

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : G-C

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

LEX
6 PL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UNE PISCINE
COUVERTE

6 PLANCHES

Proposé Par :
S.E. CAUD

Etudié par :
ARKAB
BENZAIEZ

Dirigé par :
M^{le} DJILLALI BERKANE

PROMOTION : janvier 88

Département : Génie civil *الهندسة المدنية*
Promoteur M^r DJELLALI. BERKANE
Elève Ingénieur : ARKAB. Ali
BENZAIEZ. Kamel
تلميذ مهندس :
موجه :

الموضوع : دراسة لمسبح مغطى
الملخص : إن هذا المشروع يتناول دراسة و حساب العناصر المقاومة
لمسبح مغطى الذي سائبنىشأ في منطقة الأغواط
زيارة للمنطقة قليلة التلازل .
إن الهيكل مستقر و مزدوج (بنايات معدنية + البيتون)
السقف ذو بناء معدني و الأعمدة بالبيتون المسلح
الأركان المستعملة فهي من النوع الركائز المستقرة تحت الأعمدة

Sujet : ÉTUDE d'une PISCINE COUVERTE
Résumé : Ce present projet consiste en l'étude et le calcul des éléments
résistants d'une piscine couverte implantée à l'aghovat" zone à
faible sismicité (zone I).
La structure est auto-stable mixte (charpente + béton)
La toiture est assurée par une charpente métallique et les poteaux en
Béton armé.
Les semelles adaptées seront des semelles continues sous poteaux.

Subject : STUDY ON AN OLYMPIC SWIMMING POOL
Abstract : the following project is aimed at studying and calculating the firm elements
of an olympic swimming-pool which will be built in a weak seismic zone.
the structure is a mixed self-stable one (metal frame and reinforced
concrete) the roofing of a metal frame-work and stakes of reinforced
concrete the choosen soles will be continuous soles under stakes.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur: **M^{lle} DJILLALI-BERKANE**
pour toute son attention à l'égard de notre travail et pour tout les conseils utiles
qu'elle nous à donnés.

Nos remerciements vont également à **M^l BONNEVILLE** qui nous à
prodigué ses conseils dans l'élaboration de ce travail.

A Tous nos Maîtres de L'école Polytechnique D'EL-HARRACHE.
Au personnel de La BIBLIOTHEQUE de L'ENPA.

A mes parents
à mes frères et Soeurs, à toute la famille.
à mes collègues et amis
BENAZIEZ Kamel.

A toute ma famille
A mes amis et camarades de l'école
A la mémoire de mes grands parents
ARKAB Ali.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION 1

ETUDE du BLOC(A)

CALCUL de la CHARPENTE 3

ETUDE au VENT 3

CALCUL de la FERME 6

VERIFICATION DIVERS 17

ETUDE et CALCUL de la STRUCTURE

PRESENTATION 20

CONTRAINTES ADMISSIBLES 21

CALCUL des ELEMENTS (escaliers et gradins) 24

ETUDE DYNAMIQUE du BLOC 35

ETUDE au SIESME 38

CALCUL des SOLLICITATIONS 41

SUPERPOSITION des EFFORTS 50

FERRAILLAGE des poteaux 53

FERRAILLAGE des poutres 58

ETUDE du BLOC(B)

CHARGES et SURCHARGES 62

ETUDE DYNAMIQUE 63

ETUDE au VENT 64

CALCUL des SOLLICITATIONS 66

FERRAILLAGE des poteaux 69

FERRAILLAGE de la Dalle 70

FONDATIONS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

| | |
|--------------------------|----|
| ETUDE du SOL | 72 |
| CONTRAINTES ADMISSIBLES | 73 |
| PRINCIPE de CALCUL | 74 |
| FERRAILLAGE des SEMELLES | 75 |

ETUDE du BASSIN

| | |
|--|-----|
| GENERALITES SUR L'OUVRAGE | 84 |
| CONCEPTION et DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES | 85 |
| EFFETS à PRENDRE en COMPTE | 88 |
| CARACTÉRISTIQUES MECANIQUE des MATERIAUX | 86 |
| CALCUL des PAROIS | 90 |
| CALCUL du RADIER | 94 |
| CALCUL de la GALERIE | 100 |
| BIBLIOGRAPHIE | 104 |

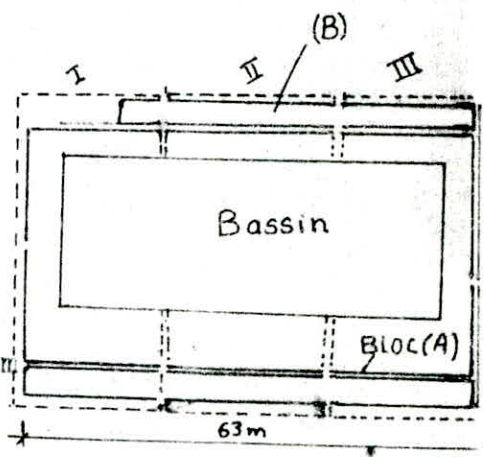
PRESENTATION

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une piscine couverte implantée à LAGHOUAT zone de faible sismicité (ZONE I).

- L'ouvrage est constitué :
- d'un bloc intérieur (A) 60x33 m.
 - d'un passage extérieur (B) l=2,8 m.
 - d'un bassin 20x50 m .

La toiture du bloc (A) est en charpente métallique dont la résistance est assurée par des fermes de portée, 33,37 m

Les poteaux, poutres, gradins sont en béton armé.



Le passage extérieur est une structure en béton armé à (R+1) de hauteur totale 9 m, munie d'une acrotère de hauteur 3,6 m. Dans le sens longitudinal, les deux blocs (A) et (B) sont munis de deux joints de dilatations et d'un seul joint dans le sens transverse

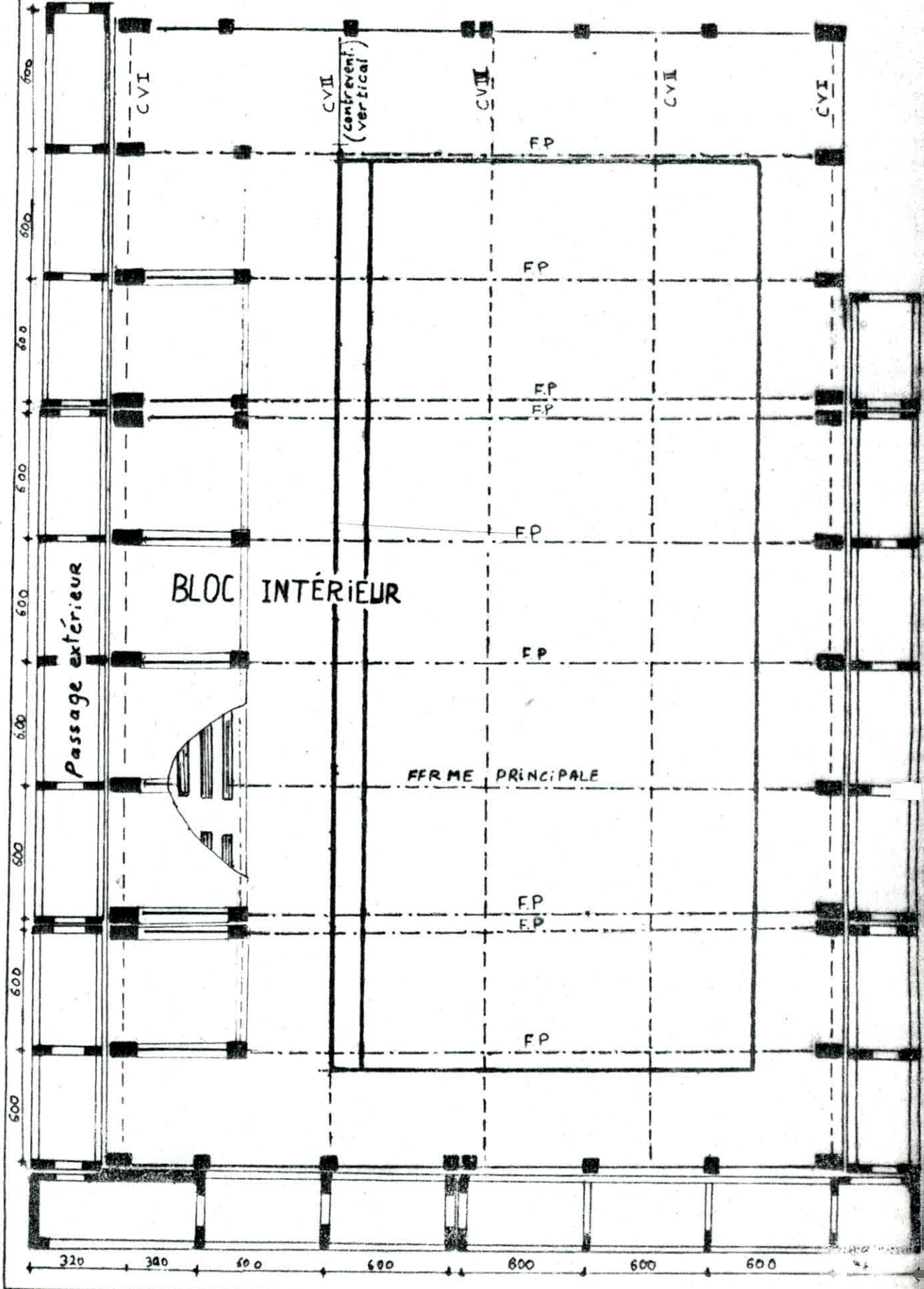
BASE de CALCUL

La charpente sera calculée conformément aux règles CM 66 en vigueur. Les poteaux, poutres, semelles seront calculés suivant les règles CCBA 68/70 et les règles de la RPA 81.

La piscine sera calculée conformément aux prescriptions du " CAHIER DE CHARGE " relatif à la construction des réservoirs et cuve en béton armé, notamment des règles de CCBA 68/70.

NB: Vu la symetrie de la structure; l'etude sera faite sur la partie (II) de l'ouvrage (bloc intérieur et extérieur).

PLAN "RDC"



CALCUL de la CHARPENTE

descente de charge:

les charges dues aux poids propre de la couverture et de la charpente sont:

| | |
|---|---------------------------------|
| charpente (fermes + pannes + contreventement) | 50 kg/m ² |
| tôle trapezoidale | 15 kg/m ² |
| isolation { 1 papier goudronné pexalumin + 1x EAC | - - - - - 20 kg/m ² |
| 2 papiers " 365 + 2x EAC | |
| Mousse phénolique ou laine de verre | |
| Faux plafond | 20 kg/m ² |
| Installation divers | 15 kg/m ² |
| | <u>g = 120 kg/m²</u> |
| Surcharge (terrasse inaccessible) | p = 100 kg/m ² |
| Surcharge de sable | s = 20 kg/m ² |

etude au vent

la pression exercée par le vent sur une paroi est donnée dans les règles "neige et vent" par la formule:

$$V_n = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot C$$

où q_H: pression dynamique exercée au niveau H; donnée par la formule

$$q_H = \frac{2,5 (H + 18)}{H + 60} q_{10}$$

q₁₀: pression dynamique de base fonction de lieu de l'ouvrage q₁₀ = 70 kg/m² (region II)

$$q_H \approx q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 \text{ (H=10m)}$$

K_s: est le coefficient de site: site normal → K_s = 1

K_m: est le coefficient qui tient compte de l'effet de masque; Le bloc n'étant pas abrité complètement → K_m = 1

δ: coefficient qui tient compte des dimensions de la surface sollicitée et de la hauteur (H) (donné dans le graphe NV 65) → δ = 0.74.

C: coefficients qui tient compte des effets statiques.

$$C = C_e - C_i$$

C_e: coefficient des actions extérieurs.

C_i: coefficient des actions intérieurs.

C_e et C_i: dépendent des coefficients γ₀ et α (angle de la toiture)

γ₀: facteur qui dépend des rapports de dimension λ_a et λ_b.

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{12,3}{60} = 0,205 \quad ; \quad \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{12,3}{33} = 0,373$$

γ_0 : tiré dans le graphique

- Vent \perp à la grande face $\Rightarrow \gamma_0 = 0,92$

- " \perp à la petite face $\Rightarrow \gamma_0 = 0,85$.

a) Action Extérieure : C_e

vent normal aux génératrices

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 2,86^\circ \\ \gamma_0 = 0,92 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} C_e = -0,37 \quad (\text{pour la paroi au vent}) \\ C_e = -0,32 \quad (\text{pour la paroi sous vent}) \end{array}$$

b) Action Intérieure : C_i

dans le cas de surpression:

$$C_i \text{ est donné par : } C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$$

$$\text{Vent } \perp \text{ à la grande face } \gamma_0 = 0,92 \rightarrow C_i = 0,36$$

$$\text{" " " petite " } \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow C_i = 0,42$$

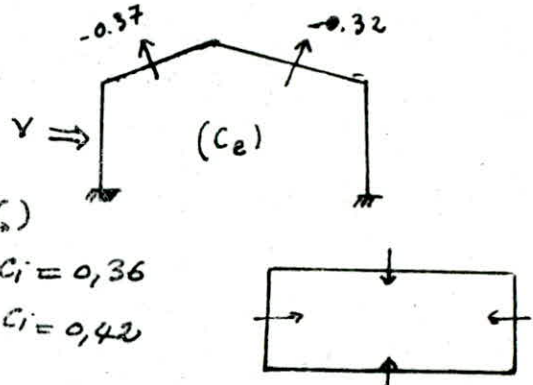
dans le cas de dépression:

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

$$\text{vent } \perp \text{ à la grande face } \gamma_0 = 0,92 \Rightarrow C_i = -0,24$$

$$\text{" " " petite face } \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow C_i = -0,2$$

Les résultats trouvés seront groupés dans le tableau ci dessous



| Coef. | face | |
|-------------|----------------|---------------|
| | au vent | sous vent |
| C_e | -0,37 | -0,32 |
| C_i | 0,36 | 0,36 |
| $C_e - C_i$ | -0,24 | -0,24 |
| | -0,73 ou -0,13 | -0,68 ou -0,8 |
| C_e | -0,28 | -0,28 |
| C_i | 0,42 | 0,42 |
| | -0,2 | -0,2 |
| $C_e - C_i$ | -0,7 | -0,7 |
| | -0,08 | -0,08 |

on en déduit pour la toiture : $C_{max} = -0,73$.

$$C_{min} = -0,08.$$

la pression dynamique V_n aura pour valeur : $V_n = q_H K_s K_m \delta C = 38 \text{ kg/m}^2$

$$\text{ou } V_n(\text{min}) = -0,08 \times 70 \times 0,74 = 4,2 \text{ kg/m}^2 \uparrow$$

combinaison des charges et surcharges

Les vérifications de la stabilité d'ensemble et de la résistance des différents éléments doivent être effectuées pour le cas du service normale en considérant les combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges majorées, les combinaisons sont les suivantes: (CM66 article 1,23).

$$1 \text{ à } 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P (4) = 310 \text{ kg/m}^2 (1) \\ \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S (4) = 190 \text{ kg/m}^2 (2) \end{array} \right. \quad \frac{3}{2} V_n (4) - G = -63 \text{ kg/m}^2 (3)$$

$$2 \text{ à } 2 \quad \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P+S) = 330 \text{ kg/m}^2 (4)$$

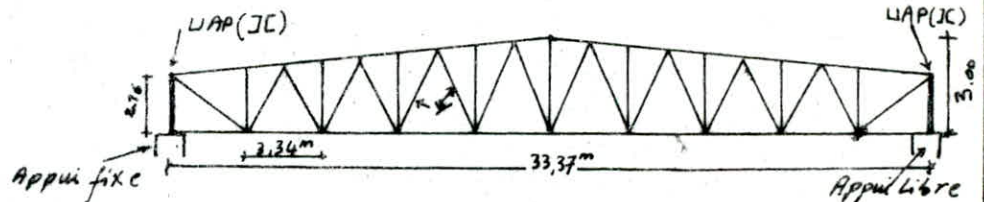
conclusion: la combinaison 4 est la plus défavorable, la valeur prise pour la vérification à la résistance est $q = 330 \text{ kg/m}^2$.

La charge q / ml qui revient à la ferme est $q' = q \times 6 = 1,98 \text{ t/ml}$

ETUDE DE LA FERME

les Éléments de la ferme sont constitués par des barres en double cornières sauf pour les barres des Extrémités où on a des Montants en double UAP comme l'indique le schéma ci-dessous :

Les Liaisons entre les barres au niveau des noeuds sont assurées par des Soudures entre ces barres et des goussets.



La grande portée de la ferme nous impose de disposer des joints de montage au Niveau de la membrure supérieure et inférieure.

la liaison poteau ferme s'effectue par boulonage entre la platine et les Boulons d'ancrage (ancrés dans les poteaux de la structure) .

Pour permettre à la ferme de se dilater librement sous l'effet de variation de température on dispose à l'extrémité droite un appui libre.

calcul des efforts

étude cinématique:

On détermine la valeur L qui représente le nombre de degré de liberté

$$L = 3b - 2r - l \quad \text{où} \quad \begin{aligned} b &= \text{nombre de barres} = 57 \\ r &= \text{nombre de liaisons} = 84 \\ l &= \text{nombre de liaisons Extérieurs} = 3 \end{aligned}$$

$L = 0$ donc le système est isostatique

méthode de calcul:

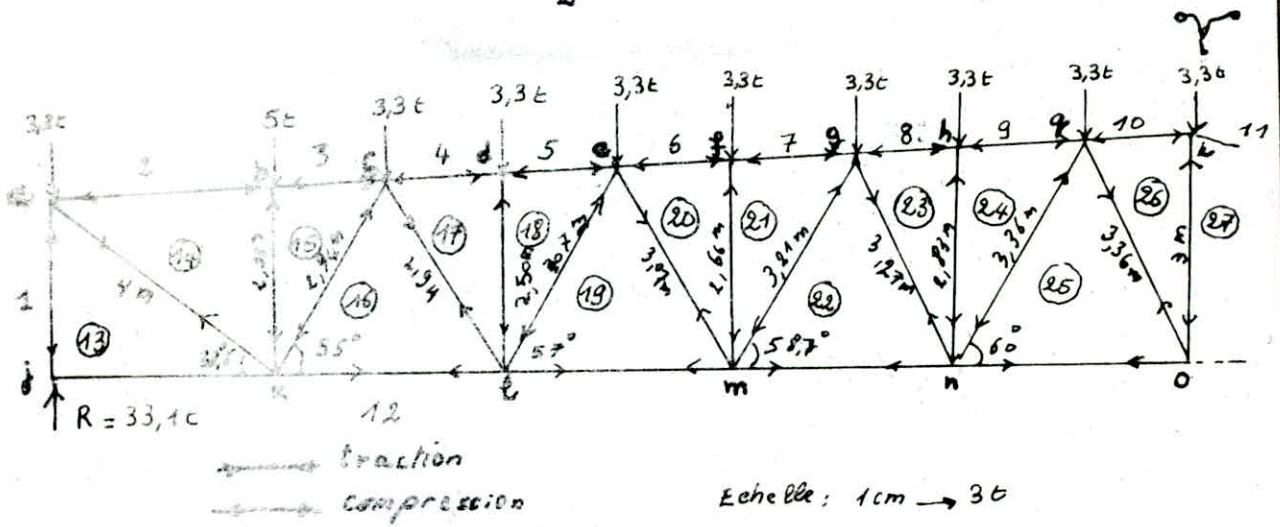
La méthode utilisée pour la détermination des efforts dans les éléments de la ferme est la méthode de Crémone qui est une méthode graphique.

principe de la méthode:

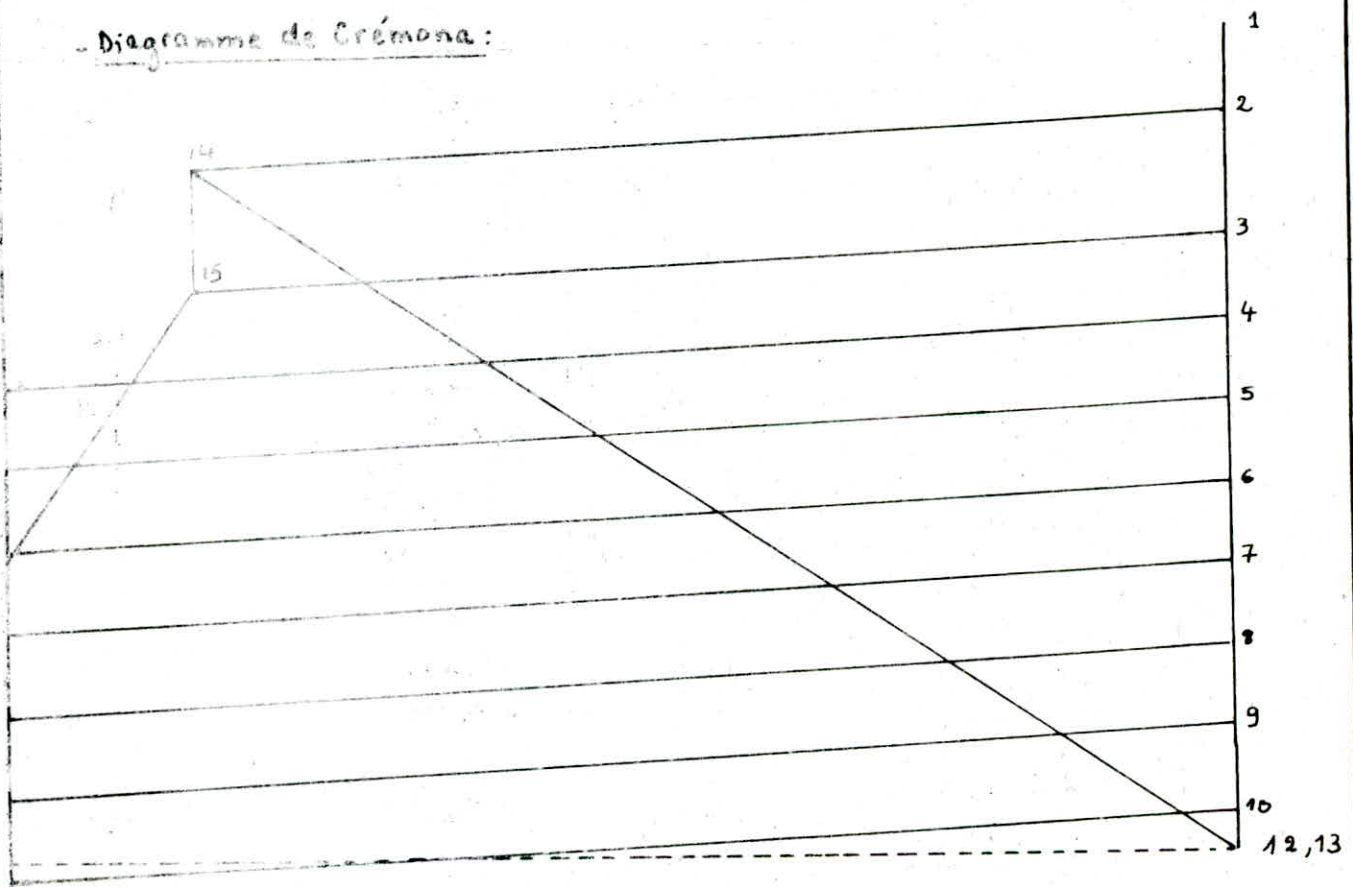
- On trace le diagramme des Efforts Extérieurs et réactions d'appuis.
- On détermine le diagramme des Efforts Internes en se basant sur l'équilibre des Noeuds.

l'effort N qui revient à chaque noeud est $N_c = q \times \frac{33,37}{10 \times 2} = 3,3t$

pour le Noeud b : $N = N_c \times \frac{3}{2} = 5t$



- Diagramme de Crémona :



Les efforts sollicitant les barres seront déterminés à partir du diagramme précédent en respectant l'échelle choisie :

| | | | | | | | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|--|
| Barre | j-k | k-l | l-m | m-n | n-o | | | | | |
| Effort (t) | 0 | 57 | 78,6 | 89,4 | 94 | | | | | |
| Barre | a-b | b-c | c-d | d-e | e-f | f-g | g-h | h-i | i-j | |
| Effort (t) | -44,1 | -44,1 | -69,3 | -69,3 | -85,8 | -85,8 | -94,8 | -94,8 | -90 | |
| Barre | a-k | k-c | c-l | l-e | e-m | m-g | g-n | n-q | q-o | |
| Effort (t) | 49,5 | -27,6 | 24,6 | -18 | 12,3 | -8,1 | 3,9 | -0,1 | 3,6 | |
| Barre | a-j | b-k | d-l | f-m | h-n | i-o | | | | |
| Effort (t) | -33,1 | -5 | -3,3 | -3,3 | -3,3 | -3,3 | | | | |

(- compression)
(+ traction)

dimensionnement des éléments de la ferme

Les Barres de la ferme sont soumises soit à la compression soit à la traction :

- Pour les éléments soumis à la traction :

La vérification de la sécurité se traduit par : $\sigma \leq \sigma_e$ [CM 66 article 1,311]
avec $\sigma = \frac{N'}{S}$ N' = Effort de traction S : section de la Barre.

- Pour les éléments soumis à la compression :

La vérification de la sécurité se traduit par : $k \sigma \leq \sigma_e$ (CM 66 article 3,411).

k : coefficient de flambement tiré de tableau (CM 66 page 211) en fonction de λ en limitant l'élanement λ à 150.

Extraits : (membrures inférieures).

| | | | | | |
|--------|-----|-----|------|------|-----|
| barre | j-k | k-l | l-m | m-n | n-o |
| Effort | 0 | 57 | 78,6 | 89,4 | 94 |

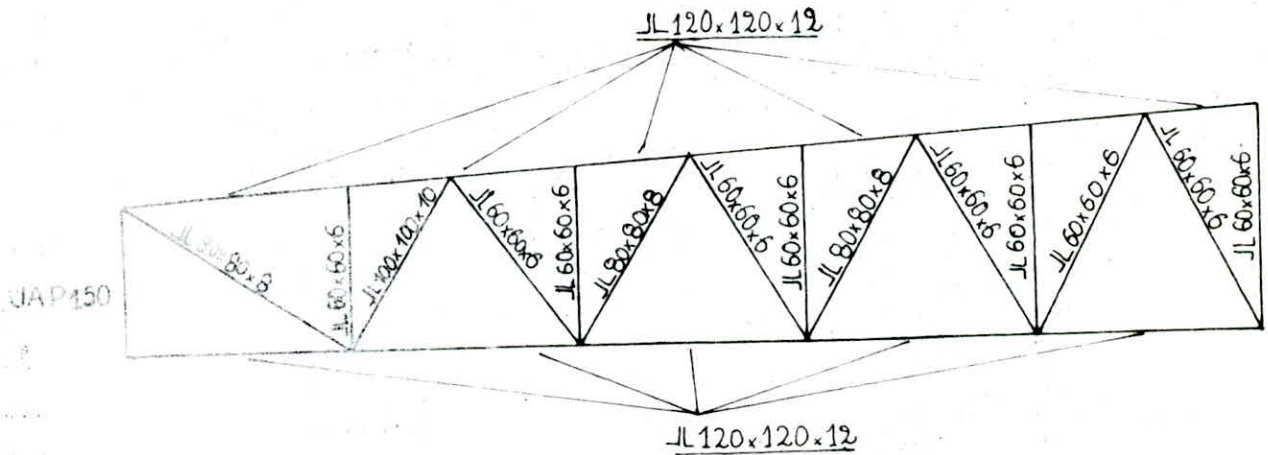
$$l = 3,33 \text{ m.}$$

Effort max de traction = 94 t.

diagonales inclinées

les résultats trouvés seront regroupés dans le tableau ci dessous :

| Série | traction | | | | | compression | | | | |
|-------|----------|-------|------------|--|-----------|---------------|----------------------|-----------|----------|-----------------|
| | l (m) | N (t) | JL choisi | $\sigma = \frac{N}{S}$ (kg/cm ²) | λ | JL choisi | S (cm ²) | λ | κ | $\kappa \sigma$ |
| ak | 4 | 49,5 | JL 80x80x8 | 2017 | 131,9 | / | / | / | / | / |
| cl | 2,94 | 21,6 | JL 60x60x6 | 1562,9 | 147,5 | / | / | / | / | / |
| em | 3,36 | 12,3 | JL 60x60x6 | 890 | 78,9 | / | / | / | / | / |
| kc | 2,94 | -27,6 | / | / | / | JL 100x100x10 | 39 | 78,9 | 1,436 | 1015,5 |
| el | 3,07 | -18 | / | / | / | JL 80x80x8 | 24,54 | 98,8 | 1,86 | 1364,3 |
| mg | 3,21 | -8,1 | / | / | / | JL 60x60x6 | 13,82 | 141 | 3,294 | 1930 |



CALCUL DES PANNES:

Les pannes sont calculées à la flexion simple car l'angle d'inclinaison est petit ($\alpha = 2,96^\circ$); Les pannes sont supposées articulées aux Appuis (ferme) Étant donné que leurs portées sont de 6 m.

charges et surcharges:

| | | |
|-------------------------|-----------------------|----------------|
| tôle trapézoïdale | 15 kg/m ² | → 25 kg/ml |
| isolation et étanchéité | 20 kg/m ² | → 33,4 kg/ml |
| pois propre | 20,4 kg/ml | (IPE 120) |
| surcharge | 100 kg/m ² | → 166,85 kg/ml |

combinaison des charges et surcharges:

$$G \downarrow : 68,8 \text{ kg/ml}$$

$$S \downarrow : 33,37 \text{ kg/ml}$$

$$P \downarrow : 166,8 \text{ kg/ml}$$

$$V \uparrow : 66,74 \text{ kg/ml}$$

$$1 \text{ à } 1 : \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 342 \text{ kg/ml} = q_1$$

$$2 \text{ à } 2 : \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P+S) = 375,37 \text{ kg/ml} = q_2$$

$$\frac{3}{2} V - G = 31,31 \text{ kg/ml} = q_3$$

$$\max(q_1, q_2, q_3) = q_2 = 375,37 \text{ kg/ml}$$

Moment entravés $M_0 = q_2 \frac{l^2}{8} = 1689,2 \text{ kg m}$

condition de résistance : $\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_e \Rightarrow W \geq \frac{M}{\sigma_e} = 70,38 \text{ cm}^3$

soit IPE 140 $W_{IPE} = 77,3 \text{ cm}^3$ (vérifié)

il n'y a pas crainte au déversement de la panne étant donné que la panne est liée à la couverture.

Vérification à l'effort tranchant:

on doit vérifier $\tau \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{1,54}$ (CM 66 article 1,313)

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 1126,41 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{A_a}$$

$$A_a = \text{section d'âme}$$

$$\bar{\tau} = \frac{T}{a R_s} = 139,8 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558,44 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la flèche:

la flèche au milieu d'une poutre chargée uniformément est donnée dans l'annexe 13,93 CM 66:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I}$$

$$f \leq \bar{f} = \frac{f}{200} \text{ (CM 66 art 5,253)}: f = 0,05 \text{ cm} < \bar{f} = 3,0 \text{ cm.}$$

calcul des liaisons Goussets-Barres

Les liaisons entre les goussets et Les barres sont assurées par cordons de soudures disposés à chaque extrémité de la barre.

La longueur de chaque cordon de soudure est déterminée en appliquant Les règles CM66 (article 4, 312).

$$\frac{f}{0.75 l_c \alpha} \leq \sigma_e \quad (\text{cordons latéraux})$$

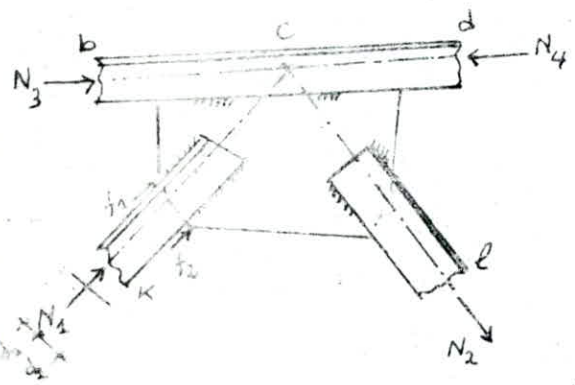
$$l = l_c + 2a$$

avec: f = effort axial revenant au cordon

l_c : Longueur théorique de cordon.

a : épaisseur de cordon

α : fonction de (a) donné dans CM66 p 132



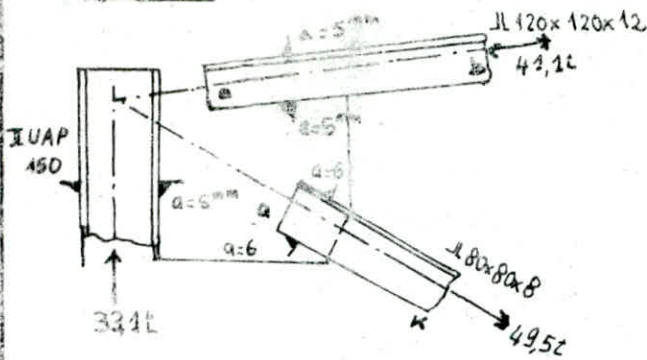
• si L'on veut que Le centre de gravité des cordons coïncide avec celui de La cornière, Les moments statiques des deux cordons calculés par rapport à xx (Centre de gravité de La cornière) doivent être égaux.

$$f_1 d_1 = f_2 d_2 \quad (d_1; d_2 \text{ donnés pour chaque type de cornière})$$

$$f_1 + f_2 = N_2 \quad \Rightarrow \quad f_2 = N_2 / (1 + d_2/d_1) \quad \text{et} \quad f_1 = N_2 - f_2$$

- Les cordons de soudure reliant Le gousset à La membrure sont calculés a une force égale à $(N_3 - N_4)$.
- Le calcul des efforts se fait sur un système statique où Les barres sont représentées par l'axe des centres de gravité des sections. Ces Axes sont considérés tous convergents dans Les noeuds.
- La forme en plan du gousset étant connue aussi bien que Les cordons de soudure qui attachent Les barres, Le seul élément Inconnu du noeud reste l'épaisseur.
Comme on doit donner La même épaisseur à tout Les goussets d'une forme, l'épaisseur retenue sera celle du gousset le plus sollicité, Le gousset de la diagonale près de l'appui.

$$45^\circ < N_1 < 49.5t < 75^\circ \text{ (barre } \alpha k) \rightarrow e = 12 \text{ cm.}$$

Noeud a:

$$\text{barre ab: } F(1L) = \frac{42,1}{2} = 20,55t$$

$$d_1 = 3,4 \text{ cm} \rightarrow f_1 = 14,7t$$

$$d_2 = 8,6 \text{ cm} \rightarrow f_2 = 5,8t$$

$$l_{1t} \geq \frac{f_1}{0,75 a \alpha \sigma_c} = \frac{14,7 \times 10^3}{0,75 \cdot 4,8 \times 24} = 170 \text{ mm}$$

$$l_{2t} \geq \frac{f_2}{0,75 a \alpha \sigma_c} = 80 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_{1t} + 2a \approx 18 \text{ cm} \quad ; \quad l_2 = l_{2t} + 2a = 9 \text{ cm}$$

$$\text{barre ak: } F(1L) = 24,75t$$

$$d_1 = 2,26 \text{ cm} \rightarrow f_1 = 17,75t$$

$$d_2 = 5,74 \text{ cm} \rightarrow f_2 = 7t$$

$$a = 6 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 5,6 \text{ mm}$$

$$l_{1t} \geq \frac{f_1}{0,75 a \alpha \sigma_c} = 176 \text{ cm} \rightarrow l_1 = l_{1t} + 2a \approx 20 \text{ cm}$$

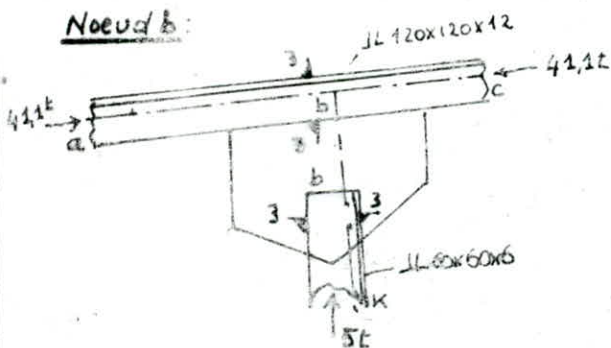
$$l_{2t} \geq \frac{f_2}{0,75 a \alpha \sigma_c} = 69,5 \text{ cm} \rightarrow l_2 = l_{2t} + 2a \approx 8 \text{ cm}$$

$$\text{barre aj: } F(1J) = 16,55t$$

$$d_1 = d_2 = 7,5 \text{ cm} \rightarrow f_1 = f_2 = 8,28t$$

$$l_{1t} = l_{2t} \geq \frac{f_1}{0,85 a \alpha \sigma_c} \quad (\text{corolons frontaux})$$

$$l_{1t} = l_{2t} = \frac{8,28 \times 10^3}{0,85 \cdot 4,8 \times 24} = 84,5 \text{ mm} \rightarrow l_1 = l_2 = l_{1t} + 2a \approx 10 \text{ cm}$$

Noeud b:

$$\text{barre bk: } F(1L) = 2,5t$$

$$d_1 = 2,69 \text{ cm} \rightarrow f_1 = 1,8t \quad \left. \begin{array}{l} l_{1t} = 33,5 \text{ mm} \\ l_{2t} = 13 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$d_2 = 4,31 \text{ cm} \rightarrow f_2 = 0,7t$$

$$a = 3 \text{ mm} \quad a \alpha = 3 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_{1t} + 2a \approx 5 \text{ cm} \quad l_2 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{barre (bc + ba):}$$

$$N = 5t \quad (\text{effort frontal})$$

$$d_1 = 2,5 \text{ cm} \rightarrow f_1 = 2,5/2 t \rightarrow l_{1t} \geq f_{1t} / (0,85 \times 3 \times 24) = 41,2 \text{ cm} \rightarrow l_1 \approx 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ cm} \rightarrow f_2 = 2,5/2 t \rightarrow l_{2t} \geq f_{2t} / (0,85 \times 3 \times 24) = 40,1/2 \text{ mm} \rightarrow l_2 \approx 3 \text{ cm}$$

$$a = a \alpha = 3 \text{ mm}$$

Les longueurs des autres cordons seront regroupés dans le tableau ci dessous:

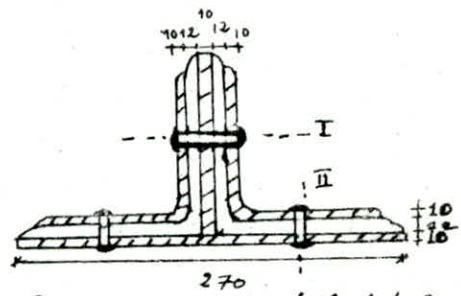
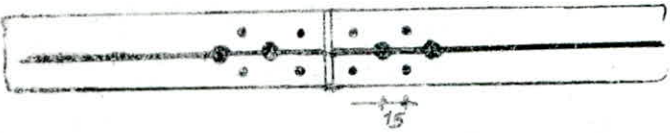
| Nœud | Barre | Cordon | $\frac{a_i}{l_i}$ (t) | α_i (mm) | l_i (cm) | l (cm) |
|------------|------------|--------|-----------------------|-----------------|------------|----------|
| a | ab | 1 | 74,7 | 5 | 27 | 18 |
| | | 2 | 5,8 | 5 | 8 | 10 |
| | ak (ka) | 1 | 17,75 | 6 | 18 | 20 |
| | | 2 | 7 | 6 | 7 | 8 |
| | aj (ja) | 1 | 8,3 | 5 | 8,5 | 10 |
| 2 | 8,3 | 5 | 8,5 | 10 | | |
| b | bc +ba | 1 | 1,75 | 3 | 2 | 5 |
| | | 2 | 1,75 | 3 | 2 | 5 |
| | bk (kb) | 1 | 1,8 | 3 | 3,4 | 5 |
| 2 | 0,7 | 3 | 1,3 | 5 | | |
| c | cb +cd | 1 | 10,1 | 6 | 10,2 | 12 |
| | | 2 | 4 | 6 | 3,8 | 5 |
| | ck (kc) | 1 | 9,9 | 5 | 11,5 | 12 |
| | | 2 | 3,9 | 5 | 5 | 8 |
| cl (lc) | 1 | 7,76 | 5 | 9 | 10 | |
| | 2 | 3,04 | 5 | 4 | 5 | |
| d | dc (cd) | 1 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | | 2 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | de (ed) | 1 | 1,15 | 3 | 2 | 5 |
| | | 2 | 0,5 | 3 | 1 | 5 |
| e | ed +ef | 1 | 6 | 3 | 11,3 | 12 |
| | | 2 | 2,3 | 3 | 4,3 | 5 |
| | el (le) | 1 | 6,46 | 3 | 10,0 | 12 |
| | | 2 | 2,54 | 3 | 4 | 5 |
| | em (me) | 1 | 4,45 | 3 | 8,2 | 10 |
| 2 | | 1,7 | 3 | 3,1 | 5 | |
| f | fe (ef) | 1 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | | 2 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | fm (mf) | 1 | 1,15 | 3 | 2 | 5 |
| | | 2 | 0,5 | 3 | 1 | 5 |
| g | gf +gh | 1 | 3,24 | 3 | 6 | 8 |
| | | 2 | 3,26 | 3 | 2,4 | 5 |
| | gm mg | 1 | 2,91 | 3 | 4 | 5 |
| | | 2 | 1,14 | 3 | 2,1 | 5 |
| | gn ng | 1 | 4,42 | 3 | 8,2 | 10 |
| 2 | | 1,73 | 3 | 3,2 | 5 | |
| h | hg (gh) | 1 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | | 2 | 1,65 | 3 | 2,7 | 5 |
| | hn (nh) | 1 | 1,15 | 3 | 2,1 | 5 |
| | | 2 | 0,5 | 3 | 1 | 5 |
| i | ig +ih | 1 | 3,24 | 3 | 6 | 8 |
| | | 2 | 3,26 | 3 | 2,4 | 5 |

| | | | | | | |
|---|---------------------|---|------|---|------|----|
| . | qn nq | 1 | 2,91 | 3 | 4 | 5 |
| | | 2 | 1,14 | 3 | 2,1 | 5 |
| | qo | 1 | 4,42 | 3 | 8,2 | 10 |
| | | 2 | 1,73 | 3 | 3,2 | 5 |
| | oq | 1 | 4,42 | 3 | 8,2 | 10 |
| | | 2 | 1,73 | 3 | 3,2 | 5 |
| J | JK | 1 | 0 | 3 | 0 | 5 |
| | | 2 | 0 | 3 | 0 | 5 |
| | kJ kl | 1 | 205 | 6 | 196 | 22 |
| | | 2 | 798 | 6 | 7,6 | 10 |
| | lk lm | 1 | 7,8 | 3 | 14,4 | 15 |
| | | 2 | 3 | 3 | 5,5 | 8 |
| | ml +mn | 1 | 3,9 | 3 | 7,2 | 8 |
| | | 2 | 1,5 | 3 | 2,8 | 5 |
| | nm no | 1 | 1,7 | 3 | 3,7 | 5 |
| | | 2 | 0,6 | 3 | 1,2 | 5 |

CALCUL DES JOINTS DE MONTAGE :

La grande portée de la ferme (33,37m) et la non disponibilité des cornières de cette portée nous amènent à réaliser des liaisons par Assemblage boulonné entre les cornières ces Assemblages sont effectués au Niveau des barres mn et fg

$N = 90t$



Les Boulons utilisés sont des Boulons HR
diamètre $\phi 20$ donné par des règles CM66 en fonction de la Longueur d'aile de la Cornière.

Effort de précontraint $N_0 = 0,8 \sigma_e A_r$ (CM66 article 4,133)

Effort de cisaillement Admissible par section de cisaillement

$T_0 = 4,1 N_0 \gamma$

$\gamma =$ coefficient de frottement $= 0,6$

$A_r =$ section de boulon $= 314 \text{ mm}^2$; $\sigma_e = 36 \text{ kg/mm}^2$

$N_0 = 9,043t$

$T_0 = 5,97t$

Nombre de sections de cisaillement nécessaire $n = \frac{90}{5,97} = 16$

soit 2 boulons HR disposés au niveau I \rightarrow 8 sections

et 4 " " " " " " II \rightarrow 8 sections.

Distance s entre Axe des Boulons : (CM66 article 4,102)

$3d < s < 40d$ $d = 20 \text{ mm}$ $60 < s < 200$ soit $s = 15 \text{ cm}$

Vérification à la pression diamétrale :

la relation $\frac{T}{de} \leq 4 \sigma_e$ doit être vérifié (CM66 article 4,102)

où $T =$ Effort de cisaillement par plan de cisaillement.

$d =$ diamètre de Boulon.

$e =$ épaisseur de Gousset.

$T = \frac{90}{16} = 5,62t$; $d = 20 \text{ mm}$; $e = 20 \text{ mm}$

$\frac{T}{de} = 28,1 < 4 \sigma_e = 144 \text{ kg/mm}^2$

Vérification à la résistance de la section nette des cornières :

La vérification est inutile car les cornières sont munis de goussets et les bandes de cornières qui participent à la résistance.

CALCUL DE LA LIAISON FERME POTEAU:

l'effort de compression N qui s'exerce sur la platine disposé entre le poteau de la ferme et celui de la structure est: $N = 33,4 t$.

Section de la platine:

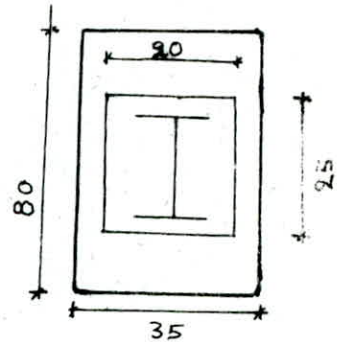
La section de la platine doit vérifier

la relation de résistance $\frac{N}{ab} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

où a, b sont des dimensions de la platine.

$\bar{\sigma}_{bc}$ = contrainte admissible de compression de béton $\bar{\sigma}_{bc} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

$$ab \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} = 482 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } a \times b = 20 \times 25 = 500 \text{ cm}^2$$



Epaisseur de la platine:



La portion de la platine a_1 est soumise à une charge uniforme exercée par le béton en contact avec la platine. Cette section est encastree sur le poteau de la ferme, la condition de résistance au niveau de l'encastrement est:

$$\frac{M}{I} \times \vartheta \leq \sigma_e \quad (1)$$

où M : Moment d'encastrement

I : Inertie de la section d'encastrement

$\vartheta = t/2$ (t = Epaisseur de la platine).

$$I = \frac{at^3}{12}$$

$$M = \delta \times a_1 \times \frac{a_1}{2}$$

$$(1) \Rightarrow t \geq a_1 \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 1,4 \text{ cm}$$

soit $t = 2 \text{ cm}$.

VÉRIFICATION DIVERS SUR LA FERME :

Vérification de la flèche :

la flèche au milieu de la ferme est calculée sous l'effet de charge (G+P)
 (art 5.253) Sa valeur Admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{200} = 15 \text{ cm}$ (CM 66 art 5.253) (L = portée de la ferme)

Pour déterminer la flèche au milieu de la ferme nous utiliserons la formule de calcul des flèches pour les systèmes de Barres Articulées (R. D. M)

$$\bar{f} = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i L_i}{S_i}$$

où : - N_i = Effort Axial Appliqué sur La Barre i

\bar{N}_i = Effort Axial appliqué sur La Barre i sous l'effet d'un charge unitaire Appliquée dans le sens de La flèche.

L_i = Longueur de La Barre i.

S_i = Section de La Barre i.

charge + surcharge = G+P = 220 kg/m²

(charge + surch.) / ml = 0,22 x 6 = 1,32 t/ml

les efforts internes N_i s'obtiennent des résultats obtenus par le Diagramme de crémona (q = 2,98 t/ml)

| barre | ab | bc | cd | de | ef | fg | gh | hg | qi | jk | kl | lm | mn | no | ak |
|-------|--------|-------|--------|----|--------|----|--------|----|-------|-------|-------|-------|----|----|-------|
| S_i | 55,03 | 55,03 | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " | 24,54 |
| L_i | 3,337 | 3,68 | " | " | " | " | " | " | " | 3,337 | " | " | " | " | 4 |
| N_i | -22,33 | " | -45,43 | " | -13,50 | " | -63,57 | " | -60,3 | 0 | 38,19 | 52,66 | 60 | 63 | 33,2 |

| kc | cl | lc | em | mg | gn | nq | qo | aj | bk | al | fm | kn | io |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-----|-------|-------|------|------|------|------|
| 39 | 13,82 | 24,54 | 13,82 | 24,54 | 13,82 | " | " | 45,8 | 13,82 | " | " | " | " |
| 2,94 | " | 2,07 | " | 3,21 | " | 3,36 | " | 2,16 | 2,33 | 2,5 | 2,66 | 2,83 | 3 |
| 10,5 | 10,5 | -2,2 | 2,24 | -5,42 | 2,6 | 0 | 2,4 | -22,1 | -1,67 | -2,2 | -2,2 | -2,2 | -2,2 |

Les efforts \bar{N}_i sont déterminés par la Méthode Analytique (Equilibre des Nœuds)

| Barre | a-b | b-c | c-d | d-e | e-f | f-g | g-h | h-q | q-i | j-k | k-l | l-m | m-n |
|----------------|-------|------|------|-------|-----|------|------|-------|-------|-----|------|------|------|
| $\bar{N}_i(t)$ | -0,92 | 0,72 | 2,35 | -1,35 | 1,9 | -1,9 | 2,38 | -2,38 | -2,72 | 0 | 1,04 | 1,62 | 2,12 |

| n-o | a-k | k-o | c-l | l-e | e-m | m-g | g-n | n-q | q-o | a-j | b-k | d-l | f-m |
|------|------|-------|------|-------|------|-------|------|------|------|------|-----|-----|-----|
| 2,57 | 9,86 | -9,58 | 0,54 | -0,52 | 2,49 | -0,48 | 0,45 | 0,44 | 0,33 | -0,5 | 0 | 0 | 0 |

| | |
|-------|----|
| f_n | 20 |
| 0 | -1 |

$$f = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{S_i} = 5,7 \text{ cm} < \bar{f} = 15 \text{ cm}$$

DÉPLACEMENT D'APPUI MOBILE SOUS L'ACTION DES CHARGES ET SURCHARGES

Le Déplacement d'appui est Également calculé par La formule précédente

$$\delta = \frac{1}{E} \left[\sum \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{S_i} \right]$$

\bar{N}_i : Effort s'exerçant à sur La Barre i (Extrait) sous l'action d'un charge Unitaire Appliquée dans la Direction de déplacement

| Barre | $N_i(t)$ | \bar{N}_i | l_i (m) | S_i (cm ²) | δ_i (mm) |
|-------|----------|-------------|-----------|--------------------------|-----------------|
| j-k | 0 | 1,0 | 3,337 | 55,08 | 0 |
| a-l | 57 | 1,0 | 3,337 | 55,08 | 1,64 |
| f-m | 78,6 | 1,0 | 3,337 | 55,08 | 2,27 |
| m-n | 83,4 | 1,0 | 3,337 | 55,08 | 2,58 |
| n-o | 96 | 1,0 | 3,337 | 55,08 | 2,71 |

$$\Sigma = 9,2 \text{ mm}$$

$$\delta = 229,2 = 18,4 \text{ mm}$$

Déplacement d'appui mobile sous l'action de changement de température $\pm 25^\circ\text{C}$

$$\delta_{\Delta}^t = \sum \lambda \cdot l_i = \lambda \cdot \sum l_i$$

λ = coefficient de dilatation de l'acier = 11×10^{-6}

$t = \pm 25^\circ\text{C}$

l_i = longueur de la Barre i (Extrait)

$$\delta_{\Delta}^t = 33,37 \times 11 \times 10^{-6} \times 25 = \pm 9,1 \text{ mm}$$

Déplacement résultant:

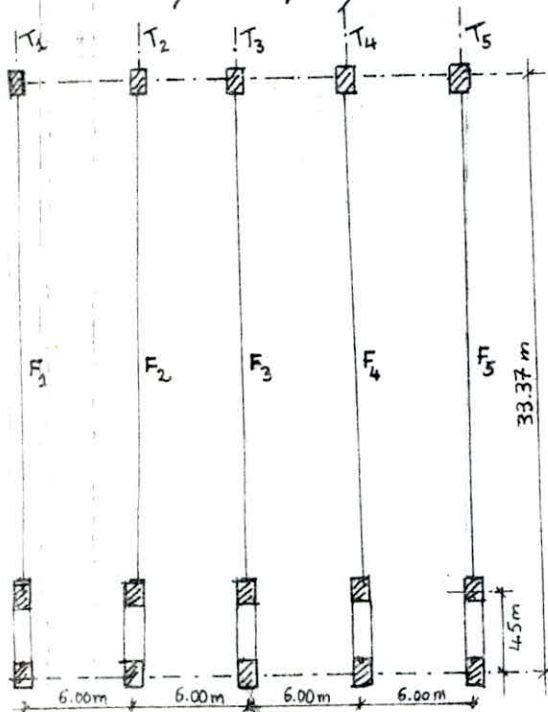
$$\delta_T = \delta \pm \delta_{\Delta}^t = \begin{cases} 28,1 \text{ mm à gauche} \\ 10 \text{ mm à droite} \end{cases}$$

Un joint de type est nécessaire pour permettre le libre déplacement de la ferme sous l'action des charges extérieures.

PRÉSENTATION:

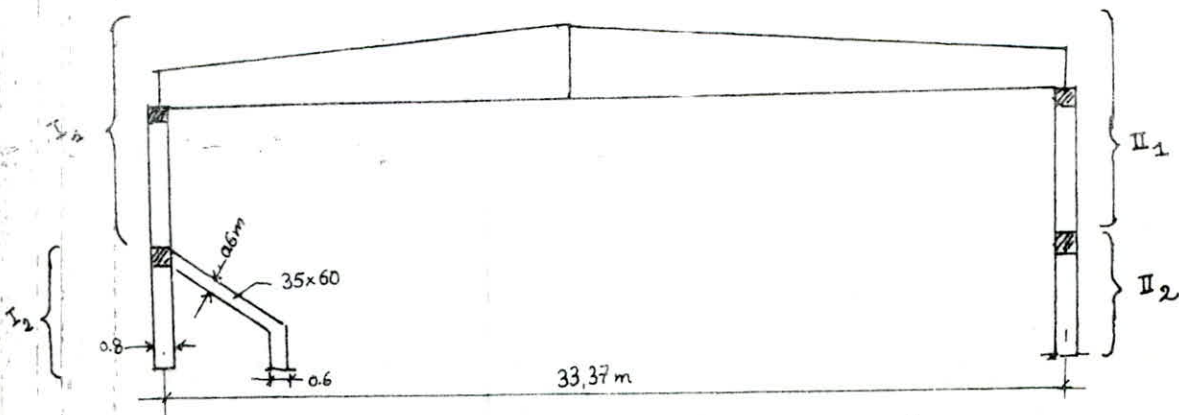
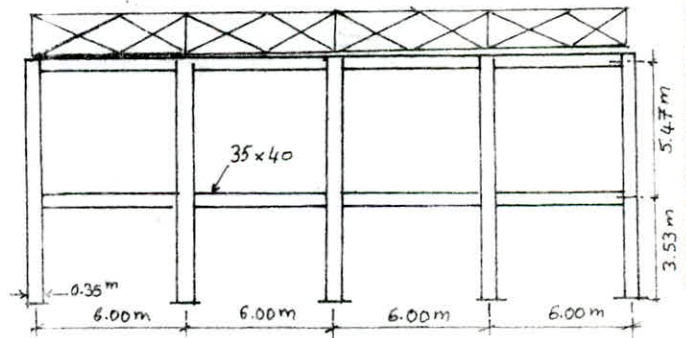
Le bloc intérieur à étudier comporte :

- 2 portiques Longitudinaux qui supportent la charpente et les poutres gradins.
- chaque portique Longitudinal comporte 5 poteaux de hauteur 9m qui sont liés entr eux par des poutres disposées sur 2 Niveaux (1^{er} Niv. 3,53^m; 2^{ème} Niv. 9m)
- Les poutres gradins prennent appuis sur le portique gauche au Niveau 1.
- dans le sens transversal les poteaux sont liés par des fermes ce qui constitue un ensemble de 5 portiques transversale
- . d'ensemble doit résister aux surcharges horizontales (sisme)
- . à leurs poids propre ; ainsi qu'aux surcharges verticales.



vue en plan

portique Longitudinal



portique transversal

CONTRAINTES ADMISSIBLES

1. béton :

Le Béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 a base de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours est : $\sigma'_{n28} = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

La résistance nominale de traction à 28 jours est : $\sigma'_{t28} = 7 + 0,06 \sigma'_{n28} = 23,2 \text{ bars}$

Dosage Pour 1 m³ de béton :

pour s'approcher des caractéristiques d'un bon béton on peut utiliser a priori le dosage donné par P. Charon.

- 800 l de gravillons (gravillons dur et propre : dimension max e_g : 25 mm).
- 400 l de sable (sable propre)
- 170 l d'eau.

Contraintes admissible de compression : (CCBA 68/70 Art 9-4).

$$\sigma'_b = \beta'_b \sigma'_{n28} \quad \text{avec} \quad \beta'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : dépend de la classe du ciment utilisé : CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité du contrôle sur le Béton : contrôle atténué $\Rightarrow \beta = 5/6$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments (h_m) et des dimensions des granulats (e_g) : $h_m > 4 e_g \Rightarrow \gamma = 1$.

δ : dépend de la nature de la sollicitation et la Distribution des contraintes

compression simple : $\delta = 0,30$

flexion simple : $\delta = 0,60$

flexion composée : - avec N traction : $\delta = 0,60$

- avec N compression : $\begin{cases} \delta = \delta_1 & \text{si } \delta_1 < 0,6 \\ \delta = 0,6 & \text{si } \delta_1 \geq 0,6 \end{cases}$

avec $\delta = 0,9 \left(1 + \frac{e_0}{\beta_0}\right)$

e_0 = excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

β_0 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de cette même section dans le plan matériel passant par le centre de pression.

ϵ : dépend de la section et de la position de l'axe neutre

$\epsilon = 1$ dans le cas d'une compression, quelque soit la forme de la section

$0,5 \leq \epsilon \leq 2$ dans les autres cas.

ϵ est déterminé par la condition : $\sigma'_m = \frac{F'_b}{S'} \leq \sigma'_{b0}$

F_B : résultante des forces de compression.

B' : section de Béton comprimé.

valeurs numériques des contraintes admissibles:

1. contraintes admissible en compression simple.

Sollicitation du 1^{er} Genre: $\bar{\sigma}_b' = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 270 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitation du 2^{eme} Genre: $\bar{\sigma}_b' = 1,5 \times 68,5 = 103 \text{ kg/cm}^2$.

2. contraintes admissible en F.S ou F.D:

Sollicitation de 1^{er} Genre: $\bar{\sigma}_b' = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,6 \times 270 = 237 \text{ kg/cm}^2$.

Sollicitation du 2^{eme} Genre: $\bar{\sigma}_b' = 1,5 \bar{\sigma}_b' = 355,5 \text{ kg/cm}^2$.

3. contraintes de traction de référence:

$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{28}$ avec $\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$

$$\theta = 0,018 + \frac{1,1}{\sigma_{28}} = 0,0258$$

Sollicitation de 1^{er} Genre: $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_{28}' = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,0258 \times 270 = 5,8 \text{ kg/cm}^2$.

Sollicitation de 2^{eme} Genre: $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

Déformation: (art 9.6 CCBA 68170)

Le Module de déformation Instantané $E_i = 11000 \sqrt{\sigma_j'} = 378000 \text{ kg/cm}^2$

" " " " si différé $E_D = 7000 \sqrt{\sigma_j'} = 126000 \text{ kg/cm}^2$

avec $\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}$

2. aciers:

a) aciers doux: (R.L)

de nuance Fe E 24 $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (Limite élastique)

Contrainte Admissible: Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

" SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

b) aciers à Hautes adhérence:

Fe E 40 si $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

si $\phi > 20 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

contrainte admissible (de traction $\bar{\sigma}_a$ et de Compression $\bar{\sigma}_a'$)

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Si } \phi > 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \times 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Si } \phi > 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

3. condition de fissuration :

La valeur $\bar{\sigma}_a$ de traction est limitée à la plus grande des valeurs :

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

avec :

$k = 2,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$k = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

$k = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable

η : coefficient de fissuration $\eta = 1$ Aciers R.L $\eta = 1,6$ Aciers H.A

ϕ : diamètre de l'acier en mm

ω_f : pourcentage de fissuration $\omega_f = \frac{A_f}{B_f}$

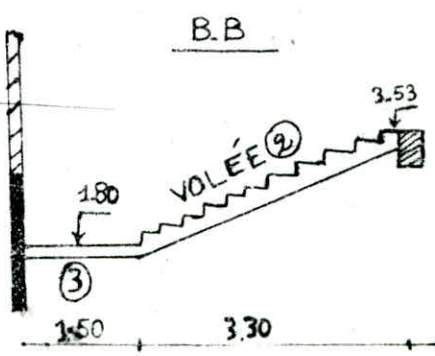
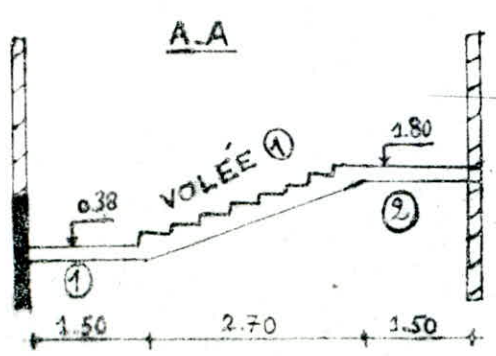
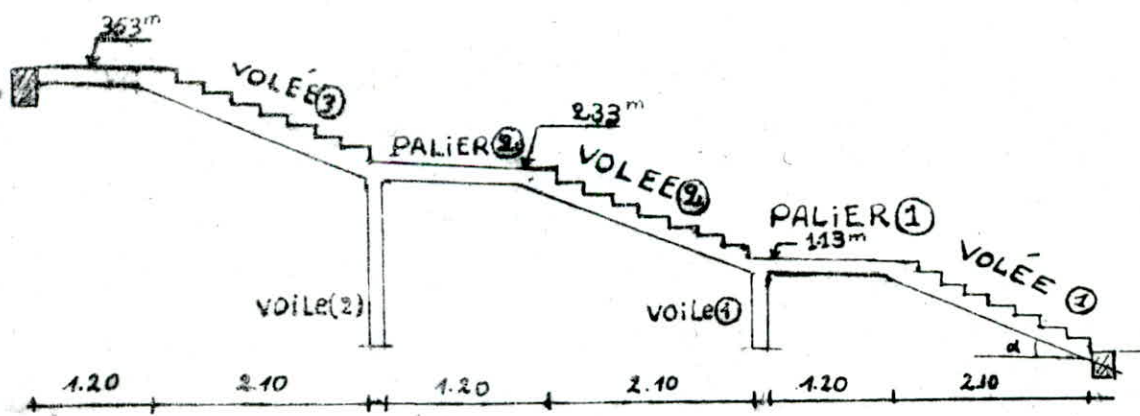
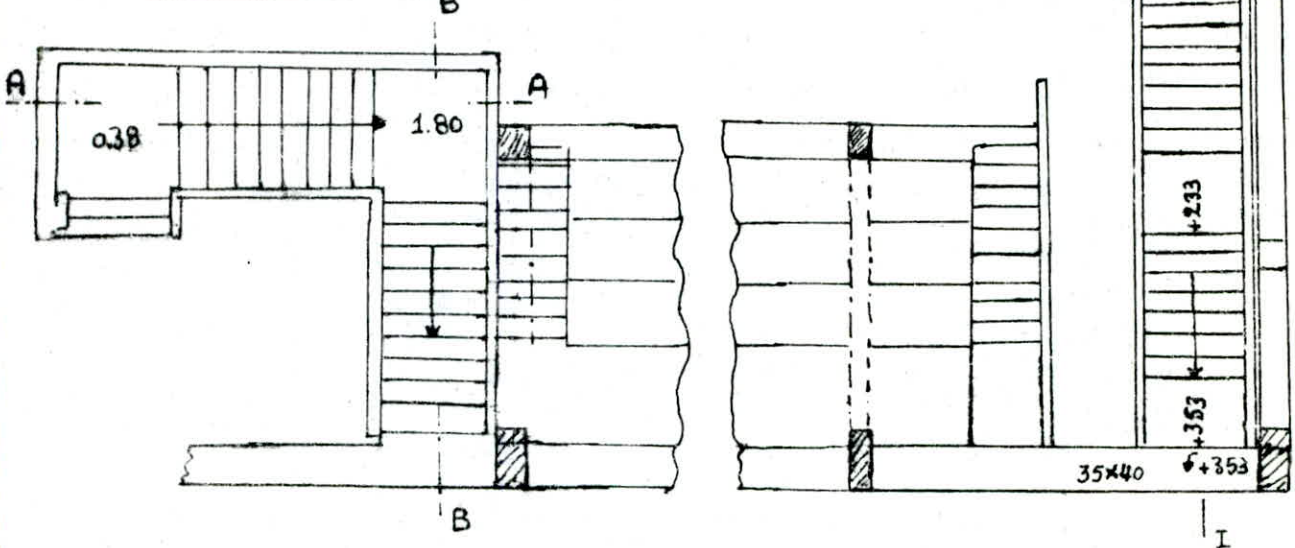
La relation condensée de $\bar{\sigma}_a$ est :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

CALCUL DES ESCALIERS :

ESCALIER de DROITE.

ESCALIER de GAUCHE



1° ESCALIER de DROITE:

cet escalier est constitué de trois volées identiques et de trois paliers disposés aux niveaux 1,13 m; 2,23 m; 3,53 m. Il prend appui sur des voiles de largeur égale à la largeur de l'escalier.

Dimensionnement de l'escalier:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{120}{210} = 0.57 \Rightarrow \alpha \approx 30^\circ \quad (\sin \alpha = 0.5 ; \cos \alpha = 0.87)$$

hauteur de la marche: $h = 15 \text{ cm}$; nombre de marches $= \frac{120}{15} = 8$

largeur de la marche: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30 \text{ cm}$

la relation de Blondel est ainsi vérifiée: $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$g + 2h = 30 + 2 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

épaisseur de la paillasse: $e = \frac{g}{35} = \frac{30}{35} \approx 10 \text{ cm}$

épaisseur de palier: $e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 11,5 \text{ cm}$ on prend $e' = 12 \text{ cm}$

charges et surcharges:

Volées:

pois propre de la paillasse: $(21 \times 2500) / 0.87 = 287,4 \text{ kg/m}^2$

pois des marches . . . : $(2200 \times 0.15) / 2 = 165 \text{ kg/m}^2$

pois des marbres . . . : $2800 \times 0.03 = 84 \text{ kg/m}^2$

pois de mortier . . . : $2500 \times 0.02 = 500 \text{ kg/m}^2$

garde corps : 50 kg/m^2

$$g = 634 \text{ kg/m}^2 \quad p = 400 \text{ kg/m}^2$$

pour une bande de 1 m de large de volée: $g = 634 \text{ kg/ml}$; $p = 400 \text{ kg/ml}$

$$g + 1,2P = 1116,4 \text{ kg/ml}$$

Paliers:

pois propre en B.A: $2500 \times 0,12 = 300 \text{ kg/m}^2$

pois de mortier : $2000 \times 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2$

pois de marbre : $2800 \times 0,03 = 84 \text{ kg/m}^2$

pois de garde corps : 50 kg/m^2

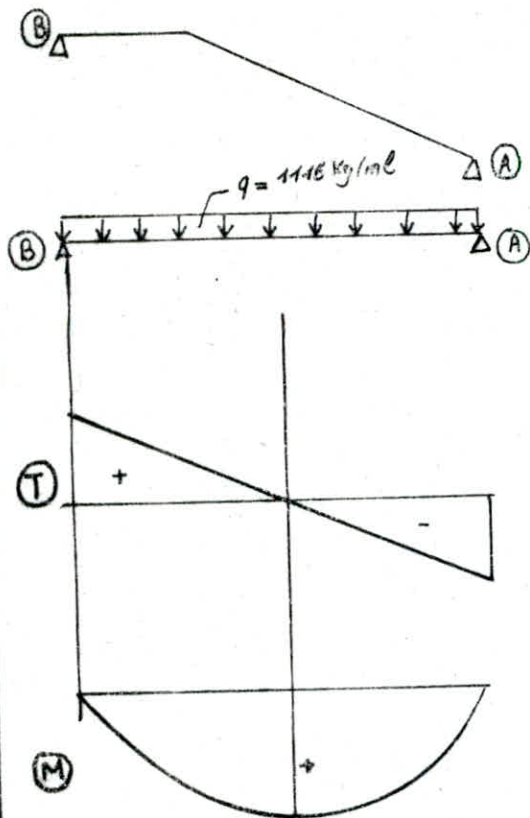
$$g = 475 \text{ kg/m}^2$$

pour une bande de 1 m de large

de palier: $g + 1,2P = 954 \text{ kg/m}^2$

Calcul des voles:

par simplification on prend un chargement uniforme de 1116 kg/ml.



$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = 1841,4 \text{ kg}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1519,16 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

en tenant compte des semi-encastres aux appuis:

$$M_t = 0,85 M_0 = 1291 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 760 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Armerage de la volée:

• calcul des armatures principales:

$$h_t = 10 \text{ cm}; h = 8 \text{ cm} \quad A_t = \frac{M_t}{3 \sigma_a} = \frac{129100}{0,87 \times 8 \times 2800} = 6,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 10 \text{ T}10/\text{ml} \quad A = 7,8 \text{ cm}^2$$

dans le sens transversal on disposera des armatures de répartition $A_{tr} = \frac{A_t}{5}$ (5 T10/ml)

• calcul des armatures sur appuis:

pour assurer l'encastrement.

$$A = \frac{M}{3 \sigma_a} = \frac{76000}{0,87 \times 8 \times 2800} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Les armatures sur les appuis sont nécessaires
soit 5 T10/ml.

Vérification divers:

Contraintes:

$$\sigma \text{ en travée: } M_t = 1291 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad A_t = 7,8 \text{ cm}^2 \quad d = 2 \text{ cm} \quad h = 8 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = M_t / (3 A_t) = 129100 / (0,87 \times 8 \times 7,8) = 2378 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b \frac{2}{2} \left(h - \frac{2}{3} \right) b = M \Rightarrow \sigma'_b = \frac{2M}{2 \bar{y} h^2 b} = \frac{2 \times 1291 \times 100}{0,423 \times 0,87 \times 8 \times 100} = 109,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) Sur Appuis : $M_a = 760 \text{ kg.m}$ $A_a = 3,9 \text{ cm}^2$ $d = 2 \text{ cm}$ $R = 10 \text{ cm}$

$$\sigma_a = \frac{76000}{0,87 \times 100 \times 3,9} = 22,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{2 \times 760 \times 100}{0,423 \times 0,87 \times 100 \times 100} = 41,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de la non fragilité :

en travée : $A = 7,8 \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \times \frac{5,8}{4200} \times 100 \times 8 = 0,76 \text{ cm}^2$ (Vérifié)

Sur Appui : $A = 3,9 \text{ cm}^2 > 0,8 \text{ cm}^2$.

condition de fissuration :

* en travée : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{7,8}{2 \times 100 \times 2} = 0,0195$.

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0195}{10 \times 1,195} = 3916 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

* Sur Appui : $\omega_f = \frac{A}{2 b d} = 0,0097$ ($d = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A = 3,9 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right) < 2800$$

min vérifié.

on prend $A = 4,71 \text{ cm}^2$ (6T10) $d = 1,5 \text{ cm}$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = 3258 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié.

Condition aux Appuis :

On doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$

$$7,8 \times 2800 = 21840 \text{ kg} > T_{\text{max}} = 1841 \text{ kg} \quad (M < 0)$$

* Armatures transversales :

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{100 \times \frac{7}{8} \times 10} = \frac{1841}{100 \times \frac{7}{8} \times 10} = 2,104 \text{ kg/cm}^2$

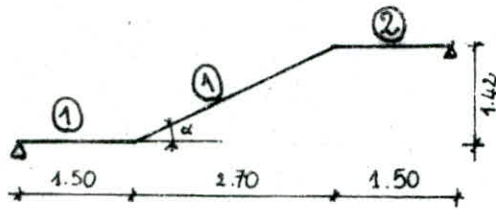
$$\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b = 1,15 \times 2,104 = 2,42 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2 ESCALIER GAUCHE

schéma statique et dimensionnement:

VOLÉE ①



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.42}{2.7} = 0,52 \Rightarrow \alpha = 27,7^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,89$$

$$\sin \alpha = 0,47$$

hauteur de la marche $h = 16 \text{ cm}$

$$\text{nombre de marches } n = \frac{142}{16} = 9$$

$$\text{hauteur réelle de la marche: } h = \frac{142}{9} = 15,7 \text{ cm}$$

$$\text{largeur de la marche } g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.70}{8} = 33,7 \text{ cm}$$

verification de la relation

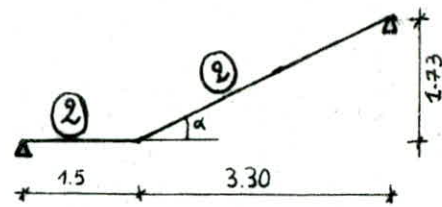
$$\text{de Blondel } g + 2h = 65,1 \text{ cm} < 66 \text{ cm (vérifié)}$$

$$\text{épaisseur de la paillasse: } e = \frac{L}{35} = \frac{5.70}{35} = 16,5 \text{ cm}$$

$$\text{épaisseur du palier: } e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 18,5 \text{ cm}$$

pour simplifier l'exécution on prend $e' = 18,5 \text{ cm}$. $e = 16,5 \text{ cm}$.

VOLÉE ②



hauteur de la marche $h = 16 \text{ cm}$

$$\text{nombre de marches } = \frac{1.73}{16} = 11$$

$$\text{hauteur réelle de la marche } = \frac{1.73}{11} = 15,7 \text{ cm}$$

$$\text{largeur de la marche } g = \frac{L}{n-1} = \frac{3.30}{10} = 33 \text{ cm}$$

Verification de la

$$\text{relation de Blondel: } g + 2h = 64,4 < 66$$

$$\text{épaisseur de la paillasse: } e = \frac{L}{35} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{épaisseur du palier: } e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 15,7 \text{ cm}$$

CHARGES et SURCHARGES:

Volée ① ②

$$\text{poids de la paillasse: } 0,17 \times \frac{2500}{0,89} = 477,5 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{poids des marches: } 2200 \times 0,16/2 = 176 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{poids de marbre: } 2800 \times 0,03 = 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{poids du mortier: } 2500 \times 0,02 = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{garde corps: } \dots \dots \dots = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 837,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{pour 1 bande de 1 m de large: } g + 1,2p = 1317,5 \text{ kg/ml}$$

Palier ① ②:

$$\text{poids propre en BA: } 2500 \times 0,19 = 475 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{du mortier: } 2500 \times 0,02 = 50 \text{ kg/m}^2$$

pour 1 bande de 1 m de Large

$$\text{du marbre: } 2800 \times 0,03 = 84 \text{ kg/m}^2$$

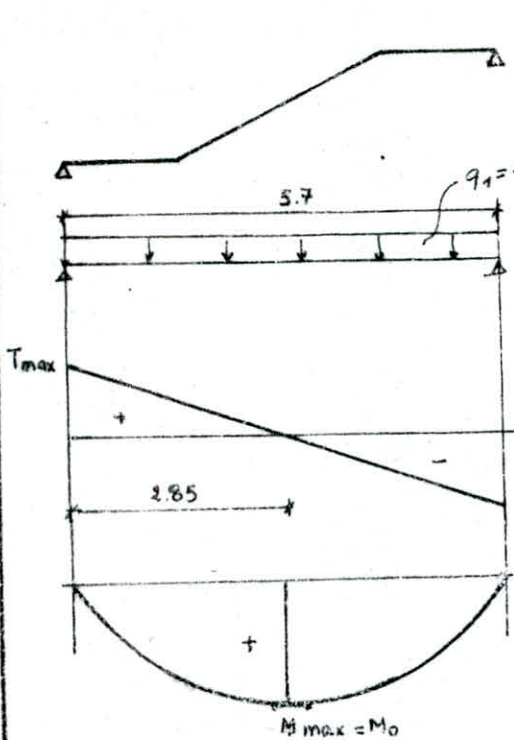
$$g + 1,2p = 1139 \text{ kg/ml}$$

$$\text{garde corps: } \dots \dots \dots = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 659 \text{ kg/m}^2$$

calcul des voilées :

par simplification on prend un chargement uniforme de 1317 kg/ml



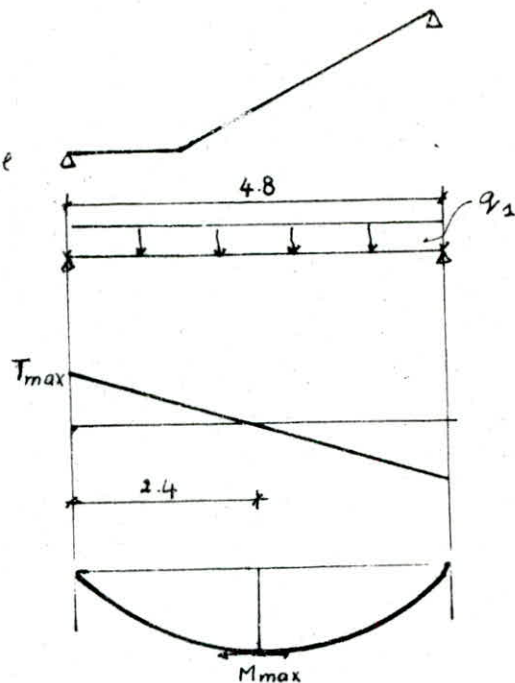
$$T_a = \frac{q l}{2} = 3,753 \text{ t}$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = 5,349 \text{ tm}$$

en tenant compte des Semi-encastrement des Appuis

$$M_t = 0,85 M_0 = 4,55 \text{ tm}$$

$$M_a = 0,4 M_0 = 2,14 \text{ tm}$$



$$T_a = q l / 2 = 3,16 \text{ t}$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = 3,793 \text{ tm}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 3,22 \text{ tm}$$

$$M_a = 0,4 M_0 = 1,52 \text{ tm}$$

FERRAILLAGE voilée ①

- calcul des armatures principales :

$$A_t = \frac{M_t}{3 \bar{\sigma}_a} ; M_t = 4,55 \text{ tm} \quad \gamma = 1,25 ; h = h_t - d = 16,5 - 1,5 = 15 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$A_t = 12,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \text{ T12} \quad A_L = 13,6 \text{ cm}^2 \quad (e = 8,5 \text{ cm})$$

dans le sens transversal on prévoit $A = \frac{A_t}{2}$ soit 8 T10 / ml ($A = 6,28 \text{ cm}^2$)

- calcul des armatures sur appuis :

$$M_a = 2,14 \text{ tm} \quad d = 15 \text{ cm} \quad \text{acier H.A.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{3 \bar{\sigma}_a} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ T10 / ml} \quad (e = 12,5 \text{ cm})$$

FERRAILLAGE volée (2):

calcul des armatures principales:

$$A_t = \frac{M_t}{\frac{3}{8} \bar{\sigma}_a} ; M_t = 3.22 \text{ t.m} \quad h = 15 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 8,81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \text{ T10} \quad A = 9,4 \text{ cm}^2 \quad (e = 8,5 \text{ cm})$$

dans le sens transversal $A = \frac{A_t}{2} = 4,4 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ T10 / ml} \quad e = 16 \text{ cm.}$

calcul des armatures sur appuis:

$$M_a = 1.52 \text{ t.m} \quad h = 15 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad A$$

$$A_a = \frac{M_a}{\frac{3}{8} \bar{\sigma}_a} = 4,2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \text{ T10 / ml} \quad e = 16 \text{ cm}$$

VÉRIFICATIONS DIVERS volée (2):

contraintes:

a) entravée: $M_t = 3.22 \text{ t.m} ; h = 15 \text{ cm} ; A_t = 9.4 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 2M / \alpha \bar{\sigma} b h^2 = 77,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\frac{3}{8} A} = 2624 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) aux appuis: $M_a = 1.52 \text{ t.m} ; h = 15 \text{ cm} ; A_a = 4,7 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 2M / \alpha \bar{\sigma} b h^2 = 36,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b ; \sigma_a = \frac{M}{\frac{3}{8} A_a} = 2478 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

condition de la non fragilité: $\text{Min}(A_t, A_a) = 4,7 \text{ cm}^2 > \% \text{ min} = 1,43 \text{ cm}^2 \text{ (Vérfifié)}$

condition de fissuration: on doit avoir $\bar{\sigma}_a \leq \text{Min}(\frac{2}{3} \sigma_{en}; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2))$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} ; \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9.4}{100 \times 2 \times 1,5} = 0.031$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \times 0,031}{10 \cdot 1,31} = 5679 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Min}(\frac{2}{3} \sigma_{en}; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}_a \text{ (Vérfifié)}$$

sur appuis: $\omega_f = \frac{4.7}{100 \times 2 \times 1,5} = 0.0157 \quad \phi = 10 \text{ mm}$

$$\sigma_2 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = 3256 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérfifié)}$$

Vérfification a l'effort tranchant:

$$T_{\text{max}} = 3.16 \text{ t}$$

La contrainte tangentielle de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3160}{100 \times 0,87 \times 15}$

$$\tau_b = 2,42 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérfifié)}$$

Les Armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VÉRIFICATIONS DIVERS:

contraintes:

a) entravée: $M_t = 4,55 \text{ tm}$ $A_t = 13,6 \text{ cm}^2$ $d = 1,5 \text{ cm}$ $R = 15 \text{ cm}$

$$\sigma_b' = 2M / \bar{\alpha} \bar{\gamma} h^2 b = 2 \times 4,55 \times 10^5 / 0,423 \times 0,87 \times 15^2 \times 100 = 109,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\bar{\gamma} A} = \frac{4,55 \times 10^5}{0,87 \times 15 \times 13,6} = 2563,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) aux appuis: $M_a = 2,14 \text{ tm}$ $A_a = 6,28 \text{ cm}^2$ $d = 1,5 \text{ cm}$ $R = 15 \text{ cm}$

$$\sigma_b' = 2M / \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 = 2 \times 2,14 \times 10^5 / 0,423 \times 0,87 \times 15^2 \times 100 = 52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\bar{\gamma} A} = 2611,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

condition de la non fragilité:

en travée: $A = 13,6 \text{ cm}^2 > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,8}{4200} \times 100 \times 15 = 1,43 \text{ cm}^2$ (vérifié)

au Appuis: $A = 6,28 \text{ cm}^2 > 1,43 \text{ cm}^2$ (vérifié)

Condition de fissuration:

on doit vérifier que la contrainte Admissible prise dans les calculs vérifie la condition de la non fissuration $\bar{\sigma}_a \leq (2/3 \sigma_{en}) \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)$.

$$\sigma_2 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{13,6}{2 \times 100 \times 1,5} = 0,045 \text{ cm}^2$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6; \quad \eta = 1,6; \quad \phi = 12$$

$$\sigma_1 = 6206 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a \leq \left(\frac{2}{3} \sigma_{en} \right) \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 2800$$

sur appui:

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,28}{2 \times 100 \times 1,5} = 0,021$$

$$\sigma_1 = 4165 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérification à l'effort tranchant:

La contrainte de cisaillement aux appuis vaut: $\tau_b = \frac{T}{b \bar{\gamma}} = \frac{3753}{100 \times \frac{7}{8} \times 15} = 2,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

condition aux appuis:

L'effort tranchant provoque une traction des armatures inférieures on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/\bar{\gamma}$.

$$T = 3,753 \text{ t} \quad M = 2,14 \text{ tm} \quad \bar{\gamma} = \bar{\gamma} h = 0,87 \bar{h}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 13,6 \times 2800 = 38080 > \left(3753 - \frac{2,14 \cdot 10^5}{0,87 \times 15} \right) \quad (\text{vérifiée}).$$

CALCUL des GRADINS

calcul de la consol: (10x45)

charge et surcharges:

$$\text{Dalle: } 0,1 \times 0,45 \times 2500 = 112,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Enduit 25 mm: } 0,015 \times 2200 \times 0,45 = 14,85 \text{ kg/ml}$$

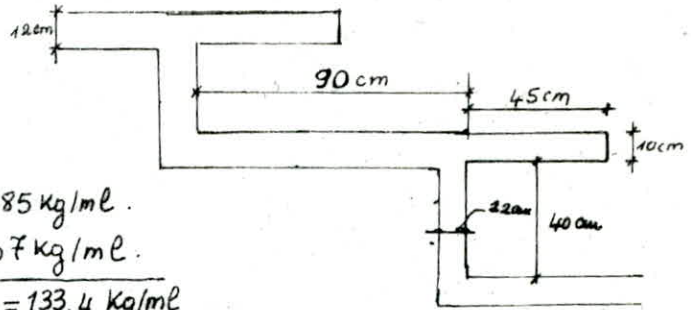
$$\text{Revêtement (bois): } 900 \times 0,015 \times 0,45 = 6,07 \text{ kg/ml}$$

$$g = 133,4 \text{ kg/ml}$$

$$p = 500 \times 0,45 = 225 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2 p = 403,4 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Moment a d'encastrement: } M = \frac{q l^2}{2} = \frac{403,4 \times 0,45^2}{2} = 41 \text{ kg.m}$$



calcul de la Dalle:

pour simplifier les calculs la Dalle des gradins sera calculée comme 1 Dalle Longue reposant sur 4 appuis.

charge et surcharges:

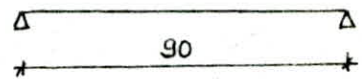
$$\text{Dalle: } 0,12 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml}$$

$$\text{enduit: } 0,015 \times 2200 = 33 \text{ kg/ml}$$

$$\text{revêtement: } 900 \times 0,015 = 13,5 \text{ kg/ml}$$

$$p = 500 \text{ kg/ml}$$

$$g = 346,5 \text{ kg/ml}$$



$$g + 1,2 p = 946,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{946,5 \times 0,9^2}{8} = 95,7 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment entravée: } M_c = 0,75 M_0 = 71,87 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment aux appuis: } M_a = 0,5 M_0 = 38,32 \text{ kg.m}$$

calcul de la poutre:

$$\text{charge permanente revenant a la poutre: } g = 133,4 + 346,5 \times 2 \times 0,9 + 2500$$

$$g = 133,4 + 346,5 \times 0,9 + 0,12 \times 0,6 \times 2500 = 625,25 \text{ kg/ml}$$

$$p = 500 \times (0,9 + 0,45) = 675 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2 p = 1,44 \text{ t/ml}$$

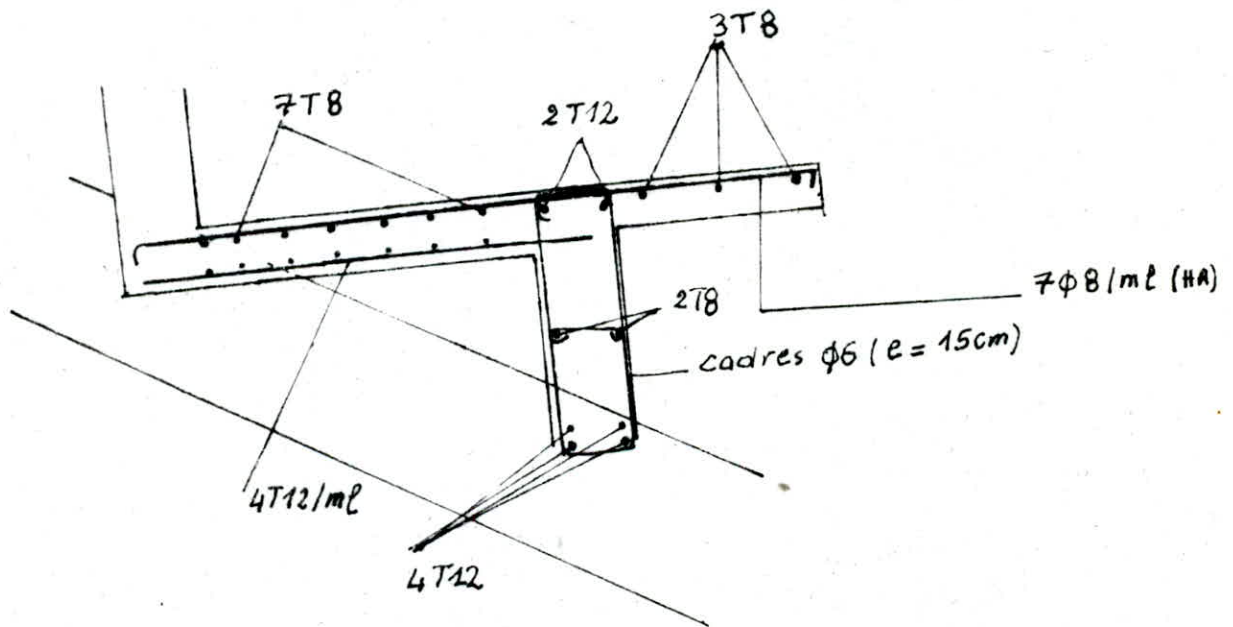
$$M_0 = q l^2 / 8 = 6,49 \text{ t.m}$$

$$M_c = 0,85 M_0 = 5,51 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,4 M_0 = 2,59 \text{ t.m}$$

Ferraillage des gradins:

| console | | Dalle | | poutre | |
|--|--|---|--|---|---|
| sens porteur | | travée | Appui | travée | appui |
| $M = 41 \text{ kg m/ml}$ $A = 0,35 \text{ cm}^2$ $A_{\text{adopté}} = 7 \phi 8 / \text{ml}$ (E24) | | $M = 71,87 \text{ kg m}$ $A = 0,52 \text{ cm}^2$ $A_{\text{adopté}} = 7 \phi 8 / \text{ml}$ adopte (E24) | $M = 38,32 \text{ kg m}$ $A = 0,3 \text{ cm}^2$ $A_{\text{adopté}} = 5 \phi 8 / \text{ml}$ | $M = 5516$ $A = 4,36 \text{ cm}^2$ (HA) 4T12 | $M = 2586$ $A = 1,93 \text{ cm}^2$ (HA) 2T12 |
| Armatures de répartition $\phi 8$ 2 barres | | | | | |



DESCENTE DE CHARGE

soit W_{I_1} : poids de Bloc qui revient à la partie I_1 .
 W_{II_1} : " " " " " " II_1 .
 W_{I_2} : " " " " " " I_2 .
 W_{II_2} : " " " " " " II_2 .

Le poids des différents éléments de la structure seront regroupés dans le tableau ci-dessous

| I_1 | $W(t)$ | I_2 | $W(t)$ | II_1 | $W(t)$ | II_2 | $W(t)$ |
|----------|--------|-------------------------|------------------|----------|--------|----------------|--------|
| Ferme | 48,75 | poutre | 7,3 | ferme | 48,75 | poteaux | 12,35 |
| poteaux | 19,15 | poteaux | 12,35 | poteau | 19,15 | poutre | 7,3 |
| poutre | 7,3 | gradins | 68 | poutre | 7,3 | Mur | 14,15 |
| acrotère | 18,26 | poutres grad. | 8,14 | acrotère | 18,26 | Mur en parking | 8,79 |
| " en Mag | 9,74 | $\frac{1}{2}$ surcharge | $\frac{65,7}{2}$ | " en Mag | 9,74 | | |
| | | remplissage | 28 | | | | |

$W_{I_1} = 103,2t$

$W_{I_2} = 156,64t$

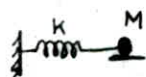
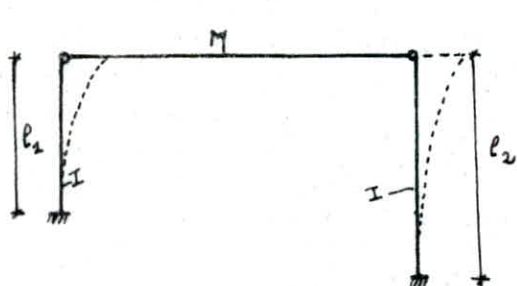
$W_{II_1} = 103,2t$

$W_{II_2} = 42,59t$

Le poids total de Bloc = $W_{I_1} + W_{I_2} + W_{II_1} + W_{II_2} = 405,6t$

ETUDE DYNAMIQUE de bloc

a priori le modèle à proposer pour l'étude dynamique de bloc est une console à un seul degré de liberté. Pour tenir compte de l'influence de la poutre grad'in sur les vibrations de la structure le modèle le plus commode est un système à un degré de liberté formé par deux consoles liées entre elles, d'une est encastree au niveau du sol (poteaux de droite) d'autre encastree au Niveau 1 (pgradin). La masse à prendre en compte étant celle qui se trouve au dessus des encastrement et on suppose qu'elle est concentrée au niveau de plancher (ferme).



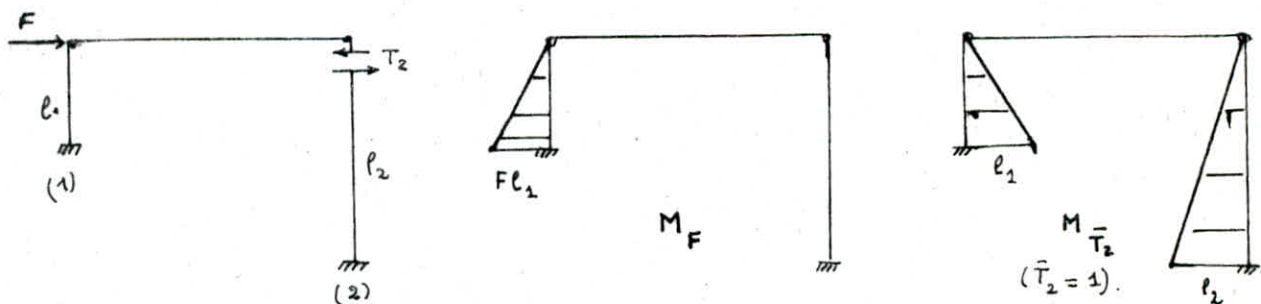
$$l_1 = 5,47 \text{ m}$$

$$l_2 = 9 \text{ m}$$

$$M = \frac{249}{4} \text{ t (étude d'un portique)}$$

sous l'effet d'une excitation sismique le système se comportera comme 1 oscillateur. l'application d'une force F sur (M) engendre 1 force de rappel $F = k\delta$
 $\delta =$ déplacement de M ; $k = \frac{F}{\delta} =$ rigidité de système.

pour déterminer k on calculera le déplacement δ sous l'effet d'une force F appliquée au sommet. Le système est hyperstatique 1 fois choisissons T_2 (Effort tranchant) l'inconnu



$$\Delta_{1F} = - (Fl_1 \cdot l_1 / 2 \times 2/3 \times l_1) / EI = -Fl_1^3 / 3EI \quad (\text{déplacement dû à } F)$$

$$\delta_{11} = (l_2 \times l_2 / 2 \times 2/3 \times l_2 + l_1 \times l_1 / 2 \times 2/3 \times l_1) = (l_1^3 + l_2^3) / 3EI. \quad (\text{déplacement dû à } \bar{T}_2)$$

$$\Delta_{1F} + T_2 \cdot \delta_{11} = 0 \quad (\text{déplacement relatif} = 0)$$

$$Fl_1^3 = (l_1^3 + l_2^3) T_2 \quad \Rightarrow \quad T_2 = Fl_1^3 / (l_1^3 + l_2^3) \quad \Rightarrow \quad T_2 = 0,18F$$

$$T_1 = F - T_2 = F l_2^3 / (l_1^3 + l_2^3) \quad \Rightarrow \quad T_1 = 0,82F$$

$$M_1 = T_1 \rho_1 = 4,48F$$

$$M_2 = T_2 \rho_2 = 1,62F$$

$$\text{Le déplacement } \delta = \int \frac{M\bar{M}}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left(M_1 \frac{\rho_1}{2} \cdot \frac{2}{3} \bar{M}_1 + M_2 \frac{\rho_2}{2} \cdot \frac{2}{3} \bar{M}_2 \right)$$

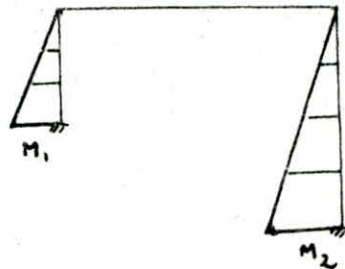
\bar{M}_1, \bar{M}_2 sont les moments aux encastremets pour $F=1$

$$\bar{M}_1 = 4,48 \times 1$$

$$\bar{M}_2 = 1,62 \times 1$$

$$\Rightarrow \delta = 44,47F/EI$$

$$K = \frac{F}{\delta} = EI/44,47$$



La période propre d'un oscillateur à 1 degré de liberté est donnée par la

$$\text{formule : } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{g} \times \frac{1}{K}}$$

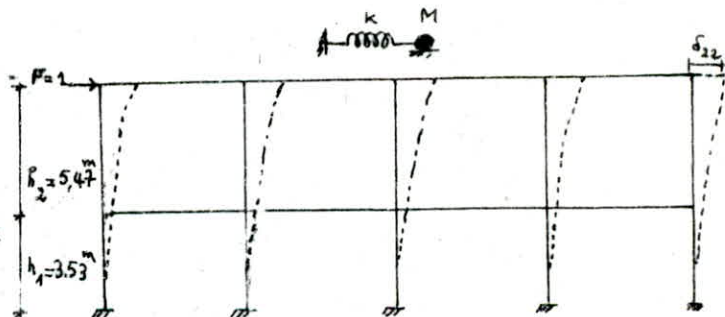
en prenant : $EI = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

$$I = \frac{35 \times 80^3}{12} \times 10^{-8} \text{ m}^4 ; g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\Rightarrow T = 0.44 \text{ s}$$

b. SENS LONGITUDINAL :

comme dans le cas précédent le modèle proposé est 1 système à 1 degré de liberté, l'expression de T reste la même que précédemment :



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{g} \cdot \frac{1}{K}}$$

ou

$$T = 2\pi \sqrt{m \delta_{22}}$$

$$m = M/g$$

δ_{22} = déplacement dû à 1 force unitaire $F=1$

on détermine le déplacement δ_{22} par les expressions suivantes :

$$\delta_{22} = \frac{1}{12} \left(F_2 + R_2 + \frac{R_2}{4\pi_2} \right)$$

(calcul des constructions parasismique [BONEVILLE])

$$\text{ou } F_2 = \sum_{j=1}^2 \frac{h_j^2}{f_j}$$

f_j : somme des rigidités linéaires des poteaux dans le j^{eme} étage.

ETUDE AU SIESME

sous certaines conditions qui doivent être vérifiées La RPA 81 nous donnent une Méthode simplifiée permettant d'évaluer l'action du siesme en fonction des caractéristiques géométriques des Batiment, de La Nature de Sol.... etc. tous les critères pour l'application de la Méthode statique équivalente sont vérifiés (RPA 3.2.1).

ACTION SISMIQUE:

La Méthode statique équivalente permet d'évaluer l'effort tranchant total V à La Base RPA 81 article 3.3.1 (Formule de Base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans La Direction de chacun des Axes principaux de La structure, conformément à La formule:

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

* A : coefficient d'accélération des zones fonction du groupe d'usage et de la zone
La valeur de A est prise ds le tableau 1 (§ 3.3.1.1) $\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage: 2} \\ \text{zone I} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,08$

* D : Facteur d'amplification Dynamique moyen dépend du type de sol et de la période T : La valeur de D pour 1 sol ferme $\Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}} = 1,65$.

* B : facteur de comportement de La structure:
dépend du type de La structure et de La Nature de contreventement portique auto-stable en B.A $\rightarrow B = 0,25$ (tableau 2 § 3.3.1.3).

* Q : facteur de Qualité: fonction de l'hyperstaticité de la surabondance du système, de symétrie de la régularité en élévation de La qualité et de contrôle ds matériaux $Q = 1 + \sum P_i$

| | |
|--|-----|
| 1. condition minimal de files porteurs | 0,1 |
| 2. Surabondance en plan | 0,1 |
| 3. Symétrie en plan | 0 |
| 4. régularité en élévation | 0 |
| 5. contrôle de la qualité ds matériaux | 0,1 |
| 6. " " " de la construction | 0,1 |

* W : poids de la structure $\approx 405t$.

$$Q = 1 + 0,4 = 1,4$$

$$V = 0,08 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,65 \times 405,64 = 18,74 \text{ t}$$

Sens Longitudinal:

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{\pi}} \approx 1,32 \rightarrow V = 0,08 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,32 \times 405,64 = 15 \text{ t.}$$

ds Le Sens transversal l'effort tranchant total V se répartit sur les portiques proportionnellement à leurs rigidités;

les portiques ont la même rigidité: $R_{T_1} = R_{T_2} = R_{T_3} = R_{T_4} = R_{T_5}$

$$\Rightarrow F_{\text{translat.}(T_i)} = F_{T_2} = F_{T_3} = F_{T_4} = F_{T_5} = \frac{V}{5} = \underline{3,748 \text{ t.}}$$

de même pour le Sens Longitudinal: $F_{L_1} = F_{L_2} = \frac{15}{2} = \underline{7,5 \text{ t.}}$

- EFFET DE TORSION:

Coordonnées de Centre de Masse et Centre de torsion:

Poids de la partie gauche avec gradins: $W = 259,2 \text{ t}$

" " droite sans gradins: $W = 145,8 \text{ t.}$

Centre de masse:

$$x_G = 12 \text{ m (par symétrie)}$$

$$y_G = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i} = \frac{33,37 \times 145,8 + 259,2 \times 0}{145,8 + 259,2} = 11,9 \text{ m.}$$

Centre de torsion:

Les coordonnées de centre de torsion sont données par les formules:

$$x_c = \frac{\sum x_k R_k}{\sum R_k}; \quad y_c = \frac{\sum y_k R_k}{\sum R_k}$$

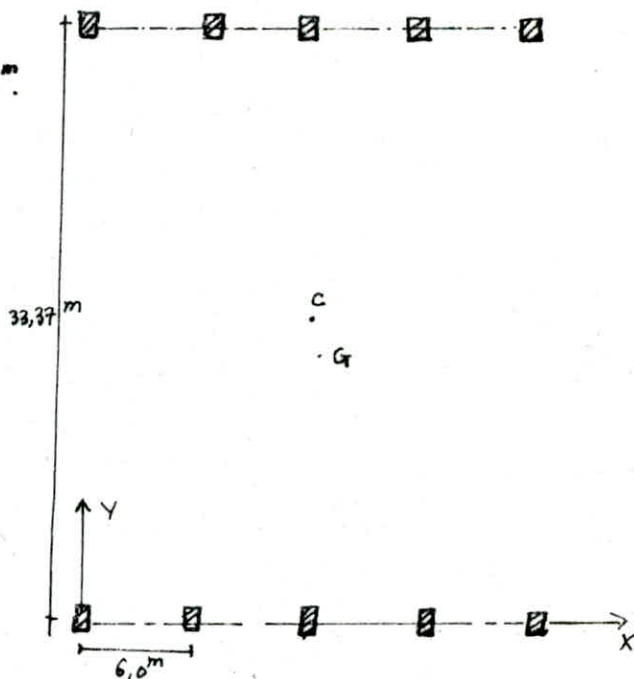
• dans le Sens transversal on a une symétrie des portiques par rapport aux Axes de symétrie

• dans le Sens Longitudinal les poutres gradins n'influencent pas sur la rigidité de portique gauche. $\Rightarrow R_{L_1} = R_{L_2}$

$$y_c = \frac{33,37}{2} = 16,685 \text{ m}; \quad x_c = \frac{24}{2} = 12 \text{ m.}$$

$$e_y = y_c - y_G = 4,785 \text{ m} < 20\% L \quad (L = 33,37 \text{ m}) \quad (\text{critère de la Méthode statique})$$

$$e_x = 0.$$



par ailleurs : La RPA81 nous impose pour l'Excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion les valeurs suivantes :

$$e_x = \text{Excentricité dans le sens } x = \max(e_x(\text{théorique}); 5\%L) = 1,67\text{m}$$

$$e_y = \text{Excentricité dans le sens } y = \max(e_y(\text{théorique}); 5\%L) = 4,785\text{m}$$

Calcul de moment d'Inertie polaire :

L'Expression de Moment d'Inertie polaire est : $I_p = \sum x_c^2 R_c + \sum y_c^2 R_c$

x_c = coordonné de portique transversale par rapport au centre de torsion .

y_c = " " Longitudinal " " " "

R_c = rigidité d'un portique transversal . ($R_c = \frac{1}{\delta_{11}}$) voir étude Dynamique

R_c = " " Longitudinal . ($R_c = \frac{1}{\delta_{22}}$)

$$R_c = \frac{1}{\delta_{11}} = \frac{EI}{44,47} = 1269,35 \text{ t/m}$$

$$R_c = \frac{1}{\delta_{22}} = 1658,37 \text{ t/m}$$

$$I_p = [12^2 \times 1269,35 + 6^2 (1269,35) + \frac{(33,37)^2}{2} \times 1658,37] \times 2 = 1380310,7 \text{ t.m}$$

Forces dues à la Torsion :

Les forces de torsion dues à l'Excentricité entre le Centre de masse et le centre de torsion qui revient à chaque portique sont données par des Expressions :

$$F_{k(t)}^{\text{tor}} = \frac{M_{tx} (x_{kc} - x_c) R_{kc}}{I_p}$$

$$M_{tx} = \text{Moment dû à la torsion} = F_x e_x$$

$$F = \text{Force total sismique}$$

$$F_{k(t)}^{\text{tors}} = \frac{M_{ty} (y_{kc} - y_c) R_{kc}}{I_p}$$

$$M_{ty} = F e_y$$

portique transversal de Rive $T_1 \rightarrow F_{k(t)}^{\text{tor}} = -0,345 \text{ t}$

" " " $T_2 \rightarrow F_{k(t)}^{\text{tor}} = -0,173 \text{ t}$

portique longitudinal $L_1 \rightarrow F_{k(t)}^{\text{tor}} = -1,44 \text{ t}$

" " " $L_2 \rightarrow F_{k(t)}^{\text{tor}} = +1,44 \text{ t}$

Forces Résultantes (Translation + torsion) :

| | Sens transversal | | | LONGITUDINAL | |
|--------------------|------------------|-------|-------|--------------|-------|
| | T_3 | T_4 | T_5 | L_1 | L_2 |
| F^{trans} | 3,748 | 3,748 | 3,748 | 7,5 | 7,5 |
| F^{tors} | 0 | 0,173 | 0,345 | 0 | 1,44 |
| F^{tot} | 3,748 | 3,921 | 4,093 | 7,5 | 8,94 |

RM :

Les Efforts tranchants (-) dus à la torsion seront négligés selon RPA article 3.3.5

CAULCUL DES SOLLICITATIONS:

a) portique transversal(T_4)

1°. EFFORTS dû à LA CHARGE HORIZONTALE (SI):

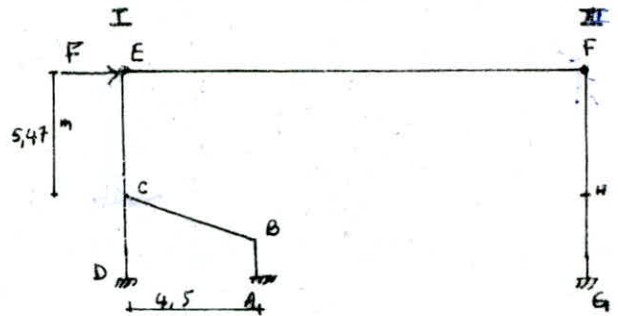
L'effort F se repartit sur le portique I et le poteau II proportionnellement à leurs rigidités.

La rigidité de portique I = rigidité de poteau EC (supposé encasturé en C).

$$R_I = \frac{3EI}{h_I^3} \quad R_{II} = \frac{3EI}{h_{II}^3}$$

$$F_I = \frac{\frac{3EI/h_I^3}{3EI/h_I^3 + 3EI/h_{II}^3} F = \frac{h_{II}^3}{h_I^3 + h_{II}^3} F = 0,82 F$$

$$F_{II} = \frac{3EI/h_{II}^3}{3EI/h_I^3 + 3EI/h_{II}^3} F = 0,18 F$$



$$\left. \begin{aligned} F_I &= 0,82 F \\ F_{II} &= 0,18 F \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} F_I &= 3,2t \quad (F = 3,921t) \\ F_{II} &= 0,71t \end{aligned}$$

- Étude de portique I (calcul des Effort):

La réduction de la force F

au pt C engendre:

une force $F = 3,2t$.

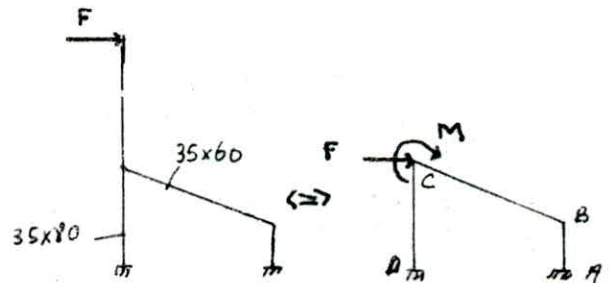
et un Moment: $M = 3,2 \times 5,47 = 17,5t \cdot m$

1^{er} Cas:

* Étudions le Cadre ABCD sous

L'Action de F :

Le formulaire de KLEINLOGEL (Formulaire des cadres) nous donne en fonction des caractéristiques géométrique de cadre et de type de force horizontales les Moments au Noeuds.



principe de la méthode:

a) On détermine les valeurs des coefficients fixes:

$$k_1 = \frac{J_3}{J_1} \frac{h_1}{s} = 0,2 \quad ; \quad k_2 = \frac{J_2}{J_2} \frac{h_2}{s} = 0,289$$

$$m = \frac{h_2}{h_1} = 3,427 \quad ; \quad \varphi = \frac{f}{h_1} = 2,427$$

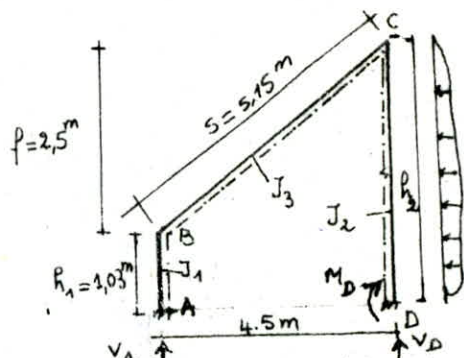
$$R_1 = 2(3k_1 + 1) = 3,2 \quad ; \quad R_2 = 2(1 + 3k_2) = 3,734$$

$$R_3 = 2(k_2 + m^2 k_2^2) = 7,188 \quad ; \quad N = R_3(k_1 + 1 + k_2) + 6k_1 k_2 (k_1 + 1 + m + m^2 + m^2 k_2) = 17,577$$

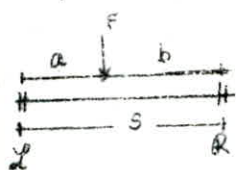
$$m_{11} = \frac{R_2 R_3 - 9m^2 k_2^2}{3N} = 0,342 \quad ; \quad m_{12} = m_{21} = \frac{9m k_1 k_2 - R_3}{3N} = -0,1$$

$$m_{22} = \frac{R_1 R_3 - 9k_1^2}{3N} = 0,43 \quad ; \quad m_{13} = \frac{k_1 R_2 - m k_2}{N} = -0,0139$$

$$m_{33} = \frac{R_1 R_2 - 1}{3N} = 0,21 \quad ; \quad m_{23} = m_{32} = \frac{m k_2 R_1 - k_1}{N} = 0,169$$



b) On détermine les coefficients α et β qui dépendent de type de charge :



pour 1 charge F appliqué à l'extrémité de la travée

$$\alpha = \frac{a}{s} = 0 \quad ; \quad \beta = \frac{b}{s} = 1 \quad ; \quad \mathcal{L} = Pa(1 + \beta) = 0$$

$$M_r = Pb = FS \quad (\text{dans notre cas } s = h_2) \quad ; \quad R = Pa(1 + \alpha) = 0$$



pour 1 moment M appliqué à l'extrémité

$$\mathcal{L} = 2M \quad ; \quad R = M \quad ; \quad \mathcal{L} + R = 3M \quad ; \quad \mathcal{L} - R = M$$

$$M_r = -M \quad ; \quad M_e = +M$$

c) On détermine les coefficients (cas d'une force appliquée à l'extrémité).

$$\beta_1 = [3M_r - (\mathcal{L} + R)] k_2 = 0,867 M_r$$

$$\beta_2 = [2M_r - R] m k_2 = 1,98 M_r$$

$$x_1 = -\beta_2 m_{21} + \beta_3 m_{31} = 0,059 M_r$$

$$x_2 = \beta_2 m_2 - \beta_3 m_{32} = 0,707 M_r$$

$$x_3 = -\beta_2 m_{23} + \beta_3 m_{33} = 0,269 M_r$$

d) On détermine les Moments aux Nœuds:

avec convention de signe :

$M^e (+)$ = provoque la traction de fibre de côté pointillé

$M^e (-)$ = " " " " " "

$$M_A = x_2 - x_3 = 0,21 M_r$$

$$M_B = -x_1 = -0,059 M_r$$

$$M_C = x_2 = 0,707 M_r$$

$$M_D = -M_r + x_2 + m x_3 = 0,629 M_r$$

$$V_A = -V_D = \frac{x_1 + x_2 + \varphi x_3}{\ell} = 1,419 \frac{M_r}{\ell}$$

$$H_A = \frac{x_3}{h_1} = \frac{0,269 M_r}{h_1}$$

$$H_D = -(W - H_A)$$

Le même principe pour le cas de Moment Appliqué a l'extrémité mais avec des coefficients de charges α et β différents.

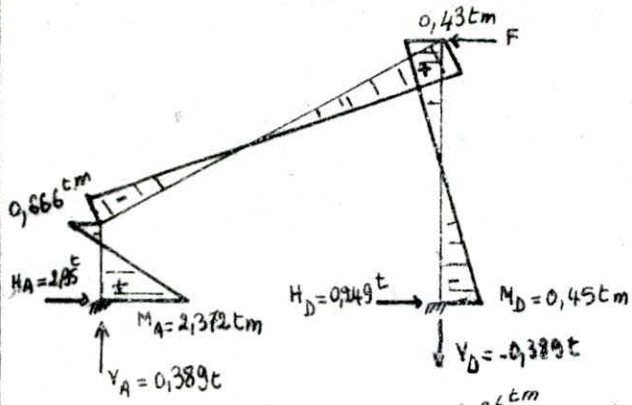


Diagramme des M^t s sous F

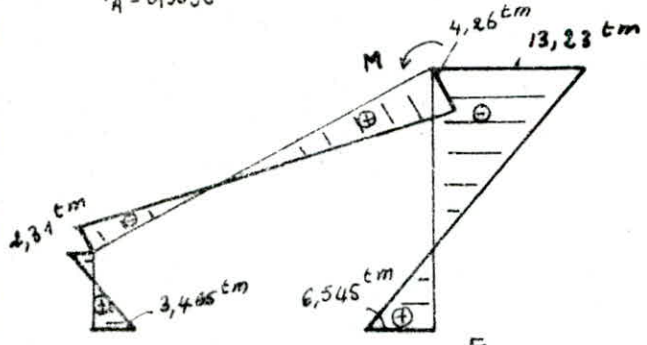
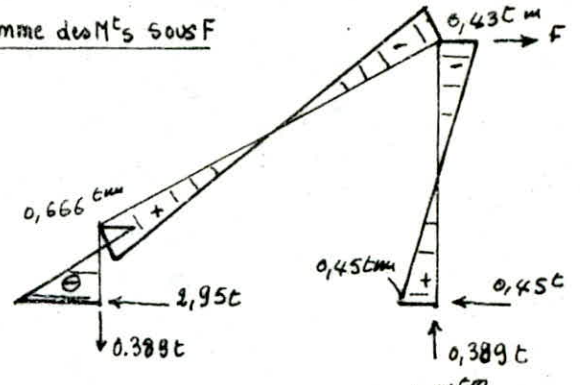


Diagramme des M^t s sous M

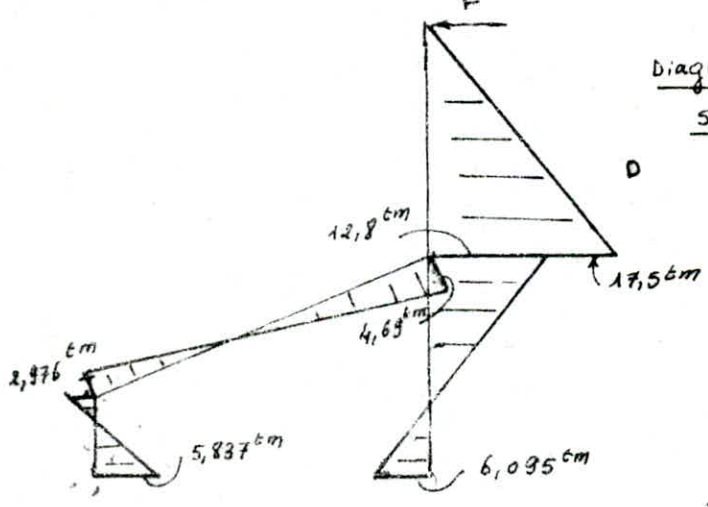
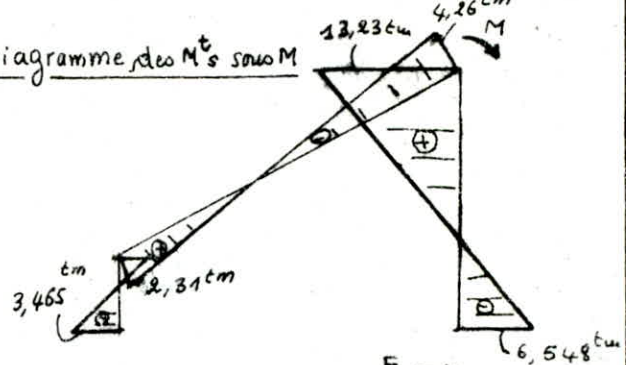
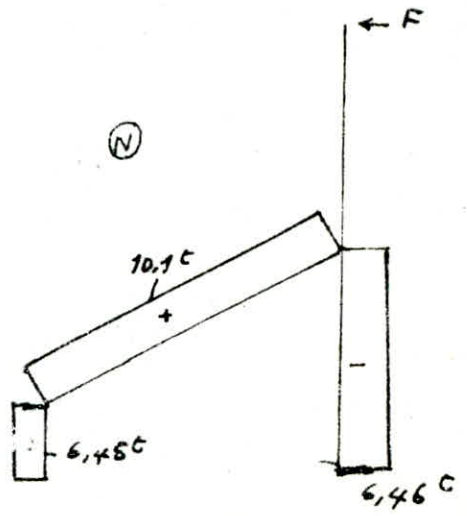
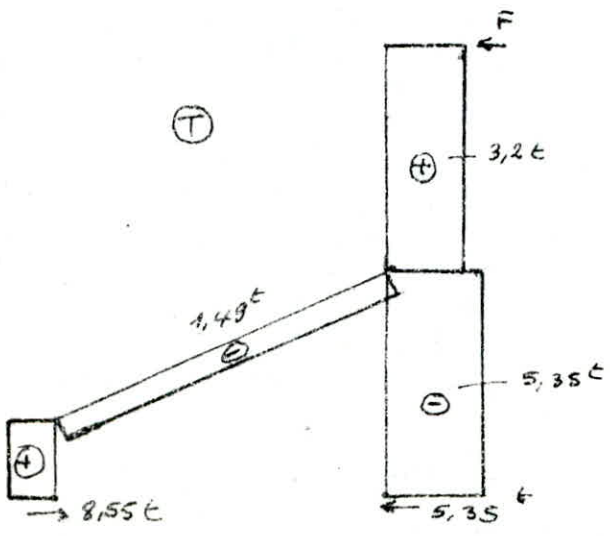
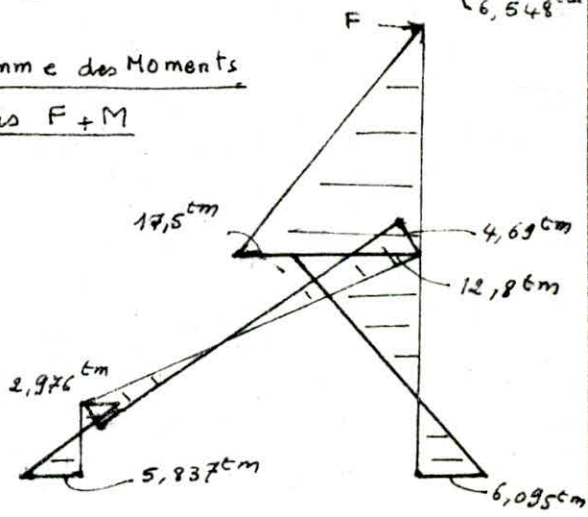
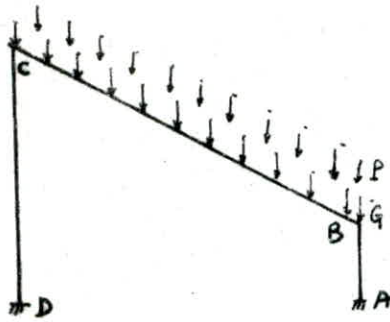


Diagramme des Moments sous F + M



2. EFFORTS DÛS À LA CHARGE VERTICALE (G et P)



La surcharge P due aux Spectateurs ainsi que la charge permanente G sont supportees par la poutre gradins et les poteaux d'Extremities. La surcharge P est prise egale à 500 kg/m²

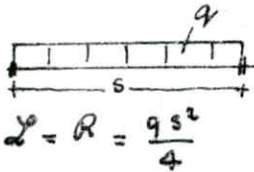
$$P/m\ell = 0,5 \times 6 = 3 \text{ t/ml}$$

La charge permanente G est supposee Agir comme

une charge uniforme :

$$g/m\ell = \underbrace{1,02 \times \frac{2,5 \times 6}{4,5}}_{\text{pds des Gradins}} + \underbrace{\frac{0,35 \times 0,6 \times 2,5}{\cos \alpha}}_{\text{pds propre de la poutre}} = 4 \text{ t/ml.}$$

de même formulaire nous donnent pour le type de charge verticales et des coefficients caracteristiques du cadre les Moments au noeuds du cadre.



$$L = R = \frac{qs^2}{4}$$

$$M_r = M_p = \frac{qs^2}{2} \quad S = qs \quad M_2 = \frac{qs^2}{2}$$

$$X_1 = Lm_{11} + Rn_{21} = \frac{qs^2}{4} \times 0,342 + \frac{qs^2}{4} (-0,1) = 1,225q \quad (s = 4,5m)$$

$$X_2 = Lm_{12} + Rn_{22} = \frac{qs^2}{4} (-0,1) + \frac{qs^2}{4} (0,43) = 1,67q$$

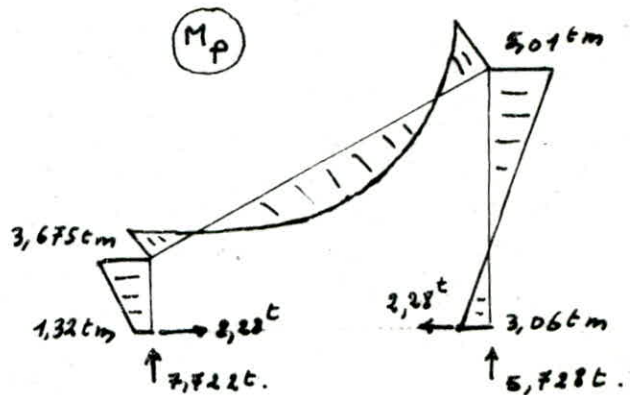
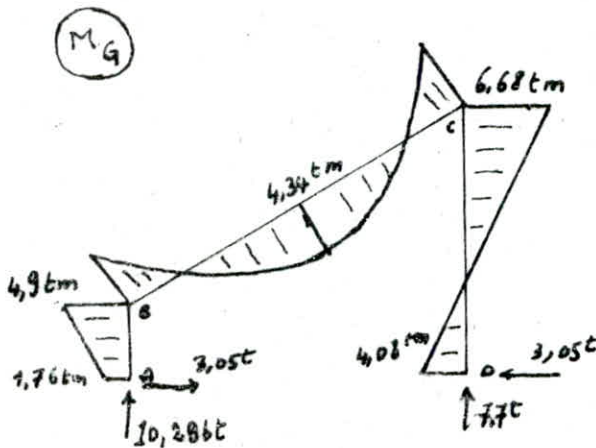
$$X_3 = Lm_{13} + Rn_{23} = 0,785q$$

$$M_A = X_3 - X_1 = -0,44q \quad ; \quad M_C = -X_2 = -1,67q \quad ; \quad M_B = -X_1 = -1,225q \quad ; \quad M_D = mX_1 - X_2 = 1,02q$$

$$H_A = H_D = \frac{X_3}{h_1} = 0,762q \quad ; \quad V_A = \frac{qs^2}{2} + X_1 - X_2 + qX_3 = 2,574q$$

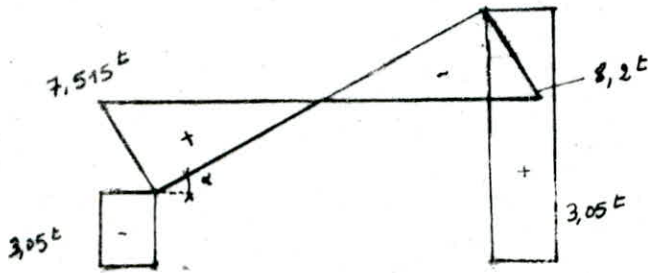
1^{er} Cas: $q = g = 4 \text{ t/ml}$

2^{eme} Cas: $q = P = 3 \text{ t/ml}$

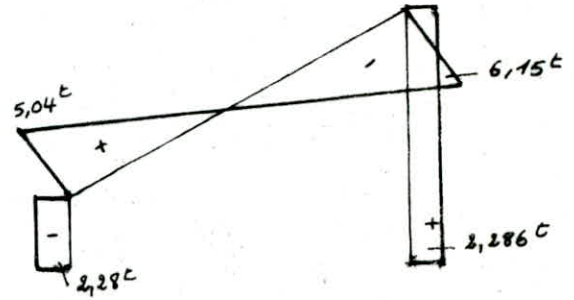


à partir des diagrammes des moments on déterminent les Diagrammes des Efforts tranchants et Efforts Normaux en faisant l'Equilibre des Efforts aux Niveau des noeuds.

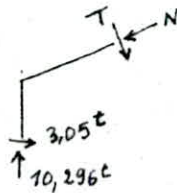
(T_G)



(T_P)

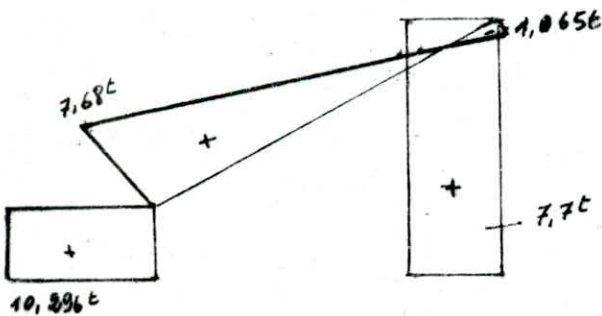


Ex Noeud : B

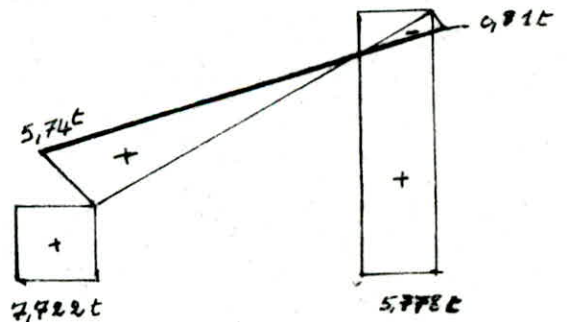


$$\left. \begin{aligned} 10,296 - T \cos \alpha - N \sin \alpha &= 0 \\ 3,05 + T \sin \alpha - N \cos \alpha &= 0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} T &= 7,515t \\ N &= 7,68t \end{aligned}$$

(N_G)



(N_P)

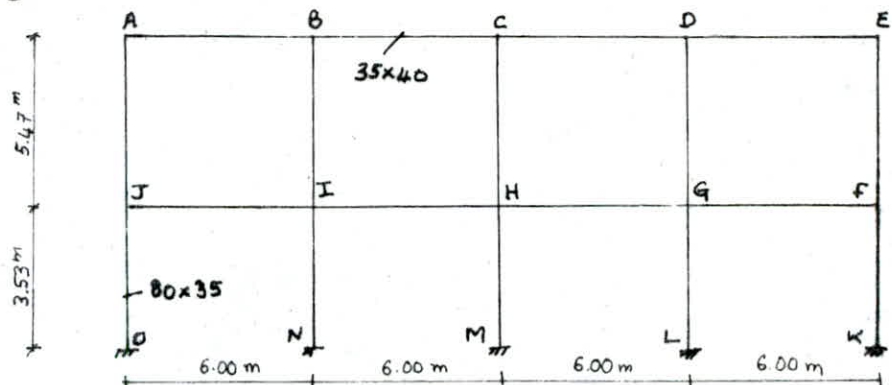


portique longitudinal (L_2):

EFFORTS dûs au SIESME:

Le portique considéré est soumis à une charge sismique horizontale F supposée appliquée au sommet.

La méthode utilisée pour le calcul des Efforts Internes (M, N, T) est la méthode de "cross" avec les noeuds déplaçable. Cette méthode consiste à calculer par approximations successives les moments transmis aux noeuds par des poutres ainsi que par l'équilibrage des noeuds.

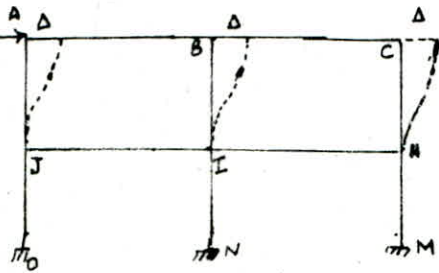


principe de la méthode:

- 1°. on calcule les raideurs des poutres et des poteaux $x_{ij} = \frac{I_{ij}}{A_{ij}}$
 - 2°. on détermine pour chaque noeud considéré les coefficients de répartition relatifs à chaque élément lié à ce noeud.
 - 3°. on calcule les moments aux noeuds pour un déplacement Δ de l'étage supérieur (étage inférieur fixe) ainsi que les efforts tranchants sur les niveaux JF et OK.
on calcule les moments aux noeuds pour 1 déplacement Δ des deux niveaux JF et AE ainsi que les efforts tranchants sur les niveaux JF et OK.
- l'équilibrage des forces horizontales sur les deux niveaux nous permet de calculer les coefficients k_1 et k_2 .
- 4°. les moments définitifs aux noeuds se calculent à l'aide des coefficients k_1, k_2 et les moments calculés pour le cas de chaque déplacement Δ .

RM: pour le cas de portiques symétriques: l'étude de portique AE KO se ramène à l'étude de portique ACMO avec une force horizontale et d'inerties des poteaux (CH et HM) réduits de moitié.

47

1^{re}: ITERATION:Moments aux Noeuds pour 1 Déplacement Δ :

$$M_{AJ} = M_{JA} = M_{BI} = M_{IB} = M_{CH} = M_{HC} = \frac{6EIA}{h^2}$$

puisque Δ est Arbitraire
on prend: $M_{AJ} = M_{JA} = \dots = 1$

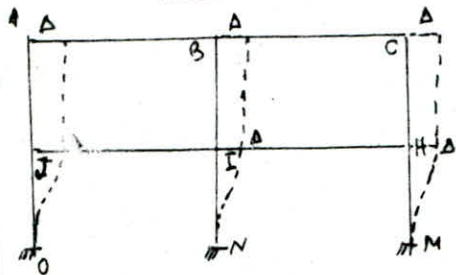
| Noeud | A | | B | | | C | | H | | | I | | | J | | | |
|-------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Barre | AB | AJ | BA | BC | BI | CB | CH | HC | HI | HM | IJ | IB | IH | IN | JA | JI | JO |
| μ_{ij} | 0,37 | 0,63 | 0,27 | 0,27 | 0,46 | 0,54 | 0,46 | 0,28 | 0,32 | 0,40 | 0,16 | 0,27 | 0,16 | 0,41 | 0,19 | 0,32 | 0,49 |
| M_p | - | 1 | - | - | 1 | - | 1 | 1 | - | - | - | 1 | - | - | 1 | - | - |
| 1 ^{er} Equi-Librage | A | -0,37 | -0,63 | -0,185 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | -0,315 | - | - |
| | B | -0,11 | - | -0,22 | -0,22 | -0,37 | -0,11 | - | - | - | - | -0,185 | - | - | - | - | - |
| | C | - | - | - | -0,24 | - | -0,48 | -0,41 | -0,285 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | H | - | - | - | - | - | - | -0,11 | -0,22 | -0,25 | -0,32 | - | - | -0,125 | - | - | - |
| | I | - | - | - | - | -0,095 | - | - | - | -0,055 | - | -0,11 | -0,12 | -0,11 | -0,28 | - | -0,055 |
| | J | - | -0,06 | - | - | - | - | - | - | - | - | -0,1 | - | - | -0,12 | -0,2 | -0,31 |
| 2 ^{eme} Equi-Librage | A | 0,063 | 0,11 | 0,031 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,055 | - | - |
| | B | 0,041 | - | 0,082 | 0,082 | 0,14 | 0,042 | - | - | - | - | 0,07 | - | - | - | - | - |
| | C | - | - | - | 0,019 | - | 0,038 | 0,031 | 0,015 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | H | - | - | - | - | - | - | 0,005 | 0,011 | 0,013 | 0,016 | - | - | 0,0065 | - | - | - |
| | I | - | - | - | - | 0,003 | - | - | - | - | - | - | 0,006 | 0,0038 | 0,0036 | - | 0,0019 |
| | J | - | -0,005 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,0038 | - | - | -0,001 | -0,018 | -0,027 |
| 3 ^e | A | -0,003 | -0,003 | -0,006 | - | - | - | - | - | - | -0,009 | - | - | - | -0,015 | - | - |
| | B | -0,002 | - | -0,004 | -0,004 | 0,007 | 0,007 | - | - | - | - | -0,0035 | - | - | - | - | - |
| M | -0,39 | 0,39 | -0,31 | -0,36 | 0,67 | -0,51 | 0,51 | 0,6 | -0,3 | -0,3 | -0,22 | 0,7 | 0,22 | -0,27 | 0,61 | -0,27 | -0,34 |

$$T_{JH} = \frac{0,39 + 0,61}{5,47} + \frac{0,67 + 0,7}{5,47} + \frac{0,51 + 0,6}{5,47} = 0,646$$

$$T_{OM} = \frac{-0,34 - 0,169 - 0,27 - 0,145 - 0,3 - 0,168}{3,53} = -0,396$$

| MH | NI | OJ |
|-------|--------|--------|
| -0,16 | -0,14 | -0,155 |
| 0,008 | 0,0048 | -0,014 |

2^{ème} ITÉRATION:



Moments aux Noeuds pour 1 Dept. Δ

$$M_{JO} = M_{OJ} = M_{IN} = M_{NI} = M_{HM} = M_{MH} = \frac{6EIA}{L^2} \Delta$$

puis que Δ est Arbitraire
on prend : $M_{JO} = M_{OJ} = \dots = 1$

| Noeud | A | | B | | | C | | H | | | I | | | | J | | | |
|-------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Barre | AB | AJ | BA | BC | BI | CB | CH | HC | HI | HM | IJ | IB | IH | IN | JA | JI | JO | |
| K_{ij} | 0,37 | 0,63 | 0,27 | 0,27 | 0,46 | 0,54 | 0,46 | 0,28 | 0,32 | 0,40 | 0,16 | 0,27 | 0,16 | 0,41 | 0,19 | 0,32 | 0,49 | |
| M_p | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | - | - | 1 | - | - | 1 | |
| 1 ^{er} Equi Librage | A | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | B | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | C | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | H | - | - | - | - | - | - | -0,14 | -0,28 | -0,32 | -0,4 | - | - | -0,16 | - | - | - | |
| | I | - | - | - | - | -0,115 | - | - | - | -0,065 | - | -0,134 | -0,23 | -0,13 | -0,34 | - | -0,067 | - |
| | J | - | 0,09 | - | - | - | - | - | - | - | - | -0,15 | - | - | - | -0,28 | -0,3 | -0,46 |
| | 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 2 ^{ème} Equi Librage | A | 0,033 | 0,057 | 0,016 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | B | 0,014 | - | 0,028 | 0,028 | 0,045 | 0,014 | - | - | - | - | - | 0,025 | - | - | - | - | |
| | C | - | - | - | 0,034 | - | 0,068 | 0,058 | 0,029 | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | H | - | - | - | - | - | - | 0,005 | 0,01 | 0,012 | 0,014 | - | - | 0,006 | - | - | - | |
| | I | - | - | - | - | 0,015 | - | - | - | 0,0035 | - | 0,009 | 0,033 | 0,019 | 0,05 | - | 0,0085 | - |
| | J | - | 0,005 | - | - | - | - | - | - | - | - | -0,006 | - | - | - | -0,007 | -0,012 | -0,018 |
| | 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 0 | 0,004 | -0,005 | 0,002 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | -0,003 | - | - | |
| 0 | -0,006 | - | -0,013 | -0,013 | -0,022 | -0,006 | - | - | - | - | - | -0,011 | - | - | - | - | - | |
| M | 0,014 | -0,014 | 0,029 | 0,018 | -0,015 | 0,015 | -0,016 | -0,14 | -0,36 | 0,6 | -0,27 | 0,18 | -0,27 | 0,72 | -0,16 | -0,37 | 0,53 | |

$$T_{JH} = \frac{-0,64 - 0,16 - 0,076 - 0,18 - 0,076 - 0,14}{5,47} = -0,146$$

$$T_{OM} = \frac{0,53 + 0,78 + 0,72 + 0,86 + 0,6 + 0,81}{3,53} = 1,22 \text{ t.}$$

| MH | NI | OJ |
|--------|-------|-------|
| 1 | 1 | 1 |
| -0,2 | -0,17 | -0,13 |
| -0,007 | 0,025 | 0,009 |
| 0,80 | 0,86 | 0,78 |

$$\sum \text{Forces horizontales} = 0 \Rightarrow k_1 \cdot 0,64 - k_2 \cdot 0,14 = \frac{F}{2} = 4,47t$$

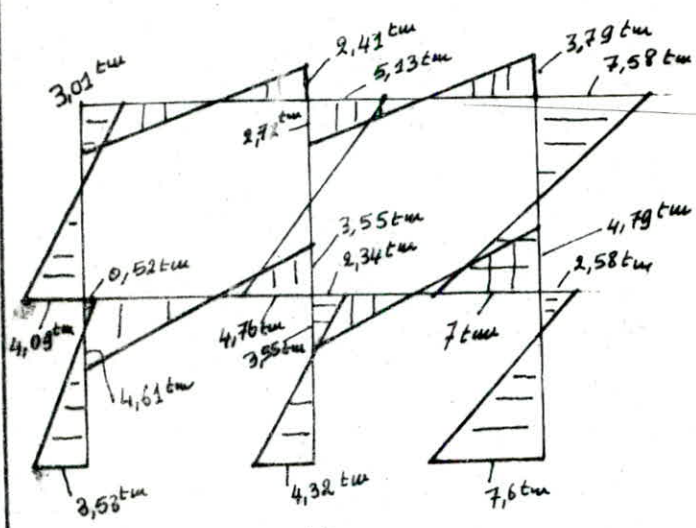
$$k_1 \cdot (-0,39) + k_2 \cdot 1,22 = 4,47$$

$$k_1 = 8,37 \quad k_2 = 6,34$$

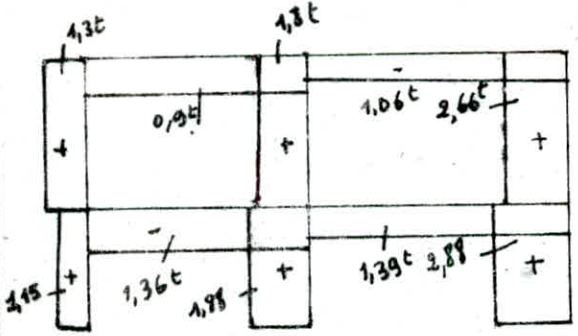
Les Moments definitifs aux nœuds s'obtiennent : $M = k_1 M_{(1^{er} \text{ iter.})} + k_2 M_{(2^{eme} \text{ iter.})}$

| Barre | AB | AJ | BA | Bc | BI | CB | CH | HC | HI | HM | IJ | IB | IH | IN | JA |
|----------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------------|------------|-------|-------------|-------|------|-------|------|------|
| M_{tm} | -3,01 | 3,01 | -2,41 | -2,72 | 5,13 | -3,79 | 3,79 x 2 | 3,5 x 2 | -4,79 | 1,29 x 2 | -3,55 | 4,76 | -3,55 | 2,34 | 4,09 |

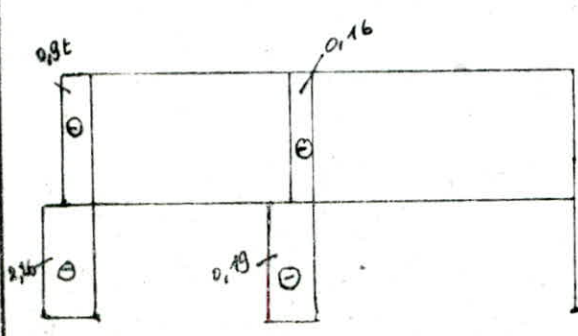
| JI | JO | MH | NI | OJ |
|-------|------|------------|------|------|
| -4,61 | 0,52 | 3,8 x 2 | 4,32 | 3,53 |



| Po | Pot. | s'ion | M _{tm} | S I | | | G | M | P're | s'ion | S I | |
|-------|-------|-------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------|
| | | | | T(t) | N(t) | N | | | | | M | T ₁ |
| HM | IN | JO | CH | BI | AJ | AI | AI | AI | AI | AI | AI | AI |
| MH | NI | OJ | HC | IB | JA | AT | AT | AT | AT | AT | AT | AT |
| -7,6 | -4,32 | -3,53 | -7 | -4,76 | -4,09 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 |
| 2,88 | 1,98 | 1,15 | 2,66 | 1,8 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 |
| 0 | -0,19 | -2,26 | 0 | -0,16 | 0,9 | -0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| 36,45 | 36,45 | 18,22 | 25,8 | 25,8 | 12,9 | 9,07 | 9,07 | 9,07 | 9,07 | 9,07 | 9,07 | 9,07 |
| " | " | " | " | " | " | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | IH | J I | BC | AB | AB | AB | AB | AB | AB | AB | AB |
| | | HI | IJ | CB | BA | BA | BA | BA | BA | BA | BA | BA |
| | | -4,79 | 3,55 | -3,79 | -2,41 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 | 3,01 |
| | | -1,39 | -1,36 | 1,085 | 1,085 | -2,41 | -2,41 | -2,41 | -2,41 | -2,41 | -2,41 | -2,41 |



(T_E)



(N_E)

SUPERPOSITION DES EFFORTS

Notation:

G: sollicitation due à la charge permanente.

P: sollicitation due aux surcharges d'exploitation.

E: sollicitation due aux surcharges sismiques.

SOLLICITATIONS TOTALES PONDÉRÉES:

1^{er} genre: $G + 1,2P$

2^{ème} genre:

Poutres $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \text{ donne le ferrailage inférieur (dans de Cas où } M > 0) \\ \text{au Niveau des Appuis} \\ G + P \pm E \text{ donne le ferrailage supérieur au Niveau} \\ \text{des Appuis} \end{array} \right.$

Poteaux $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \text{ donne } (N^{\min}, M_{\text{corr}}), \text{ elle dimensionne les Sections} \\ \text{d'acier } (\sigma_0 \text{ max}) \\ G + P \pm 1,2E \text{ donne } (N^{\max}, M_{\text{corr}}) \text{ ou } (M^{\max}, N_{\text{corresp}}) \end{array} \right.$

EFFORTS TOTALES PONDÉRÉS:

Les Efforts internes totaux pondérés: M, N, T seront calculés en tenant compte de superpositions indiqués précédemment et ceci dans le sens transversale et Longitudinal. Dans le calcul du ferrailage des éléments de structure: poutres, poteaux, on ne considèrera que les superpositions (combinaisons) les plus défavorables des deux genres.

portique transversal:

| | M (<t.m>) aux Appuis | | | T (<t>) aux Appuis | | | N (<t>) aux appuis | | | |
|---------|----------------------|--------|-------|--------------------|-------|-------|--------------------|-------|--------|-------|
| | Section | E | G | P | E | G | P | E | G | P |
| Poteaux | FH | -3,88 | 0 | 0 | 0,71 | 0 | 0 | 0 | 26 | 0 |
| | GH | -6,39 | 0 | 0 | 0,71 | 0 | 0 | 0 | 33 | 0 |
| | EC | -17,5 | 0 | 0 | 3,2 | 0 | 0 | 0 | 26 | 0 |
| | CD | -12,0 | -6,68 | -5,01 | -5,35 | -3,05 | -2,286 | -6,46 | 30 | 2,178 |
| | DC | 6,098 | 4,08 | 3,06 | -5,35 | -3,05 | -2,286 | -6,46 | 40,17 | 2,178 |
| | BA | 2,976 | 4,9 | 3,675 | 8,55 | 3,05 | 2,286 | 6,46 | 10,296 | 7,722 |
| | AB | -5,837 | 3,05 | 1,32 | 8,55 | 3,05 | 2,286 | 6,46 | 10,84 | 7,722 |
| Poutre | CB | 4,69 | -6,68 | -5,01 | -1,49 | 8,2 | 6,15 | 10,1 | -1,065 | 0,81 |
| | BC | -2,976 | -4,9 | -3,675 | -2,49 | 7,515 | -5,64 | 10,1 | 7,68 | 5,74 |
| | BC travers | 0,857 | 4,34 | 3,25 | -1,49 | | | 10,1 | 3,31 | 2,465 |

PORTIQUE transversal: T₄

| | | M (t.m) | | | | N (t) | | | | T (t) | | | | | | |
|---------|-----------|---------|--------|----------|----------|--------|--------|--------|----------|----------|--------|--------|--------|----------|----------|--------|
| Stion | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+1,2E | G+P-1,2E | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+1,2E | G+P-1,2E | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+1,2E | G+P-1,2E | |
| POTEAUX | FM | 0 | -3,38 | 3,38 | -4,656 | 4,656 | 26 | 20,8 | 20,8 | 26 | 26 | 0 | 0,71 | -0,71 | 0,85 | -0,85 |
| | GH | 0 | -6,39 | 6,39 | -7,668 | 7,668 | 33 | 26,4 | 26,4 | 33 | 33 | 0 | 0,71 | -0,71 | 0,85 | -0,85 |
| | EC | 0 | -17,5 | 17,5 | 21 | 21 | 26 | 20,8 | 20,8 | 26 | 26 | 0 | 3,2 | -3,2 | 3,84 | -3,84 |
| | CD | 12,69 | -8,156 | 7,45 | -27,05 | 3,67 | 39,8 | 17,54 | 30,46 | 30,4 | 45,93 | -5,79 | -7,79 | 2,91 | -11,75 | 1,084 |
| | DC | 7,75 | 9,36 | -2,8 | 14,457 | -0,177 | 49,98 | 25,67 | 38,6 | 41 | 56,1 | -5,79 | -7,79 | 2,91 | -11,75 | 1,084 |
| | BA | 9,31 | 6,896 | 0,944 | 12,146 | 5 | 19,56 | 14,7 | 1,77 | 25,77 | 10,27 | 5,79 | 10,79 | -5,91 | 15,96 | -4,9 |
| | AB | 4,63 | -3,39 | 1,27 | -2,03 | 11,37 | 20,1 | 15,13 | 2,2 | 26,3 | 10,81 | 5,79 | 10,79 | -5,91 | 15,96 | -4,9 |
| poutre | Stion | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+E | G+P-E | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+E | G+P-E | G+1,2P | 0,86+E | 0,86-E | G+P+E | G+P-E |
| | CB | -12,69 | -0,65 | -10,03 | -7 | -16,38 | -2,04 | 9,25 | -10,95 | 8,23 | -11,98 | 15,58 | 5,07 | 8,05 | 12,86 | 15,84 |
| | BC | -9,3 | -6,89 | -0,944 | -11,55 | -5,60 | 14,57 | 16,24 | -3,95 | 23,52 | 3,32 | -14,28 | -7,5 | -4,52 | -14,65 | -11,67 |
| | BC travée | 8,24 | 4,34 | 2,62 | 8,45 | 6,83 | 6,27 | 12,75 | -7,45 | 15,88 | -4,33 | | | | | |

- Portique Longitudinal : 1,2

| | M (t.m) | | | | | N (t) | | | | | T (t) | | | | | |
|-----------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|
| | stim | G+1,2P | 0,8G+E | 0,8G-E | G+P+E | G+P-E | G+1,2P | 0,8G+E | 0,8G-E | G+P+E | G+P-E | G+1,2P | 0,8G+E | 0,8G-E | G+P+E | G+P-E |
| Poutres x | AT | 0 | 3,01 | -3,01 | 3,61 | -3,61 | 9,07 | 6,34 | 8,14 | 7,99 | 10,15 | 0 | 1,3 | -1,3 | 1,56 | -1,56 |
| | JA | 0 | -4,09 | +4,09 | -4,91 | 4,91 | 12,9 | 9,42 | 11,22 | 11,82 | 13,38 | " | 2,3 | -2,3 | 1,56 | -1,56 |
| | BI | 0 | 5,13 | -5,13 | 6,16 | -6,16 | 21,97 | 17,15 | 17,47 | 21,78 | 22,16 | " | 1,8 | -1,8 | 2,16 | -2,16 |
| | IB | 0 | -4,76 | 4,76 | -5,71 | 5,71 | 25,8 | 20,48 | 20,8 | 25,61 | 25,99 | " | 1,8 | -1,8 | 2,16 | -2,16 |
| | CH | 0 | 7,58 | -7,58 | 9,1 | -9,1 | 21,97 | 17,58 | 17,58 | 21,97 | 21,97 | " | 2,66 | -2,66 | 3,19 | -3,19 |
| | HC | 0 | -7 | 7 | -8,4 | 8,4 | 25,8 | 20,64 | 20,64 | 25,8 | 25,8 | " | 2,66 | -2,66 | 3,19 | -3,19 |
| | JO | 0 | 0,52 | -0,52 | 0,62 | -0,62 | 15,75 | 10,34 | 14,86 | 13,04 | 18,46 | " | 1,15 | -1,15 | 1,38 | -1,38 |
| | OJ | 0 | -3,53 | 3,53 | -4,24 | 4,24 | 18,22 | 12,32 | 16,84 | 15,51 | 20,93 | " | 1,15 | -1,15 | 1,38 | -1,38 |
| | IN | 0 | 2,34 | -2,34 | 2,81 | -2,81 | 33,98 | 26,99 | 27,37 | 33,75 | 34,21 | " | 1,88 | -1,88 | 2,26 | -2,26 |
| | NI | 0 | -4,32 | 4,32 | -5,18 | 5,18 | 36,45 | 28,97 | 29,35 | 36,22 | 36,68 | " | 1,88 | -1,88 | 2,26 | -2,26 |
| | HM | 0 | 2,58 | -2,58 | 3,1 | -3,1 | 33,98 | 27,18 | 27,18 | 33,98 | 33,98 | " | 2,88 | -2,88 | 3,46 | -3,46 |
| | MH | 0 | -7,6 | 7,6 | -9,12 | 9,12 | 36,45 | 29,18 | 29,18 | 36,45 | 36,45 | " | 2,88 | -2,88 | 3,46 | -3,46 |

| | M (t.m) | | | | | T (t) | | | | | |
|---------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|
| | stim | G+1,2P | 0,8G+E | 0,8G-E | G+P+E | G+P-E | G+1,2P | 0,8G+E | 0,8G-E | G+P+E | G+P-E |
| Poutres | AB | 0 | 3,01 | -3,01 | 3,01 | -3,01 | 0 | -0,9 | 0,9 | -0,9 | 0,9 |
| | BA | 0 | -2,41 | 2,41 | -2,41 | 2,41 | 0 | -0,9 | 0,9 | -0,9 | 0,9 |
| | BC | 0 | 2,72 | -2,72 | 2,72 | -2,72 | 0 | -1,1 | 1,1 | -1,1 | 1,1 |
| | CB | 0 | -3,79 | 3,79 | -3,79 | 3,79 | 0 | -1,1 | 1,1 | -1,1 | 1,1 |
| | JI | 0 | 4,61 | -4,61 | 4,61 | -4,61 | 0 | -1,36 | 1,36 | -1,36 | 1,36 |
| | IJ | 0 | -3,55 | 3,55 | -3,55 | 3,55 | 0 | -1,36 | 1,36 | -1,36 | 1,36 |

FERRAILLAGE des poteaux

INTRODUCTION:

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants et des moments fléchissants en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront donc calculés à la flexion composée sous sollicitations de 1^{er} Genre (SP_1) et de Second Genre (SP_2) et on optera pour la plus importante section d'acier

ARMATURES LONGITUDINALES:

méthode de calcul:

on calcule les contraintes admissibles du béton en flexion composée

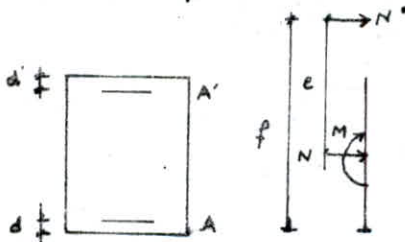
$$\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_b \quad \text{si } e_0 \geq \frac{h_E}{2} \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}_b' = (1 + 2e_0/h_E)\bar{\sigma}_b \quad \text{si } e_0 < \frac{h_E}{2}$$

on peut avoir 4 cas:

- $e_0 > e_1 = \frac{h_E}{6}$ (N compression) \Rightarrow section partiellement comprimée
- $e_0 \leq e_1$ (N compression) \Rightarrow Section entièrement comprimée
- $e_0 < \frac{h_E}{2}$ (N traction) \Rightarrow Section entièrement tendue
- $e_0 > \frac{h_E}{2}$ (N traction) \Rightarrow Section partiellement tendue.

a. section partiellement comprimée:



on calculera la section en flexion simple sous l'effet

d'un moment fictif $M_f = f \times N'$

on calculera M_{rb} (Moment résistant de Béton)

on peut avoir:

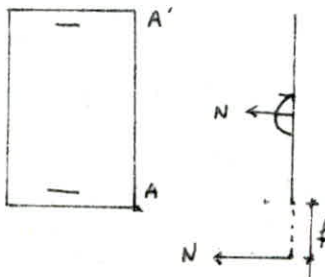
$M_f \leq M_{rb}$ c.a.d $\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow$ dans ces cas les armatures de

compression ne sont pas nécessaires, la section d'acier de traction: $A = \frac{M_f}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a}$

$M_f > M_{rb} \Rightarrow$ les aciers de compression sont nécessaires

$$A' = (M_f - M_{rb}) / \sigma_a' (h - d) ; \quad A = M_{rb} / \sigma_a \bar{\gamma} h + (\sigma_a' / \sigma_a) A' - N' / \bar{\sigma}_a$$

b. section partiellement tendue:



de la même manière on calcule $M_f = f \times N$

si $M_f \leq M_{rb} \Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M_f}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} + \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

si $M_f > M_{rb} \Rightarrow A' \neq 0$

$$A' = (M_f - M_{rb}) / \sigma_a' (h - d) ; \quad A = M_{rb} / \sigma_a \bar{\gamma} h + (\sigma_a' / \sigma_a) A' + N / \bar{\sigma}_a$$

TABLEAU de FERRAILLAGE des poteaux : SENS TRANSVERSAL

| | | SP ₂ (G+1, 2P) | | | | | | | | SP ₂ (la plus défavorable des sollicitations) | | | | | | | | | | |
|--------|---------|---------------------------|--------|-------|------------------|-------|-----------------------------|--------------------|----------------|--|----------------|------------------|--------|-----------------------------|--------------------|--------------------------|---------------|---------------|----------------------|---|
| Poteau | Section | type de sollic | M (tm) | N (t) | e _{0cm} | e' cm | A _{cm²} | A' cm ² | type de sollic | M _{tm} | N _t | e _{0cm} | e' cm | A _{cm²} | A' cm ² | A _T (min) RPA | barre Adopté | A' Adopté | A+A' cm ² | A _t (cm ²) (max) |
| FH | FH | P.C | 0 | 26 | 23,6 | 23,6 | 0 | 0 | P.C | ±4,66 | 26 | 17,9 | 71,4 | 4 | 4 | 22,4 | 6T16 | 8T16 | 24,13 | 112 |
| GH | GH | P.C | 0 | 33 | 0 | 23,6 | 0,86 | 0,86 | P.C | ±7,67 | 33 | 23,24 | 85,68 | 6,67 | 6,67 | 22,4 | 6T16 | 6T16 | 24,13 | 112 |
| EG | EC | P.C | 0 | 26 | 0 | 23,6 | 0 | 0 | P.C | ±21 | 26 | 80,76 | 240,69 | 20,3 | 20,3 | 22,4 | 6T16 +3T20 | 6T16 +3T20 | 42,97 | 112 |
| CD | CD | P.C | 12,69 | 39,8 | 31,89 | 31,89 | 0,33 | 0 | P.C | -27,05 | 30,4 | 98,98 | 88,98 | 6,58 | 0 | 22,4 | 6T16 | 6T16 | 24,13 | 112 |
| | DC | P.C | 7,75 | 49,98 | 15,5 | 15,5 | 0 | 0 | P.C | 14,46 | 41 | 35,26 | 35,26 | 0 | 0 | 22,4 | 6T16 | 6T16 | 24,13 | 112 |
| BA | BA | P.C | 9,31 | 19,56 | 47,6 | 4,76 | 4,2 | 0 | P.C | 12,15 | 25,77 | 47,13 | 47,13 | 3,11 | 0 | 22,4 | 3T16 +2T14 | 3T16 +2T14 | 18,13 | 84 |
| | AB | P.C | 4,63 | 20,1 | 33 | 23 | 0 | 0 | P.C | 9,27 | 2,2 | 376 | 376 | 0 | 0 | 22,4 | 3T16 +2T14 | 3T16 +2T14 | 18,13 | 84 |

- A_T (minimale) = 0,8% (RPA) en zone I
- ϕ (minimale) = 12 mm (zone I)
- Longueur minimal de recouvrement = 50 ϕ₂^{max}

ARMATURES TRANSVERSALES :

vérification à l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_b = \frac{n T_{cal}}{b z} \leq \bar{\tau}_b \text{ ((RPA) article 4.2.2.1) avec } \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28} = 40,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

Prescription RPA : Les Armatures transversales des poteaux sont calculées

à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h_1 \sigma_{en}}$ avec $T = \begin{cases} 2 T_{calc} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{calc} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$

t = espacement entre les cours successifs d'armatures transversales

A_t = Section d'armatures transversales

h_1 = Longueur de la section considérée.

L'espacement admissible est : $\bar{t} = \min(10 \phi_p^{min}; 150 \text{ cm})$ en zone nodale.
 $\bar{t} = 12 \phi_p^{min}$ en zone courante.

quantité d'armatures transversale minimale est : $A_t^{min} = 0,004 t b_1$ (zone II)
 $= 0,003 t b_1$ (zone I)

| Poteau | b/hc | l _c (cm) | λ | n | T _{cal} (t) | τ _b (kg/cm ²) |
|--------|-------|---------------------|------|---|----------------------|--------------------------------------|
| FG | 35/80 | 1800 | 77,9 | 2 | 0,85 | 0,75 |
| EC | 35/80 | 1094 | 47,4 | 2 | 3,84 | 3,39 |
| CD | 35/80 | 247 | 14,2 | 3 | 11,75 | 15,55 |
| AB | 35/80 | 72,1 | 4,16 | 3 | 15,96 | 28,4 |

| Poteau | A _t (cm ²) Adopté | nT (t) | t (cm) | Espacement Admissible | t adopté (cm) | | A _t (min). | |
|--------|---|-----------|-----------|--------------------------|---------------|-------------|-----------------------|-------------|
| | | | | | zone courante | zone nodale | zone courante | zone nodale |
| FG | 2,01 | 1,7 | 317,8 | 19,2 | 18 | 15 | 1,89 | 1,57 |
| EC | 2,01 | 7,68 | 70,35 | 19,2 | 18 | 15 | 1,89 | 1,57 |
| CD | 2,01 | 35,25 | 15,3 | 19,2 | 18 | 15 | 1,89 | 1,57 |
| AB | 2,01 | 47,9 | 11,27 | 19,2 | 18 | 10 | 1,05 | 1,01 |

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \phi 8 \text{ (1 Cadre + 1 Etrier)}.$$

TABLEAU de FERRAILLAGE portique : Longitudinal :

| Poteaux | Section | SP ₁ | | | | | SP ₂ | | | | | | | Vérification avec les Armatures calc. 4T16 + 2T20 |
|---------|---------|-----------------|---|-------|-------|-------|-----------------|-------|-------|---------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|--|
| | | type de sollec. | M | N | A | A' | type de sollec. | M | N | e ₀ (cm) | e' ₀ (cm) | A (cm ²) | A' (cm ²) | |
| AJ | AJ | C.S | 0 | 9,07 | % min | % min | P.C | ±3,61 | 10,15 | 35,57 | 113,5 | 8,98 | 8,98 | Vérifié avec 4T16 + 2T20 |
| | JA | " | " | 11,9 | " | " | " | ±4,91 | 13,98 | 35,12 | 112,11 | 7,9 | 7,9 | " |
| BI | BI | " | " | 21,97 | " | " | " | ±6,16 | 22,16 | 27,8 | 88,73 | 14,6 | 14,6 | " |
| | IB | " | " | 25,8 | " | " | " | ±5,71 | 25,99 | 21,97 | 70,13 | 12,97 | 12,97 | " |
| CH | CH | " | " | 21,97 | " | " | " | ±9,1 | 21,97 | 41,42 | 132,2 | 15 | 15 | " |
| | HC | " | " | 25,8 | " | " | " | ±8,4 | 25,8 | 32,55 | 32,55 | 15,2 | 15,2 | " |
| JO | JO | " | " | 15,75 | " | " | " | ±0,62 | 18,46 | 3,35 | 3,35 | % min | % min | Vérifié avec 4T16 |
| | OJ | " | " | 11,20 | " | " | " | ±4,24 | 20,93 | 20,26 | 20,26 | " | " | " |
| IN | IN | " | " | 33,98 | " | " | " | ±2,81 | 34,21 | 8,2 | 8,2 | " | " | " |
| | NI | " | " | 36,45 | " | " | " | ±5,18 | 36,68 | 14,1 | 14,1 | " | " | " |
| HM | HM | " | " | 33,98 | " | " | " | ±3,1 | 33,98 | 9,12 | 9,12 | % min | % min | " |
| | MH | " | " | 36,45 | " | " | " | ±9,12 | 36,45 | 25,02 | 25,02 | 3,7 | 3,7 | " |

RM: poteaux Supérieurs : $f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e_0$ $\lambda = \frac{e_0}{i} = \frac{0,9 \times 547 \times \sqrt{12}}{35} = 48,7 \Rightarrow f_{1c} = 2,196 e_0$

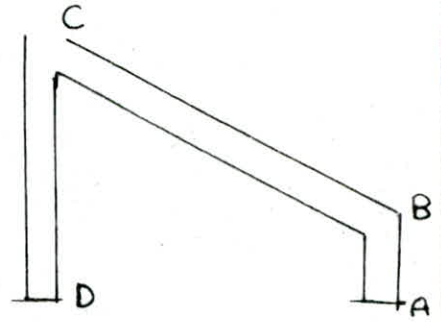
$e'_0 = f_{1c} + e_0 = 3,196 e_0$

poteaux inférieurs : $d < 35 \Rightarrow e_0 = e'_0$

FERRAILLAGE des poutres gradins.

La poutre gradin sera calculée sous sollicitation de 1^{er} genre SP_1 ($G+1,2P$) et de Second genre SP_2 sous la plus défavorable des combinaisons ($0,8G \pm E$; $G+P \pm E$). La Section d'acier adoptée sera la section la plus défavorable des 2 genres.

RM: on tiendra compte des efforts normaux aux niveaux des appuis étant donné que leurs valeurs n'est pas négligeable.



TABEAU de FERRAILLAGE

| Section | SP_1 | | | | SP_2 | | | | A_t (cm ²) | A' (barre adopté) | A' (barre adopté) |
|-----------|----------|---------|------------------------|-------------------------|----------|---------|------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|
| | M (tm) | N (t) | A (cm ²) | A' (cm ²) | M (tm) | N (t) | A (cm ²) | A' (cm ²) | | | |
| CB | -12,9 | -2 | 10,2 | 0 | -16,38 | -11,97 | 9,51 | 0 | 6,3 | 3T16 +3T14 | 3T16 |
| BC | -9,31 | 14,57 | 4,46 | 0 | -11,55 | 23,52 | 3,1 | 0 | 6,3 | 3T16 | 3T16 |
| BC travée | 8,24 | 6,27 | 3,4 | 0 | 8,45 | 15,87 | 3,6 | 0 | 6,3 | 3T16 | 3T16 |

Vérification des conditions:

condition de la non fragilité: (art. 52 CBA 68170)

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,8}{4200} \times 35 \times 56 = 1,9 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée pour toute section)}$$

condition de la Non fissuration:

$$\sigma_s = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,03}{35 \times 2 \times 3,5} = 0,0246$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu visible)

$\eta = 1,6$ (Acier H.A)

$\phi = 16 \text{ mm}$

$$\sigma_s = 2962 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \sigma_{eu}; \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée avec la valeur prise)}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

armatures inférieures:

$$A \geq (T + M/3) / \bar{\sigma}_a$$

$$M = -12,96 \text{ tm}$$

$$T = 15,58 \text{ t}$$

$$(T + \frac{M}{3}) / \bar{\sigma}_a = (15,58 \cdot 10^3 - \frac{12,9 \times 10^5}{3}) / 2800 < 0 \text{ (condition vérifiée)}$$

condition de non entrainement des barres aux appuis:

contrainte d'adhérence aux Appuis: $\bar{\tau}_b = 2 \psi_b \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$

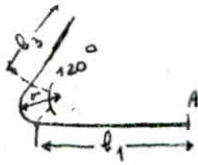
contrainte d'adhérence des barres: $\tau_b = \frac{T}{m p x} = 14,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$.

m : Nombre de barres (Appui droit)

p : périmètre utile d'une barre.

Longueur d'Appui: $c \geq \frac{2T^{\max}}{b_0 \bar{\tau}_b} = 13 \text{ cm} \cdot (< 60 \text{ cm})$

ancrage des barres:



condition pour ancrage total en A:

$$l_1 + 2,33 l_3 \geq l_2 - 3,3 r$$

en prenant $l_2 = 40 \text{ cm}$ $r = 2\phi = 3,2 \text{ cm}$

l_3 : longueur de scellement droit $l_3 = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_b} = 68,6 \text{ cm}$

$$l_3 = 8 \text{ cm}$$

ARMATURES TRANSVERSALES:

contrainte de cisaillement max est $\tau_b = \frac{T^{\max}}{b x} = \frac{15,58 \times 10^3}{35 \times \frac{7}{8} \times 55} = 9,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$ (C.C.B.A 68170).

donc on peut utiliser des armatures d'âmes droites.

contrainte Admissible de traction des Armatures transversales (art 25,12)

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\tau}_b} = 0,82 \quad (\text{pas de reprise de Bétonnage})$$

Éspacement des Cours Successives d'armatures transversales d'âmes:

$$s = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec } A_t: \text{somme des Aires des Sections transversales d'un cours d'âme.}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 48,13 \text{ cm} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres en } \phi 8 \text{)}; \quad A_t \bar{\sigma}_{at} = 0,82 \times 2,400 = 1968 \text{ kg/cm}^2$$

$$T^{\max} = 15,58 \text{ t} \Rightarrow s = 12,2 \text{ cm} \text{ soit } s = 10 \text{ cm}$$

Espacement admissible: $\bar{s}_s = \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) h; 0,2 h \right] = 28 \text{ cm}$

FERAILLAGE des POUTRES : PORTIQUE LONGITUDINAL

| Poutre | Section | type de sollicitation SR_i | | | | | |
|--------|---------|------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| | | M (t.m) | A (cm ²) | A' (cm ²) | A _t (min) 3% (RPA) | A adoptée en Barré | A' adoptée en Barres |
| AB | AB | ± 3,01 | 2,3 | 2,3 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| | BA | ± 2,41 | 1,8 | 1,8 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| BC | BC | ± 2,72 | 2,1 | 2,1 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| | CB | ± 3,8 | 3 | 3 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| JI | JI | ± 4,61 | 3,6 | 3,6 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| | IJ | ± 3,61 | 2,8 | 2,8 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| IH | IH | ± 3,55 | 2,8 | 2,8 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |
| | HI | ± 4,79 | 3,7 | 3,7 | 4,2 | 4T14 | 4T14 |

condition de la non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + \omega \omega_f}$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,157}{2 \times 35 \times 4} = 0,22$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)} \quad \phi = 14 \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu visible)}$$

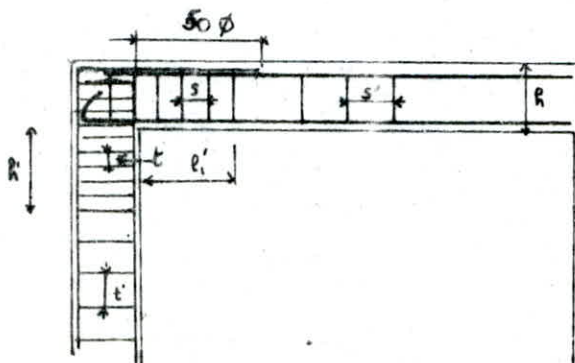
$$\sigma_1 = 3090,3 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

condition de la non fragilité:

$$A_{min} = 0,69 b h \frac{\sigma_a}{\sigma_{cu}} = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Armatures transversales:

Les Efforts tranchants calculés aux niveaux des Appuis sont assez faibles $T_{max} = 1,5 t$; Les Espacements entre les cours successifs seront Importants. On se contente de ferrailer suivant les prescriptions de RPA (81/83).



$$e' = 2h \quad ; \quad h = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_w, h_s, 60 \text{ cm}\right)$$

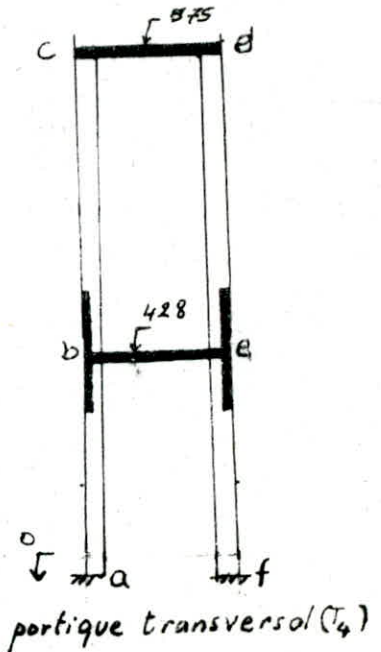
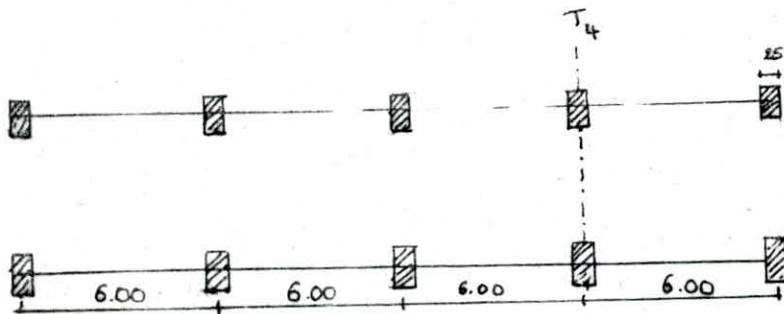
$$t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm}) \text{ zone I-II}$$

$$e' \leq 12\phi \text{ zone I-II}$$

$$s \leq \text{Min}(h/4, 12\phi, 30 \text{ cm})$$

PASSAGE EXTERIEUR

PRESENTATION



Le présente bloc à étudier est une structure à (1 Etage + RDC) dimension (2,1 x 24)

formé :

2 portiques longitudinaux et 5 portiques transversaux
dans le sens longitudinal le contreventement est assuré par des linteaux;
dans le sens transversal 1 dalle a forte surcharge (500 kg/m^2) assure la liaison entre les poteaux.

Dimension des poteaux :

La Dimension des poteaux obtenus en faisant 1 descompte de charge est de (30 x 30)
mais les résultats obtenus dans l'étude dynamique de Pstoc et le calcul de la structure sous la sollicitation (G + P + V) sont Inadmissibles.
La Dimension minimale qui satisfait les deux derniers critères est (25 x 70).

CHARGES et SURCHARGES

1° terrasse:

| | |
|--------------------------|-----------------------------|
| couche de gravier 4cm | 64 kg/m ² |
| Isolation papier goudron | 10 kg/m ² |
| Béton de pente | 100 kg/m ² |
| Étanchéité (4cm) | 10 kg/m ² |
| Dalle en BA (15cm) | 375 kg/m ² |
| enduit en ciment | 40 kg/m ² |
| | <u>600 kg/m²</u> |
| | g = 600 kg/m ² |
| | p = 100 kg/m ² |

charge permanente
Surcharge

2° plancher étage:

| | |
|-------------------------|-----------------------------|
| carrelage (2cm) | 44 kg/m ² |
| Mortier de ciment (2cm) | 48 kg/m ² |
| lit de sable fin (3cm) | 40 kg/m ² |
| Dalle en BA (15cm) | 375 kg/m ² |
| Brique creuse (10cm) | 140 kg/m ² |
| Enduit en ciment (2cm) | 40 kg/m ² |
| | <u>687 kg/m²</u> |
| | g = 687 kg/m ² |
| | p = 500 kg/m ² |

charge permanente
Surcharge

DETERMINATION des MASSES de NIVEAU W_j:

La Masse de niveau est défini par :

$$W_j = G + 0,25P \text{ (plancher Logement)} \quad (RPA 81/88).$$

$$W_j = G + 0,5P \text{ (pour Salle et Magazins accessible aux publics).}$$

G = totalité de charges permanentes revenant au niveau considéré.

P = Surcharge d'exploitation.

dans notre cas on prendra 50% du fait qu'on a 1 bloc accessible aux publics.

| Niv | G (t) | 0,5P (t) | W _j (t) |
|-----|--------|----------|--------------------|
| 2 | 151,62 | 0 | 151,62 |
| 1 | 121,09 | 16,95 | 138,04 |

ETUDE DYNAMIQUE

pour déterminer les caractéristiques dynamique de Bloc d'emploi de La méthode des "forces d'Inertie" nous a paru plus conforme pour notre structure de plus c'est une méthode exacte.

RAPPEL sur La MÉTHODE

considérons Le Système oscillant ayant deux degrés de Libertés, à un Instant (t) quelconque de mouvement les déplacements des masses m_1 et m_2 seront $x_1(t)$ et $x_2(t)$
Le Système est soumis à 2 forces d'inertie $I_1 = -m_1 \ddot{x}_1(t)$ $I_2 = -m_2 \ddot{x}_2(t)$



L'application sur Le Système de deux forces d'Inerties I_1 et I_2 engendrent les déplacements x_1 et x_2
Les déplacements $x_1(t)$; $x_2(t)$ s'expriment à l'aide des forces I_1 ; I_2 par des Expressions :

$$x_1 = I_1 \delta_{11} + I_2 \delta_{12}$$
$$x_2 = I_1 \delta_{21} + I_2 \delta_{22}$$

- où δ_{11} = déplacement unitaire de la masse m_1 dû à I_1 .
- δ_{22} = " " " " m_2 " " I_2 .
- δ_{12} = " " " " m_1 " " " "
- δ_{21} = " " " " m_2 " " " I_1 .

$$\begin{cases} x_1 = -m_1 \ddot{x}_1 \delta_{11} - m_2 \ddot{x}_2 \delta_{12} \\ x_2 = -m_1 \ddot{x}_1 \delta_{21} - m_2 \ddot{x}_2 \delta_{22} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_1(t) + m_1 \ddot{x}_1 \delta_{11} + m_2 \ddot{x}_2 \delta_{12} = 0 \quad (I) \\ x_2(t) + m_1 \ddot{x}_1 \delta_{21} + m_2 \ddot{x}_2 \delta_{22} = 0 \end{cases}$$

Le Système d'équations (I) admet des solutions ayant la forme : $x_1(t) = A_1 \sin(\omega t + \varphi)$
 $x_2(t) = A_2 \sin(\omega t + \varphi)$
en remplaçant \ddot{x}_1 et \ddot{x}_2 par leurs valeurs dans Le Système d'équation (I)

$$\begin{cases} A_1 - m_1 A_1 \omega^2 \delta_{11} - m_2 A_2 \omega^2 \delta_{12} = 0 \\ A_2 - m_1 A_1 \omega^2 \delta_{21} - m_2 A_2 \omega^2 \delta_{22} = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 (m_1 \delta_{11} \omega^2 - 1) + m_2 \delta_{12} \omega^2 A_2 = 0 \\ A_1 (m_2 \delta_{21} \omega^2 + A_2 (m_2 \delta_{22} \omega^2 - 1)) = 0 \end{cases} \quad (II)$$

Le Système II à des solutions non nulles et seulement : $\Delta(\lambda) = \begin{vmatrix} m_1 \delta_{11} - \lambda & m_2 \delta_{12} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} - \lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (III)$
avec $\lambda = \frac{1}{\omega^2}$.

$$(m_1 \delta_{11} - \lambda)(m_2 \delta_{22} - \lambda) - m_1 m_2 \delta_{12}^2 = 0 \quad (IV)$$

les coefficients δ_{11} , δ_{22} ; δ_{12} se déterminent à l'aide des Équations statiques de la RDM.

ETUDE AU VENT

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisé par sa période propre fondamentale. La pression dynamique au niveau H est obtenue à partir de la pression statique en la multipliant par le coefficient de majoration dynamique β tenant compte de la période propre:

$$q_d = q \beta \leq 170 \text{ kg/m}^2$$

la pression statique est obtenue grâce à la formule:

$$q = q_H K_s K_m \delta C_e$$

- q_H : est la pression de base au niveau H $H \approx 10 \text{ m} \Rightarrow q_H = q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$
- K_s : coefficient de site (site normal $K_s = 1$).
- K_m : coefficient tenant compte de l'effet de masque $K_m = 1$.
- δ : coefficient qui tient compte des dimensions de la surface sollicitée. Sa valeur minimal est 0,7 (0,7 correspond à des Immeubles bas et 0,9 à des Immeubles hauts) on prend $\delta = 0,7$.
- Le coefficient C_e vaut 1,3 pour 1 prisme rectangulaire.
- Le coefficient dynamique β est de la forme: $\beta = \theta(1 + \xi Z)$, avec une valeur minimale égale à 1,1.

θ = coefficient ayant pour valeur $\theta = 0,7$ pour $H < 30$.

Z : coefficient de pulsation calculé à chaque niveau:

varie de 0,15 à 2,75m
à 0,35 à 15m on prend $Z = 0,35$.

ξ : est le coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental et tient compte de degré d'amortissement.

$T = 1,2 \text{ A}$ (ossature en Béton armé) $\Rightarrow \xi = 1,1$. (donné par le graphique NV65)

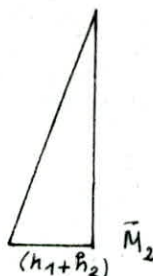
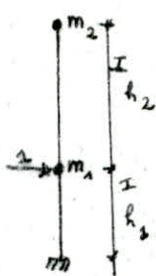
$$\beta = 0,7 (1 + 1,1 \times 0,35) = 0,82 < 1,1.$$

donc on prend: $\beta = 1,1$.

La pression dynamique: $q = 70 \times 0,7 \times 1,3 \times 1,1 = 70 \text{ kg/m}^2$

pression par mètre linéaire sur le portique transversal:

$$p = q \times 6 = 420 \text{ kg/ml}$$



$$EI \delta_{11} = \int \bar{M} \bar{M} dx = h_1 \times \frac{h_1}{2} \times \frac{2}{3} h_1$$

$$\delta_{11} = \frac{h_1^3}{3EI}$$

$$EI \delta_{22} = \int \bar{M}_2 \bar{M}_2 dx = \frac{(h_1 + h_2)^3}{3}$$

$$\delta_{22} = \frac{(h_1 + h_2)^3}{3EI}$$

$$EI \delta_{21} = h_1 \times \frac{h_1}{2} \times \left(\frac{2}{3} h_1 + h_2 \right)$$

$$\delta_{21} = \left[\frac{h_1^2}{2} \left(\frac{2}{3} h_1 + h_2 \right) \right] / EI$$

Application:

$$W_1 = 138,04 \text{ t} ; W_2 = 151,62 \text{ t} ; E = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{25 \cdot 60^3}{12} \text{ cm}^4 ; h_1 = 428 \text{ cm} ; h_2 = 547 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_{11} = 7,68 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kg} ; \delta_{22} = 9,04 \cdot 10^{-4} \text{ cm/kg} ; \delta_{12} = 2,24 \cdot 10^{-4} \text{ cm/kg}$$

$$\text{Équation IV} \Rightarrow \lambda^2 - 0,0377 \lambda + 2,63 \cdot 10^{-5} = 0$$

$$\text{La résolution de cet équation nous donnent } \Rightarrow \begin{cases} \lambda_1 = 0,037 \text{ s}^{-2} & \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{\lambda_1}} = 5,2 \text{ s}^{-1} \\ \lambda_2 = 7,11 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-2} & \omega_2 = 140947 \text{ s}^{-1} \end{cases}$$

$\omega_1 = 5,2 \text{ s}^{-1}$ étant la pulsation fondamentale

c'est celle qui correspond au 1^{er} mode de vibration ; la période T_1 correspondant

$$\text{à cette pulsation : } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 1,2 \text{ s}$$

CALCUL DES SOLLICITATIONS

calcul des efforts internes dus à 'V'

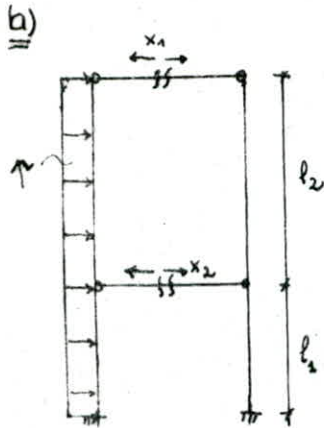
La largeur de la dalle étant faible, son rôle est de transmettre les efforts horizontaux entre les poteaux. Les moments d'encastrement au niveau de la liaison (dalle - poteaux) seront donc négligés.

pour déterminer les efforts internes sur le portique transversal on utilise la méthode "des forces".

La charge qui s'exerce sur le portique sera divisé en 2 charges:

- a) La charge sur l'acrotère (hauteur 3,6 m) majorée de 30% (effet local)
- b) la charge sur le portique:

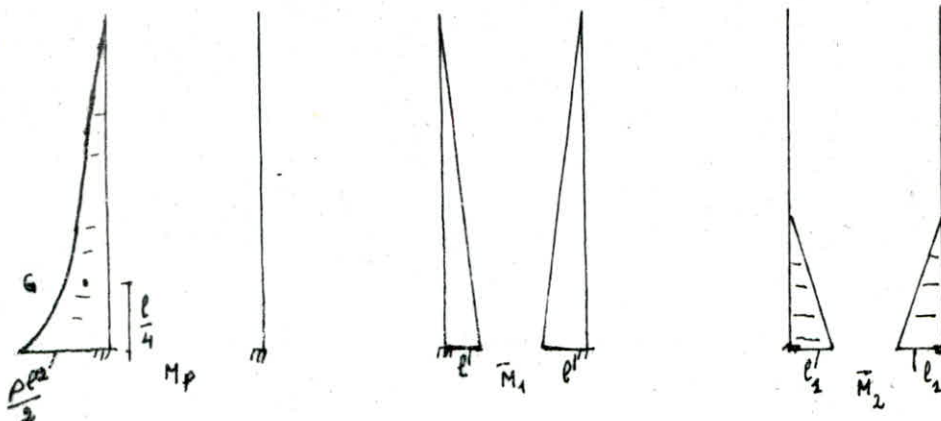
et on superposera les Efforts dû à la charge total.



Le portique est hyperstatique deux fois on utilise la Méthode des forces pour le calcul des Moments

Les Inconnus choisies sont les Efforts normaux x_1, x_2
le déplacement relatif au pt 1 étant nul:

$$\begin{aligned} x_1 \delta_{11} + x_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} &= 0 \\ \text{de même au pt 2: } x_2 \delta_{22} + x_1 \delta_{21} + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} x_1 \delta_{11} + x_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} &= 0 \\ x_2 \delta_{22} + x_1 \delta_{21} + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned}} \right\} I$$



$$\delta_{11} = \frac{2 l_1^3}{3 EI} = \frac{647,9}{EI}$$

$$\delta_{22} = \frac{2 l_2^3}{3 EI} = \frac{52,268}{EI}$$

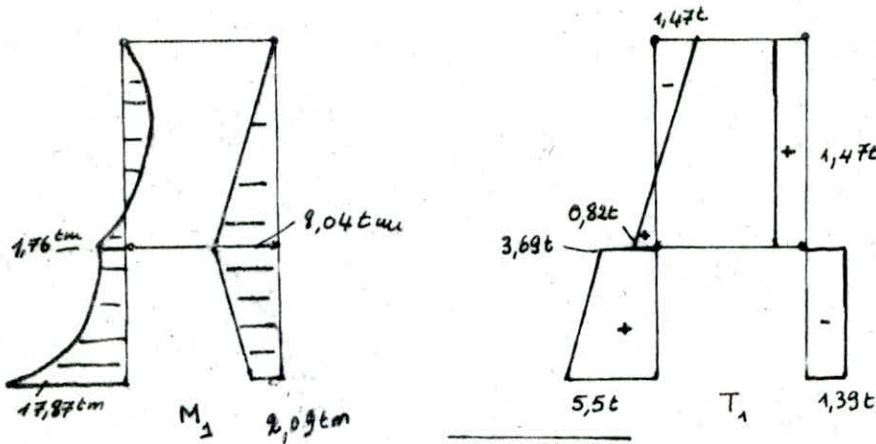
$$\Delta_{1p} = -\left(\frac{1}{3} \times p \frac{l_1^2}{2} \times l_1\right) \times \frac{3}{4} l_1 = -\frac{p l_1^4}{8 EI} = \frac{-474,44}{EI}$$

$$\Delta_{2p} = -\frac{p}{4} \left(\frac{l_1^4}{2} + l_2^2 \frac{l_2^2}{2} \right) \frac{1}{EI} = \frac{75,17}{EI}$$

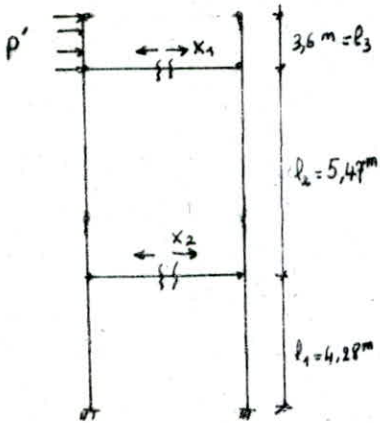
$$\delta_{12} = l_1 \cdot \frac{l_2}{2} \left(\frac{2}{3} l_1 + l_2 \right) \frac{2}{EI} = \frac{l_1^2}{EI} \left(\frac{2}{3} l_1 + l_2 \right) = 152,47/EI$$

La résolution de l'équation I $\Rightarrow x_1 = 1,47t$; $x_2 = -2,86t$.

on en déduit le diagramme des moments et efforts tranchants:

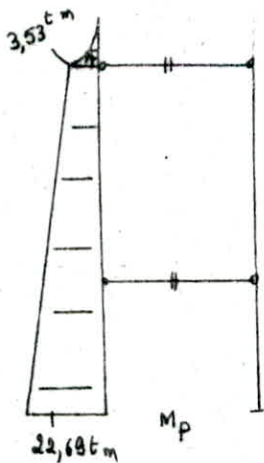


a)



Le système est hyperstatique 2 fois on choisit pour inconnus x_1 et x_2

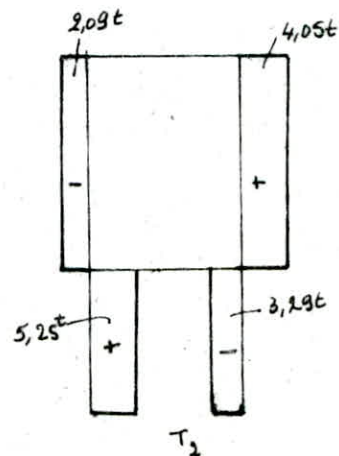
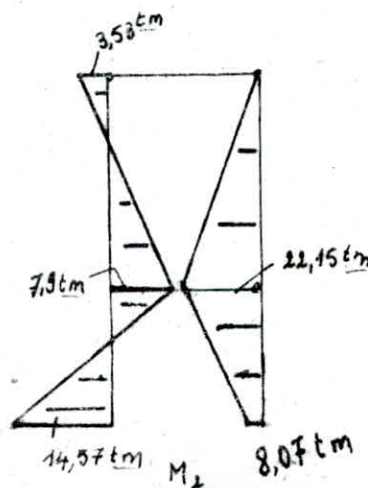
Le système d'équation d'équilibre n'est le même qu'en b).

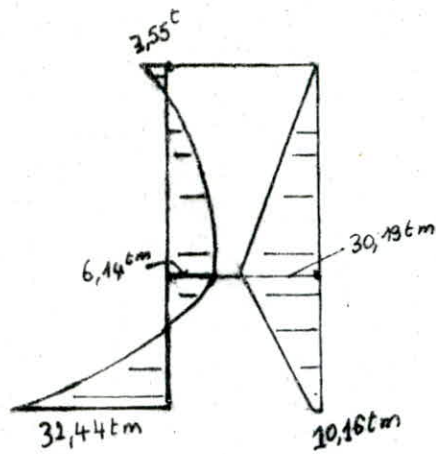


$$\Delta_{1p} = - \left[3,53 \times 9,75 \times \frac{9,75}{2} + (22,68 - 3,53) \times \frac{2}{3} \times 9,75 \right] = -138,05/EI$$

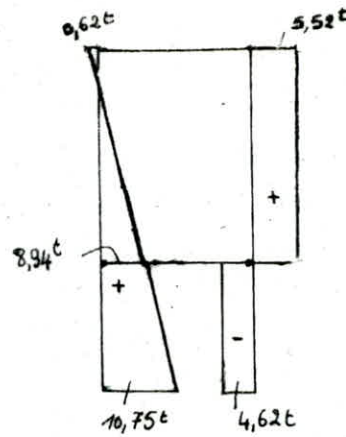
$$\Delta_{2p} = - \left[14,28 \times 4,28 \times \frac{4,28}{2} + (22,68 - 14,28) \times \frac{2}{3} \times 4,28 \right] = -233,5/EI$$

$$\begin{cases} 17,9 x_1 + 152,47 x_2 = 1382,05 \\ 152,47 x_1 + 52,269 x_2 = 233,5 \end{cases} \Rightarrow x_1 = 4,05t \quad x_2 = -7,34t$$





$$M = M_1 + M_2$$



$$T = T_1 + T_2$$

CALCUL des EFFORTS INTERNES

sous CHARGES VERTICALES :

Les Moments aux niveaux des noeuds engendrés par les charges verticales seront calculés en considérant un semi-encastrement entre la dalle et les linteaux.

TABLEAU des EFFORTS INTERNES

Sous G, P, V :

| poteau | s ^{tion} | Moments M (t.m) | | | Sollicitation 1 ^{er} Genre |
|--------|-------------------|-------------------|-------|--------|--|
| | | G | P | V | G+P+V |
| ab | ab | 0,25 | 0,18 | 32,44 | -32,01 |
| | ba | -0,5 | -0,36 | 6,14 | 5,28 |
| bc | bc | 0,39 | 0,29 | 6,14 | 6,82 |
| | cb | -0,78 | -0,13 | -3,55 | -4,44 |
| de | d | -0,39 | -0,29 | -30,19 | -30,87 |
| | de | 0,78 | 0,13 | 0 | 0,91 |
| ef | fe | -0,25 | -0,18 | -10,16 | -10,59 |
| | ef | 0,5 | 0,36 | -30,19 | -29,33 |

| poteau | T (t) | | | Sollicitation 1 ^{er} Genre |
|--------|-------|--------|-------|--|
| | G | P | V | G+P+V |
| ab | -0,16 | -0,13 | 10,75 | 10,46 |
| bc | -0,21 | -0,076 | 8,94 | 8,65 |
| de | +0,21 | 0,076 | 5,52 | 5,81 |
| ef | -0,16 | +0,13 | -4,62 | -4,33 |

| poteau | N (t) | | | G+P+V |
|--------|-------|------|---|-------|
| | G | P | V | |
| ab | 35,32 | 4,32 | 0 | 35,64 |
| bc | 19,72 | 0,72 | 0 | 20,44 |
| de | 10,9 | 0,72 | 0 | 11,64 |
| ef | 18,2 | 4,32 | 0 | 22,52 |

FERRAILLAGE des POTEAUX

Les poteaux de Bloc extérieur seront calculés à la flexion composée sous sollicitation de 1^{er} Genre : $G + P + V$ (C.C.B.A 68)

Les sollicitations de Second Genre ($0,86 \pm E_s$; $G + P \pm 1,2E$) seront négligeables étant donné que l'effet de vent est plus défavorable que l'effet du séisme (zone I)

La méthode de calcul des sections est la même que celle énoncée précédemment.

ARMATURES LONGITUDINALES:

- Le rapport $\frac{e_0}{a} = \frac{547}{70} = 7,8 < 14,4$ donc le flambement n'intervient pas dans le sens transversal.
- % minimal d'armatures Longitudinal = $0,8\% = \frac{0,8}{100} \times 25 \times 70 = 14 \text{ cm}^2$ (RPA81)
- Longueur de recouvrement $l_d = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \phi \text{ (RPA)} = 100 \text{ cm} \\ l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{f_c} = 85 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_d = 1 \text{ m}$.
- La Distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I et II)

TABLEAU de FERRAILLAGE : (ARMATURES LONGITUDINALES)

| SP ₂ : (G + P + V) | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---------|---------|--------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-----------|-----------|--------|
| Poteau | Station | type de | M (cm) | N (t) | e ₀ | A (cm ²) | A' (cm ²) | A _t (min) | A adopté | A' adopté | A + A' |
| ab | ab | P.c | -32,01 | 35,64 | 89,81 | 13,83 | 17,52 | 14 | 6T20 | 6T20 | 37,7 |
| | ba | P.c | 5,28 | " | 14,8 | 19,9 | 0 | 14 | 6T20 | 6T20 | 37,7 |
| bc | bc | P.c | 6,82 | 20,44 | 33,36 | 8,3 | 0 | 14 | 3T20 | 3T20 | 18,8 |
| | cb | P.c | -4,44 | " | 21,72 | 6,62 | 0 | 14 | 3T20 | 3T20 | 18,8 |
| de | ed | P.c | -30,87 | 11,62 | 265,66 | 17,5 | 8,94 | 14 | 6T20 | 6T20 | 37,7 |
| | de | P.c | -0,91 | " | 7,8 | 0 | 0 | 14 | 6T20 | 6T20 | 37,7 |
| ef | fe | | -10,59 | 22,52 | 2, | | | 14 | 3T20+3T16 | 3T20+3T16 | 30,9 |
| | ef | | -29,33 | " | 130,24 | 14,6 | 10,66 | 14 | 3T20+3T16 | 3T20+3T16 | 30,9 |

ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1,25T}{h_e \sigma_{en}}$$

s = espacement des armatures

$$h_e = 70 \text{ cm} ; \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (H.A.)}$$

espacement admissible $s \leq \bar{s} = 12 \phi_{\text{min}} \text{ (RPA)}$

$$\bar{s} \text{ (zone nodale)} = \text{Min}(15 \text{ cm} ; 10 \phi) = 15 \text{ cm}$$

| Poteau | $A_t \text{ (cm}^2\text{)}$ | s (cm) | \bar{s} (cm) | s adopté | \bar{s} (zone nodale) | s adopté z. nodale |
|--------|-----------------------------|--------|----------------|----------|-------------------------|--------------------|
| ab | 2,01 | 13 | 24 | 12 | 15 | 10 |
| bc | 2,01 | 16,5 | 24 | 15 | 15 | 15 |
| de | 2,01 | 25 | 24 | 15 | 15 | 15 |
| ef | 2,01 | 33 | 29,2 | 12 | 15 | 10 |

calcul de la dalle :

La portée de la dalle dans le sens transversal est de 2,4 m ; elle sera calculée par tranche de 1m à de flexion simple sous sollicitation de 1^{er} genre (G+1,2P).

on prend pour moments entravée et appui : $M_t = \frac{q l^2}{10}$; $M_a = -\frac{q l^2}{20}$

Niveau 1: $q = g + 1,2P = 1,287 \text{ t/m}^2$; $l = 2,4 \text{ m}$

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = 0,746 \text{ tm} ; M_a = -\frac{q l^2}{20} = -0,373 \text{ tm}$$

calcul des armatures :

a) armatures de portance :

en travée :

$$A = \frac{M}{\sigma_a} ; \mu = \frac{15 \times 0,74 \cdot 10^5}{1600 \times 100 \times 13^2} = 0,041$$

$\epsilon = 0,9138$ (table p. charon)

$$A = \frac{74000}{0,9138 \times 13 \times 1600} = 3,89 \text{ cm}^2$$

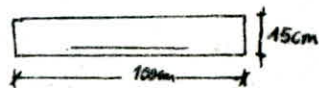
Soit $8 \phi 8 / \text{ml}$ $A = 4,02 \text{ cm}^2$

au appuis : $M = 0,373 \text{ tm}$; $h = 13 \text{ cm}$:

$$\mu = \frac{15 \times 37000}{1600 \times 100 \times 13^2} = 0,02 ; \epsilon = 0,938 ; A = \frac{M}{\sigma_a} = 2 \text{ cm}^2$$

soit $4 \phi 8 / \text{ml}$; $A = 2,01 \text{ cm}^2$

% minimal des Arm: $\frac{A}{B h} = \frac{4,02}{100 \times 15} = 2,68 \cdot 10^{-3} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{en}} = 1,67 \cdot 10^{-3}$ (article 19 CCB A68)



vérification à l'effort tranchant :

$$T = q l / 2 = 1,54 \text{ t} \quad \text{La contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{T}{\frac{7}{8} h b} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

condition de la non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{\text{cm}} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \quad \sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fiss. peu nuisible)}$$

$$\eta = 1 \text{ (acier R.L.)}$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{100 \times 1 \times 2} = 0,02 \quad \phi = 8 \text{ mm} \quad \sigma_1 = 1704 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

b) armatures de répartition : $\frac{A}{4} < A_n < \frac{A}{2}$ on prend $A_r = \frac{A}{2}$ soit 4 $\phi 8$ /ml

Déformation : il est inutile de faire une vérification à la flèche si les conditions ci dessous sont vérifiées (C.C.B.A 68 art 58,4)

Hourdis rectangulaire appuyé sur ses quatre côtés

$$\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b h} < \frac{20}{\sigma_{\text{cm}}}$$

h_0 = hauteur total de Hourdis = 15 cm

l_x = longueur de petit côté = 2,4 m

M_t = Momenten travéé

M_x = moment max entravé (pour 1 dalle non encastree sur ses Appois) $M_x = \frac{q l^2}{8} = 0,93 \text{ t.m}$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{15}{240} > \frac{0,7}{20 \times 0,93} \quad \text{(condition vérifié)} \quad \frac{A}{b h} = \frac{4,02}{100 \times 15} < \frac{20}{2400} \quad \text{(vérifié)}$$

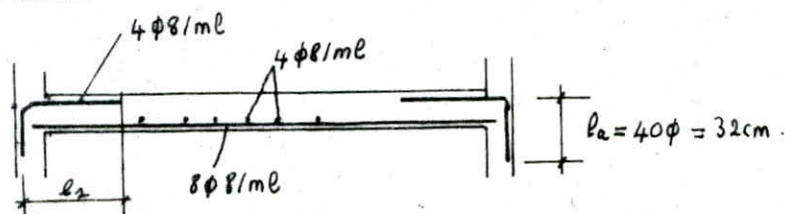
Niveau II :

$$q = 0,72 \text{ t/m}^2$$

la surcharge pondérée q est inférieure à la charge pondérée de niveau I

on se contente donc de ferrailer d'une manière analogue que la dalle de niveau I.

Disposition constructive :



$$l_2 = \max(\alpha l_x ; l_a) = \max(0,73 ; 0,32)$$

$$\alpha = 0,05 + 0,3 K_a \quad ; \quad K_a = 0,85 \text{ (Dalle appuyée a ses Extrémités)}$$

les FONDATIONS

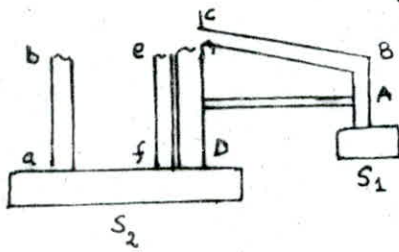
ÉTUDE de SOL:

Le sol réservé pour la construction de la piscine de l'aghouat est composé de 2 couches: en surface et sur 4m d'épaisseur on a 1 limon argileux à 1 sable limoneux cette couche repose sur un tout venant compact, Les caractéristiques de la première couche sont appreciables. pour realiser cette étude il a été effectué une série de 5 sondages carotés de 6m de profondeur chacun, ces sondages ont revelés Les Informations suivantes

| Profondeur | | Essais | Sondage n°1 | Sondage n°2 | Sondage n°3 | Sondage n°4 |
|-------------------------|-------------|---------------------|---|--|---|--|
| couche : Terre végétale | 0 - 1.20 | Limites Aterberg | $L_L: 87,9\%$ $L_p: 38,78\%$ $I_p: 12\%$ | $L_L: 30,9\%$ $L_p: 24,94\%$ $I_p: 9,06\%$ | $L_L: 39,74\%$ $L_p: 31,30\%$ $I_p: 8,44\%$ | |
| | | Granulométrie | gros sable: 4,5% Sable fin: 20,5% Limon: 30% $< 2\mu: 45\%$ | gravier: 4,3% gros sable: 7% Sable fin: 11% Limon: 56% Argile: $< 2\mu: 12,52\%$ | gravier: 2% gros sable: 4% Sable fin: 6% Limon: 13% Argile: 20% | |
| | | teneur en eau | 13,6% | | | |
| | | cisaillement | $C: 905$ $\phi: 22^\circ$ | | | |
| argile peu plastique | 1.20 - 2.80 | Analyse chimique | Insoluble: 89% sulfate: 41% carbonate: 39,56% Sels: traces | Insoluble: 97% Sulfate: 3,36% carbonate: 30% Sels: traces | $w: 13,71\%$ $\gamma_d: 1,82$ $\gamma_s: 2,07$ $w_s: 17,95\%$ $SR: 76,38$ | |
| | | Limite Aterberg | $L_L: 36,53\%$ $L_p: 27,96\%$ $I_p: 9,17\%$ | $L_L: 42,24\%$ $L_p: 25,23\%$ $I_p: 17\%$ | | |
| | | Granulométrie | gravier: 5% gros sable: 6% Sable fin: 38 Limon: 38 argile ($< 2\mu$): 40% | gravier: 1% gros sable: 13% Sable fin: 26% Limon: 53% Argile: 8% | | |
| | | cisaillement | $\phi = 34^\circ$ $C = 0,15 b$ | $\phi = 30^\circ$ $C = 0,2 b$ | $\phi = 30^\circ$ $C = 0,15 b$ | |
| sable limoneux | 2 - 3.00 | teneur en eau | 15,49% | | | |
| | | oedomètre | $S_r: w_s; \gamma_n, \gamma_d$ (66%) (23%) (1,92) (1,66) PC: 0,99 bar CT: 7% CG: 8% | | | |
| | | Limites d'Atterberg | | | | $L_L: 21,49\%$ $L_p: 5,52\%$ $I_p: 6\%$ |
| sable limoneux | 2 - 3.00 | granulométrie | | | | gravier: 2% gros sable: 12% Sable fin: 50% Limon: 28% Argile: 8% |
| | | cisaillement | LII | | | $\phi: 24^\circ$ $C: 0,30 b$ $\gamma_n: 1,6$ $\gamma_d: 2,46$ $S_r: 74,36$ $w: 10\%$ |

CONCLUSION: La structure pourra être fondée dans la 2^{ème} couche (argile peu plastique) ; pour les fondations des différents ouvrages on propose d'utiliser des semelles isolées carrées ou rectangulaires ancrées à plus de 1,20m. Étant donné la faible largeur de passage extérieur il est préférable d'utiliser 1 semelle rectangulaire continue sous poteaux (1)

Les poteaux droites qui supportent les gradins prennent appui sur des semelles isolées.



CONTRAINTES ADMISSIBLES du sol:

La contrainte admissible du sol doit être telle que tout risque de rupture est évité. Le rapport de sol nous donne pour une profondeur (1,20 - 1,80) m

$$\begin{array}{l} \varphi = 30^\circ \\ c \approx 0,2 \text{ bar} \\ \gamma_d = 1,66 \text{ bar} \end{array} \longrightarrow \begin{array}{l} N_c = 30,1 \\ N_q = 18,4 \\ N_\gamma = 21,8 \end{array}$$

La contrainte admissible sous une semelle isolée soumise à une charge centrée est donnée par :

$$\bar{\sigma}_A = \gamma D + \frac{1}{F} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1,3 c N_c \right]$$

D : hauteur de pénétration de la semelle dans le sol.

B, L : largeur, longueur de la semelle

F : coefficient de sécurité $F = 3$.

a) Semelle S_1 : La semelle S_1 supporte 1 chargement plus faible que S_2
on prend 1 hauteur d'ancrage : $D = 1,20 \text{ m}$

$$\frac{B}{L} = \frac{b}{l} = \frac{35}{60} = 0,58 \quad ; \quad B = 90 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_A = 1,66 \cdot (1,2) + \frac{1}{3} \left[(1 - 0,2 \times 0,58) \cdot 1,66 \times 45 \times 21,8 + 1,66 \times 1,2 (18,4 - 1) + 1,3 \times 0,2 \times 30,1 \right]$$

$$\bar{\sigma}_A = 2,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{on prend } \bar{\sigma}_0 = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Semelle continue sous poteau :

on prend $B = 1.5m$ $L = 4.9m \Rightarrow \frac{B}{L} = 0,31$; $D = 1,8m$.

$$\bar{\sigma}_0 = 1.66 \times 1,6 + \frac{1}{3} \left[(1 - 0,2 \times 0,31) \cdot 1.66 \times \frac{1,5}{2} \times 21,8 + 1.66 \times 1,6 (1,84 - 1) + 1,3 \times 0,2 \times 30,1 \right]$$

$$\bar{\sigma}_0 = 2,8 \text{ bars} \quad \text{on prend } \bar{\sigma}_0 = 2.6 \text{ bars.}$$

CHARGES à prendre en compte :

a. Semelle isolée sous poteau : $N_1 = N_G + N_Q$: Effort normal sous la sollicitation de 1^{er} Genre

b. Semelle continue sous poteaux :

en plus des efforts normaux il faut tenir des moments provoqués par la sollicitation de 1^{er} Genre $G+P+V$ au Niveau de poteau ab et ef.

| Somm. | Sens | Poteau | $N_1 = N_G + N_Q$ | $M_1 = M_G + M_Q$ repris par les Longrines | $N_1 = N_G + N_Q + N_V$ | $M_1 = M_G + M_Q + M_V$ |
|-------|---------|--------|-------------------|--|-------------------------|-------------------------|
| S_1 | trans | AB | 20,1 | " | | |
| | trans. | DC | 50 | " | | |
| S_2 | trans. | fe | | | 22,52 | 10,16 |
| | transv. | ab | | | 35,64 | 32,01 |

RM : Les sollicitations de Second genre seront négligeables ($0,8G \pm E$; $G+P \pm 1,2E$) étant donné que l'effet de Sième est moins défavorable que l'effet de vent.

Principe de calcul :

a) Semelles isolées :

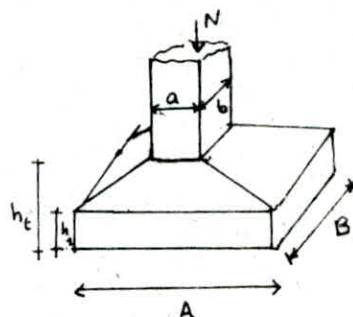
Dimensionnement :

$$h_1 = \frac{h_c}{2} \text{ à } \frac{h_c}{3}$$

$$h_1 \geq (6\phi + b) : \phi = \text{diamètre du plus gros diamètre utilisé pour le ferrailage.}$$

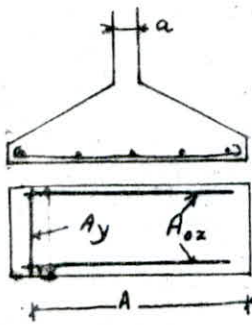
$$h_1 - d' \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right.$$

$$A \cdot B \geq \frac{N_1}{\bar{\sigma}_0} \quad \text{et il est préférable d'avoir } \frac{A}{B} = \frac{a}{b}.$$



Ferraillage:

La méthode utilisée est la méthode des bielles



$$A_x = \frac{N_1 (A - a)}{B (h_c - d') \bar{\sigma}_a}$$

$$A_y = \frac{N_1 (B - b)}{B (h_c - d') \bar{\sigma}_a}$$

Les armatures inférieures de la semelle doivent être munies de retours ou crochets, capables d'équilibrer l'effort F provenant des bielles. ces retours ou crochets présentent un rayon de courbure suffisante pour satisfaire la condition de non écrasement du béton



Vérification divers:

a) fissuration:

on doit avoir : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

avec
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \omega_f / (1 + 10 \omega_f) \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \eta \bar{\sigma}_b / \phi} \end{cases}$$

$$\omega_f = \frac{A}{2 B d}$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ (peu nuisible)

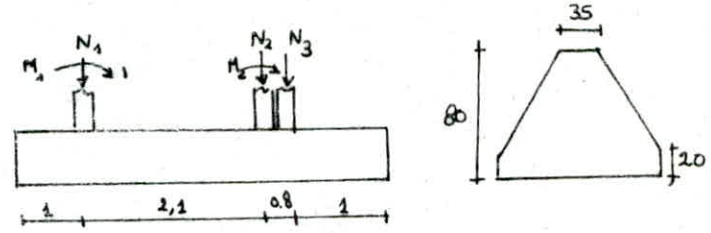
b) adhérence:

pour éviter de mettre des crochets aux extrémités on doit avoir $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b^l$
 $\bar{\sigma}_b^l = 2,8 \bar{\sigma}_b = 16,24 \text{ kg/cm}^2$ avec $\bar{\sigma}_b = \frac{4 F_b}{A n \pi \phi}$ $F_b = A' \bar{\sigma}_a = \frac{n \pi \phi^2 \bar{\sigma}_a}{4} \rightarrow \phi \leq \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \cdot A$

c) Poinçonnement:

on utilise la condition de caquot : $h_c - d' \geq 1,44 \sqrt{N / \bar{\sigma}_b}$

SEMELLE 2



a) efforts agissants sur la semelle:

La Semelle est sollicité par 3 efforts normaux centrés et 2 moments fléchissants

$N_1 = 35,64t$ (poteau de rive "passage extérieur")

$N_2 = 22,52t$ (poteau droite "passage extérieur")

$N_3 = 48,35t$ (poteau de rive bloc Interieur")

$M_1 = 32,01tm$

$M_2 = 10,56tm$

d) dimensionnement de la semelle:

pour avoir une semelle rigide il suffit de prendre $h_t = \frac{l}{6}$ à $\frac{l}{9}$

l = Longueur de la Semelle soit $h_t = 80cm$.

dans le Sens Longitudinal les portes à faux de la semelle ont une Longueur de 1m
Largeur de la galette de propreté:

rapportons au centre de gravité (G) de la Semelle les efforts extérieurs

$R = 35,64 + 22,52 + 48,35 = 106,34t$

$M/G = 32,01 - 35,64(4,9/2 - 1) + 22,52(4,9/2 - 1,8) + 48,35(4,9/2 - 1) + 10,56 = 75,7tm$

déterminons la valeur de σ_2 (contrainte max) en fonction de B (Largeur de la Semelle):

$$\sigma_2 = \frac{R}{S} + \frac{M}{I} \times v = \frac{106,34 \cdot 10^3}{B \times 490} + \frac{75,7 \times 10^5 \times 12 \times 490}{B \cdot 490^3 \times 2} = \frac{406,2}{B} \leq 2,6$$

$B \geq 156cm \rightarrow$ on prend $B = 170cm$ (pour tenir compte de poids de la semelle)

contraintes exercé sur le Sol:

poide de la Semelle : $p = (1,6 \times 0,8 - \frac{(1,6 - 0,35) \times 0,6}{2}) \times 2,5 = 2,26 t/ml$

poide de beton de propreté: $p = 2,2 \times 1,7 \times 0,1 = 0,376 t/ml$

$$\sigma_2 = R/S + (M/I) \times v = \frac{119,23 \times 10^3}{170 \times 490} + \frac{75,7 \times 10^5 \times 12 \times 490}{490^3 \times 2 \times 170} = 2,54 kg/cm^2$$

$$\sigma_1 = R/S - (M/I) \times v = 0,32 kg/cm^2$$

$$\frac{304 + \sigma_2}{4} = 1,99 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_0 \text{ (vérifié)}$$

contraintes exercés sur la Semelle:

$$\sigma_2 = \frac{118,8 \times 10^3}{490 \times 160} + \frac{75,7 \times 10^5 \times 12 \times 490}{490^3 \times 2 \times 160} = 2,7 kg/cm^2$$

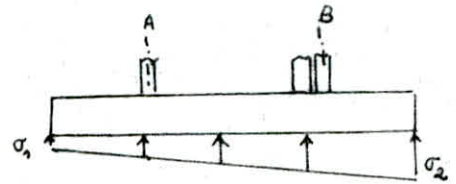
$$\sigma_1 = 0,33 kg/cm^2$$

Ferraillage de la semelle:

Sens Longitudinal:

dans le sens Longitudinal

La semelle sera calculée comme une poutre reposant sur deux appuis soumise à 1 charge trapézoïdale. on étudie la poutre par tranche de 1 m.



Moments aux encastremets:

$$M_A = 0,33 \times 160 \times 100 \times 50 + 0,48 \times 160 \times 100 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 100 = 3,9 \text{ tm.}$$

$$M_B = (2,7 - 0,48) \times 160 \times 100 \times 50 + 0,48 \times 160 \times 100 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 100 = 20,32 \text{ tm.}$$

$$A_{(A)} = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{3,9 \times 10^5}{0,87 \times 75 \times 2800} = 3,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T14 } (6,15 \text{ cm}^2)$$

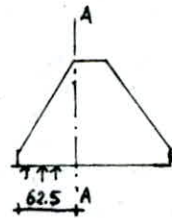
$$A_{(B)} = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{20,32 \times 10^5}{0,87 \times 75 \times 2800} = 11,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T14 } (42,3 \text{ cm}^2)$$

RM: Les moments provoqués au niveau de la travée de milieu seront équilibrés par les moments d'encastremets (on se contente donc de ferrailer forfaitairement).

Sens transversal:

on utilise la méthode des consoles pour ferrailer la semelle.

| tranche | P (kg/cm) | M _{A-A} (tm) | A _(cm²) | A _(adopté) |
|---------|-----------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|
| (0-1)m | 0,81 | 1,58 | 0,86 | 6T8 |
| (1-2)m | 1,29 | 2,5 | 1,37 | 6T8 |
| (2-3)m | 1,77 | 3,46 | 1,9 | 6T8 |
| (3-4)m | 2,25 | 4,38 | 2,4 | 6T8 |
| (4-5)m | 2,7 | 5,27 | 2,9 | 6T8 |



$$M_{AA} = P \times 100 \times \frac{62,5 \times \frac{62,5}{2}}$$

$$A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} ; \gamma = \bar{\sigma}_R = 0,87 \times 75 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales d'âmes:

$$T_A = 0,33 \times 160 \times 100 + 0,48 \times 160 \times 100 \times 0,5 = 9,12 \text{ t}$$

$$T_B = 2,25 \times 160 \times 100 + 0,48 \times 160 \times 100 \times 0,5 = 39,84 \text{ t}$$

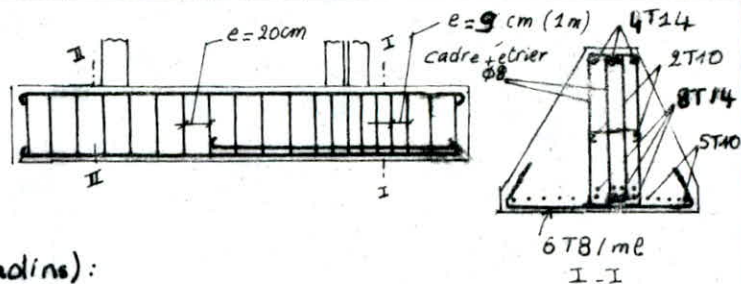
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \gamma} = \frac{39,84 \times 10^3}{35 \times 7/8 \times 75} = 17,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b(\max)} = \frac{2M}{2 \gamma b h^2} = 56,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 5,8 = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ Les armatures d'âmes droit suffisent

espacement des armatures: $t \leq \frac{A_t \gamma \bar{\sigma}_{at}}{T}$; $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier en $\phi 8$)

$$\gamma = 7/8 R \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \quad t \leq \frac{2,01 \times 7/8 \times 75 \times 2/3 \times 4200}{39,84 \times 10^3} = 9,27 \text{ cm (soit } t = 9 \text{ cm)}$$



SEMELLE 3 : (côté droite sans gradins):

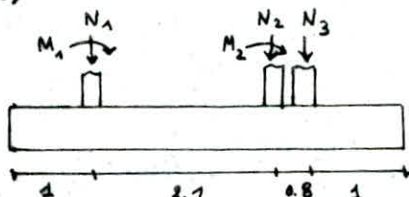
a) efforts agissants sur la semelle :

$$N_1 = 35,64 \text{ t}$$

$$N_2 = 22,52 \text{ t}$$

$$N_3 = 26 \text{ t}$$

$$M_1 = 32,01 \text{ tm}, \quad M_2 = 10,56 \text{ tm}$$



b) dimensionnement de la semelle :

$$h_c = 80 \text{ cm}$$

Largeur de la galette de propreté:

$$R = 35,64 + 22,52 + 26 = 84,16 \text{ t}$$

$$M_b/6 = 32,01 - 35,64(4,9/2 - 1) + 22,52(4,9/2 - 1,8) + 26(4,9/2 - 1) + 10,56 = 43,26 \text{ tm}$$

Contraintes exercées sur la galette de propreté:

$$\sigma_2 = R/S + (M/I) \times v = \frac{84,16 \cdot 10^3}{B \cdot 490} + \frac{43,26 \cdot 10^5 \times 12 \times 490}{B \cdot 490^3 \times 2} = \frac{1}{B} (279,9) \leq 2,6$$

$$\Rightarrow B \geq 107,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } B = 120 \text{ cm}$$

contraintes exercées sur le Sol:

$$\text{poids de la Semelle : } p = (1,20 \times 0,8 - \frac{(1,1 - 0,35)}{2} \times 0,6) 2,5 = 1,64 \text{ t/ml}$$

$$\text{poids du béton du propreté : } p = 2,2 \times 1,2 \times 0,1 = 0,26 \text{ t/ml}$$

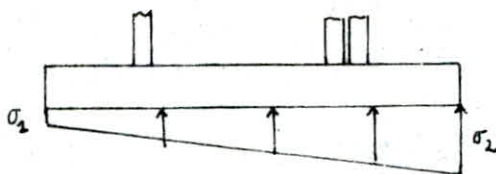
$$\sigma_2 = R/S + (M/I) \times v = \frac{93,47 \cdot 10^3}{490 \times 120} + \frac{43,26 \times 10^5 \times 12 \times 490}{120 \cdot 490^3 \times 2} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = R/S + (M/I) \times v = 0,68$$

Contraintes exercées sur la semelle :

$$\sigma_2 = R/S + (M/I) \times v = \frac{92,2 \cdot 10^3}{490 \times 120} + \frac{43,26 \times 10^5 \times 12 \times 490}{120 \times 490^3 \times 2} = 2,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = R/S + (M/I) \times v = 0,73 \text{ kg/cm}^2$$



I/ GENERALITES SUR L'OUVRAGE

"PISCINE"

1-1) descriptions:

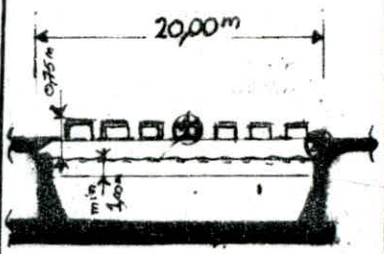
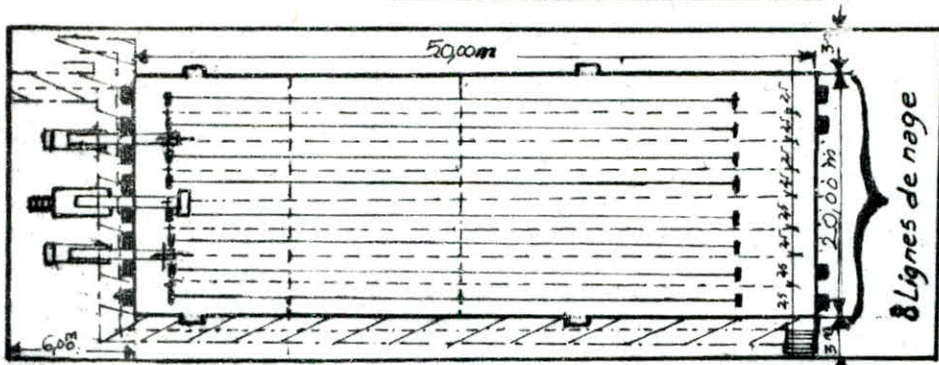
- Il s'agit, de bassin à structure fermée prismatique dont la forme en Plan est un rectangle de dimensions : 20X50 m et de Profondeur variant progressivement de : 1,35 à 3,75 m, comme le montre le Profil en long (schéma 1).
- Les fondations sont confondues avec le radier de la cuve, reposant directement sur le fond de fouille, par l'intermédiaire d'une couche de béton de Propreté (épaisseur 10cm).
- sur une largeur de (2m); le long du demi-périmètre du bassin, une réservation est également prévue pour une galerie formant ainsi un "Passage technique".
- Les Parois du bassin sont rectilignes et strictement verticales, sur une hauteur d'au moins 1m, sous le Plan d'eau. Elles doivent être sans aspérités, saillies ou surplomb.
- Dans le sens transversal, le Profil du Fond est rectiligne et horizontal, sauf sur les rives que l'on raccorde par des gorges de 20 à 30cm de Rayon.
- Le Plan supérieur du quai ou "Plage" (séparée de la cuve par un joint plastique étanche) entourant le bassin; est à 0,35m au dessus du Plan d'eau. Il est surmonté par des cubes de béton appelés "plots de départ", de part et d'autre de chaque ligne de nage. (Fig 1, 1a, 1b).

1-2) équipement:

- Et La Partie supérieure, Le bassin est ceinturé par une goulotte en rigole celle-ci sert de :
 - trop-plein - coupe ondes (brise les remous et les vaguelettes)
 - main courante, et Permet un nettoyage constant de la surface de l'eau.
- La Plage a une Largeur de 3m en Pente de 5% et présente un revêtement clair non glissant
- des échelles permettent l'accès au Bassin descendant à 1,50 m en dessous du Plan d'eau.
- La vidange du bassin se fait à partir d'un puisard axial, disposé au centre d'un Caniveau transversal placé au Point bas du radier.

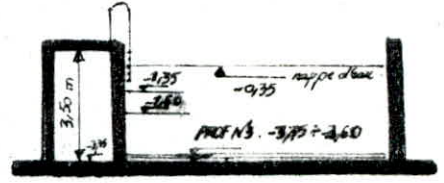
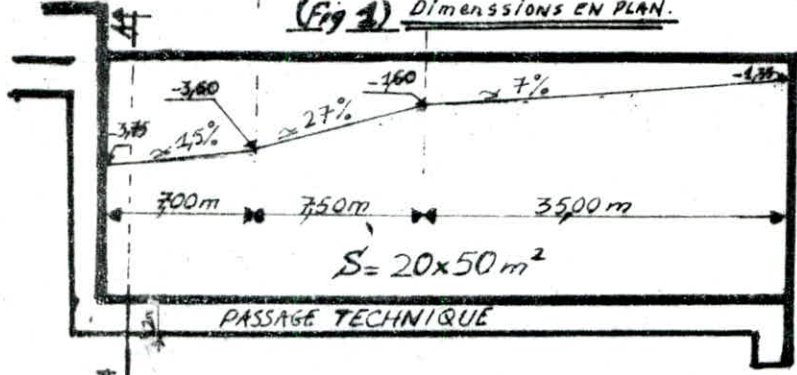
Remarque: si l'eau est à basse température, les échelles métalliques doivent être isolées pour ne pas créer des "Ponts thermiques" susceptibles de provoquer des dilatations différentielles et par suite des contraintes exagérées pouvant mener à la fissuration locale des Parois.

DESCRIPTIONS GÉNÉRALES



(Fig 1) Dimensions EN PLAN.

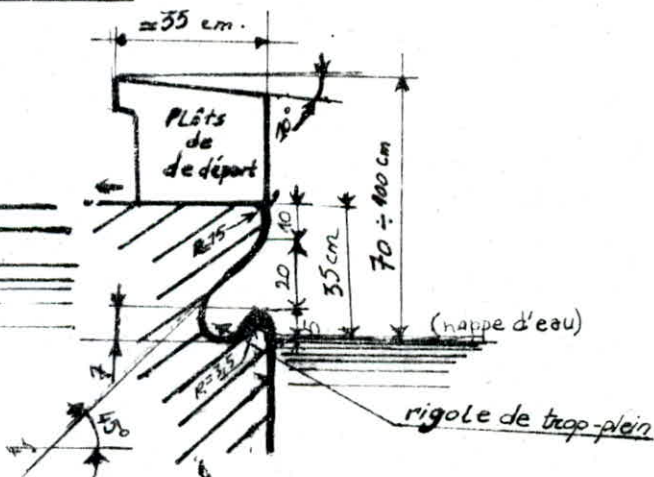
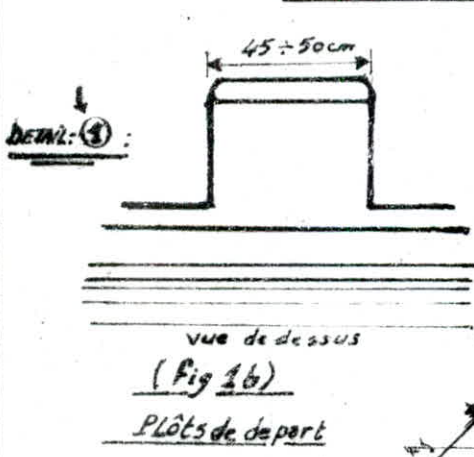
(Fig 1a)



COUPE A-A

Schema (1) - (Vue en Plan et Profil en Long)

DÉTAILS :



Detail: (2) (Fig 1c) "structure de la bordure du bassin."

1-3) fonctionnement :

La solution retenue pour la Protection sanitaire du bassin est un Procédé de régénération d'eau continue, traitant celle-ci en circuit fermé entre le bassin et les installations de Préparation (chauffage; Filtrage et stérilisation).

Par ailleurs, La norme de régénération en vigueur impose un débit de $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de la surface du Plan d'eau et Par heure soit dans notre cas: $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour de bon fonctionnement du bassin, les conditions suivantes sont à respecter:

1°/ nécessité de renouvellement d'eau : 1 fois/7heures.

2°/ nécessité de // d'air : 2 à 3 fois/heure.

3°/ Taux de Javelisations : 0,1 à 0,2 mg/l/jour

4°/ température de l'eau, environs: de 22°

5°/ température de la Piscine : de 24 à 25°

6°/ Les vidanges doivent être limitées et les durées d'entretien (< 96 heures).

7°/ à éviter les suspressions par pompage, les écarts de températures, et La destruction du revêtement.

8°/ Lors du 1^{er} remplissage, celui-ci doit être lent et régulier pendant 24 heures, et le bassin doit être maintenu Plein 8 jours au moins avant l'utilisation.

Remarque:

On peut affirmer que notre bassin est étanche si les fuites n'excèdent pas $250 \text{ cm}^3/\text{jour}/\text{m}^2$, Sauf réserve justifiée par le client.

1-4) implantation :

Le bassin est assis sur un sol naturel de surface sensiblement horizontale, dont les caractéristiques géotechniques sont appréciables.

toutefois le terrain autour du bassin doit être remanié le moins possible et les remblais exécutés avec des précautions.

• Les Paramètres du sol sont :

- 2^o angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

- La cohésion : $C \approx 0 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$.

- La densité : $\delta_d = 1,7 \text{ (t/m}^3\text{)}$.

- contrainte admissible : $\sigma_s \approx 2,3 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$.

- (nappe phréatique à 20m) « Données fournies par Le: L-T-P-S »

1-5) exigences techniques :

a) généralités : La conception de l'ouvrage consiste à faire jouer au béton armé à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité.

Dans ce cas le béton particulièrement compact doit présenter une fissuration aussi faible que possible et par conséquent être calculé et exécuté en tenant compte du rôle dévolu à la structure (en B-A) devant répondre aux impératifs suivants :

- * Résistance : le bassin doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis
- * Étanchéité : Il doit constituer pour l'eau un volume clos sans fuites.
- * Durabilité : Le béton dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales (dans le temps)

b) Recommandations :

Pour répondre à ses exigences nous prendrons certaines mesures...; concernant :

- La mise en oeuvre du Béton : une granulométrie constante et convenable.
un bon dosage en ciment (350 ÷ 400) sans excès de ciment (risque de retrait) ni excès d'eau de gachage par ailleurs. L'emploi d'un plastifiant et entraîneur d'air est avantageux.
- La mise en place du béton : celui-ci sera versé à l'avancement et d'une manière progressive. La hauteur de versement doit être $< 2,5m$ (pour les épaisseurs de parois $> 15cm$).
Les reprises de bétonnages doivent être limitées tout en limitant les ruptures de continuités aux droits des arrêts de bétonnage. Si nécessaire emploi de retardateurs de prise.
- le coffrage : Lors de l'utilisation du coffrage classique, les joints entre les éléments du coffrage doivent être très soignés en vue d'assurer l'étanchéité.
- le revêtement du bassin :
pour le parement extérieur : le béton est laissé en brut de coffrage (éventuellement appliquer une couche de peinture bitumeuse, résine, ...)
- pour le parement intérieur : L'eau est généralement légèrement alcaline, ne risque pas d'attaquer le béton, on adoptera juste, un revêtement en "faïence ou gré céramé" (de teinte blanc neige, pour mettre en valeur la limpidité de l'eau); appliqué sur sous-enduit au mortier de ciment (dosé à $500kg/m^3$ de sable).
afin d'améliorer les qualités du bassin.
- Rq : L'isolation thermique (vue les grandes dimensions du bassin, et les fortes variations de températures de l'eau) celle-ci est superflue dans ce cas.

II/ CONCEPTION &

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

- Le radier a une épaisseur de 12 cm au minimum, Les armatures sont disposées suivant un quadrillage (section minimale $2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$) dans chaque sens. (maille $\leq 20 \text{ cm}$ de côté dans chaque sens). Le diamètre minimal pour les barres en général doit être $> 8 \text{ mm}$ pour les (RL) et $> 6 \text{ mm}$ pour les (HA).

- La Paroi verticale à un Profil en "L", d'épaisseur de la Partie verticale doit être suffisante ($\geq 15 \text{ cm}$) pour que cette dernière puisse travailler en console (notre hypothèse de calcul), Étant donné la hauteur relativement faible des Parois vis à vis des dimensions en Plan. Cela suppose alors qu'elles sont parfaitement encastrees dans le radier et soumises aux actions (Pression hydrostatique, Pousée des terres). L'équilibre au renversement est assuré dans ce cas par la Partie horizontale.

Remarque: La Poutre de bordure située en tête de la Paroi et en dehors du Plan d'eau doit être plus armée. (si les actions climatiques sont importantes).

III/ EFFETS A PRENDRE EN COMPTE

a/ charges Permanentes: on considère Le Poids Propre du (Bassin + galerie).

b/ charges variables: L'ouvrage sera alternative ment Plein et vide, Les surcharges dues à l'eau sont considérées comme variables; effet: "Pousée hydrostatique" (à Majorer de 20%).

- En tenant compte des surcharges d'exploitation des plages; (à Majorer de 20%).

c/ Action des terres extérieures: Pousée maximale (Le bassin étant vide).

2/ Absence des terres (bassin Plein); Pour les calculs on tient compte des $\frac{2}{3}$ de la Pousée Terres

d/ Action de l'eau extérieure: (d'Infiltration); un système de drainage empêche les sous-pressions.

e/ Sollicitations internes: Les effets du retrait sont négligeables vu les considérations sur un sol déformable - Le bassin pratiquement toujours Plein (Effet de gonflement du béton réduit les C_{tr} traction).

Les effets de la température sont aussi négligeable (Piscine couverte et climatisée "T: 22 ÷ 24").

Les Effets du Pluage ne présente aucun danger, Il introduit dans les parties comprimées des contraintes très faibles et des majorations de (330%) dans les contraintes de traction de l'acier mais comme celles ci en service sont assez faibles (de 300 à 500 bars) L'effet du Pluage reste négligeable.

IV / CARACTERISTIQUES MECANQUES

DES MATERIAUX

1) le béton: Afin d'obtenir une étanchéité absolue de la Piscine, nous utiliserons un béton au dosage "en ciment C.P.A 325" de 400 Kg/m^3 ; le béton doit être à forte compacité, de consistance (ferme) présentant des résistances élevées; Nécessitant pour son exécution les précautions -

- Suivantes:
- » une granularité étudiée (discontinue préférable) ne comportant pas de "fines" pour soigner la compacité ($6/5$; $2,2 \div 2,4$).
 - » la teneur en eau sera le minimum possible compatible avec une bonne maniabilité.
 - » introduction au besoin d'adjuvants (hydraufuges, plastifiant et entraîneur d'air) dans la masse en quantité convenables.
 - » mise en oeuvre: vibration puissante; sans aucune reprise.

1-1 contraintes admissibles

a) Compression: Pour un dosage de 400 kg/m^3 et un contrôle atténué de notre béton; La contrainte admissible est celle donnée par (L'article 9-4 du CEBA 68/70): $\bar{\sigma}_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28}'$

avec: $\sigma_{28}' = 300 \text{ bars}$; $\alpha = 1$; $\beta = \frac{5}{6}$; $\gamma = 1$; $\delta = \begin{cases} 0,3 \text{ en: C-5} \\ 0,6 \text{ en: F-5 et F-C avec N: traction} \\ 0,3 \left(1 + \frac{2e_0}{h_e}\right) \text{ si } 0 < e_0 < \frac{h_e}{2} \\ 0,6 \text{ si } e_0 \geq \frac{h_e}{2} \end{cases}$

$\epsilon = \begin{cases} 1 \text{ en C-5 quelque soit la forme de la section.} \\ 0,5 < \epsilon < 1 \text{ dans les autres cas (Forme quelconque)} \\ \epsilon = 1 \text{ pour une section rectangulaire} \end{cases}$

F.C avec N compression

donc les valeurs numériques des contraintes admissibles:

1°/ En Compression simple: $\bar{\sigma}_{b_0}' = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 300 = 75 \text{ bars} \approx 76,5 \text{ kg/cm}^2$

2°/ En Flexion Simple et Fl-composée (N: traction): $\bar{\sigma}_b' = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 300 = 150 \text{ bars} = 153 \text{ kg/cm}^2$

3°/ En Flexion composée (N: compression). $\bar{\sigma}_b'$ est fonction de (e_0/h_e) .

b/ Traction: ① Les contraintes de traction des dalles flechies ;
 En contact avec l'eau entraînent des risques de fissuration; donc de fuites,
 Il semblerait donc qu'il faille ne tolérer que de faibles contraintes
 de traction dans le béton. En tenant compte de la contrainte maximale
 de traction du béton en "section homogénéisée"^(*), car cet ouvrage doit être
 étanche, d'où absence de fissurations en service.

② La contrainte de traction de référence: $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$ (1) (selon Art 9-5 du C.C.B.A 68)
 n'est donc pas une limite pour les contraintes de traction
 du béton calculées suivant notre hypothèse^(*).

B) Par ailleurs le « cahier des charges applicables à la construction de cuves
 et réservoirs en béton armé » "Juin 66" prévoit une contrainte
 admissible de traction $\bar{\sigma}_{bh}$ égale à: $\bar{\sigma}_{bh} = \theta^* \cdot \sigma'_{28}$ où:

- σ'_{28} : est la limite de rupture en traction à 28 jours limitée à 22 bars
 et θ^* : un coefficient $\geq 1,00$ tel que: - $\theta^* = 1,00$ "cas de traction simple"
 - $\theta^* = 1,00 + \frac{2e_0}{3h}$ "cas de FL-composée"
 (avec traction et flexion)
 - $\theta^* = \frac{5}{3}$ "cas de FL-simple"

• Selon ce règlement il est possible de tolérer les contraintes ci-dessous
 en service (avec " $\sigma'_{28} = 22$ bars"; au lieu $\sigma'_{28} = 25$ bars = $7 + 0,06 \cdot \sigma'_{28}$).

- Pour les réservoirs d'eau; rectangulaire: $\bar{\sigma}_{bh} = \frac{5}{3} \cdot 22 = 33$ bars.

- Pour les cuves; rectangulaires enduites: $\bar{\sigma}_{bh} = 33 \times 0,80 = 26,4$ bars.

- Pour les piscines on prend généralement les mêmes valeur; "des de cure".

xx Remarque: ces valeurs nous semblent quelque peu exéssives. Nous préférons
 se limiter à $\bar{\sigma}_{bh} = 22$ bars. (contrainte admissible de traction en
 prenant en considération les sections rendues homogènes!).

§1 La valeur numérique de la contrainte de traction de référence.

(1): $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$ avec $\sigma'_{28} = 300$ bars.

• $\alpha = 1$ (ciment CPA 325).

• $\beta = \frac{5}{6}$ (Béton peu contrôlé).

• $\gamma = \frac{1}{4}$ ($C_d = 25 \text{ mm} < \frac{h_{\text{min}}}{4}$)

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

ce qui donne pour $\bar{\sigma}_b$: la valeur de:

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,025 \times 300 = 6,25 \text{ bars} \approx 6,2 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,2 \text{ bars} \approx 63 \text{ Kg/cm}^2$$

2) aciers: On utilise deux types d'aciers:

- a) Aciers doux (Ronds Lisses): "FeE24" $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \forall \phi$
 b) Aciers à Haute adhérence: "FeE40" $\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \phi > 20 \end{array} \right\}$

2-1 contraintes admissibles

2-1-1: Compression: - Selon CCBA 68 (Art 40-4)

Sollicitation du 1^{er} genre: $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ avec $\bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_{en}$

Acier doux: $\bar{\sigma}'_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Acier H-A: $\bar{\sigma}'_a = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ 2665 \approx 2670 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$

2-1-2: Traction: Selon C.C.B.A 68 (Art 49-22).

$$\bar{\sigma}_a = \min [\bar{\sigma}_1; \max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)]$$

avec: $\bar{\sigma}_1 = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ (pour les sollicitations du 1^{er} genre).

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} + 300\eta \quad ; \quad \bar{\sigma}_2 = 24 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} + 300\eta$$

Selon (L'article 49-23) du CCBA 68; Pour les éléments se trouvant en (EMBIANCE CONSTamment HUMIDE). Les paramètres sont définis selon:

ϕ : est le diamètre de la Plus grosse barre tendue en (mm).

η : coef de fissuration des barres égal à 1,0 pour l'acier (R-L) et 1,6 pour l'acier (H-A)

$\bar{\sigma}_b$: La contrainte admissible en traction du béton égale à 6,2 bars (pour Dosage $400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$)

K : coef dépendant des conséquences de la fissuration = 500 000 (l'ouverture des fissures étant très préjudiciable, puis que les éléments sont en contact avec l'eau).

$\bar{\omega}_f$: le Pourcentage de fissuration définie par $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ avec $\left\{ \begin{array}{l} A: \text{Sect Tot des Barres tendues} \\ B_f: \text{Sect d'arrobage des B-tendus} \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_1$: contrainte de fissuration systématique; $\bar{\sigma}_2$: contrainte de fissuration accidentelle.

*Remarques: ① La majoration de $\bar{\sigma}_1$; $\bar{\sigma}_2$ par le terme: 300η est due au phénomène de gonflement du béton, favorable en réduisant l'ouverture des fissures.

② La contrainte $\bar{\sigma}_1$ n'est pas à considérer car toujours plus petite que $\bar{\sigma}_2$.

*Enfin, les contraintes admissibles retenues sont les suivantes:

| Nature des armatures | ϕ (mm) | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 |
|----------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Barres lisses | $\bar{\sigma}_a$ | 1600 | 1600 | 1600 | 1600 | 1548 | 1457 | 1382 | 1251 | 1151 |
| Barres à H-A | $\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²) | / | 2713 | 2495 | 2292 | 2061 | 1945 | 1851 | 1707 | 1579 |

V/ ETUDE DU BASSIN

A) methodes de calcul:

Il s'agit d'un bassin enterré, ouvrage qui fonctionne:

- d'une part, identiquement à un bassin posé sur le sol;
- et d'autre part, comme subissant les réactions du terrain qui l'entoure.

Nous avons donc à considérer en dehors du Poids Propre :

- les poussées de l'eau en réserve agissant de l'intérieur vers l'extérieur;
- les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

a) parois.

le calcul des Parois se fera en deux étapes, comme suit:

1°) La Paroi dont le bord supérieur est libre sera considérée comme une "CONSOLE" encastrée sur le radier, vue sur faible hauteur devant les dimensions en Plan. de ce fait, seul l'encastrement (nécessaire) sur le radier intervient. (Fig 1).

2°) La Paroi Présentant en Plus de l'encastrement sur le radier, une articulation en tête au niveau de la couverture de la galerie (ouvrage annexe du bassin); sera considérée comme constituant un "PORTIQUE" avec la Paroi extérieure de la galerie, cette dernière étant appuyée de la même façon (sur le même radier et même couverture). (Fig 2).

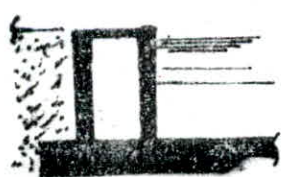


Fig 2



Fig 1

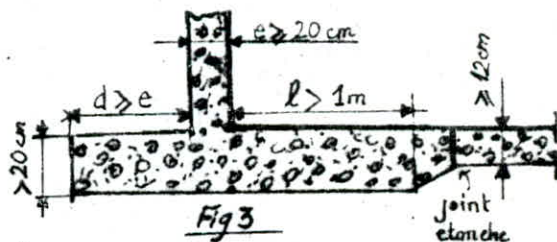


Fig 3

b) radier.

La résistance de la Paroi étant principalement assurée par encastrement sur une semelle qui déborde extérieurement par rapport à la Paroi.

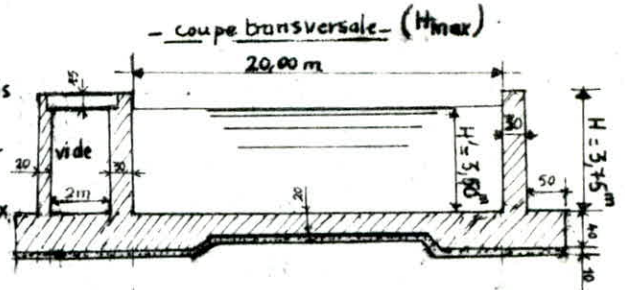
Les effets du moment d'encastrement et du Poids des Parois seront négligeables à partir d'une longueur "l" de la semelle que l'on déterminera par les calculs. (Fig 3).

La stabilité de cette semelle est obtenue par son propre poids et d'autant plus par le poids de l'eau qui la surmonte. Elle sera calculée comme la semelle d'un mur de soutènement.

N-B cette étude sera faite pour une tranche verticale découpée dans le bassin suivant le sens transversal (sans Prendre en compte pour les calculs) et limitée par deux Plans parallèles distants de 1 m.

B) profil a profondeur maximale

Dans Le calcul à La resistance, on doit remarquer que Le Poids du radier et Le Poids de L'eau sur le radier sont transmis directement au sol et ne produisent aucun moment flechissant dans Le radier. La contrainte q_f introduite par ces deux influences est en un point quelconque du sol fonction de



Le hauteur d'eau (H) et l'épaisseur (e+e') du radier. ex: pour $H=4m, e=0,20m, e'=0,10m, q_f = 1000H' + 2500e + 2200e' = 9440 \text{ kg/m}^2$

1/ calcul de la paroi :

1.1) CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS.

La Paroi considerée (libre en tête) étant soumise aux deux types de Pousées. Nous calculerons séparément les moments fléchissants dans les différents cas de manière à obtenir les moments maximaux, dans un sens et dans l'autre, par cumul.

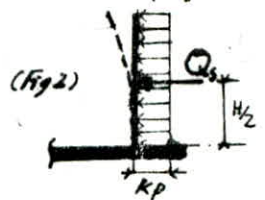
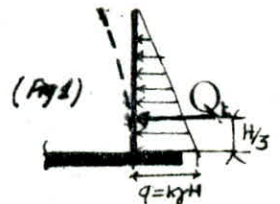
a) bassin vide

1° Influence des terres extérieures : (Fig 1).

- Pousée de la terre extérieure :

Le diagramme des Pression est triangulaire ; La composante horizontale de cette pousée est appliquée à $H/3$ de la base de La Paroi, elle est déterminée par la formule : $Q_e = K \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2}$

- avec
- γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$).
 - H : hauteur de La Paroi ($H = 3,75 \text{ m}$).
 - K : coefficient de pousée donnée par l'expression : $K = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$.
 - φ : angle du talu naturel des terres ($\varphi = 30^\circ$) $\Rightarrow K = 0,33$.



$$Q_e = 0,33 \times 1,7 \times \frac{3,75^2}{2} = 3,945 \text{ t}$$

* Moment à La base de la Paroi. $M_e = Q_e \times \frac{H}{3} = \frac{1}{6} K \gamma H^3 = 4,93 \text{ tm}$

2° Influence des surcharges : (Majorées de 20%). (Fig 2)

- Pousée due aux surcharges uni forme supportée par la terre. ($p = 400 \text{ kg/m}^2$).

Le diagramme des Pressions est rectangulaire, la résultante de cette Pousée est appliquée à $H/2$ elle est déterminée par l'expression : $Q_s = K \cdot p \cdot H$

* Moment à La base de La Paroi. $M_s = K \cdot p \cdot H \cdot \frac{H}{2} \times 1,2 = 0,33 \times 0,4 \times \frac{3,75^2}{2} \times 1,2 = 1,114 \text{ tm}$

» Moment maximal à l'encastrement « (Les moments positifs tendent Le Parement intérieur).

$$M_{3I} = -(M_e + M_s) = -(4,930 + 1,114) = -6,044 \text{ tm}$$

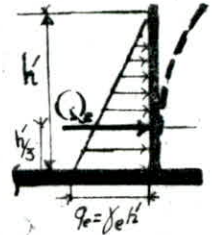
b) bassin plein

1° Influence de l'eau intérieure: (Majorée de 20%). (Fig 5)

- Pousée de l'eau intérieure.

La résultante de cette Pousée est déterminée par la formule $Q_e = \gamma_e \frac{h^2}{2}$,avec: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_e = 1t/m^3 \\ h' = 3,50m \end{array} \right.$ - Le diagramme des Pressions étant triangulaire, elle agit à $h'/3$ de la base de la Paroi.

$$Q_e = 1 \cdot \frac{3,5^2}{2} \times 1,2 = 7,35 t$$

* Moment à la base de la Paroi. $M_e = Q_e \times \frac{h'}{3} = 8,575 tm.$ 

2° Influence des surcharges: (ne sera prise en compte).

3° Influence des terres extérieures: (sera prise pour les $\frac{2}{3}$ de sa valeur déjà calculée)*

* afin de ne pas déduire dans les calculs, une force supérieure à celle qui agit réellement.

* Moment à la base de la Paroi. $M_t^* = \frac{2}{3} Q_t \cdot \frac{H}{3} = \frac{2}{3} M_t.$ » Moment maximal à l'encastrement «

$$M_2 = M_e - \frac{2}{3} M_t = 8,575 - \frac{2}{3} \cdot 4,930 = +5,288 tm.$$

1.2) ARMATURES & CONTRAINTES1° soit à calculer la section soumise à un effort de compression N' et à un momentfléchissant $M = -6,044 tm$: (cas du bassin vide)- calcul de N' , due au Poids Propre de [la Paroi + enduits (20mm)]évaluation l'épaisseur de la paroi (h) en flexion simple de façon à ne pas avoir d'armaturesComprimées ($A' = 0$). soit $M < M_r = K \cdot b \cdot h^2$

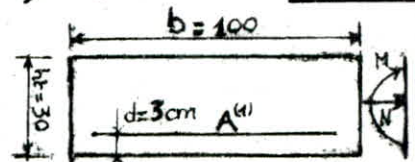
$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} = 153 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 (\phi \leq 20mm). \end{array} \right.$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = 0,45 ; \\ \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,85 ; \end{array} \right. \Rightarrow K = \frac{10 \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma}}{2} = 29,26$$

$$M_r = 29,26 \cdot 100 h^2 > 6,044 \cdot 10^5 \text{ Kgcm} \Rightarrow h > 14,37 \text{ cm. soit } h_f = 30 \text{ cm}$$

$$\text{donc } N' = 0,50 \times 3,75 \times 2,500 + 0,02 \times 2,300 \times 3,75 = 2,985 t$$

$$\underline{N' \approx 3 \text{ tonnes.}}$$



(Fig 1)

a) calcul des armatures principales : (sens vertical).

Pour la section d'encastrement considérée nous avons : (Fig 1).

$$M = 6,05 \text{ tm} ; N' = 3 \text{ t (compression)}.$$

* L'excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 2,02 \text{ m} > \frac{h}{6}$ (La section est partiellement comprimée).

* Les contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_{b0}' = 153 \text{ Kg/cm}^2, (e_0 > \frac{h}{6});$$

avec des armatures en FeE40 en $\phi 12$ on a : $\bar{\sigma}_a = 2022 \text{ bars} = 2061 \text{ Kg/cm}^2$

Utiliser la méthode de "P. CHARON".

Moment par rapport aux aciers tendus : (M' fictif en flexion simple).

$$M' = M - N' \left(\frac{h}{2} - d \right) = 6,05 - 3 \cdot (0,15 - 0,03) = 5,69 \text{ tm}.$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M'}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,69 \cdot 10^5}{2061 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,0568 \Rightarrow \begin{cases} E = 9,9008 \\ K = 35,4 \end{cases}$$

* armatures comprimées : $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 58,22 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \underline{A' = 0}$

* Armatures tendues :

$$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = 11,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 11,35 - \frac{3000}{2061} = 9,89 \text{ cm}^2.$$

* La section peut être réalisée par 10 HA 12 = 11,31 cm²; (e = 10 cm).
(1 barre sur 2 arrêtée à mi-hauteur).

Verifions qu'avec ces 10 HA 12 $\bar{\sigma}_a = 2061 \text{ Kg/cm}^2$ est bien admissible / fissuration !

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{11,31}{100 \cdot 6} = 0,018 \approx 2\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{K \eta \omega_f}{\phi(1+10\omega_f)} + 300\eta = 1496,95 \text{ bars} \approx 1526 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b'}{\phi}} + 300\eta = 2022 \text{ bars} \approx 2061 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_1 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2061 \text{ Kg/cm}^2 = \text{Min} \left[\frac{2800}{K \eta}, \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

est bien admissible concernant la fissuration.

b) calcul des armatures transversales :

$$\left. \begin{array}{l} T = \frac{1}{2} K \cdot \gamma \cdot H^2 + 1,2 \cdot K \cdot p \cdot H = 4,54 \text{ t} \\ z = \frac{2}{3} h = 23,63 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,92 \text{ Kg/cm}^2 < 1,45 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \underline{A_t = 0}$$

c) on prend forfaitairement $A_r = \frac{A}{4}$ comme Armatures de répartition.

(sens horizontal). $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$ (e = 20 cm)

2°) soit à calculer la section soumise au même effort de compression $N' = 3t$ et à un moment de flexion $M = 5,3 tm$. (cas du bassin Plein).

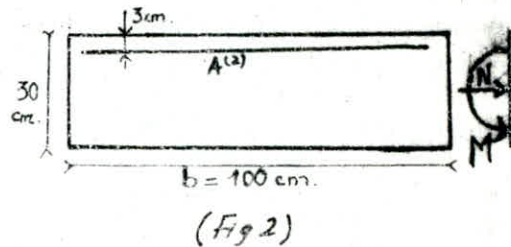
Il s'agit de calculer la même section d'encastrement. ($h_t = 30 cm$; $b = 100 cm$) (Fig 2)

* L'excentricité: $e_0 = \frac{M}{N} = 1,76 m > \frac{h_t}{6}$ (Section partiellement comprimée)

* Les contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 153 \text{ Kg/cm}^2$$

en utilisant le même acier en $\phi 12$; $\bar{\sigma}'_a = 2061 \text{ Kg/cm}^2$.



$$\text{Soit } cl = M - N' \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 4,94 tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 4,94 \cdot 10^5}{2061 \times 100 \times 27^2} = 0,0493 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9067 \\ k = 38,6 \end{cases} \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{k} = 53,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

donc $A' = 0$.

$$A = \frac{cl}{\bar{\sigma}'_a \cdot \varepsilon \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 9,79 - 1,45 = 8,34 \text{ cm}^2. \text{ soit } 8 \text{ HA } 12 = 9,04 \text{ cm}^2. \quad (*)$$

(*) Remarque: par mesures de sécurité et commodité d'exécution, on adopte la même nappes d'armature sur chacune des faces de la paroi, suivant le cas le plus défavorable (bassin vide); soit pour la section d'encastrement étudiée: $A_{ext}^{(1)} = A_{int}^{(2)} = 10 \text{ HA } 12$; (Fig 3)

- Pour la vérification vis-à-vis de la fissuration:

$\bar{\sigma}'_a = 2061 \text{ Kg/cm}^2$ reste la plus petite des deux limites: la 1^{ère} imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier ($\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2300 \text{ Kg/cm}^2$) et la deuxième imposée par les conditions de non fissuration du béton [$\text{Max}(\bar{\sigma}'_1; \bar{\sigma}'_2)$]. "on garde donc $\bar{\sigma}'_a = 2061 \text{ Kg/cm}^2$ comme admissible.

b) Vérification au cisaillement:

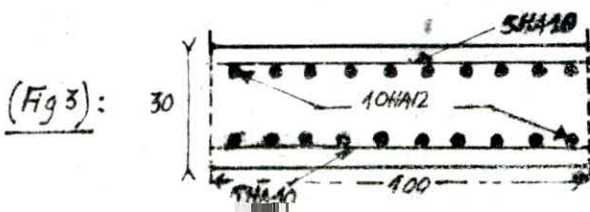
$$\left. \begin{aligned} T = \frac{2}{3} Q_t - Q_e &= \frac{2}{3} \times 3,945 - 7,35 = -4,72 t. \\ \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} &= \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = 1,99 < 4,15 \bar{\sigma}'_b = 713 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_t = 0$$

$z = \frac{7}{8} h = 23,63 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

c) Armatures de répartition:

on prends la même section que précédemment soit: $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{m}$

d) schéma de ferrailage de la section d'encastrement: ($e = 20 \text{ cm}$).

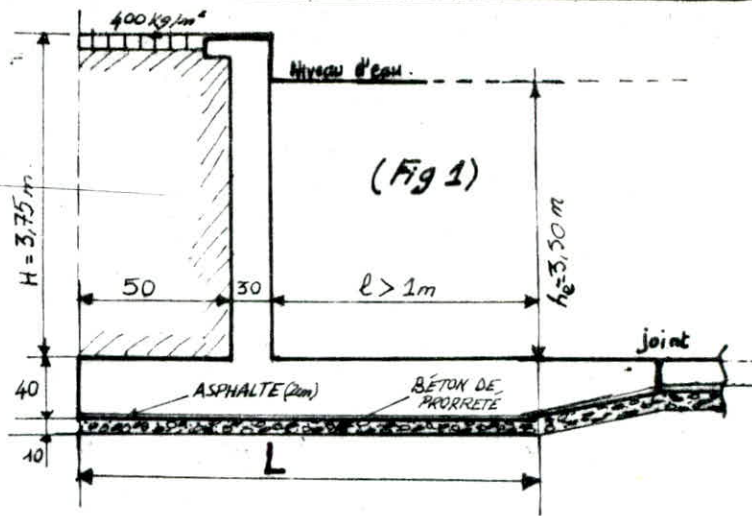


2/ calcul du radier :

"Sous La Paroi"

sur une longueur "L", Le radier sera calculé comme une semelle d'un mur de soutènement.

N-B: un joint étanche est ménagé au raccordement de la semelle avec le béton intérieur.



A/BASSIN VIDE

a) calcul de La stabilité de La Paroi :

Nous ferons le calcul pour la tranche de 1m de longueur, Les Forces agissantes sont :

- Poussee des terres et celles dues aux surcharges sur le remblai.
- Les charges verticales (poids de La Paroi, de La semelle, du remblai et de La surcharge).
- Les réactions du sol.

1°) Poussee des terres :

$$Q = 0,33 \times 1,7 \times (3,75 + 0,4)^2 = 4,8t ; \text{ La Force } Q \text{ est appliquée à : } \frac{3,75 + 0,4}{3} = 1,38m$$

2°) Poussee due à la surcharge: (majorée de 20%). au-dessus du Point (A) (Fig 2).

$$Q_2 = 0,33 \times 0,4 \times (3,75 + 0,4) \times 1,2 = 0,66t ; \text{ La Force } Q_2 \text{ est appliquée à : } \frac{3,75 + 0,4}{2} = 2,08m \text{ (A)}$$

3°) Poids de La Paroi :

$$P_1 = 0,7 \times 3,75 \times 2,5 = 2,8t ; \text{ Le Poids } P_1 \text{ est situé à : } (1,065)m \text{ à gauche de (A).}$$

4°) Poids de La semelle: (y compris le béton de propreté).

$$P_3 = 0,4 \times L \times 2,5 + 0,10 \times 2,4 \times L = 1,24L (t); P_3 \text{ est situé à } L/2 \text{ // (A).}$$

5°) Poids des terres sur la semelle: (y compris celui de la surcharge "Majorée").

$$P_2 = 0,5 \times 1,7 \times 3,75 + 0,48 \times 0,5 = 3,43t ; P_2 \text{ est situé à } (L - 0,25)m \text{ // (A).}$$

• La longueur "L" cherchée doit satisfaire les vérifications suivantes:

- que la Paroi ne peut pas se renverser autour de l'arête A:

Prenons les moments par rapport à A :

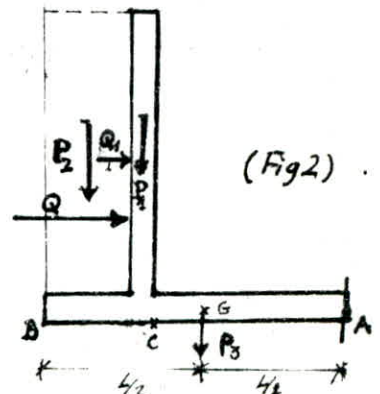
* Moment de renversement due aux Poussees Q et Q₂.

$$M_r = 4,8 \times 1,38 + 0,66 \times 2,08 = 7,997 \approx 8 \text{ tm.}$$

* Moment stabilisateur due aux charges verticales :

$$M_s = 2,8(L - 0,65) + 1,24L \cdot L/2 + 3,43(L - 0,25)$$

$$M_s = 0,62L^2 + 6,23L - 2,68$$



Afin d'assurer la sécurité au renversement, on doit avoir :

$$\frac{M_s}{M_R} > 2 \text{ soit } \frac{0,62L^2 + 6,23L - 2,68}{8} > 2 \Rightarrow L > 2,42\text{m.} \text{ soit } L = 3,5\text{m.}$$

— que la contrainte maximale sur le sol de fondation soit inférieure à la contrainte admissible que peut supporter le sol : (La 1^{ère} condition n'étant suffisante).

Calcul de la réaction du sol :

soit N , la résultante des forces verticales :

$$N = 2,8 + 1,24 \times 3,5 + 3,43 = 10,57 \approx 10,6\text{t.} \text{ passe à : une distance } d \text{ du point A.}$$

$$d = \frac{M_s}{N} = \frac{0,62 \times 3,5^2 + 6,23 \times 3,5 - 2,68}{10,6} = 2,52\text{m.} ; \text{ (Fig 3)}$$

donc à une distance "e" du centre de gravité G de la semelle : $e = 2,52 - 1,75 = 0,77\text{m.}$

Dans ces conditions le moment par rapport au point G a pour valeur :

$$\underline{M_G} = Q_1 \cdot l_1 + Q_2 \cdot l_2 - N \cdot e = 4,8 \times 1,38 + 9,66 \times 2,08 - 10,6 \times 0,77 = -0,142\text{tm.}$$

Les contraintes en A et B sont données par la formule générale :

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm M_G \cdot \frac{Y}{I} \text{ avec dans ce cas.}$$

$$S = 100 \cdot L ; \frac{Y}{I} = \frac{L/2}{\frac{100L^3}{12}} = \frac{6}{100L^2} \text{ d'où } \sigma' = \frac{N}{100L} \pm \frac{6M_G}{100L^2}$$

Nous aurons donc :

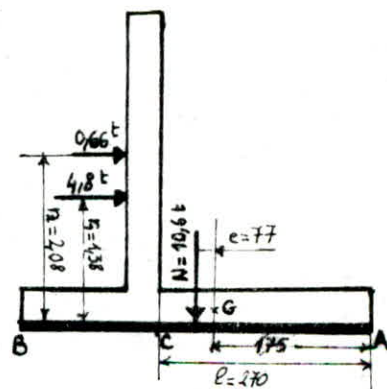
$$\underline{\sigma'_A} = \frac{10600}{100 \cdot 350} - \frac{6 \cdot 14200}{100 \cdot 350^2} = 0,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\underline{\sigma'_B} = 0,303 + 0,007 = 0,31 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte maximale sur le sol $\sigma'_B = 0,31 \text{ Kg/cm}^2$

est bien inférieure à la contrainte admissible de ce dernier.

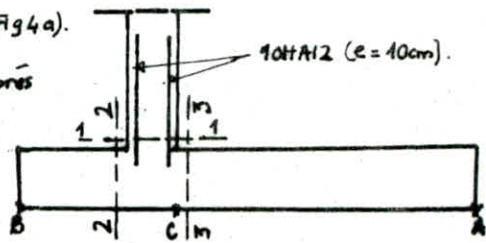
$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,3 \text{ Kg/cm}^2.$$



(Fig 3).

b) Détermination des armatures:

Il s'agit de calculer les armatures de la semelle, principalement pour les sections 2-2 et 3-3; sections d'encastrement sur la Paroi. La semelle est soumise (Fig 4a).



- à la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale d'après

Le calcul à la stabilité: $\bar{\sigma}'_A = 930 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_B = 0,31 \text{ kg/cm}^2$.

- à son poids propre, réparti à raison de:

$0,4 \times 2500 + 0,10 \times 2400 = 1240 \text{ kg/m}$ soit $0,124 \text{ kg/cm}^2$.

- au poids de la Paroi, des terres et de la surcharge supposés uniformément répartis de B à C à raison de:

$\frac{3000 + 3430}{(50+30) \times 100} = 9804 \text{ kg/cm}^2$.

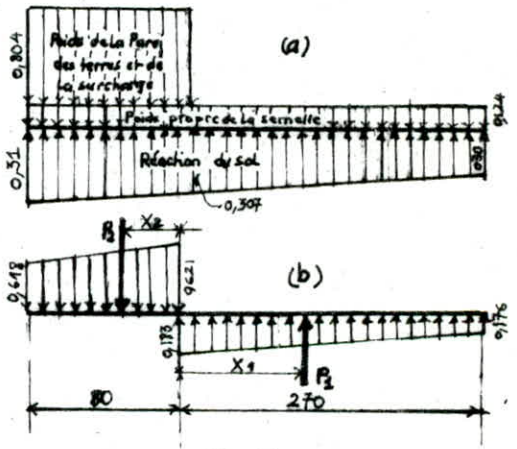
La différence des diagrammes donne (fig 4b) le diagramme des charges sur la semelle.

nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de la semelle:

vers le haut: $P_1 = \frac{0,176 + 0,183}{2} \times 270 \times 100 = 4846,5 \text{ Kg}$ (entre C et A).

vers le bas: $P_2 = \frac{0,618 + 0,621}{2} \times 80 \times 100 = 4956 \text{ Kg}$ (entre B et C).

en raison de l'équilibre de la semelle ces deux forces doivent être égales, nous prendrons $P_1 = P_2 = 4900 \text{ Kg}$ appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme, soit à des distances du point C:



(Fig 4)

$X_1 = \frac{0,183 + 2 \times 0,176}{0,183 + 0,176} \times \frac{270}{3} = 134,12 \text{ cm}$; $X_2 = \frac{0,621 + 2 \times 0,618}{0,621 + 0,618} \times \frac{80}{3} = 39,97 \text{ cm}$.

Les moments pour les sections d'encastrement sur la paroi ont pour valeurs:

$M_{(B)} = P_1 \times X_1 = 4900 \times 134,12 = 6572 \text{ Kg m}$.

$M_{(A)} = P_2 \times X_2 = 4900 \times (0,3997 - 0,30) = 488,53 \text{ Kg m}$.

Calcul des armatures:

$M_{(B)} = 6572 \text{ Kg m}$; avec des $\phi 12$ $\bar{\sigma}'_a = 2061 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 158 \text{ kg/cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$; $d = 4 \text{ cm}$. on a:

$\mu = \frac{15 \cdot 657200}{2061 \cdot 100 \cdot 36^2} = 0,037$ don $\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9721 \\ k = 164 \end{array} \right.$ ce qui donne $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{k} = 12,56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \underline{A' = 0}$.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}'_a \cdot \xi \cdot h_t} = \frac{657200}{2061 \cdot 0,97 \cdot 36} = 9,11 \text{ cm}^2$ soit $A = 10 \text{ HA } 12 = 11,3 \text{ cm}^2$ ($e = 10 \text{ cm}$).

- La vérification concernant la fissuration est inutile (cas de la Paroi).

Remarque: En Pratique pour cette Partie avant de la semelle, les armatures seront constituées par celles de la Partie extérieure de la Paroi retournée.

Pour la partie arriere de la semelle ; au niveau de la section 2-2 on a : $M = 48853 \text{ Kg.m.}$

$$\mu = \frac{15 \times 48853}{20611000 \times 36^2} = 0,0027 \quad \text{donc} \quad \begin{cases} \epsilon = 0,8763 \\ K = 196 \end{cases} \quad \text{ce qui donne } \sigma'_b = 10,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

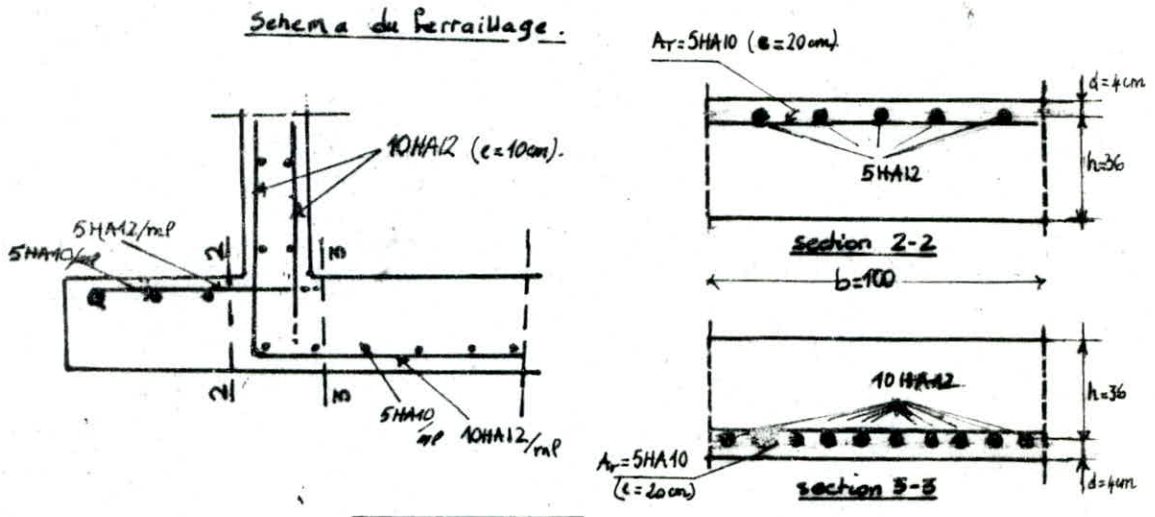
$A = \frac{48853}{20611000 \times 0,8763} = 0,68 \text{ cm}^2$ on adoptera forfaitairement 5HA12 = 5,65 cm² (e = 20cm). afin de faciliter la mise en place du ferrailage .

Les armatures de répartition pour les deux parties de la semelle comporteront 5HA10 = 3,92 cm²/ml.

* Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ; vu que l'effort tranchant maximal :

$$T = 4900 \text{ kg} \quad \text{donne } \bar{\tau}_b = \frac{4900}{100 \times \frac{2}{3} \times 36} = 1,56 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 2,23 \text{ kg/cm}^2.$$

Schema du ferrailage.



B/ BASSIN PLEIN

a) calcul de La stabilité de La Paroi :

— Sécurité au renversement : si nous Prenons Les moments des forces agissantes par rapport au Point B (Fig 5), Nous avons cette fois , en Plus des effets Précédants : (Fig 5)

* La Pousée de l'eau : " Majorée de 20% "

$$Q_e = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,5^2 \times 1,2 = 7,35 \text{ t appliquée à : } \frac{3,5 + 0,4}{3} = 1,3 \text{ m au dessus de B.}$$

** Le Poids de L'eau (sur La Partie avant de La semelle) : " Majorée de 20% "

$$P_e = (3,5 - 0,80) \times 3,5 \times 1 \times 1,2 = 11,34 \text{ t ; appliquée à : } 2,15 \text{ m de B.}$$

Remarque : La Pousée due à La terre sera prise pour Les $\frac{2}{3}$ de sa valeur calculée , et l'effet des surcharges ne sera pas pris en compte. (cas défavorable).

Nous aurons donc :

$$M_r = 7,35 \times 1,3 = 9,555 \text{ tm.}$$

$$M_s = P_2 \times 0,65 + P_3 \times \frac{3,5}{2} + P_e \times 2,15 + P_2' \times 0,25 + \frac{2}{3} Q \times 1,38$$

$$M_s = 2,8 \times 0,65 + 4,34 \times 1,75 + 11,34 \times 2,15 + 3,19 \times 0,25 + 3,2 \times 1,38 = 39 \text{ tm.}$$

$$\text{Soit : } \frac{M_s}{M_r} = \frac{39}{9,56} = 4,1 > 2. \quad (\text{vérifié}).$$

Dans ces conditions Le moment par rapport à G à pour valeur :

$$M_G = \frac{2}{3} Q \times 1,38 + P_e \times 0,4 - P_2' \times 1,5 - P_2 \times 1,1 - Q_e \times 1,3 = 4,416 + 4,536 - 4,785 - 3,08 - 9,555$$

$$\text{donc } M_G = -8,463 \text{ tm.}$$

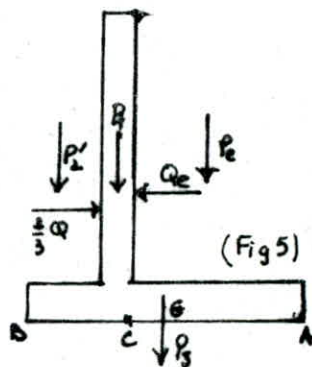
$$\text{avec } N = P_2' + P_1 + P_e + P_3 = 3,19 + 2,8 + 11,34 + 4,34 = 21,67 \text{ t.}$$

— Les contraintes sur Le sol sont comme suit : (Fig 6 a).

$$\sigma_B' = \frac{N}{100L} + \frac{6M_G}{100L^2} = \frac{21670}{100 \times 350} + \frac{6 \cdot 246300}{100 \cdot 350^2} = 0,619 + 0,415 = 1,03 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_A' = 0,619 - 0,415 = 0,204 \approx 0,21 \text{ Kg/cm}^2.$$

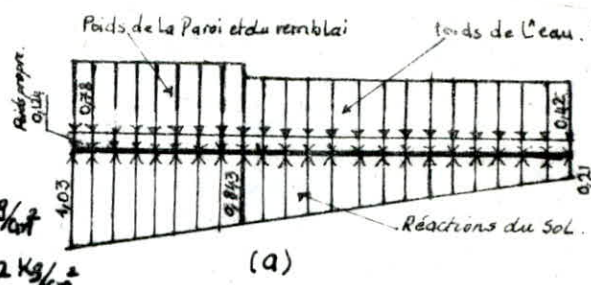
$$\text{Soit } \text{Max}(\sigma_A', \sigma_B') = \sigma_B' = 1,03 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,3 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$



b) détermination des armatures : (Pour les sections d'encastrement sur La Paroi).

La semelle étant soumise dans ce cas (Fig 6, a)

- à la réaction du sol : $b'_B = 1,03 \text{ Kg/cm}^2$; $b'_A = 0,21 \text{ Kg/cm}^2$.
- à son poids propre répartie à raison de : $0,124 \text{ Kg/cm}^2$.
- au Poids de La paroi et des terres de B à C à raison de : $0,78 \text{ Kg/cm}^2$
- au Poids de l'eau supposé réparti de C à A à de : $\frac{11340}{270 \times 100} = 0,42 \text{ Kg/cm}^2$



La différence des diagrammes donne (Fig 6, b).

Le diagramme des charges sur La semelle.

Nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de La semelle :

sur BC : $P_1 = 3,59 \text{ Kg}$; $P_2 = 0,8 \text{ Kg}$.

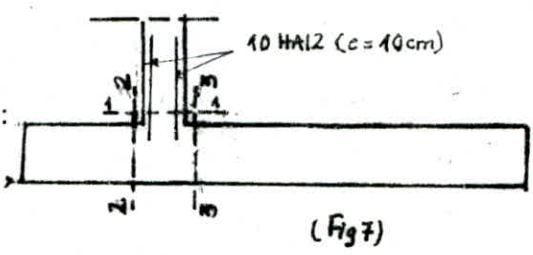
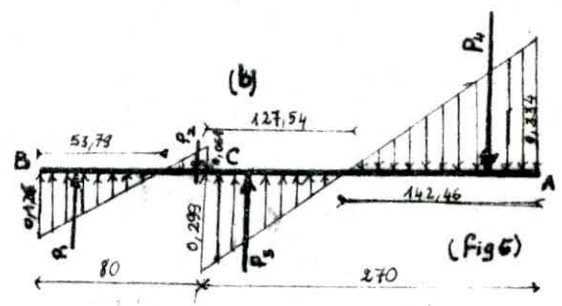
sur CA : $P_3 = 19,1 \text{ Kg}$; $P_4 = 23,79 \text{ Kg}$.

soit $R_1 = P_1 - P_2 = 2,79 \text{ Kg}$; $R_2 = P_4 - P_3 = 4,69 \text{ Kg}$.

en raison de de l'équilibre de La semelle on doit avoir :

$R_1 = R_2$, nous prendrons pour valeur commune $3,6 \text{ Kg}$.

(La Petite différence entre la valeur commune adopté et celles trouvées provient des résultats qui ont été arrondis au cours des calculs).



Les moments pour les sections d'encastrement (2-2) et (3-3) [Fig 7] sur La Paroi ont pour valeurs :

$M_{22} = 3,6 \times 82,29 = 300 \text{ Kgcm} = 3 \text{ Kg m}$

$M_{33} = 3,6 \times 1412 \approx 6000 \text{ Kg cm} = 60 \text{ Kg m}$.

Calcul des armatures .

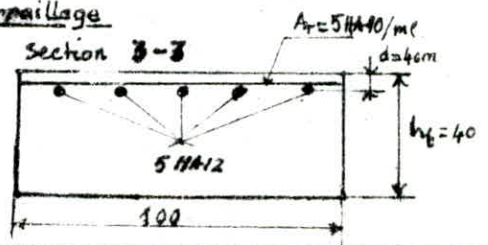
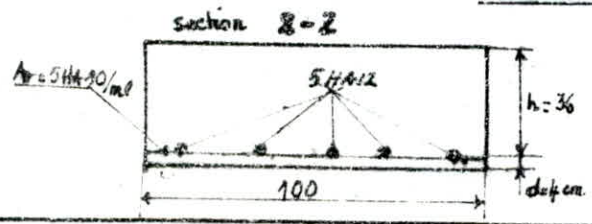
ces moment sont très faibles, donnent une section d'armatures inférieure à 1cm² on prends forfaitairement pour les deux sections des $\varnothing 12$ espacés de 20cm afin de faciliter La mise en Place du ferrailage . (suivant Le schéma suivant).

* Les armatures de répartitions comporteront $5 \varnothing 10 = 3,92 \text{ cm}^2$.

* L'effort tranchant maximal à pour valeur $T = 3,6 \text{ Kg}$ (assez faible)

$\tau_{ob} = \frac{3,6}{100 \cdot 36} = 1,14 \times 10^{-3} \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{b}_s \Rightarrow A_t = 0$.

Schema de Ferrailage



3/ calcul de la galerie :

suivant la tranche transversale considérée, la galerie sera assimilée à un portique encastré en bas et muni d'articulations en haut au niveau de la dalle de couverture.

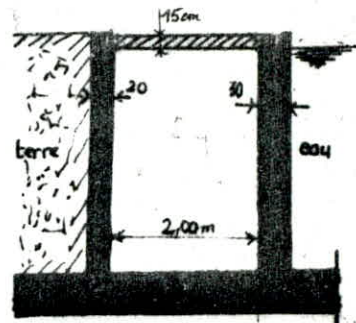
Pour le calcul on tiens compte du cas de charge suivant :

1°) Bassin vide : $Q_t + Q_s + q$

2°) Bassin Plein : $Q_t + \frac{2}{3}Q_s + q$

avec : Q_t, Q_s, Q_e les mêmes poussées latérales calculées précédemment.

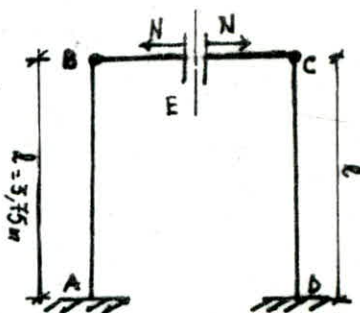
q : charge totale au niveau de la couverture.



3-1 SOLLICITATIONS

Soit $\chi = 3b - 2r - l = 3 \times 3 - 2 \times 2 - 6 = -1$ (le nombre de degré de liberté).

Le système est donc hyperstatique une fois.



On utilisera la méthode des forces pour déterminer les efforts internes ;

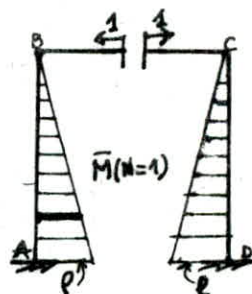
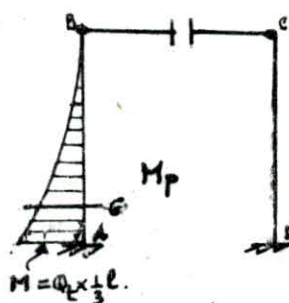
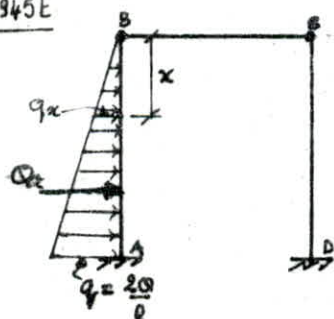
choisissons l'effort Normal N comme inconnue :

on a alors au niveau de point E : $\Delta_{Ap} + N \delta_{M1} = 0$ [1] avec

Δ_{Ap} : déplacement provoqué par les charges extérieures
 δ_{M1} : déplacement unitaire dû à N .

a) calcul des efforts sous "La Poussée des terres" :

$Q_t = 3,945t$



$$\delta_{M1} = \left(l \times \frac{l}{2} \times \frac{1}{3} \times l \times 2 \right) \frac{1}{EI} \Rightarrow EI \delta_{M1} = \frac{2}{3} l^3$$

$$EI \Delta_{Ap} = \int_0^l M \cdot \bar{M} dx = - \int_0^l \left(q_x \times \frac{x}{2} \times \frac{1}{3} x \right) \cdot x dx = - \int_0^l \left(q \frac{x}{l} \times \frac{x}{2} \times \frac{1}{3} x \right) x dx = - \frac{q}{6l} \int_0^l x^3 dx = - \frac{q l^4}{30} = - \frac{Q l^3}{15}$$

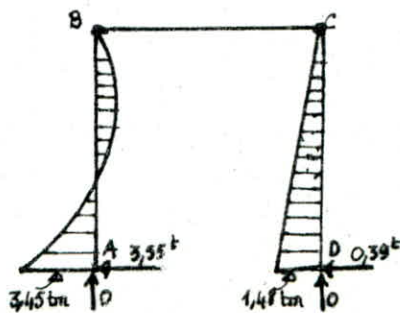
$$[1] \Rightarrow EI \left(N \times \frac{2}{3} l^3 - \frac{Q l^3}{15} \right) = 0 \Rightarrow N = \frac{Q}{10} = 0,3945t.$$

on en déduit les efforts aux points A et D :

$$M_A = Q_t \times \frac{1}{3} l - \frac{Q}{10} \times l = \frac{7}{30} Q_t l ; M_D = \frac{Q}{10} \times l$$

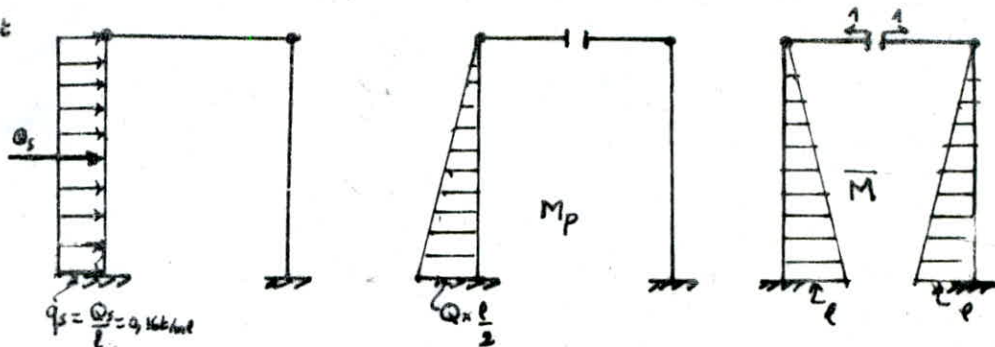
$$T_A = Q_t - \frac{Q}{10} = \frac{9Q}{10} ; T_D = \frac{Q}{10}$$

$$N_A = N_D = 0.$$



b) calcul des efforts sous "La Poussee due aux surcharges des plages"

$Q_s = 0,594 \text{ t} \times 0,6 \text{ t}$
(Majorés de 20%).



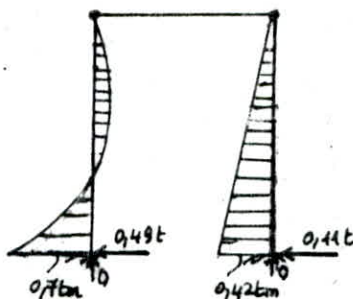
$EI \theta_{Ap} = - \int (q \cdot x \cdot \frac{x}{2}) \cdot x dx = \frac{q}{2} [\frac{x^4}{4}]_0^l = - \frac{Q l^3}{8}$; d'après [1] on a: $\frac{2}{3} l^3 N - \frac{Q l^3}{8} = 0 \Rightarrow N = \frac{3Q_s}{16}$

on en deduit les efforts en A et D:

$M_A = \frac{Q l}{2} - \frac{3Q_s l}{16} = \frac{5Q_s l}{16}$; $M_D = \frac{3Q_s l}{16}$

$T_A = Q - \frac{3Q_s}{16}$; $T_D = \frac{3Q_s}{16}$

$N_A = N_D = 0$



c) calcul des efforts sous "La Poussee de l'eau":

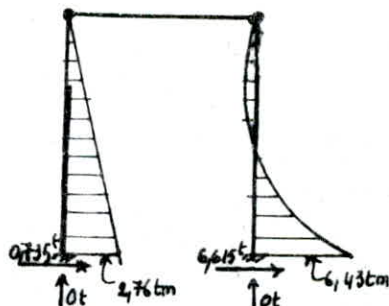
La diagramme de Poussee est triangulaire comme celui de la Poussee des terres; mais cette fois ci La Poussee Laterale s'applique sur le Cote droit du Portique. Les efforts se deduisent de ce cas etudie et sont les suivants:

$M_A = \frac{Q_e l}{10}$; $M_D = Q_e \times \frac{l}{3} - \frac{Q_e l}{10} = \frac{7Q_e l}{30}$

$T_A = \frac{Q_e}{10}$; $T_D = Q_e - \frac{Q_e}{10} = \frac{9Q_e}{10}$

$N_A = N_D = 0$

* avec: $Q_e = 7,35 \text{ t}$ (majorée de 20%).



d) Efforts dus l'effet de la charge de la couverture :

- Le poids propre de La dalle (e=15cm): $g = \frac{0,15 \times 2500}{\text{dalle}} + \frac{48 + 44 + 40}{\text{revetement}} = 0,51 \text{ t/m}^2$. } $q = g + 1,2P = 0,99 \text{ t/m}^2$

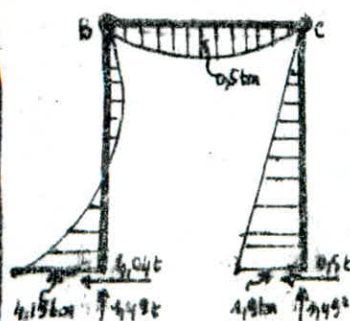
- Surcharge : $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

soit M: Le moment au milieu de la couverture: $M = q \cdot \frac{l^2}{8} = 0,495 \text{ tm}$; $N_A = 2,9 \text{ t}$; $N_D = 3,8 \text{ t}$; $T_A = T_D = 0 \text{ t}$.

I/ BASSIN VIDE: ($Q_s + Q_e + q$)

EFFETS COMBINES (Resultats)

II/ BASSIN PLEIN. ($Q_e + \frac{2}{3} Q_e + q$)



$M_A = 3,45 + 0,7 = 4,15 \text{ tm}$
 $M_D = 4,43 + 0,42 = 4,9 \text{ tm}$
 $M_{bc} = 0,5 \text{ tm}$

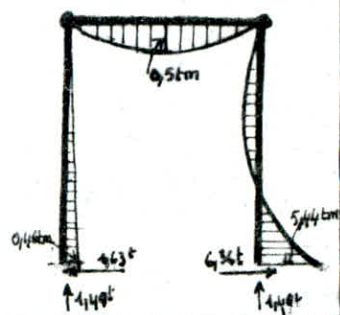
$T_A = 3,55 + 0,49 = 4,04 \text{ t}$
 $T_D = 0,99 + 0,41 = 1,4 \text{ t}$

$\{ N_A = N_D = 1,49 \text{ t} \}$

$M_A = 2,76 - \frac{2}{3} \cdot 3,45 = 0,46 \text{ tm}$
 $M_D = 6,43 - \frac{2}{3} \cdot 1,48 = 5,44 \text{ tm}$
 $M_{bc} = 0,5 \text{ tm}$

$T_A = 0,735 - \frac{2}{3} \cdot 3,55 = -4,63 \text{ t}$
 $T_D = 6,615 - \frac{2}{3} \cdot 0,99 = 6,36 \text{ t}$

$\{ N_A = N_D = 1,49 \text{ t} \}$



3-2 FERRAILLAGE

1°) Poutre $h_f = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_b' = 153 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2061 \text{ kg/cm}^2$ avec des $\phi 12$

• $M = 1,9 \text{ tm}$; $N' = 3,8 \text{ t}$ la section au niveau de l'encastrement de la semelle se calculera en flexion composée.
($T = 0,5 \text{ t}$)

$e_0 = \frac{M}{N} = 0,5 \text{ m} > \frac{h_f}{6}$ (section partiellement comprimée).

$$\alpha l_0 = M - N' \left(\frac{h_f}{2} - d \right) = 1,444 \text{ tm} \text{ avec } \mu = 0,0189 \text{ soit } \begin{cases} \epsilon = 0,9994 \\ k = 67,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = \frac{\alpha l_0}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 2,76 - 1,84 = 0,92 \text{ cm}^2$$

- on adoptera 5 HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$ ($e = 20 \text{ cm}$). comme armatures Principales

- Les armatures de répartition avec 5 HA10 = $3,92 \text{ cm}^2$ ($e = 20 \text{ cm}$)

- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires: $\bar{\sigma}_b = 0,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b'$

•• $M = 5,44 \text{ tm}$; $N' = 3,8 \text{ t}$

($T = 6,36 \text{ t}$).

$e_0 = \frac{M}{N} = 1,43 \text{ m} > \frac{h_f}{2}$ (S.P.C).

$$\alpha l_0 = 4,984 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0498 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9064 \\ k = 38,4 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 53,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = 9,88 - 1,84 = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{10 \text{ HA12}} = 11,3 \text{ cm}^2 \text{ (} e = 10 \text{ cm)}.$$

$$A_r = 5 \text{ HA10/ml}; A_t = 0 \text{ (} \bar{\sigma}_b = 269 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1,15 \bar{\sigma}_b' \text{)}.$$

2°) Poutre $h_f = 20 \text{ cm}$:

• $M = 0,46 \text{ tm}$; $N = 2,9 \text{ t}$:

($T = 1,63 \text{ t}$)

$e_0 = \frac{M}{N} = 15,8 \text{ cm} > \frac{h_f}{6}$ (S.P.C)

$$\alpha l_0 = 0,257 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 6,5 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9635 \\ k = 122 \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = 0,76 - 1,4 < 0 \text{ soit } \underline{A = 5 \text{ HA12}} \text{ forfaitairement (\% minimal)}.$$

$$A_r = 5 \text{ HA10/ml}; A_t = 0.$$

•• $M = 4,15 \text{ tm}$; $N = 2,9 \text{ t}$.

($T = 4,04 \text{ t}$).

$e_0 = \frac{M}{N} = 1,43 \text{ m} > \frac{h_f}{2}$ (S.P.C)

$$\alpha l_0 = 3,947 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0985 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8750 \\ k = 25,0 \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

$$A = 12,87 - 1,4 = 11,47 \text{ cm}^2. \text{ soit } \underline{A = 10 \text{ HA12}} = 11,3 \text{ cm}^2 \text{ (} e = 10 \text{ cm)}.$$

$$A_r = 5 \text{ HA10/ml}; A_t = 0 \text{ (} \bar{\sigma}_b = 27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1,15 \bar{\sigma}_b' \text{)}.$$

3°) Dalle de couverture:

$$M_0 = 9 \frac{l_a^2}{8} = \frac{0,99 \times 2^2}{8} = 0,5 \text{ tm}$$

pour tenir compte d'une certaine déformation au niveau de la dalle on admet un encastrement partiel aux appuis: soit $M_a = 0,3 M_0 = 0,15 \text{ tm}$.

$$\text{aux appuis: } A = \frac{15000}{2061 \cdot 0,96 \cdot 12} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_r = 5 \text{ HA12/ml} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travée: } A = \frac{42500}{2061 \cdot 0,94 \cdot 12} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,425 \text{ tm}.$$

$$\text{soit } A = 5 \text{ HA12/ml} = 5,65 \text{ cm}^2; A_r = 5 \text{ HA10/ml}.$$

C/ PROFIL A PROFONDEURS "moyenne & faibles"

Les calculs se conduiraient de même, mais vu qu'on a trouvé un minimum d'armatures pour le profil à profondeur maximale, l'étude pour ces deux profils n'est pas nécessaire, nous prendrons un ferrailage similaire sur toute la longueur du bassin.

NOTA *

- ~ Les Parois Latérales seront armées de façon analogue aux Parois Longitudinales, conformément au cas de calcul relatif.
- ~ Le rapport des dimensions du radier $\frac{a}{b} = 0,4$, radier beaucoup plus long que large nous conduit à calculer les armatures suivant la dimension transversale qui est prépondérante, pour ce cas de radier.
- ~ La semelle sous les Parois de la galerie sera ferrillée de manière symétrique à celle sous la Paroi "console". (La stabilité pour cette semelle est assurée d'avantage).
- ~ sur les 14,6m du radier on réduit l'épaisseur du radier à 20cm et on la réalisera avec un minimum d'armatures, par mètre.



BIBLIOGRAPHIE

N.V 65

règles des constructions en acier (CM66)

construction métallique P. CHIDREAN TOME 1.2

normes sidérurgiques Française OTUA

règles parasismique algérienne RPA81

C.C.B.A 68/70

traité de béton armé (Guerrin) TOME VI, VIII, VII

Annales ITPS

Calcul des ouvrages en B.A BELLAZOUGI

Dynamique des structure et sismologie de l'ingénieur

formulaire des cadres KLEINLOGEL

méthode de cross et le calcul des poutres hyperstatique P. CHARON

calcul et vérification des ouvrages en B.A P. CHARON

CALCUL des construction parasismique BONEVILLE

FERAILLAGE

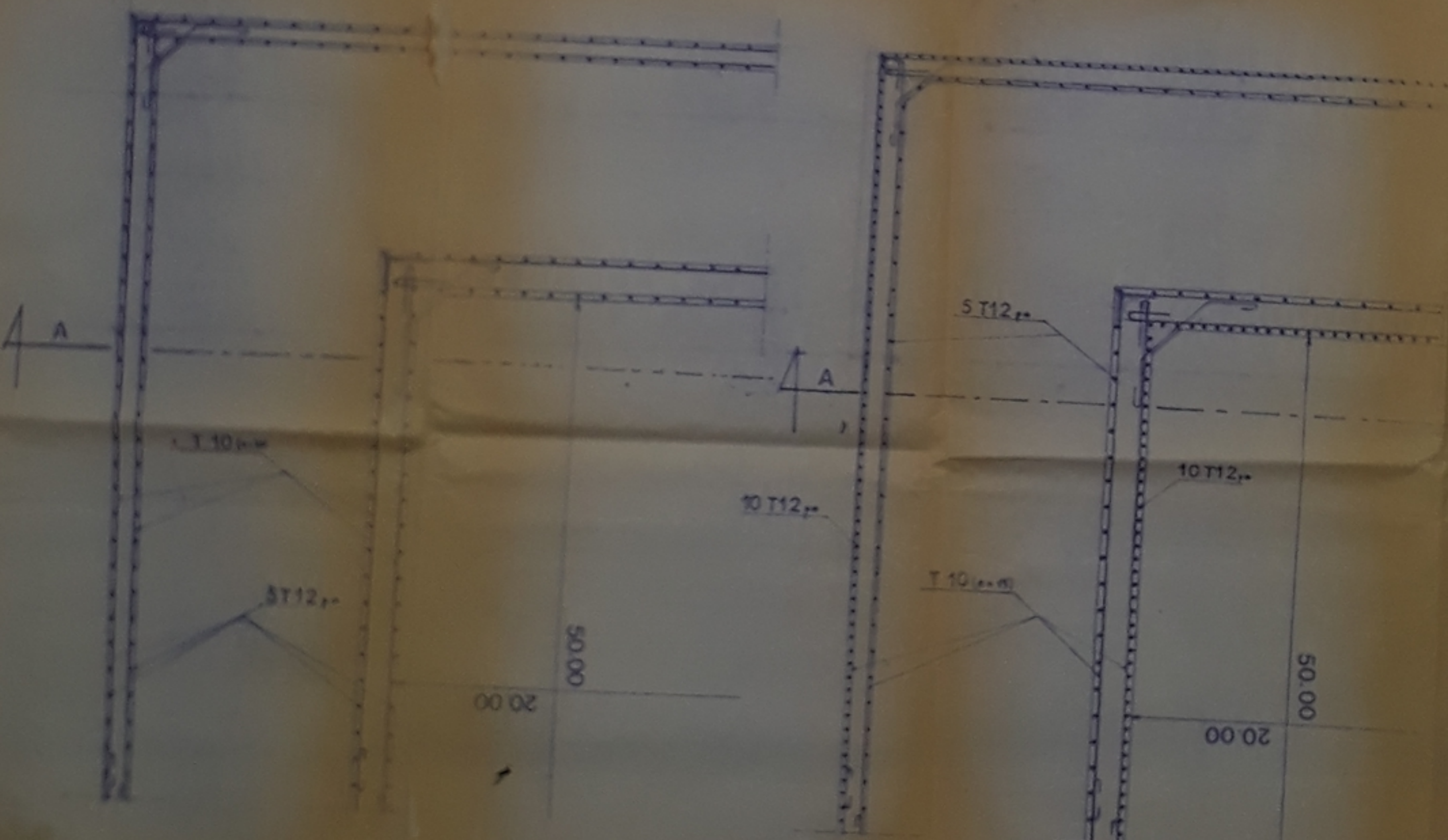
P.D. 002/183

DU BASSIN



20 MÈTRES

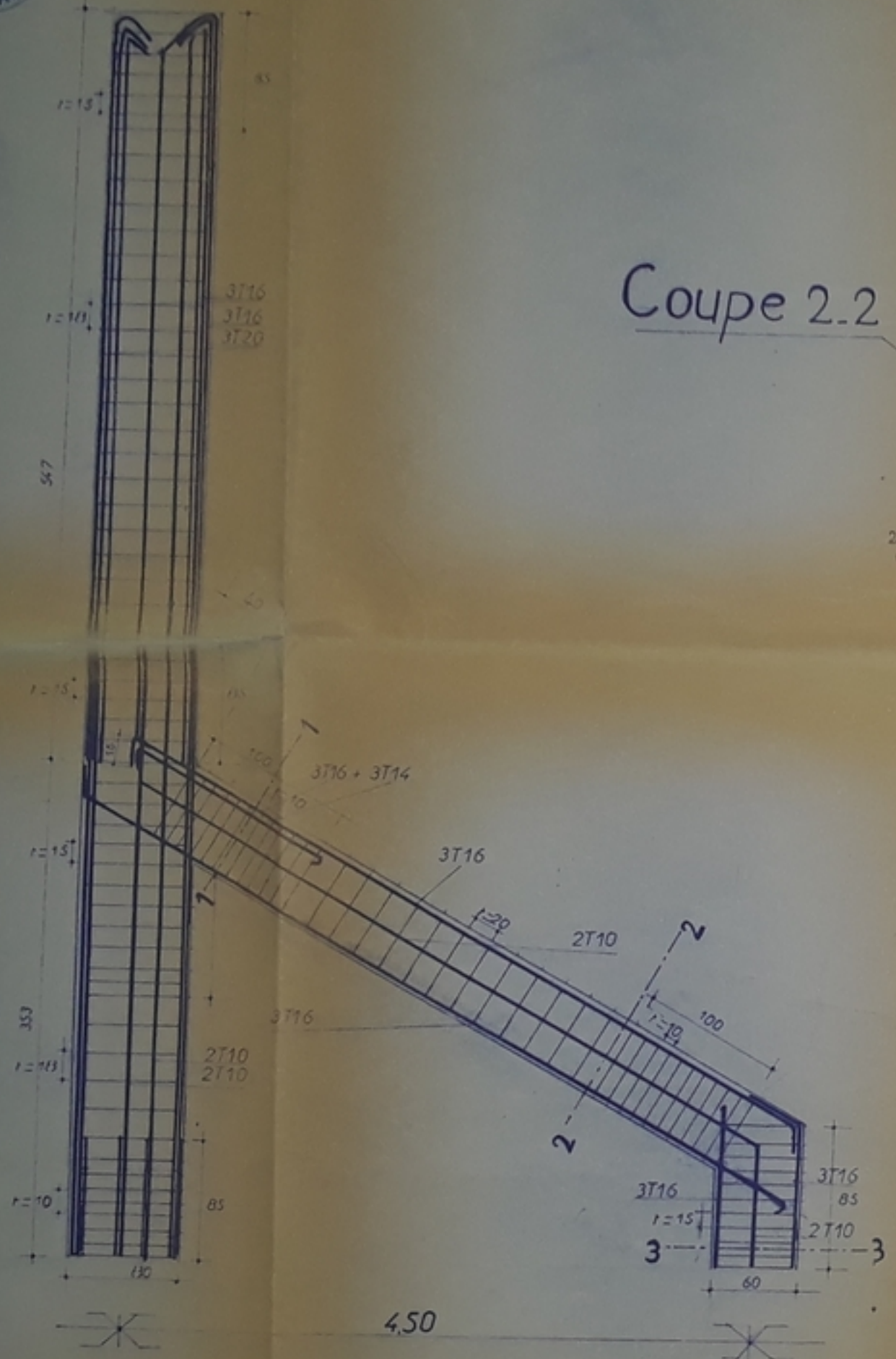
COUPE A-A



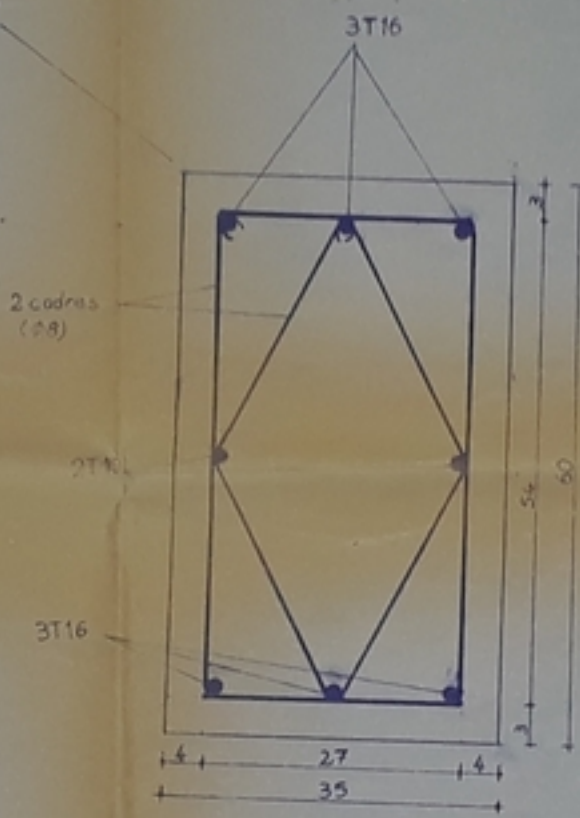
COUPE H

COUPE 2-2

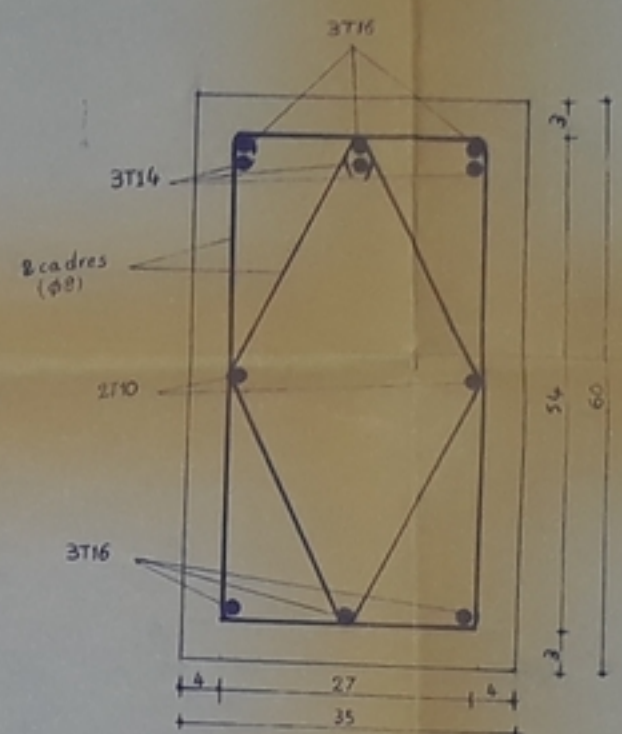
FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL



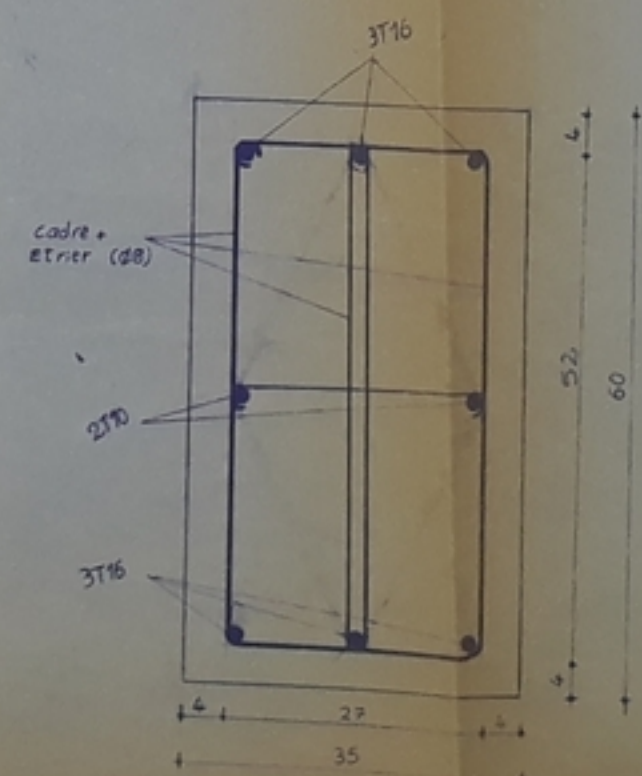
Coupe 2.2



Coupe 1.1



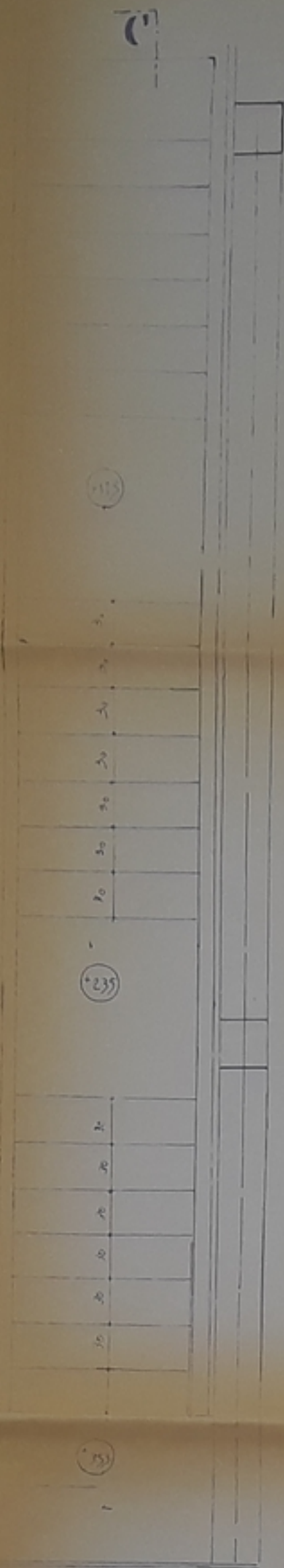
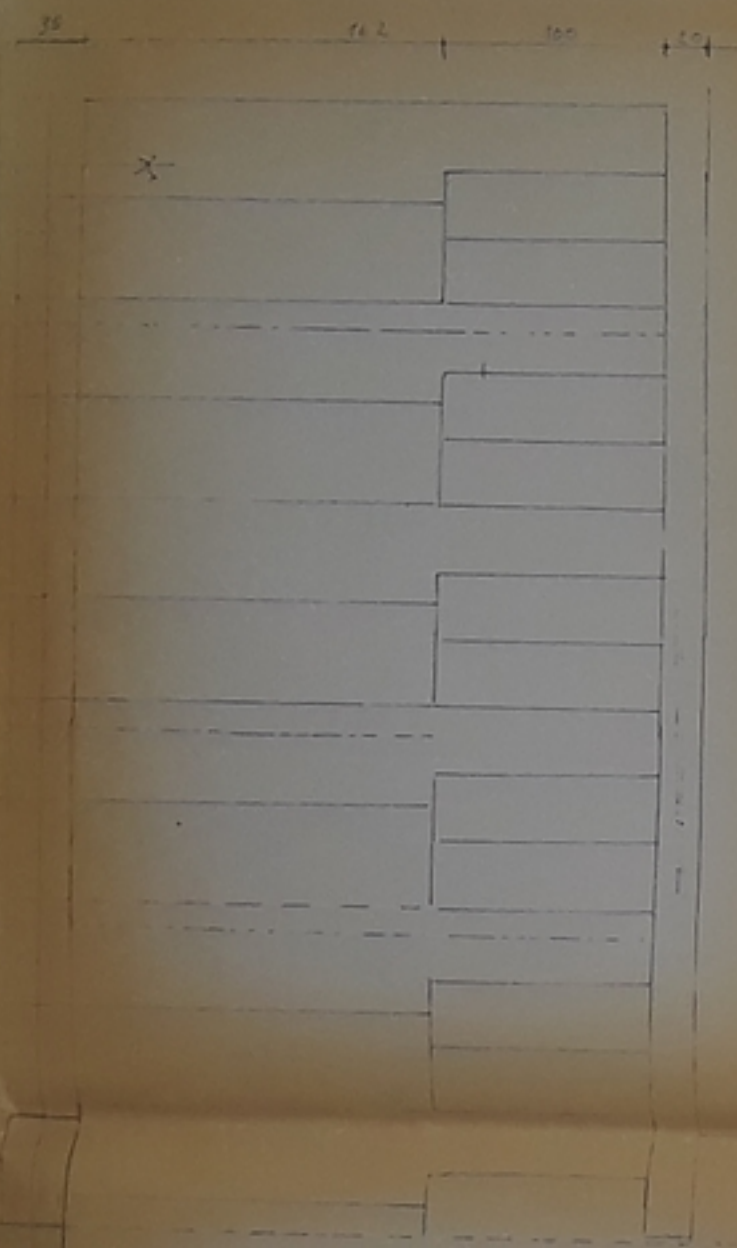
Coupe 3.3



VUE EN PLAN ESCALIER
RIVE DROITE

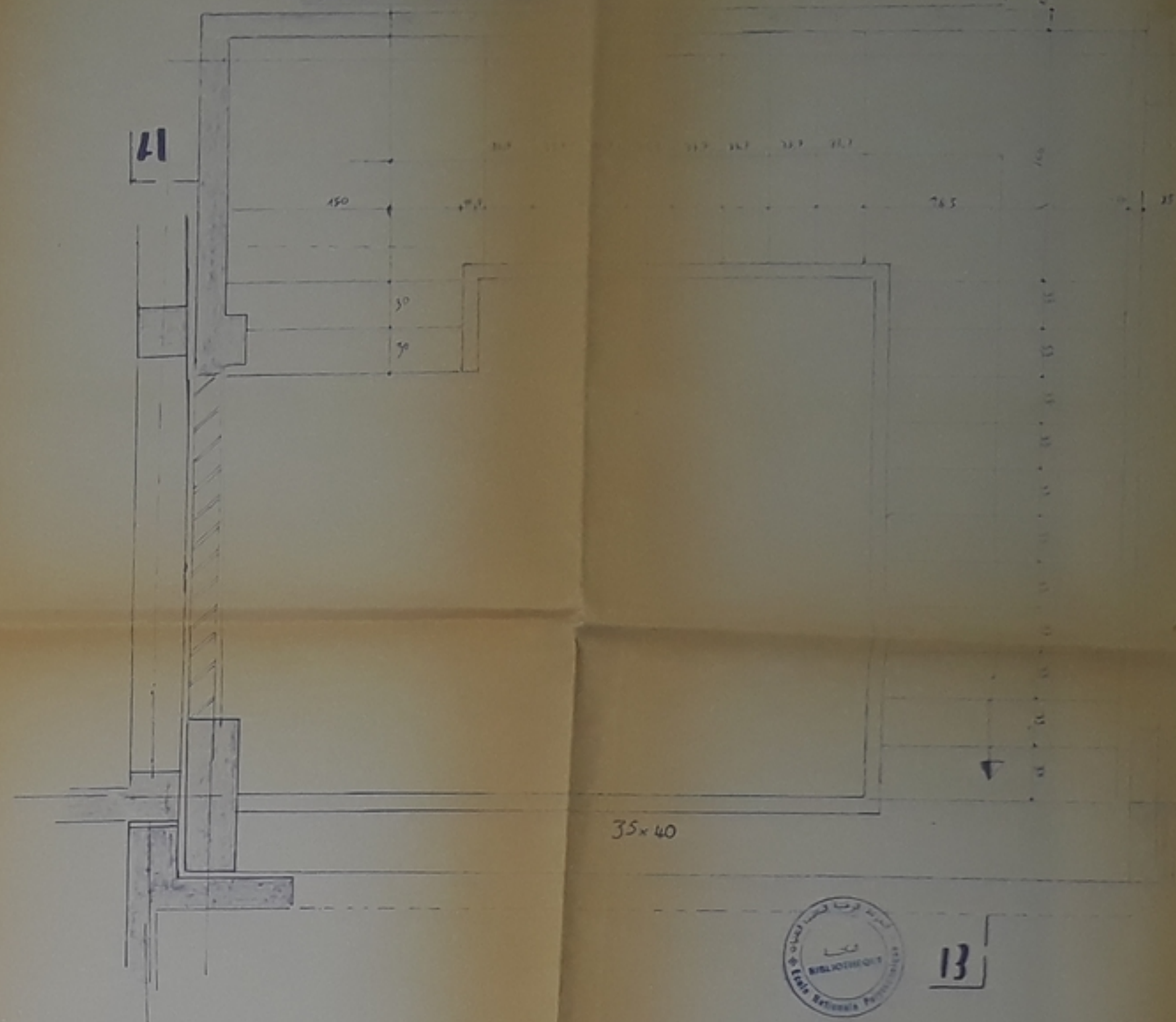
PB002188

-5-



VUE EN PLAN ESCALIER
RIVE GAUCHE

13

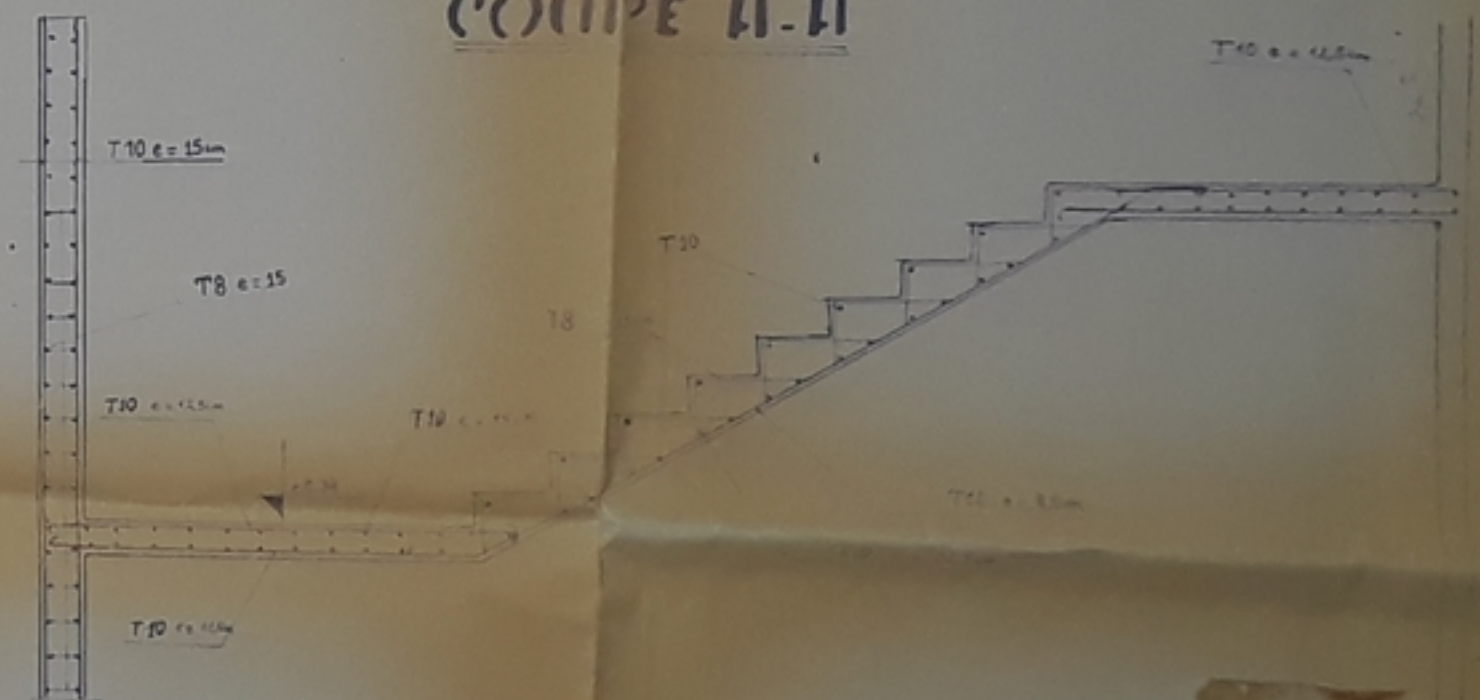


35x40



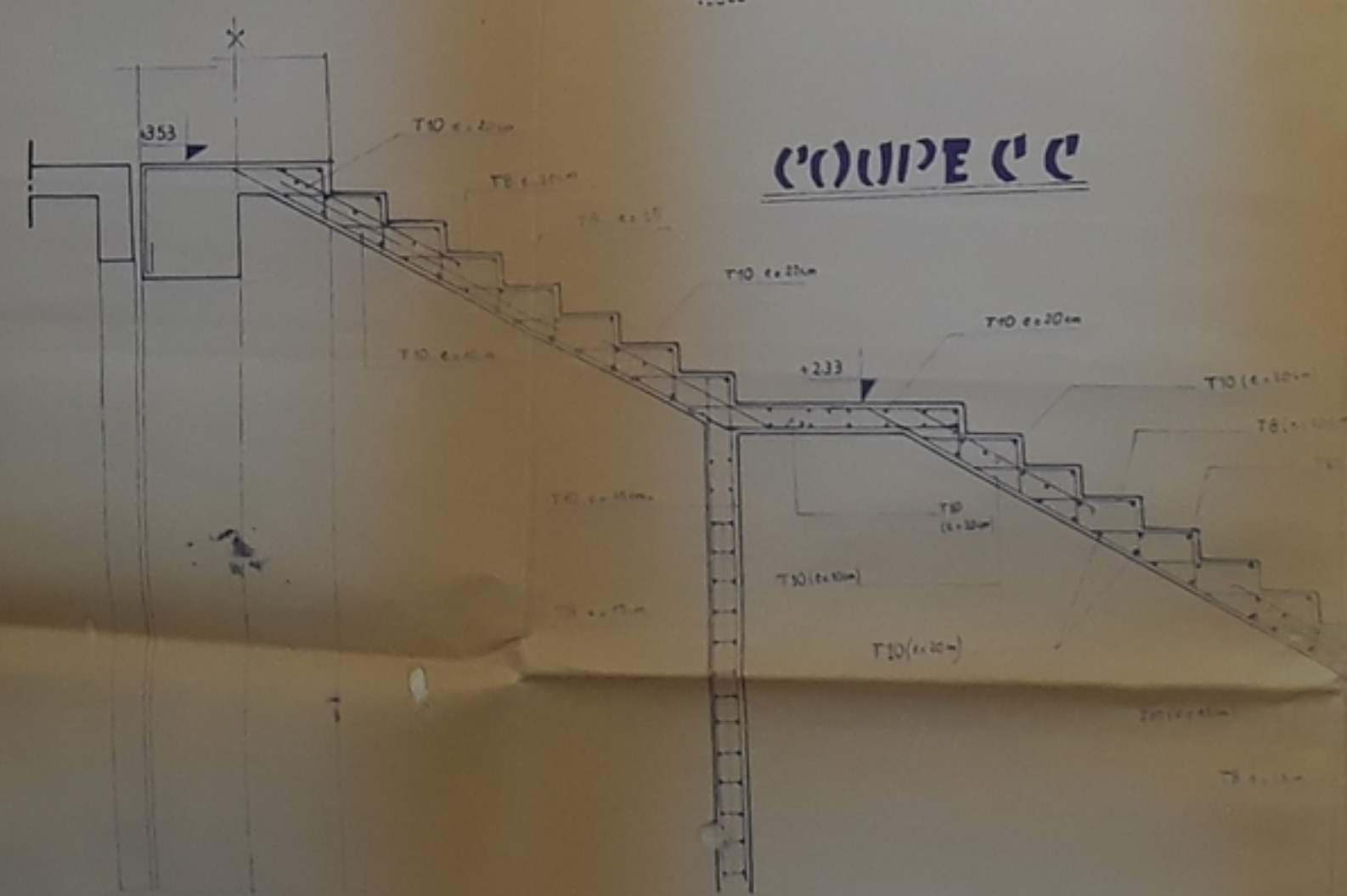
13

COUPE A-A



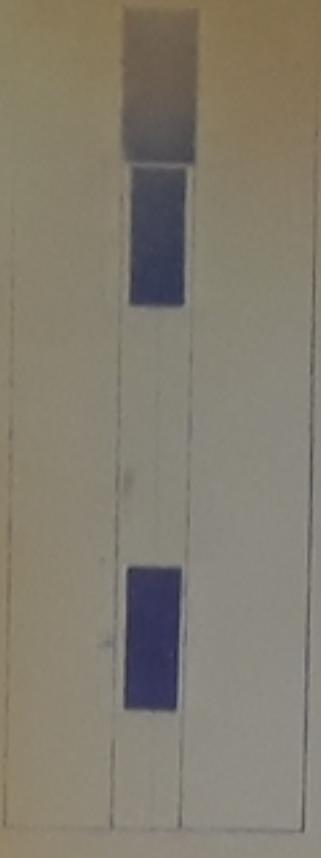
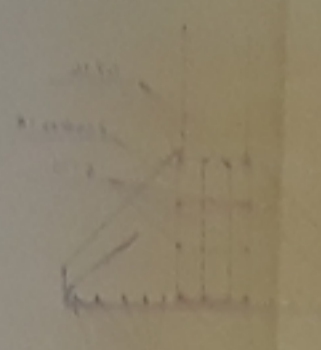
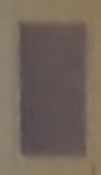
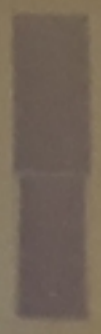
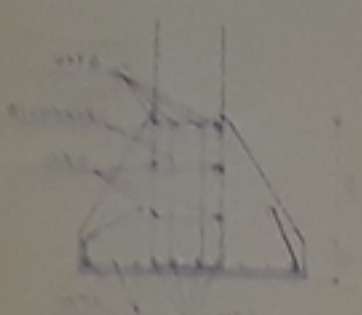
C

COUPE C-C

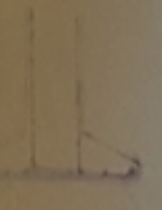
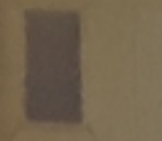


COUPE B-B

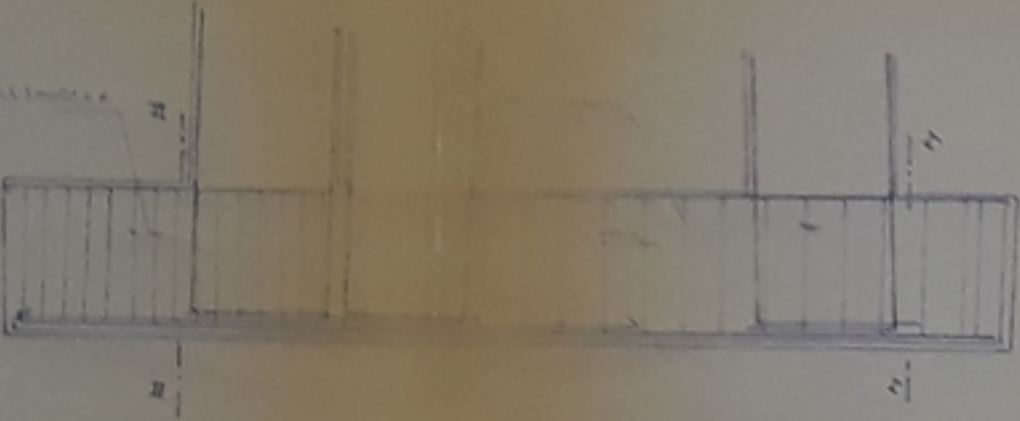




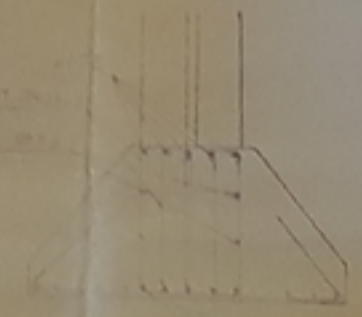
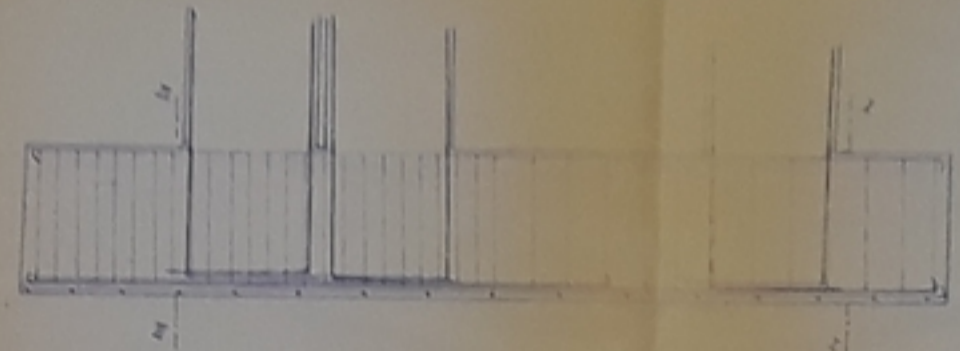
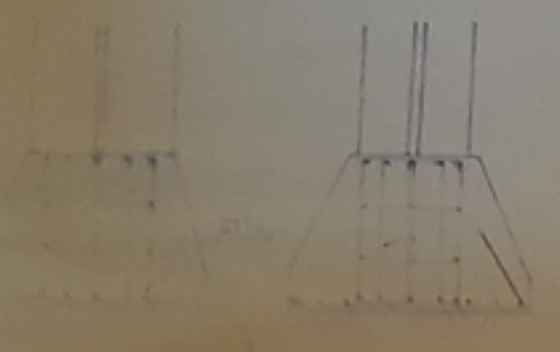
2



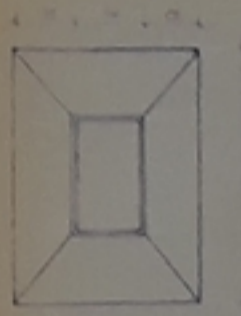
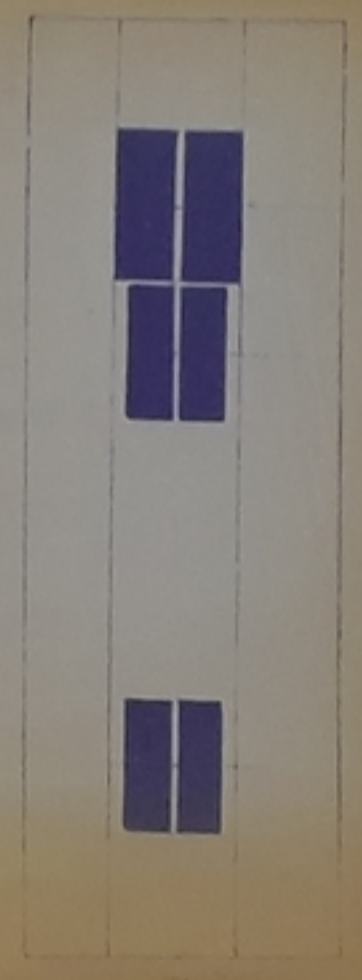
117



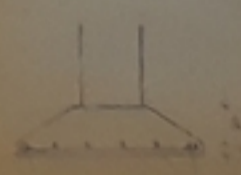
2



2



2



PB 000/81
6.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT
GENIE CIVIL
THESE DE FIN D'ETUDES
PROMOTION JANVIER 88
PISCINE COUVERTE



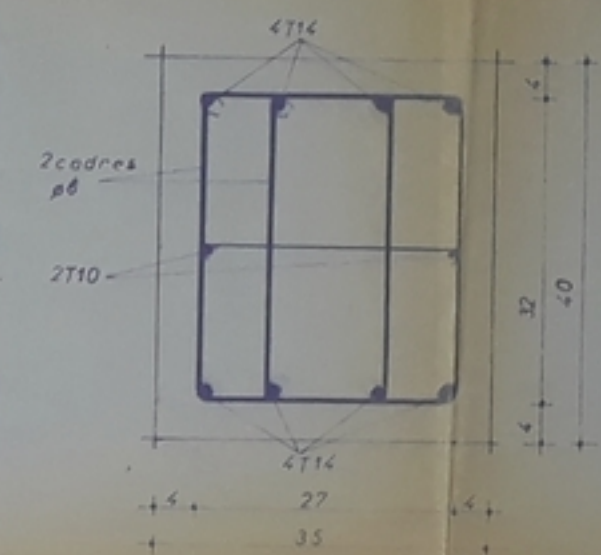
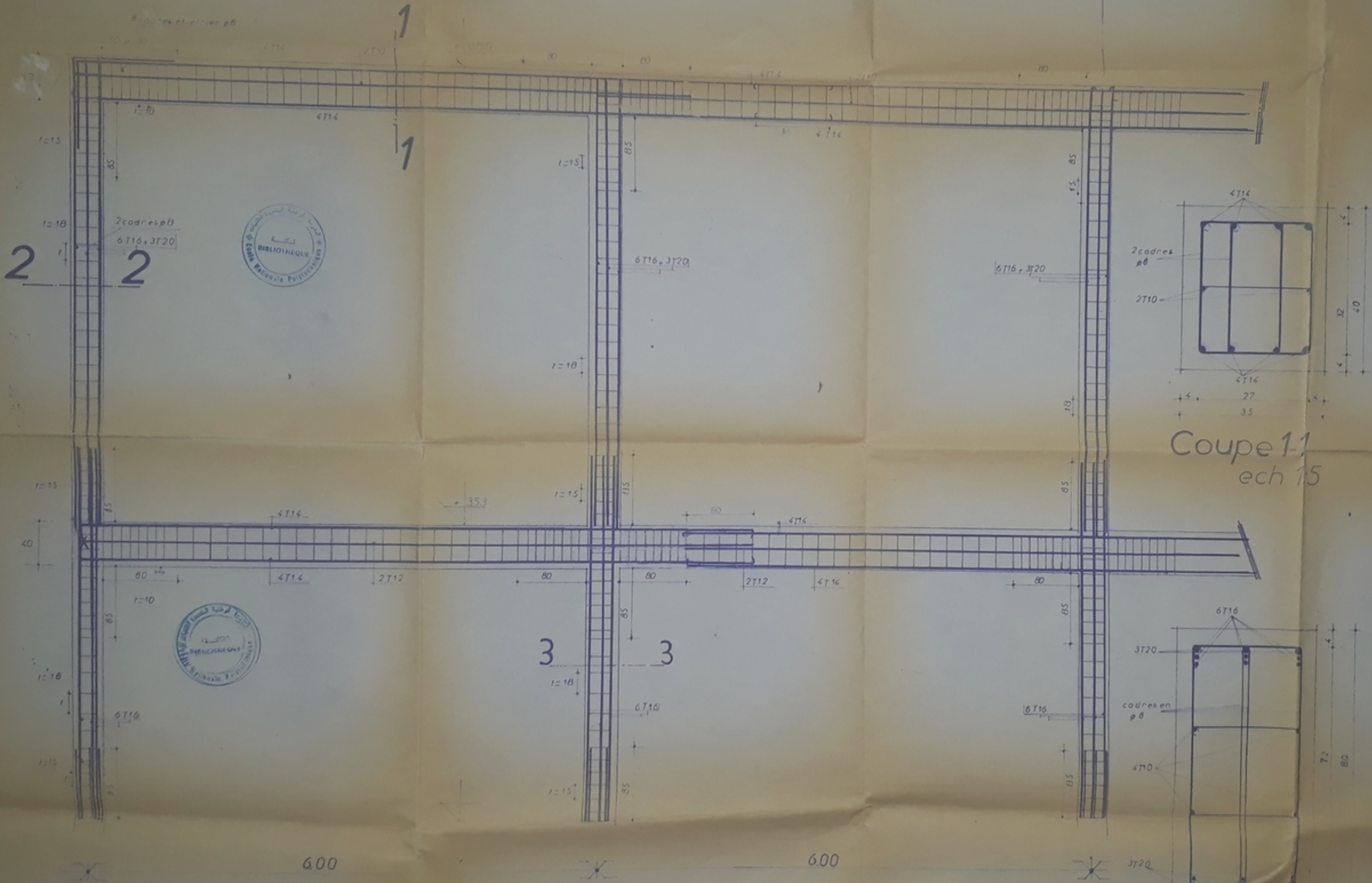
| | |
|--------------------|-----------------------|
| DESIGNATION | PROPOSE PAR |
| PLAN DE FONDATIONS | SECARD |
| ETUDE PAR | ARKAD AV BENABAS - |

FERRAILLAGE DU PORTIQUE LONGITUDINAL

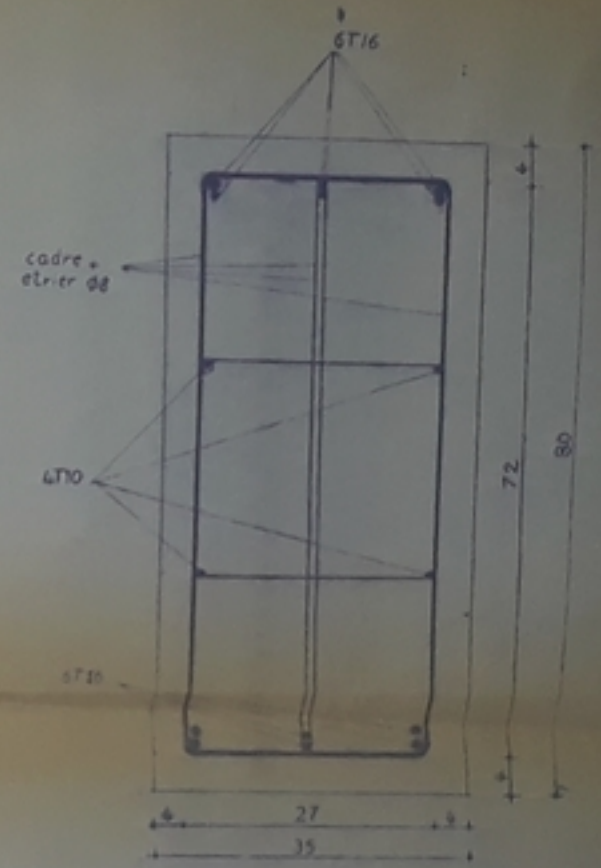
ECHELLE 1:25

PB002 88

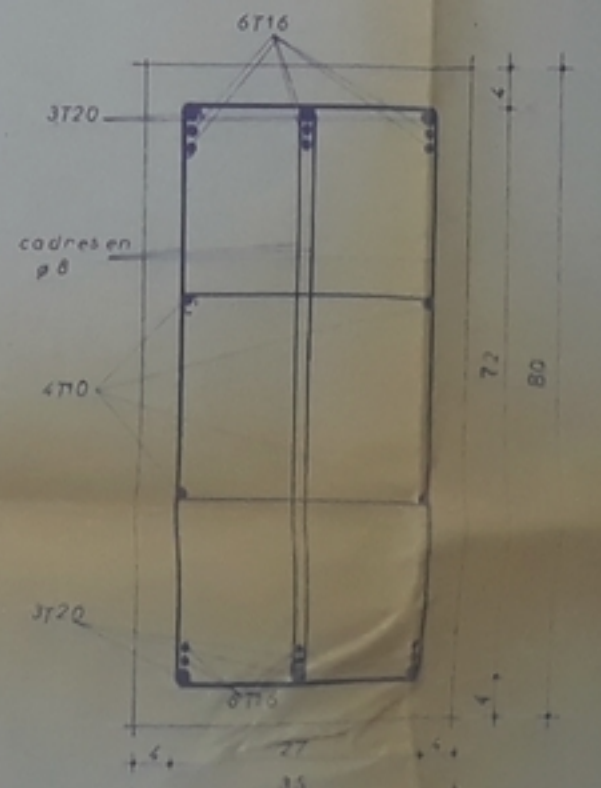
-7-



Coupe 1-1
ech 1:5



Coupe 3-3



Coupe 2-2
ech 1:5

