfler les cadres inclinés de 45°
leur écartement est:

$$t = \frac{A_t \cdot \beta \cdot \bar{\sigma}_{at} \sqrt{2}}{T}$$

on utilise 1 cadre de $\phi 8$ et 2 étriers $\phi 8$: $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{c_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \sigma_{cm} = \left(1 - \frac{32,73}{9 \times 7,1} \right) 2600 = 1170 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{4,71 \times 7/8 \times 27,5 \times 1170 \times \sqrt{2}}{31500} = 5,95 \text{ cm}$$

avec $E = 5,5 \text{ cm}$

on prend $t = 5 \text{ cm}$.

- 102 -
CALCUL DU plancher niveau 1

Le plancher utilisé se compose d'un hourdis d'épaisseur $h_t = 16 \text{ cm}$
charges et surcharge:

- poids propre de la dalle : 630 kg/m^2
- surcharge d'exploitation non majorée : 500 kg/m^2

Nous avons $P < 2G$ d'un plancher à surcharge modérée
la dalle sera calculée sous $G + 1,2P$

Caractéristiques des matériaux:

- béton contrôlé dosé à 350 kg/m^3 $\bar{\tau}_{bo}^f = 82,5 \text{ kg/cm}^2$
- acier FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des aciers:

$$l_x = 3,78 \text{ m}$$

$$l_y = 3,78 \text{ m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4$$

On fait le calcul pour la bande centrale de largeur 1m suivant l_x et la bande centrale de largeur 1m suivant l_y

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \gamma_x = 0,0423 \\ \gamma_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = \gamma_x q l_x^2 = 0,0423 \times 1230 \times 3,78^2 = 743,41 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \gamma_y M_x = 1 \times 743,41 = 743,41 \text{ kg.m}$$

en trame :

$$M_x^t = 0,8 M_x = 0,8 \times 743,41 = 594,73 \text{ kg.m}$$

$$M_y^t = 0,8 M_y = 0,8 \times 743,41 = 594,73 \text{ kg.m}$$

aux appuis :

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 743,41 = 371,71 \text{ kg.m}$$

$$M_y^a = 0,4 M_y = 0,4 \times 743,41 = 297,36 \text{ kg.m}$$

sections en trame :

* suivant l_x : A_x

$$h = h_t - d = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{F}_{ab} h^2} = \frac{15 \times 59473}{1600 \times 100 \times 16^2} = 0,0284 \rightarrow \varepsilon = 0,9259 \rightarrow k = 52,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{F}_{ab} \varepsilon h} = 2,87 \text{ cm}^2$$

trit des Ø8 espacés de 17,5 cm ce qui correspond à $2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$

pourcentage maximal:

$$\frac{A}{bh_t} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$\frac{A}{bh_t} = \frac{2,87}{100 \times 16} = 0,0017 \quad \text{et} \quad \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{2400} = 0,0083$$

condition vérifiée.

condition de non fragilité:

$$\bar{\omega} = 0,69 \frac{\bar{F}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{p}{2}\right) = 0,69 \times \frac{7,1}{2400} \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 0,0010$$

$$\frac{A}{bh_t} = 0,0017 \quad \text{condition vérifiée}$$

l'écartement est inférieur à 3 fois l'épaisseur de la plaque

* suivant ly : A_y
 $h = 13,2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{F}_{ab} h^2} = \frac{15 \times 59473}{1600 \times 100 \times 13,2^2} = 0,0320 \rightarrow \varepsilon = 0,9228 \rightarrow k = 49,8$$

$$A_y = 3,05 \text{ cm}^2$$

trit des Ø8 espacés de 16,5 cm ce qui correspond à $A = 3,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Condition de non fragilité:

$$\bar{\omega} = 0,69 \frac{\bar{F}_b}{\sigma_{en}} \left(1 + \frac{p}{4}\right) = 0,69 \times \frac{7,1}{2400} \left(\frac{1+1}{4}\right) = 0,0010$$

$$\frac{A}{bh_t} = \frac{3,05}{100 \times 16} = 0,0019$$

Condition vérifiée

pourcentage maximal:

$$\frac{A}{bh_t} = 0,0019 < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

écartement inférieur à 4 fois l'épaisseur de la dalle.

Section aux appuis:

* suivant les
 $M = -371,71 \text{ kg.m}$

$$\gamma = 0,0178 \quad k = 70 \quad \varepsilon = 0,9412 \quad A = 1,76 \text{ cm}^2$$

Suit des $\phi 8$ espacés de 20 cm ce qui correspond à $2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$
l'écartement < 3 fois l'épaisseur

* suivant les
 $M = -297,36 \text{ kg.m}$

$$\gamma = 0,0160 \quad k = 74 \quad \varepsilon = 0,9438 \quad A = 1,49 \text{ cm}^2$$

la section donnée par la condition de non fragilité et
 $A = 1,64 \text{ cm}^2$
d'après la section à prendre en compte est $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$
espacés de 20 cm ($\phi 8$)

Effort tranchant:

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{1230 \times 3,78}{2} = 2324,7 \text{ kg}$$

avec $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 14 = 12,25 \text{ cm}$

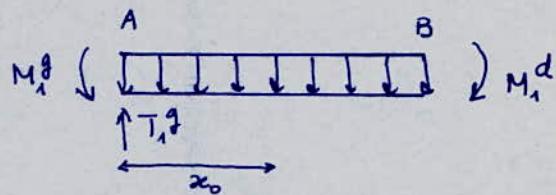
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{bz} = \frac{2324,7}{150 \times 12,25} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,1 = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{pas nécessité d'armatures transversales}$$

CALCUL DE LA POUTRE

A) Calcul des aciers avec les sollicitations du 2^e genre:



le moment maximal au travé est situé à $x_0 = \frac{T_1 g}{9}$ de l'appui A et le moment au travé est :

$$M^t = \left(T_1 g - \frac{q x_0}{2} \right) x_0 - M_1^g$$

Aciers longitudinaux: ils sont calculés en utilisant les tableaux de "charron" avec : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 247,5 \text{ kg/cm}^2$

la poutre est calculée sous les efforts les plus défavorables avec une hauteur totale $h_t = 45 \text{ cm}$ et de largeur 22 cm . au noeud:

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1710^5}{4200 \times 22 \times 41,5^2} = 0,1602 \rightarrow \bar{\omega} = 1,263 \quad k = 18$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{110} = 11,53 \text{ cm}^2$$

dit 4φ20 ($12,56 \text{ cm}^2$)

à l'appui : $\mu = 0,0191 \quad \bar{\omega} = 0,135 \quad k = 67,5$

$A = 1,23 \text{ cm}^2$ dit 4φ8 ($2,01 \text{ cm}^2$)

Aciers transversaux: $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{en} = 2470 \text{ kg/cm}^2$

$$T_{max}^g = 2,25 \text{ t} \quad (1^{\circ} \text{ genre})$$

la contrainte de Cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2250}{22 \times 36,31} = 2,82 \text{ kg/cm}^2$

l'écartement des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne: en utilisant 2 cadres de φ8

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T} = \frac{1600 \times 36,31 \times 2,01}{2250} = 20,14 \text{ cm}$$

$$\text{avec } \bar{t} = \max \begin{cases} h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_{at}} \right) \\ 0,2 h \end{cases} = 36,56 \text{ cm.} \\ = 8,30 \text{ cm.}$$

pour $T_{\max} = 9,27 t$ (2^e genre)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{9270}{22 \times 36,31} = 11,60 \quad \text{et} \quad t = \frac{2400 \times 36,31 \times 20}{9270} = 18,90 \text{ cm}$$

$$\text{avec } \bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 27,94 \text{ cm} \\ 8,30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

pour l'espacement on utilise la formule de Caquot.

Influence de l'effort tranchant aux appuis.

a) appui gauche:

$$\text{on doit avoir } A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2250}{1600} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$\text{et } C > \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{b,0}'} = \frac{2 \times 2250}{22 \times 82,5} = 2,49 \quad (\text{vérifié})$$

la longueur de décallement de la barre droite est pour les Ø8

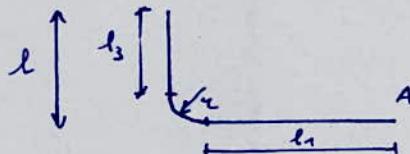
$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

avec :

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \Psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 10,65 = 29,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 28 \text{ cm} ; \text{ pour les Ø20 on aura } l_d = 42,12 \text{ cm}$$

l'ancrage ne pouvant être droit, on prévoit un retour d'équerre:



on doit avoir, pour que l'ancrage soit total en A:

$$l_1 + 1,89 l_3 \geq l_d - 2,21 \epsilon$$

avec $\epsilon = 5 \phi$ pour les barres à haute adhérence

pour Ø8 $l_1 = 14 \text{ cm} \quad l_3 \geq 2,73 \text{ cm} \quad \text{soit } l = 10 \text{ cm}$

pour Ø20 $l_1 = 14 \text{ cm} \quad l_3 \geq 19,06 \text{ cm} \quad \text{soit } l = 30 \text{ cm}$

Appui droit:

$$T + \frac{M}{3} = 9270 - \frac{1700 \text{ cm}}{36,31} < 0 \quad \text{donc aucune vérification de la section}$$

des armatures inférieures n'est nécessaire à l'appui et de leur ancrage mais on prend pour ($\phi 8 \quad l = 10 \text{ cm}$) et ($\phi 20 \quad l = 20 \text{ cm}$)

Ferraillage des Poteaux:

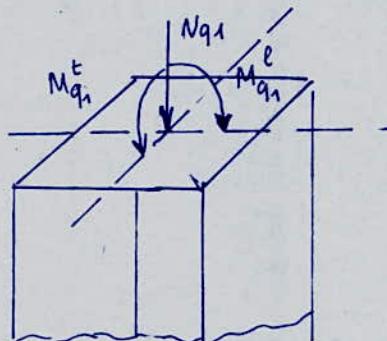
Nous avons deux sortes de sollicitations:

A) Sollicitations du 1^{er} genre

Chaque poteau est soumis à un effort normal N_{q_1} et à deux moments, l'un transversal, l'autre longitudinal

$$\begin{cases} N_{q_1} = N_{q_1}^t + N_{q_1}^l \\ M_{q_1}^t \\ M_{q_1}^l \end{cases}$$

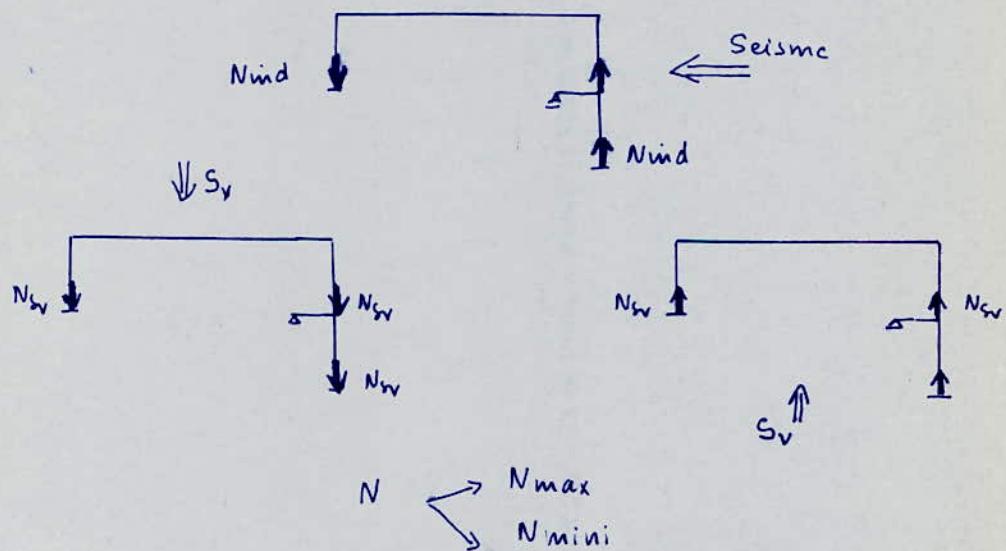
$$\begin{cases} t: \text{ sens transversal} \\ l: \text{ " longitudinal} \\ q_1 = g + 1,2p \end{cases}$$



$$\begin{aligned} \text{avec } \bar{\sigma}_b^l &= \lambda \bar{\sigma}_{b_0}^l \\ \lambda = 2 &\text{ si } e_0 > \frac{h_t}{2} \\ \lambda = 1 + \frac{2e_0}{h_t} &\text{ si } e_0 < \frac{h_t}{2} \end{aligned}$$

B) Sollicitations du 2^{eme} genre:

est l'effort normal indirect N_{ind} dû au séisme horizontal



avec

$$\begin{cases} N_{max} = N_{g+p} + N_{ind} + N_{sv} \\ N_{mini} = N_{g+p} - N_{ind} - N_{sv} \end{cases}$$

et

$$M = M_{g+p} + M_s$$

dans le sens transversal et longitudinal

Pour le calcul on fait les combinaisons suivantes:

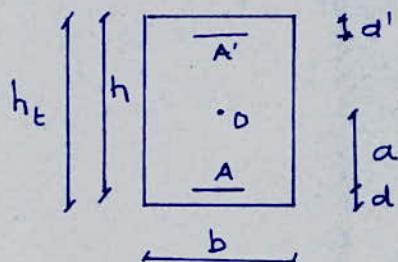
$$\begin{cases} N_{\text{maxi}} \\ Mg+p+M_s \end{cases}$$

$$\text{et} \quad \begin{cases} N_{\text{mini}} \\ Mg+p+M_s \end{cases}$$

toutes les sections sont soumises à la flexion composée

La condition pour que la section soit partiellement comprimée est:

$$e_0 = \frac{M_{GB}}{N} > \frac{h_t}{6}$$



Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode "CHARON" en calculant le moment fictif par rapport aux aciers tendus

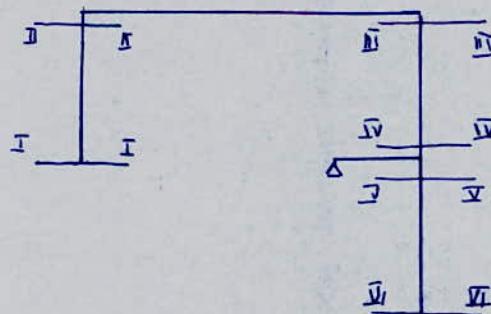
$$N_G = M + Na \quad (\text{si } N \text{ est un effort de compression}) \text{ et}$$

$$N_G = M - Na \quad (\text{si } N \text{ est un effort de traction})$$

A : section des aciers tendus

A' : section des aciers comprimés

$$d' = \delta' h$$



A) Serrage dans le sens longitudinal

Pour des Fe E 40

A1) 1er genre:

$$k = 16,9 \quad \alpha = 0,4687 \quad \mu' = 0,1977 \quad \bar{\omega} = 1,378$$

-109-

$$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \quad \bar{\sigma}'_b = 2010 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_o = \gamma' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 2466577 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta M = N_G - M_o$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a} = \frac{\Delta M}{84280}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 25,36 + \frac{\Delta M}{117600} - \frac{N}{2800}$$

2) deuxième genre:

$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 16,94 \rightarrow \alpha = 0,4687 \rightarrow \gamma' = 0,1977 \rightarrow \bar{\omega} = 1,378$$

$$\sigma'_a = 3010 \text{ kg/cm}^2; M_o = 4149865,34 \text{ kgcm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{126420}$$

$$A = 25,36 + \frac{\Delta M}{176400} - \frac{N}{4200}$$

Section I-I :

$$e_0 > \frac{ht}{6}$$

$$N_{\max} = 40,86 \text{ t}$$

$$N_G = 28 + 40,86 \times 0,21 = 36,58 \text{ t.m.}$$

$$A = 12,54 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min} = 32,36 \text{ t}$$

$$N_G = 34,79 \text{ t.m}$$

$$A = 13,38 \text{ cm}^2$$

quand le séisme change de sens, la fibre tendue change de sens avec une $M = 20,10 \text{ t.m}$

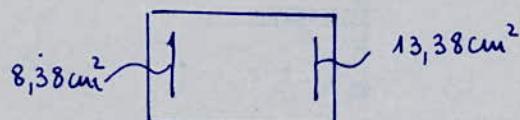
$$N_{\max} = 40,86 \text{ t}$$

$$A = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min} = 32,36 \text{ t}$$

$$A = 8,38 \text{ cm}^2$$

La section à prendre est :



Section II-II $e_0 > \frac{ht}{6}$

$$N_{\max} = 38,66 \text{ t}$$

$$N_G = 50,55 + 38,66 \times 0,21 = 58,67 \text{ t.m}$$

$$A = 25,89 \text{ cm}^2$$

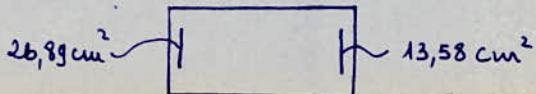
$$A' = 13,58 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min} = 30,26 \text{ t}$$

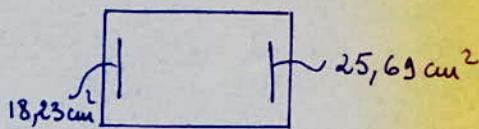
$$N_G = 56,90 \text{ t.m}$$

$$A = 26,89 \text{ cm}^2$$

$$A' = 12,19 \text{ cm}^2$$



Section III - IV: $M = 35,54 \text{ t.m}$ (1^{er} genre) $e_0 > h_t/6$
 $N = 35,66 \text{ t}$
 $\gamma_b = 43,03 \text{ t.m}$
 $A = 25,69 \text{ cm}^2$
 $A' = 18,23 \text{ cm}^2$

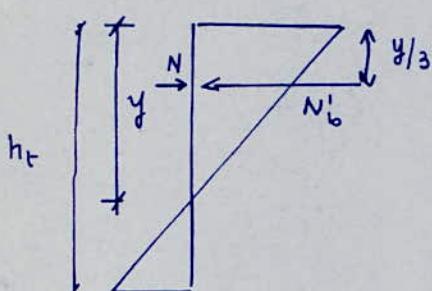


Section IV - V

$$N_{\max} = 41,22 \text{ t}$$

$$M = 2,81 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{GB}}{N} = 7 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 8,33 \quad \text{Section entièrement comprimée}$$



On néglige la partie tendue, pour l'équilibre on doit avoir

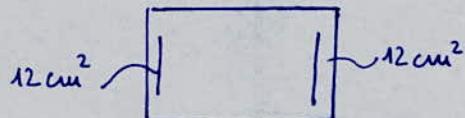
$$\begin{cases} N = N'_b \\ N(y - \frac{h_t}{2} + e) = N'_b \frac{2}{3} y \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{N'}{b \frac{y}{2}} \quad \text{avec } \frac{y}{3} = \frac{h_t}{2} - e \Rightarrow y = 3 \left(\frac{h_t}{2} - e \right)$$

si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ on met seulement le pourcentage minimum d'acier brut $A = b h_t \cdot \frac{6}{1000}$

$$y = 51 \text{ cm} \quad \sigma'_b = 40,41 \text{ kg/cm}^2 < 247,5 \text{ kg/cm}^2$$

soit $A = 12 \text{ cm}^2$.



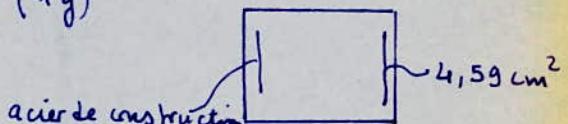
Section V - VI

$$e_0 > h_t/6$$

$$M = 13,97 \text{ t.m} \quad (1^{\circ} g)$$

$$N = 50 \text{ t}$$

$$A = 4,59 \text{ cm}^2$$



Section VI - VII

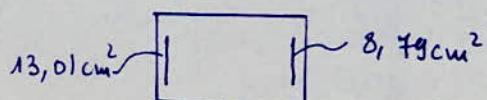
$$M = 24,11 \text{ t.m} \quad (1^{\circ} g)$$

$$N = 52,2 \text{ t}$$

$$M_b = 35,07 \text{ t.m}$$

$$A = 13,01 \text{ cm}^2$$

$$A' = 8,79 \text{ cm}^2$$

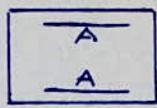


Ferraillage dans le sens transversal

$$\sigma'_a = 2847 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_o = 3177118,1 \text{ kg.cm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{91104}$$



$h_t = 40 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

$$A = 24,80 + \frac{\Delta M}{134400} - \frac{N}{4200}$$

Les calculs sont menés de la même façon que précédemment les résultats sont résumés dans le tableau suivant en prenant des armatures symétriques puisque le séisme est susceptible de changer de sens :

| Sections | M_{\max} (cm) | $A = A'$ cm^2 | $M_{\min.}$ (cm) | $A = A'$ cm^2 |
|-----------|--------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|
| I - I | 26,54 | 10,83 | 25,18 | 11,74 |
| II - II | 26,18 | 11,28 cm^2 | 24,84 | 11,98 cm^2 |
| III - III | 28,69 | 13,85 cm^2 | - | - |
| IV - IV | 29,59 | 13,32 | - | - |
| V - V | 18,10 | 11,23 cm^2 | - | - |
| VI - VI | 18,35 | 1,52 cm^2 | - | - |

Influence de l'effort tranchant :

Pour les sections I-I et II-II, l'effort tranchant dans le filier est constant et égal à : $T = 6,40t$ avec $z = \frac{7}{8}h = 40,25 \text{ cm}$ les armatures transversales seront constituées par $4\phi 10$ soit $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\bar{z}_b = \frac{T}{b_z} = \frac{6400}{40 \times 40,25} = 3,98 \text{ kg/cm}^2$$

l'espace entre t :

$$t = \frac{z \bar{z}_b A_t}{T} = \frac{40,25 \times 2400 \times 3,14}{6400} = 47,39 \text{ cm}$$

-110c-

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \zeta_0}{\bar{\sigma}_0} \right) \\ 0,2 h \end{array} \right. = 28,82 \text{ cm}$$
$$= 9,2 \text{ cm}$$

on prendra un écartement $t = 25 \text{ cm}$.

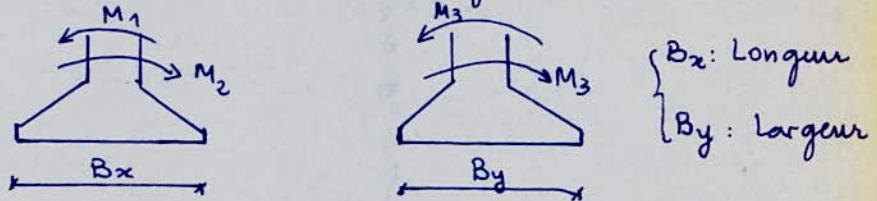
On fera de même pour les sections III-IV ; IV-V ; I-V et II-V

avec $T = 7050 \text{ kg}$

On prendra un écartement $t = 25 \text{ cm}$

Calcul des fondations:

La fondation peut être soumise successivement à 2 moments de sens contraires dans le sens longitudinal et transversal.



poteau AB:

$$M_1 = 27,78 \text{ t.m} ; M_2 = 20,10 \text{ t.m} ; M_3 = 18,59 \text{ t.m} \\ N_1 = 38,29 \text{ t} ; N_2 = 41,43 \text{ t} ; N_3 = 40,11 \text{ t}$$

ou poids propre du poteau et de la semelle compris

Pour éviter une semelle trop allongée, on dimensionnera cette dernière en utilisant le diagramme triangulaire des contraintes, la contrainte maximale du sol: $\frac{\sigma_s}{0,75} = 4 \text{ kg/cm}^2$

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{27,78}{38,29} = 0,73 \quad e_3 = \frac{M_3}{N_3} = \frac{18,59}{40,11} = 0,46 \text{ m}$$

Pour l'équilibre du diagramme triangulaire partiel, on supposera une excentricité $e \leq 0,30 B_x$
d'où:

$$B_x \geq \frac{e}{0,30} = \frac{0,73}{0,30} = 2,43 \text{ m} \quad B_y \geq \frac{0,46}{0,30} = 1,53 \text{ m}$$

On prendra: $\begin{cases} B_x = 2,50 \text{ m} \\ B_y = 1,60 \text{ m} \end{cases}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{38290}{160 \times 250} + \frac{2778000 \times 125 \times 12}{160 \times 250^3} = 2,62 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{38290}{160 \times 250} - \frac{2778000 \times 125 \times 12}{160 \times 250^3} = -0,70 \text{ kg/cm}^2 \text{ (traction)}$$

la zone active à pour longueur:

$$B_{x_1} = \frac{3}{2} (B_x - 2e) = \frac{3}{2} (250 - 2 \times 73) = 156 \text{ cm.}$$

on doit avoir $\frac{2N}{B_{x_1} \cdot B_y} < 4 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

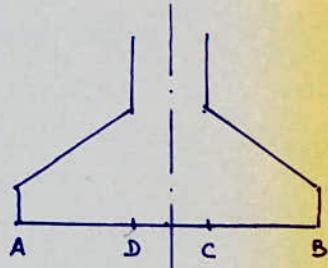
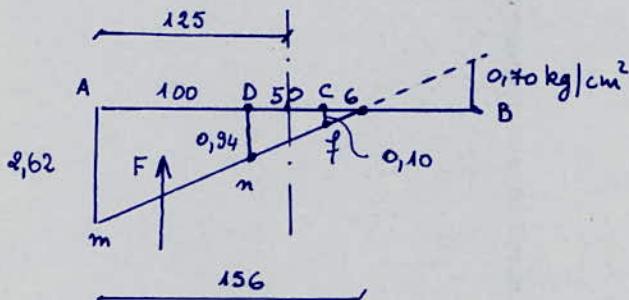
hauteur de la semelle:

$$h = \max \begin{cases} \frac{Bx - bx}{4} = \frac{260 - 50}{4} = 50 \text{ cm} \\ \frac{By - by}{4} = \frac{160 - 40}{4} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

avec $h_t = 60 \text{ cm}$.

Ferrailage:

le diagramme des entrainées sous la semelle est:



les parties DA et CB de la semelle seront considérées comme des enroulements.

Moment d'enca斯特rement dans la section DC: avec $\sigma' = 0,94 \text{ kg/cm}^2$
la force qui s'exerce sur la partie CD pour 1,60 m de largeur

$$F_1 = \frac{2,62 + 0,94}{2} \times 100 \times 160 = 28480 \text{ kg}$$

Cette force est appliquée au centre de gravité du trapeze ADMn

$$\bar{a} : \frac{2 \times 2,62 + 0,94}{3(2,62 + 0,94)} \times 100 = 57,87 \text{ cm} \text{ du point D}$$

$$\text{le moment est: } M_D = 28480 \times 57,87 = 1648137,6 \text{ kg.cm}$$

pour les aciers FeE 24 lisses avec $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$e = \frac{nM}{F_{ab}h^2} = \frac{15 \times 1648137,6}{2400 \times 160 \times 57^2} = 0,0198 \rightarrow e = 0,9379 \text{ k=65}$$

d'après:

$$A = \frac{1648137,6}{2400 \times 0,9379 \times 57} = 12,85 \text{ cm}^2$$

on prendra 9φ14 ($13,85 \text{ cm}^2$)

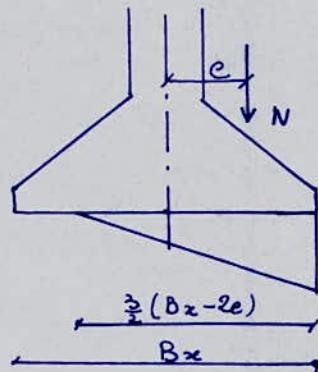
la valeur maximale de l'effort tranchant est: $T = 28480 \text{ kg}$

$$z = \frac{\gamma}{8} h = \frac{\gamma}{8} \times 57 = 49,88 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{28480}{160 \times 49,88} = 3,6 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Dès lors les armatures transversales ne sont pas nécessaires
la fondation sera armée symétriquement mais on doit
vérifier que sous le moment M_2 et l'effort normal N_2 , les
étranglements sur le sol et dans les axes ne dépassent pas
les contraintes maximales
pour:

$$M_2 = 20,10 \text{ t.m} \quad N_2 = 41,43 \text{ t} \quad e = 0,48 \text{ m}$$



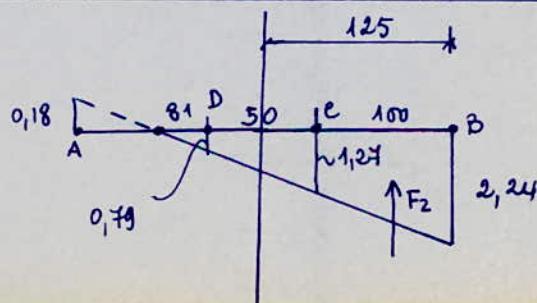
$$\sigma_1 = \frac{41430}{160 \times 250} + \frac{2010000 \times 125 \times 12}{160 \times 250^2} = 2,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{41430}{160 \times 250} + \frac{2010000 \times 125 \times 12}{160 \times 250^2} = 0,18 \text{ kg/cm}^2$$

La zone active $Bx_1 = \frac{3}{2} (250 - 2 \times 0,48) = 2,31 \text{ m}$

$$\frac{2N}{Bx_1 B_y} = \frac{2 \times 41430}{231 \times 160} = 2,24 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme des contraintes sous la fumelle.

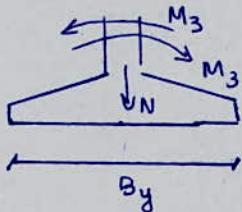


$$F_2 = \frac{2,24 + 1,27}{2} \times 150 \times 160 = 28080 \text{ kg}$$

$$M_c = 28080 \left(\frac{2 \times 2,24 + 1,27}{3(2,24 + 1,27)} \times 150 \right) = 1533333,33 \text{ kg.cm}$$

puisque $M_c < M_D$, on adoptera la même section d'acier que pour M_1 .

2) Aciers suivant le sens B_y .



$$N_3 = 40,11 \text{ t}$$

$$M_3 = 18,59 \text{ tm}$$

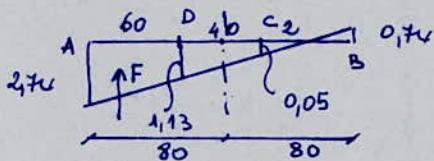
$$e = M/N = 0,46 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 2,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -0,74 \text{ kg/cm}^2$$

La zone active a pour longueur $B_{y1} = 1,02 \text{ m}$

Diagramme des contraintes:



$$F = \frac{2,74 + 1,13}{2} \times 250 \times 60 = 29025 \text{ kg}$$

$$M_D = 29025 \left(\frac{2 \times 2,74 + 1,13}{3(2,74 + 1,13)} \right) 60 = 991500 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 991500}{2400 \times 250 \times 55,8^2} = 0,5080 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9597 \\ k = 10,9 \end{cases}$$

$$A = 7,71 \text{ cm}^2 \text{ soit } \varphi \phi 12 (7,92 \text{ cm}^2)$$

puisque M_3 est susceptible de changer de sens, la fondation sera armé symétriquement.

Fondation sous potence CF

Elle sera calculée avec les sollicitations totales fondées

du 1^e genre dans le sens B_x avec $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$

$$M = 24,11 \text{ t.m}$$

$$N = 58,09 \text{ t}$$

$$e = 0,42 \text{ m}$$

le dimensionnement par l'utilisation du triangle triangulaire des contraintes ne permet pas d'avoir des contraintes admissibles

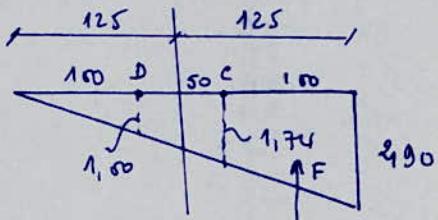
on prend: $B_x = 6e = 2,43$ soit $B_x = 2,50 \text{ m}$
 $B_y = 1,60 \text{ m}$
 avec $h_t = 60 \text{ cm}$

$$\sigma_1 = 1,45 + 1,45 = 2,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0$$

dans ce cas on doit avoir $\frac{EN}{B_x B_y} = 2,90 < 3 \text{ kg/cm}^2$

Diagramme des contraintes:



$$M_c = 2157401,41 \text{ kg.cm.}$$

$$p = 0,0497 \rightarrow \varepsilon = 0,9064 \rightarrow k = 38,4 \rightarrow A = 26,10$$

$$\text{Surt } 13\phi 16 = 26,13 \text{ cm}^2$$

$$T_{max} = 37120 \text{ kg} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{37120}{160 \times 49,88} = 4,65 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

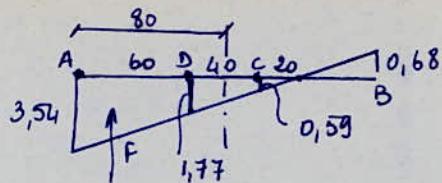
dans le sens B_y , la remorque sera calculé au 2^e genre
 avec $M = 22,55 \text{ t.m}$ $N_3 = 57,01$ $e = 0,40 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 3,54 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,68 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$B_{y1} = \frac{3}{2} (B_y - 2e) = 120 \text{ cm.}$$

$$\frac{EN}{B_{y1} B_x} = \frac{2 \times 57010}{120 \times 250} = 3,8 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme der umstrainete



$$F = \frac{3,54 + 1,77}{2} \times 60 \times 250 = 39825 \text{ kg}$$

$$M_D = 39825 \left(\frac{2 \times 3,54 + 1,77}{3(3,54 + 1,77)} \right) 60 = 33,33 \text{ cm}$$

$$y = 0,0107 \quad k = 93 \quad \varepsilon = 0,9557 \quad A = 17,66 \text{ cm}^2$$

für $9\phi 16 (18,09 \text{ cm}^2)$

avec $T_{max} = 39825 \text{ kg}$

$$\tau_b = \frac{39825}{250 \times 48,83} = 3,26 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

BIBLIOGRAPHIE

Règlements:

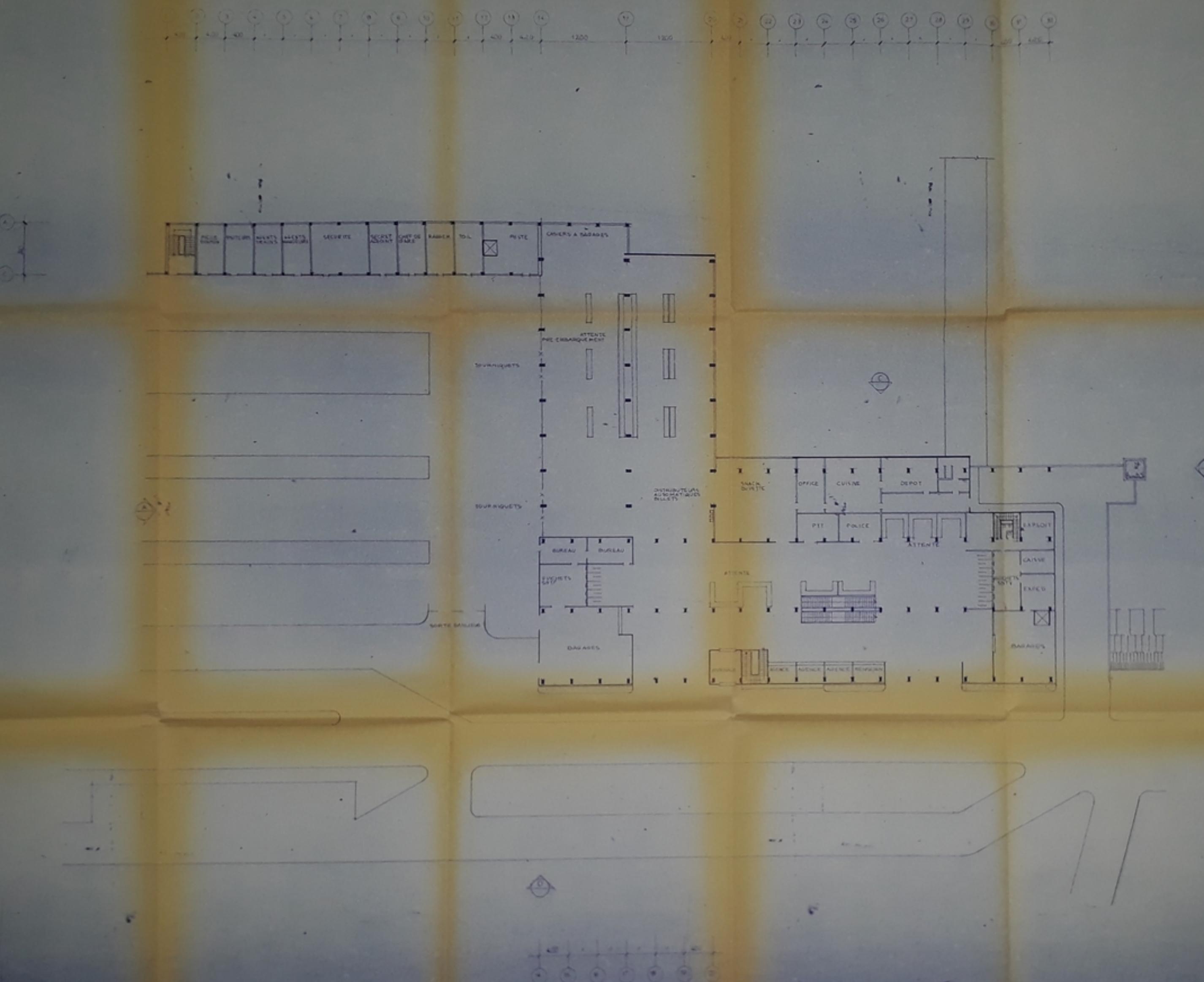
- Neige et vent 65 D.T. U
- C.C.B.A 68 D.T. U
- Parasismiques 69 D.T. U

Ouvrages:

- Aide-mémoire de béton armé V. Dacidovic
- Aide-mémoire de bâtiment B. Boulet
- Le calcul et la vérification des ouvrages P. CHARRON
en béton Armé
- Exercices de béton-armé P. CHARRON
- Statiques des fondations en B.A W. KROL
- Pratique du béton précontraint G. Dreux
- Béton Précontraint Y. Guyon
- Méthode de CROSS P. CHARRON.

TABLE DES MATIERES

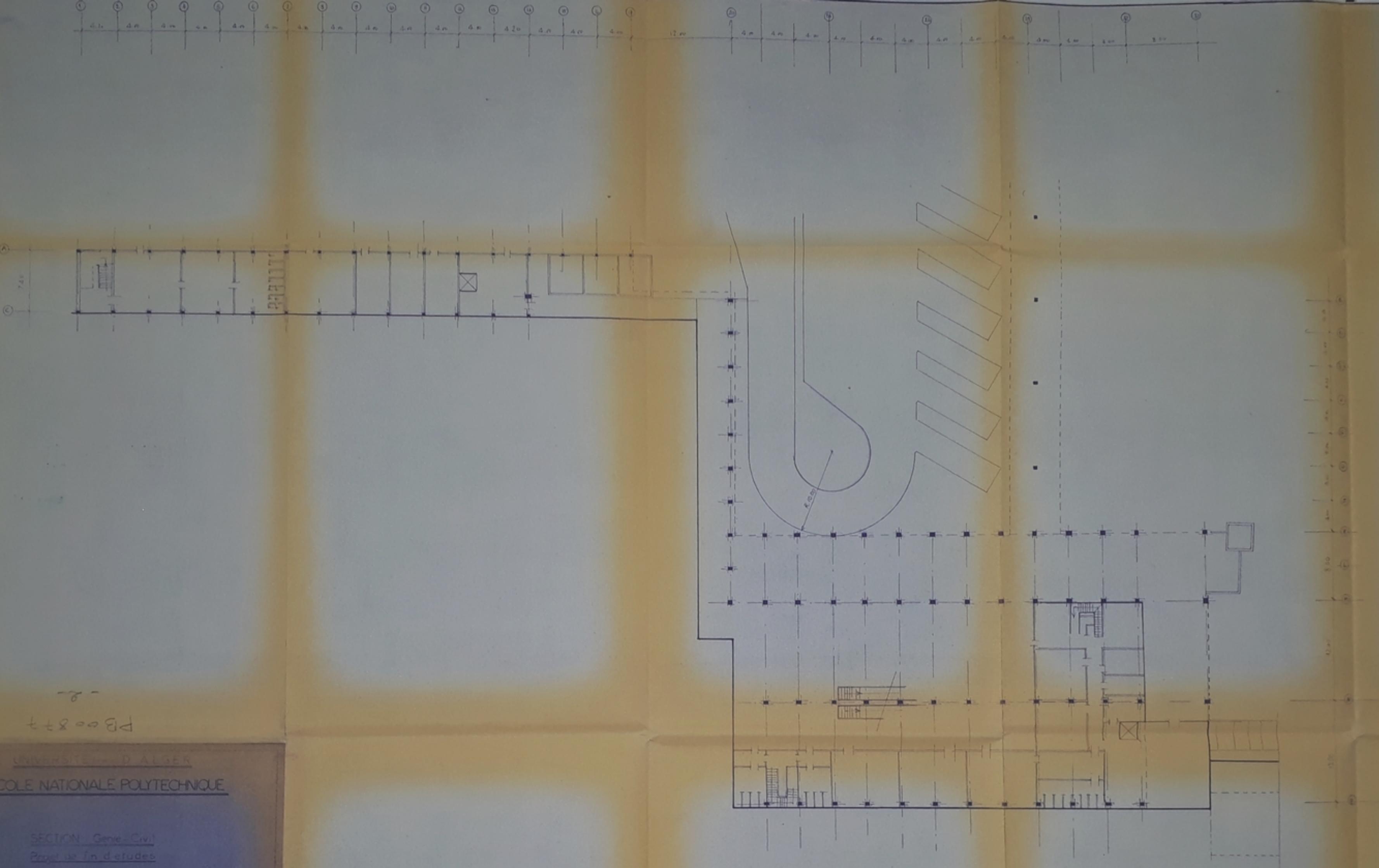
| | | Page |
|---------------|--|------|
| - CHAPITRE 1 | Introduction | 2 |
| - CHAPITRE 2 | caracteristiques des materiaux utilisés | 3 |
| - CHAPITRE 3 | Avant projet A | |
| | - Preditimensionnement | 5 |
| | - Fondations | 16 |
| | - Metre et devis estimatif | 18 |
| - CHAPITRE 4 | Avant projet B | |
| | - predimensionnement | 22 |
| | - Fondations | 27 |
| | - Metre et devis estimatif | 29 |
| - CHAPITRE 5 | Etude du plancher terrasse | 32 |
| - CHAPITRE 6 | Etude au vent | 35 |
| - CHAPITRE 7 | Etude au seisme | 39 |
| - CHAPITRE 8 | Etude du portique | 43 |
| - CHAPITRE 9 | Etude au seisme vertical | 45 |
| - CHAPITRE 10 | Etude de la poutre en Beton precontraint | 48 |
| - CHAPITRE 11 | Etude du plancher du niveau inferieur | 102 |
| - CHAPITRE 12 | Calcul de la poutre en beton armé | 105 |
| - CHAPITRE 13 | Calcul des poteaux | 107 |
| - CHAPITRE 14 | Etude des fondations | 111 |



Ecole Nationale Polit Technique

Case Automatique 1000

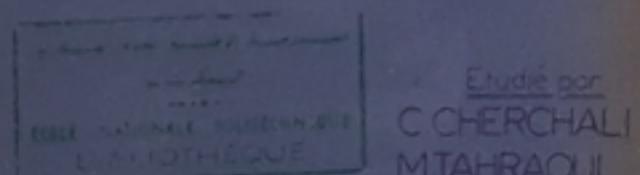
PC 008/77
A



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION Génie Civil
Projet de fin d'études

GARE INTERMODALE DE JIJEL



Proposé par
KH.BENHADJ

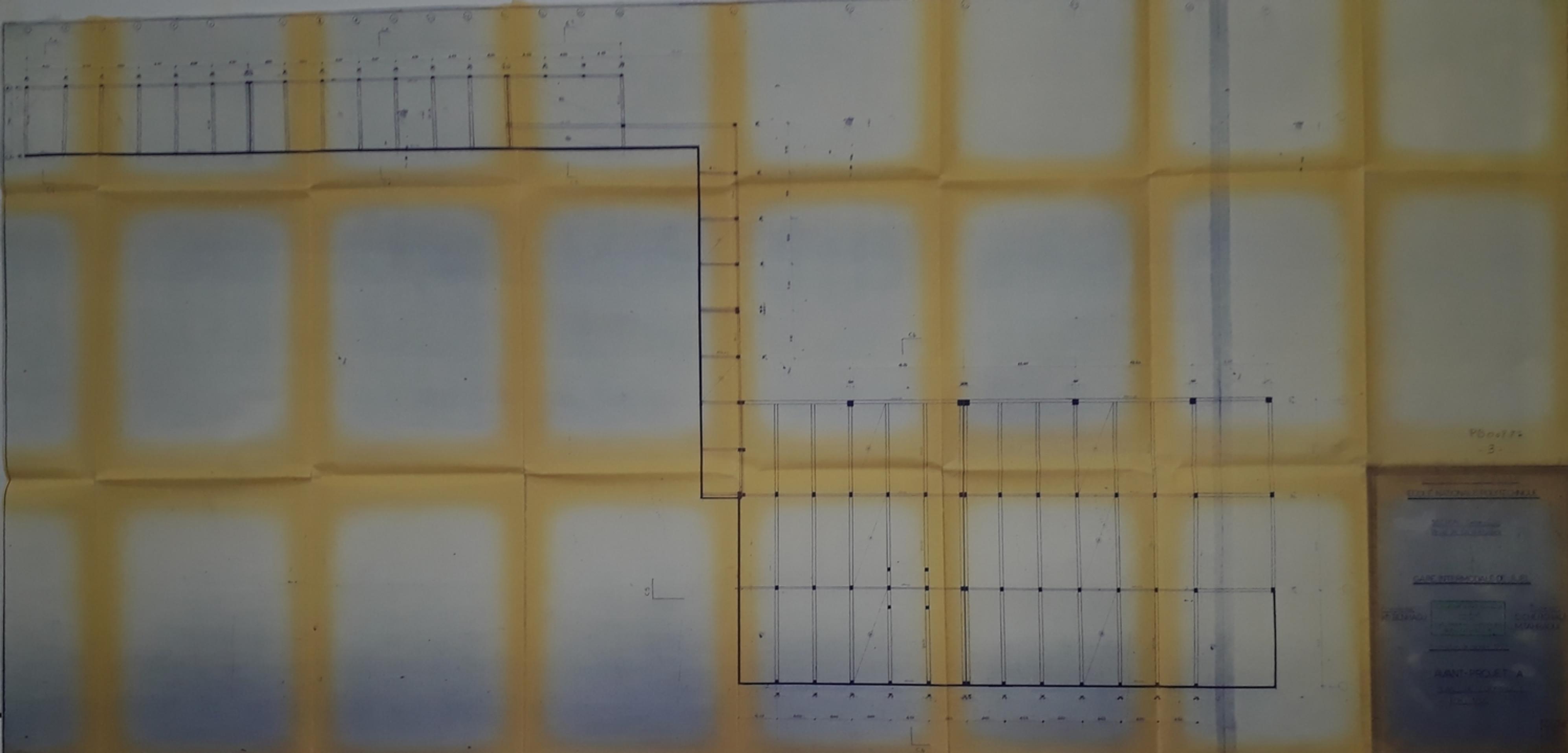
Etudié par
C.CHERHALI
M.TAHRAOUI

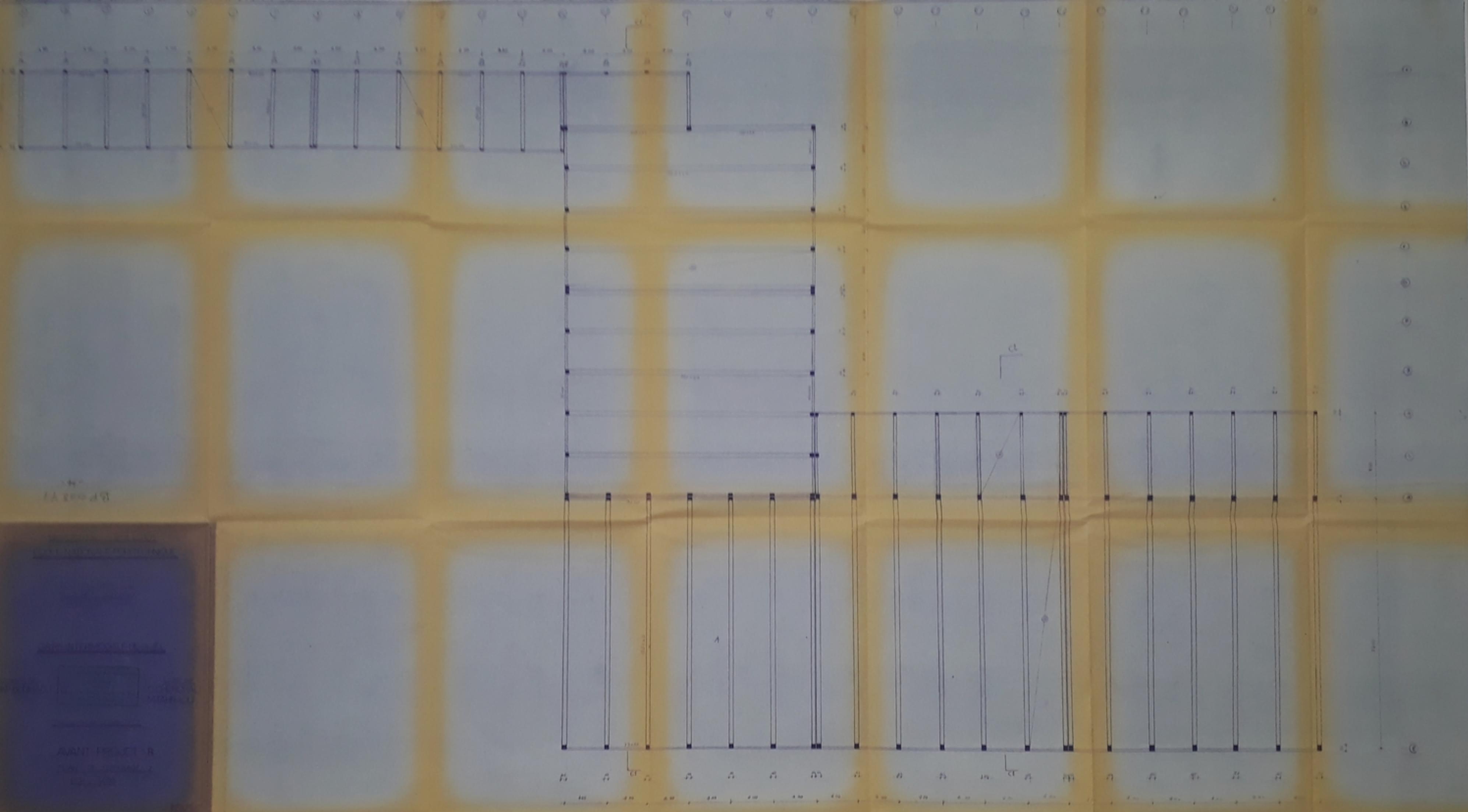
Présentation de l'année 1977

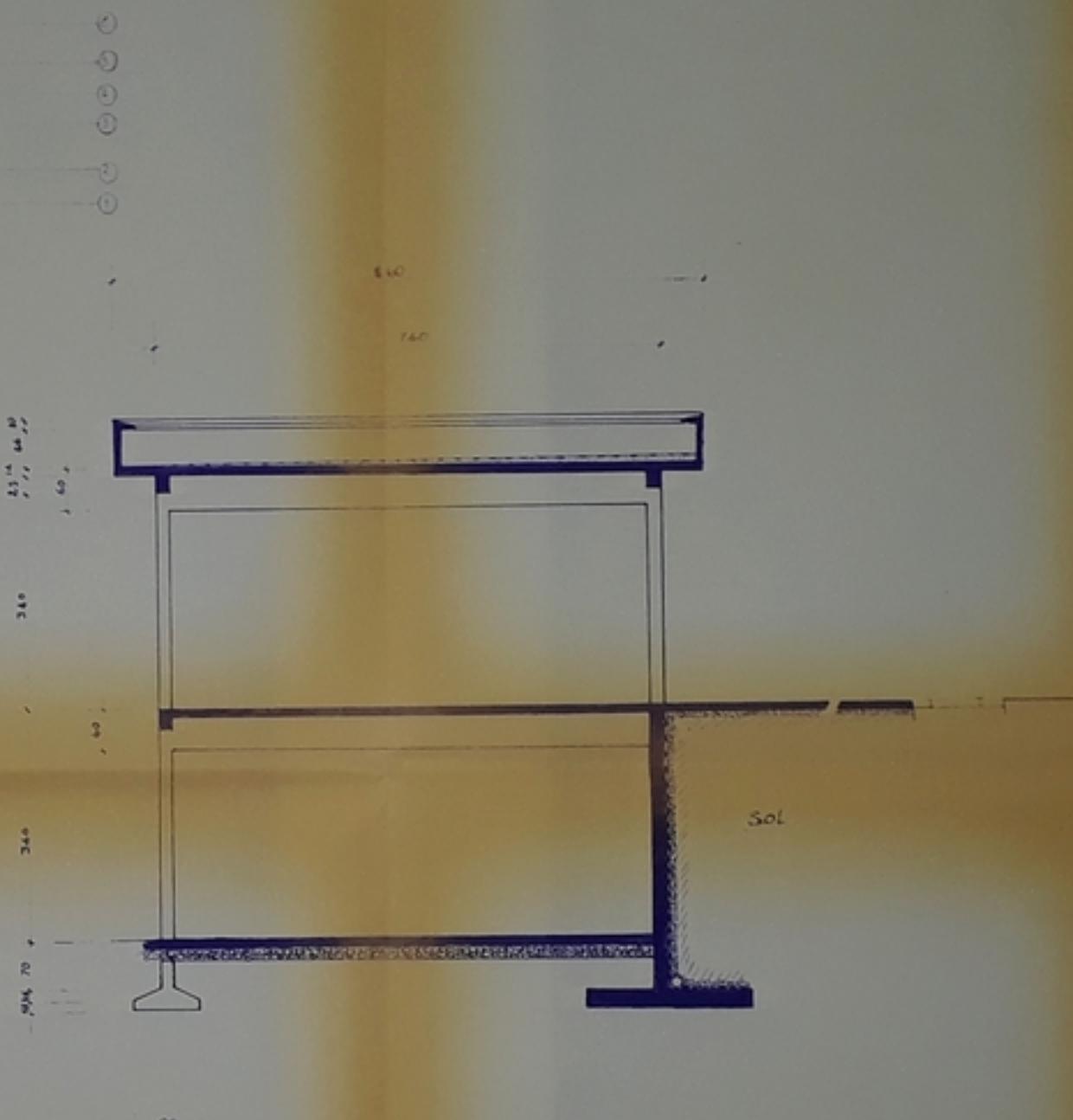
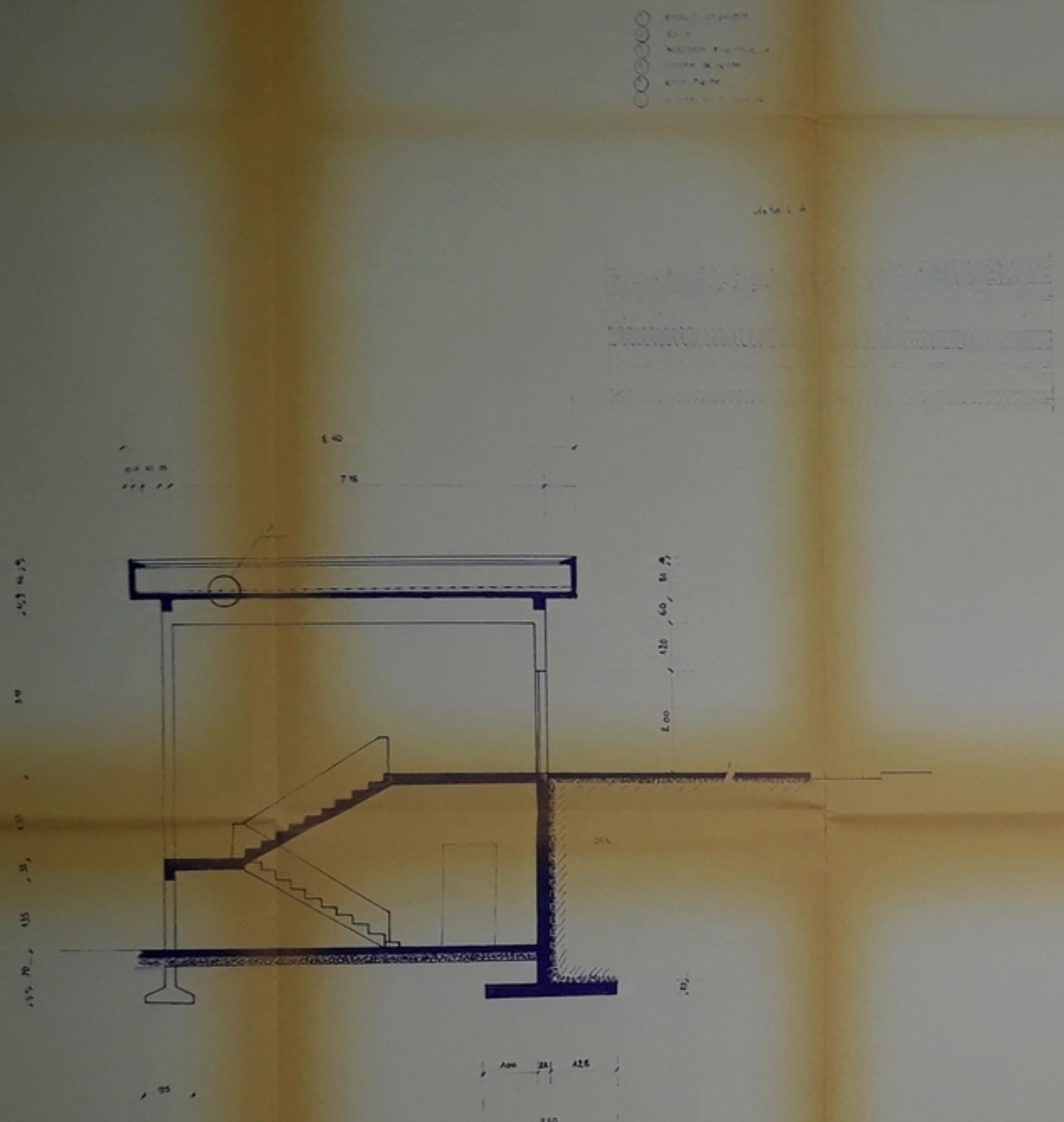
AVANT-PROJET B

PLAN AU NIVEAU DES AUTOCARS

ECH : 1/200







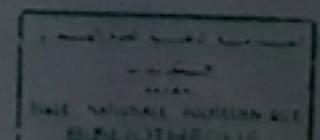
PB 00877
- 5 -

UNIVERSITÉ ... D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION Genie-Civil
Projet de fin d'études

GARE INTERMODALE DE JIJEL

Proposé par
Kh BENHADJ



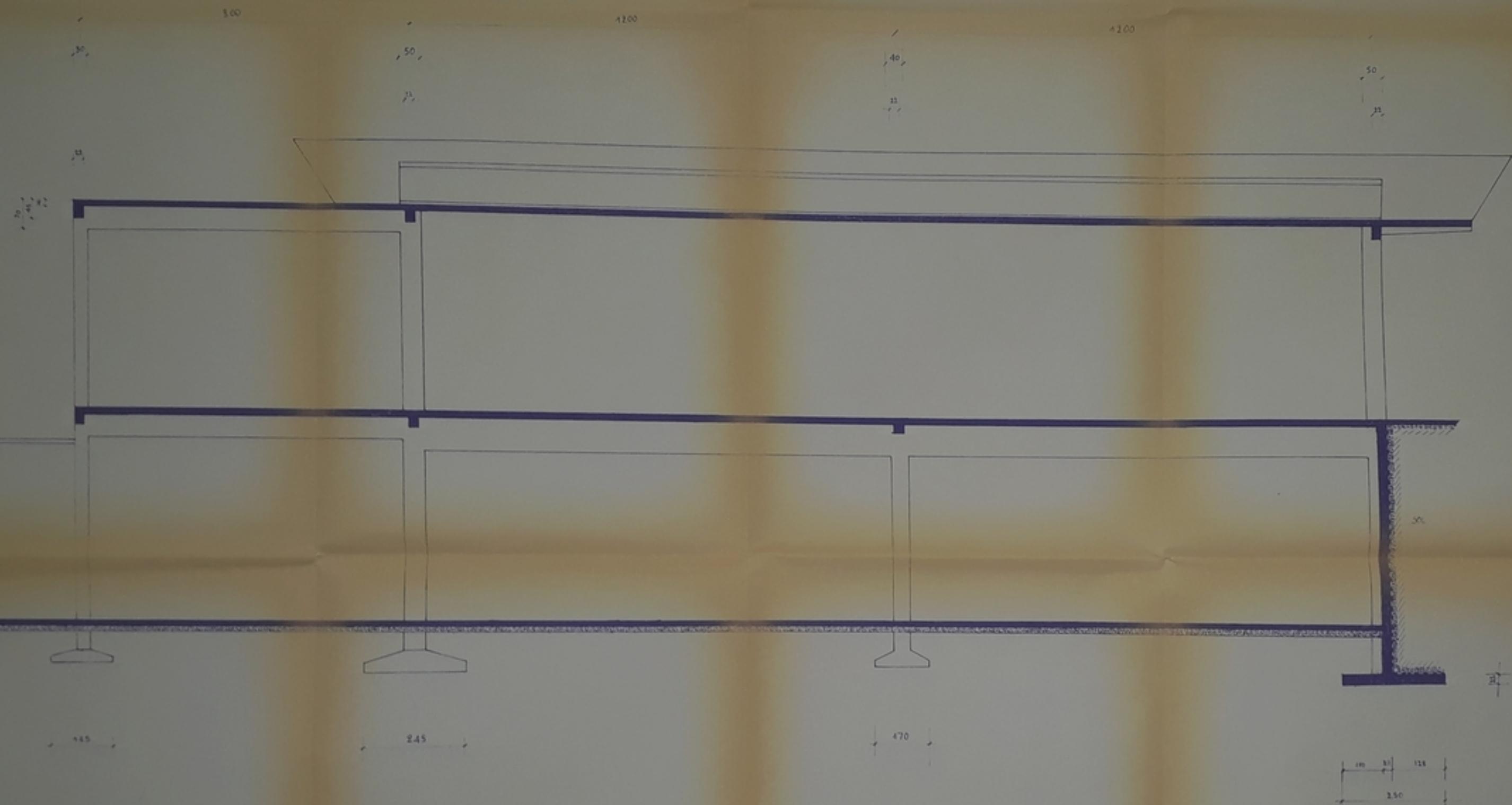
Etudié par
C.CHERHALI
M.TAHRAOUI

Promotion de l'année 1977

AVANT-PROJET A

COUPE G.G et O.G

ECH : 1/50

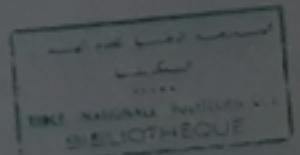


UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION Genie Civil
Projet de fin d'études

GARE INTERMODALE DE JIJEL

Proposé par
Kh.BENHADJ

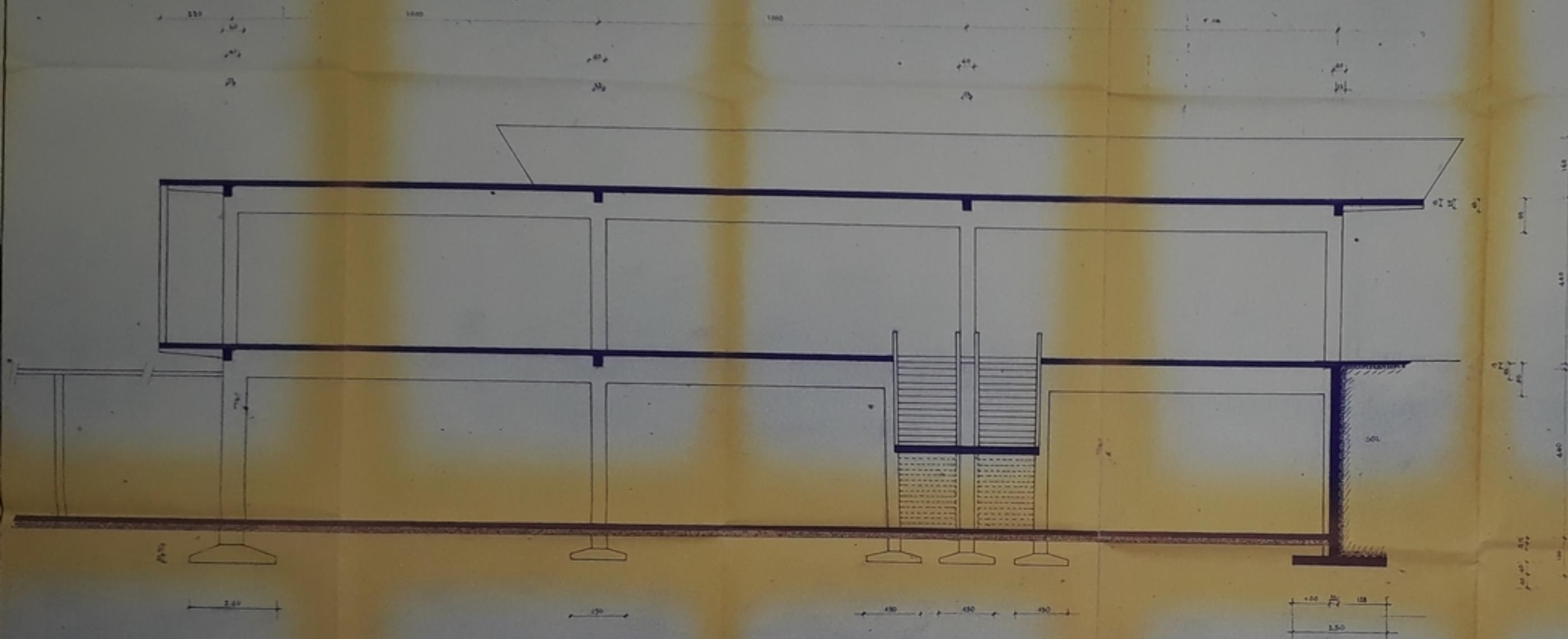


Etudié par
C.CHERHALI
M.TAHRACUI

Promotion de l'année 1977

AVANT-PROJET 'B'

COURS CO
ECH 1/50



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION GENEVE
Dessin : ...

GARE INTERMODALE DE JIJEL

KB BENHADJ

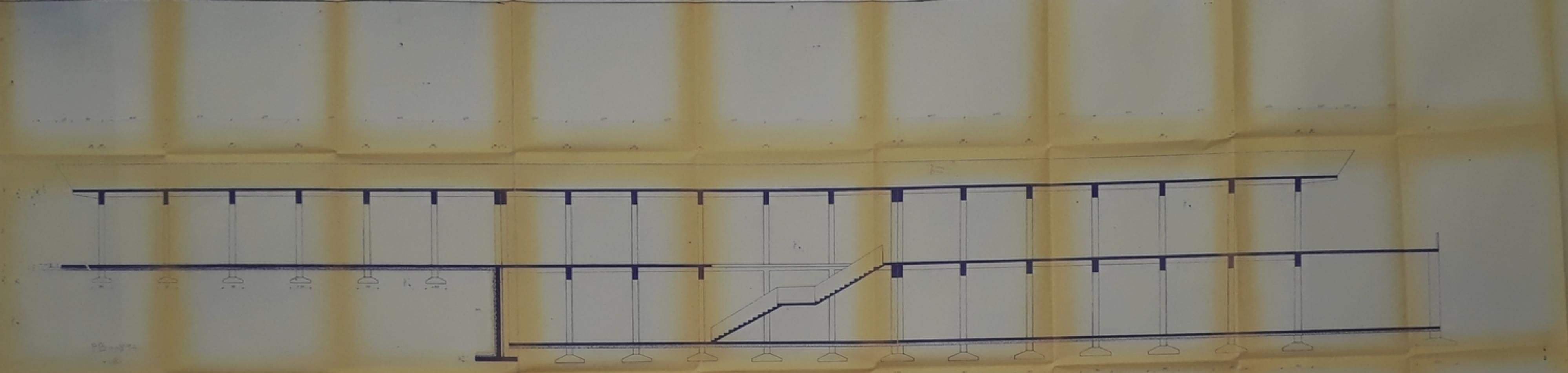
Etage C
C. CHERHALI
M. TAHRAOUI

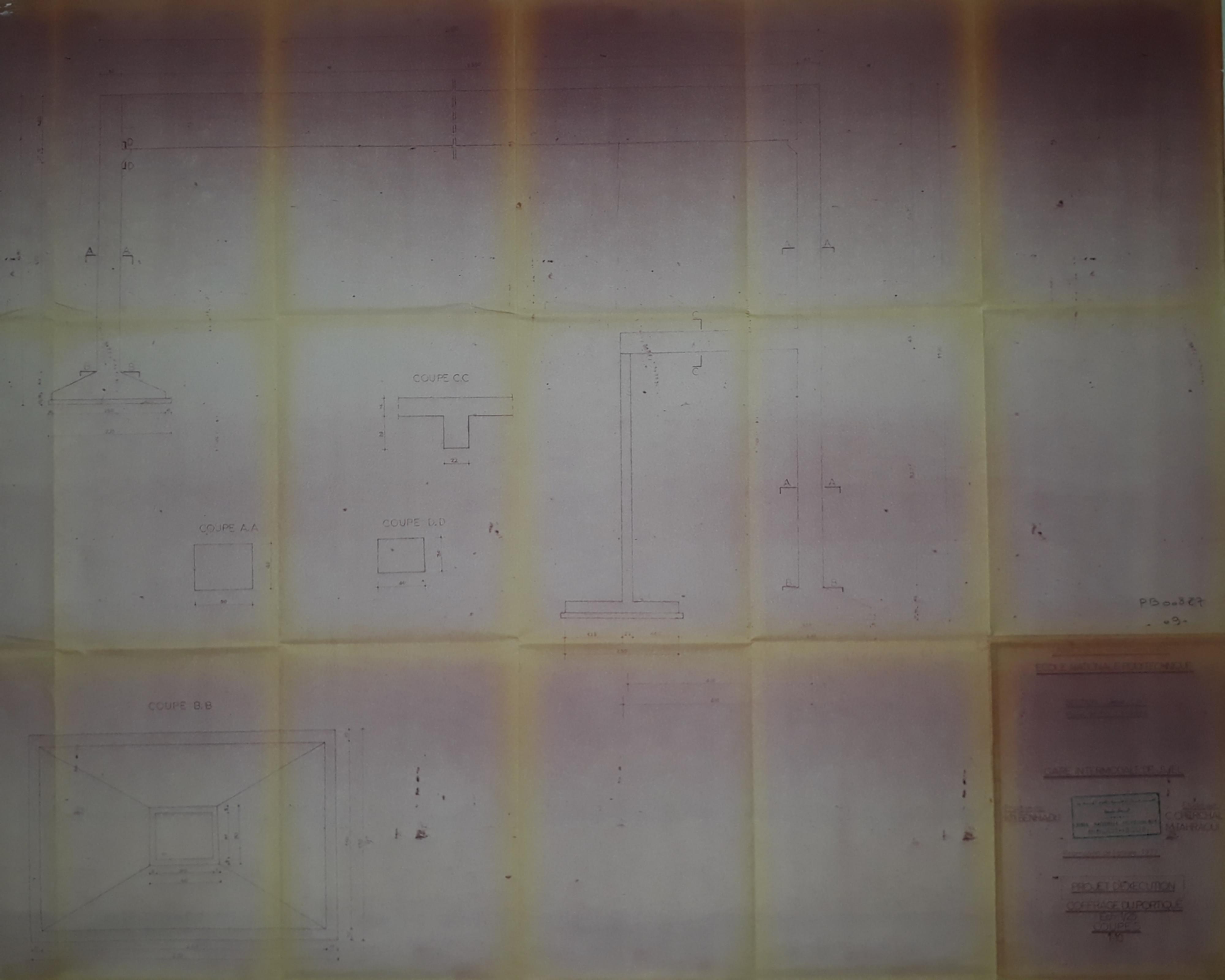
Photographie de dessin (1/2)

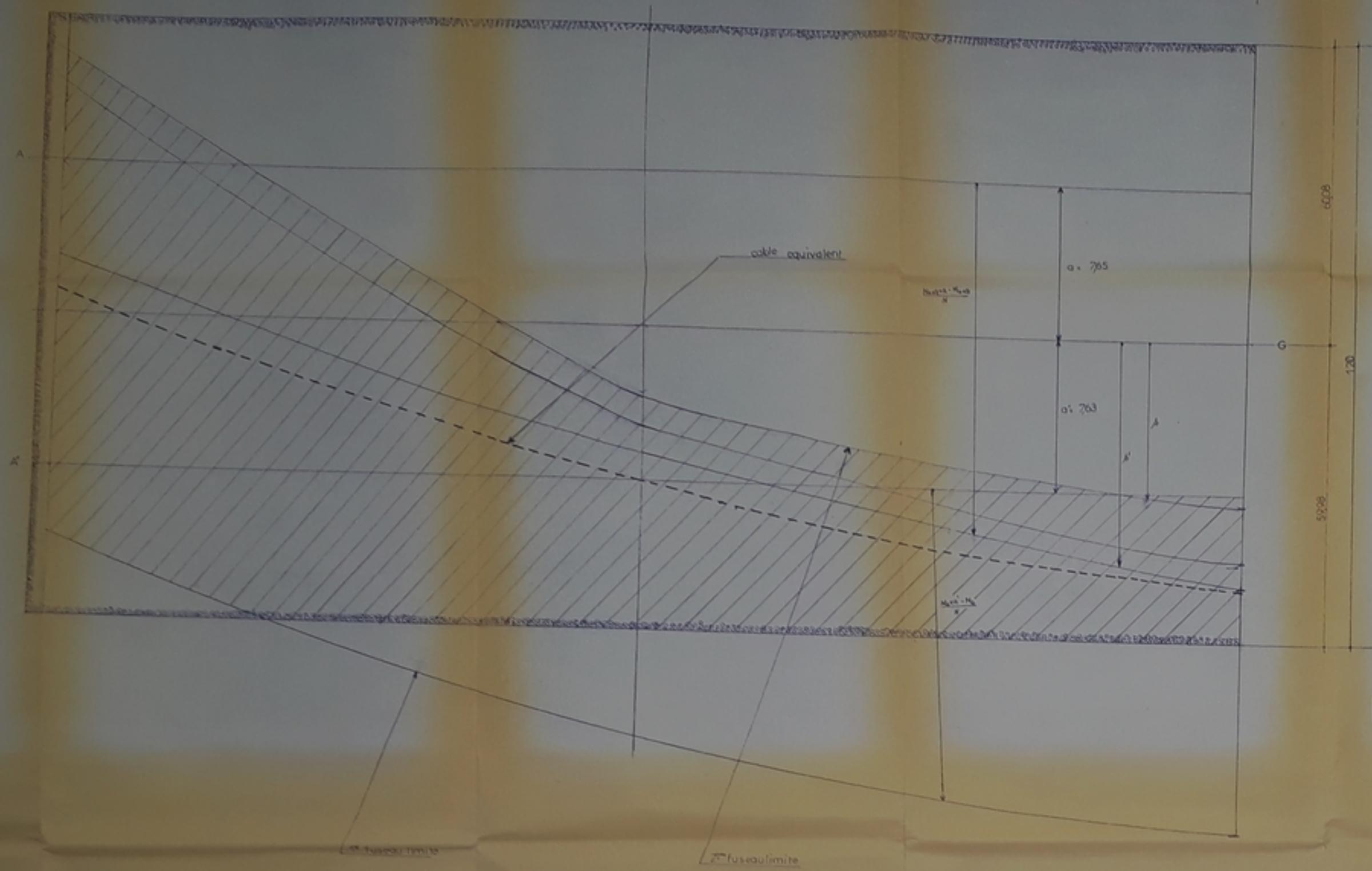
AVANT-PROJET A

Coupe C-C
Ech. 1/50

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BUREAU D'ÉTUDES
DÉPARTEMENT
CARS INTERMÉDIANTS
PROFESSEUR
LUCIE CHOROU
NIMHOU
AVANT-PROJET X
COURS 1964
1965

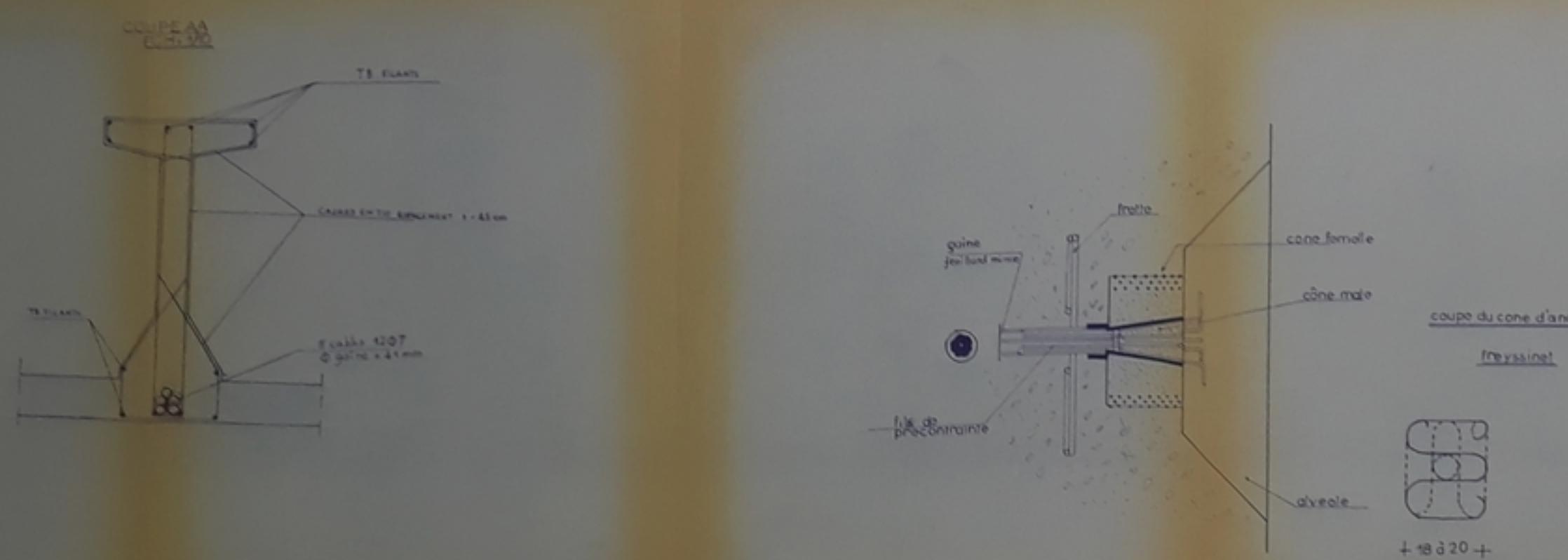






FUSEAUX LIMITES
ET
CABLE EQUIVALENT
ECH: 1/20
201001

PB=873
10



UNIVERSITÉ POLYTECHNIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION Générale
Plan de l'ensemble

GARE INTERMODALE DE JIJEL

Projet de
K. BENHADJ

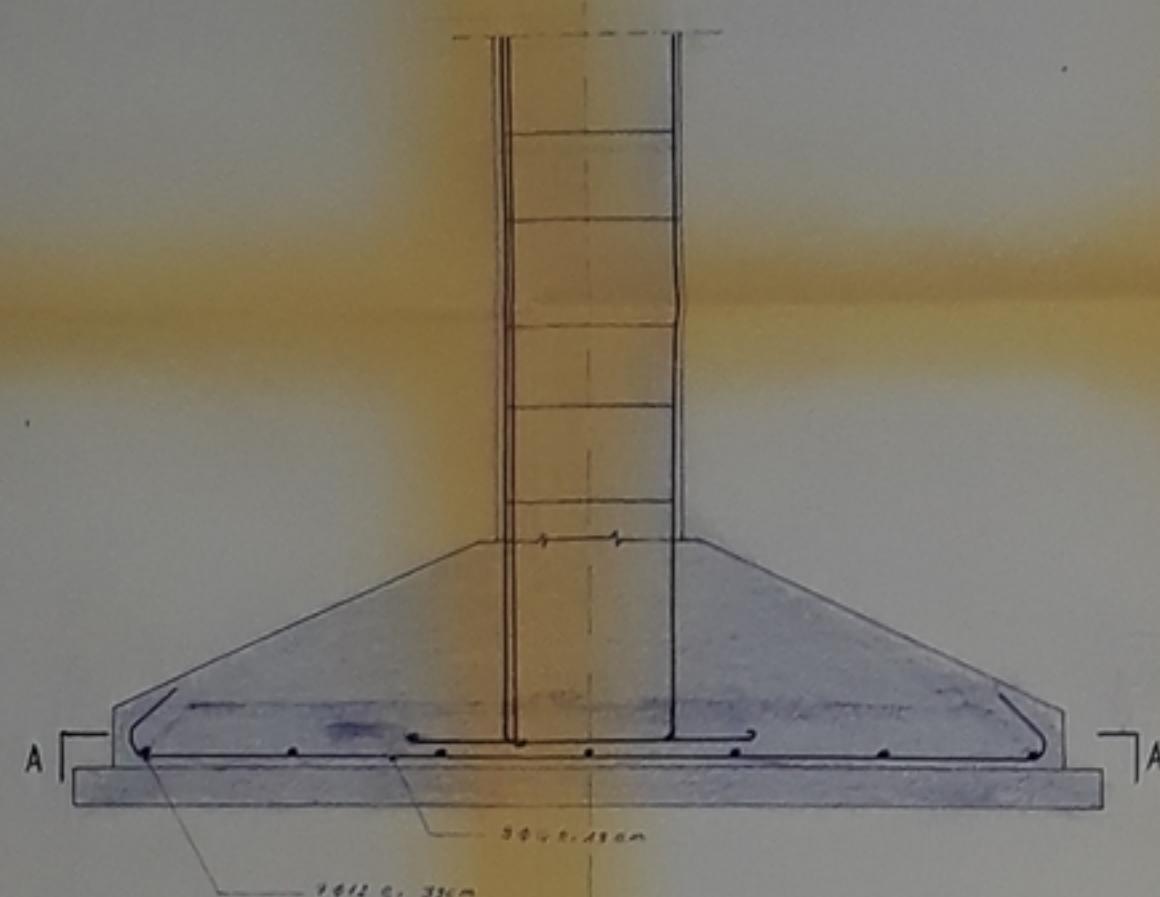
Etude
C. CHERCHALI
M. TAHRQUI

Projet de la gare intermodale de Jijel

PROJET D'EXÉCUTION
POUTRE PRÉCOMPRIMÉE
2410

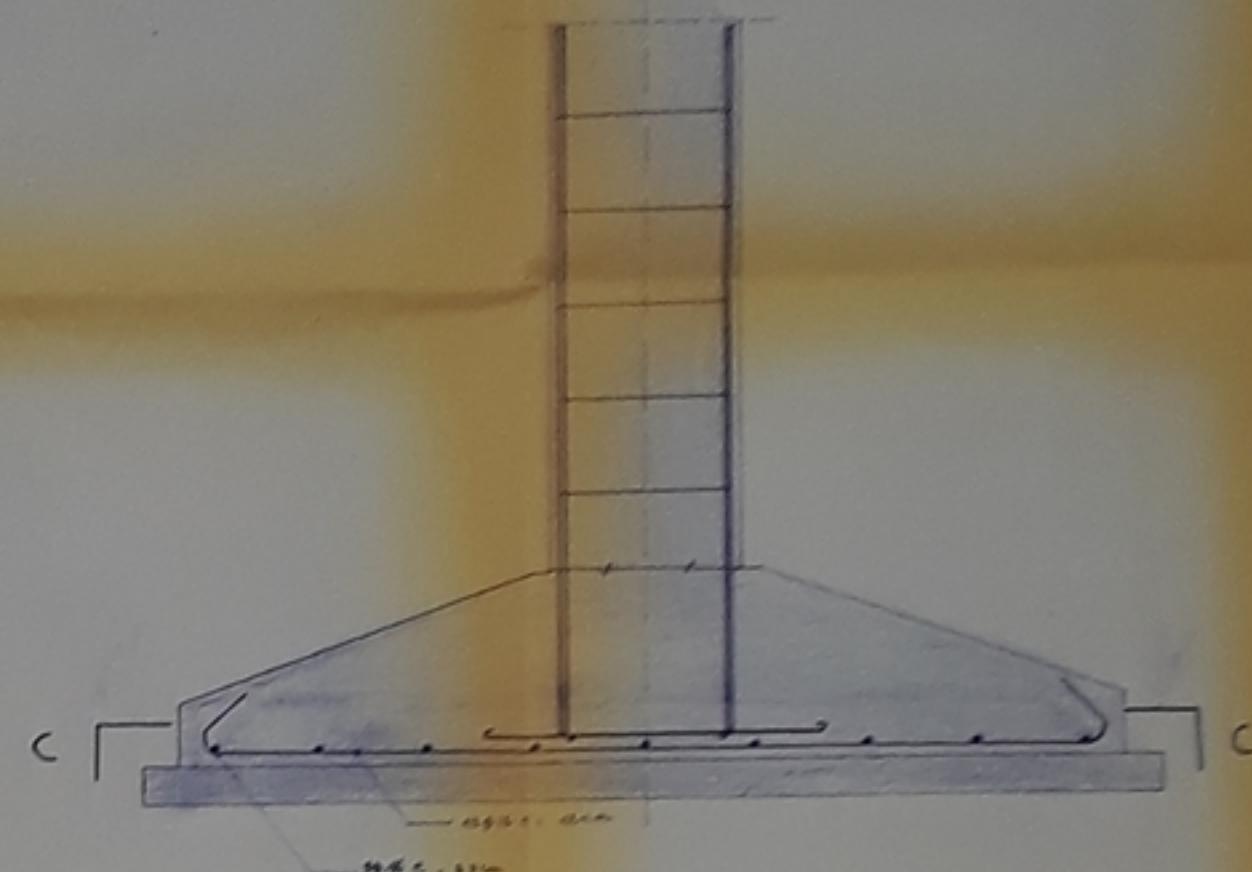
FONDATION SOUS POTEAU A/B

COUPE BB

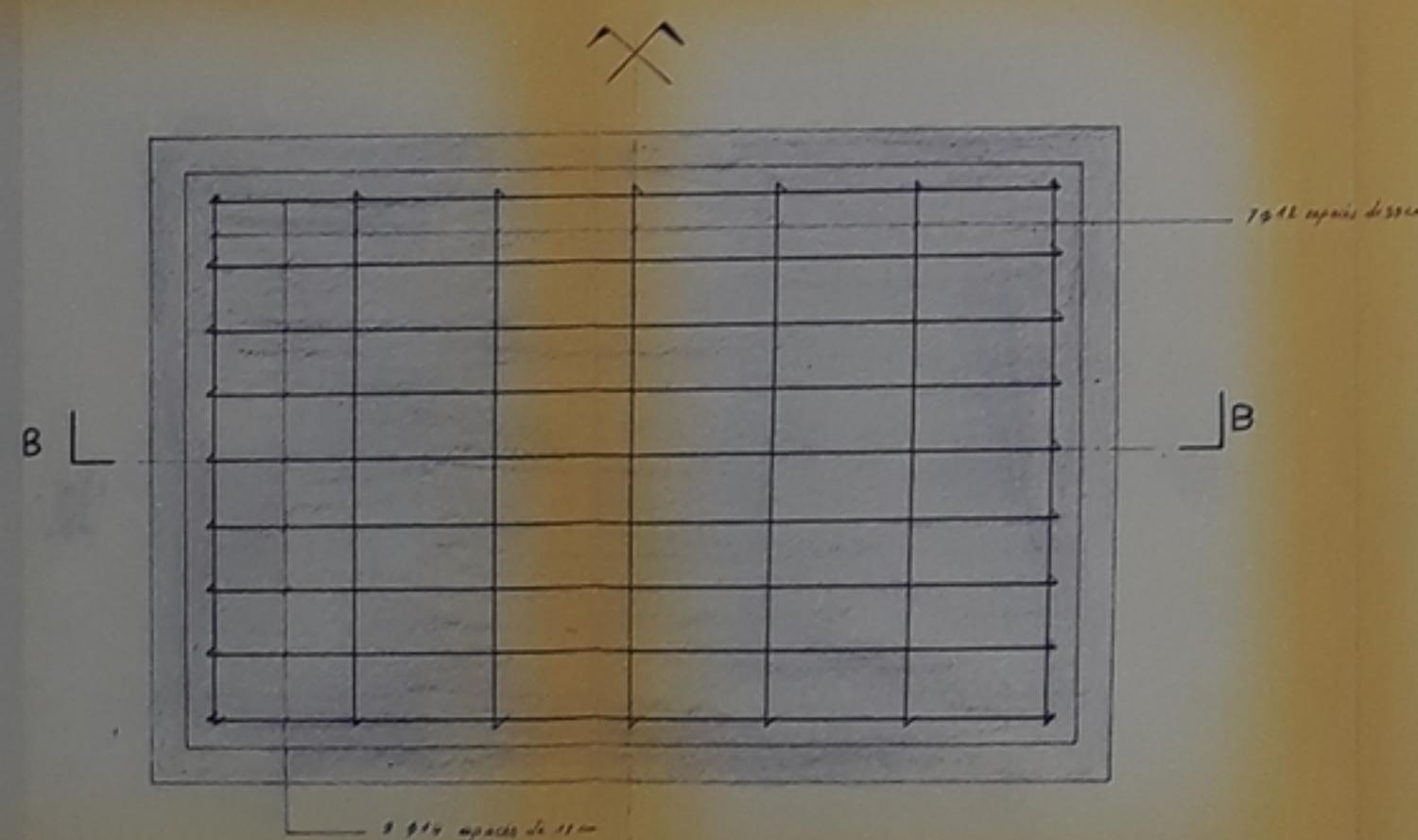


FONDATION SOUS POTEAU D/F

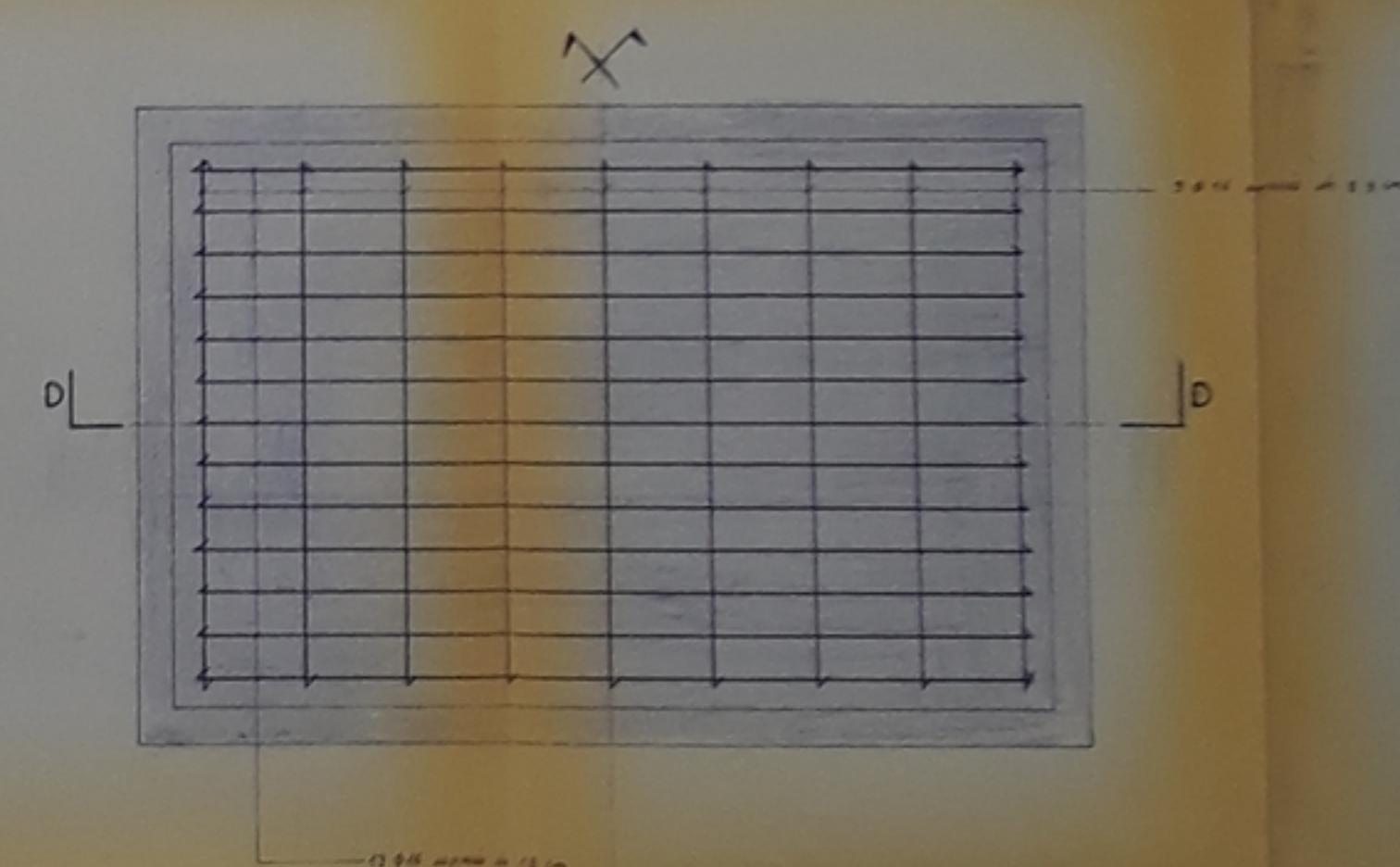
COUPE DD



COUPE AA



COUPE CC



P.B. 0022
11

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

SECTION Génie Civil
Dynamique des sols

CAMPUS INTERMODAIS DE JUJUY

M. BENHADJ

CHERIFIA
MAHMOUD

PROJET DE GÉOLOGIE

FONDACTIONS
Ech 1/10

