

14/79

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

lex

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ETUDIER PAR :

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

A. MOULAHCENE

BIBLIOTHEQUE

PROPOSE PAR :

S. N. REGMA

DIRIGE PAR :

Ing. GHEORGHE MOMANU

Maitre assistant à L'ENPA

Promotion : JANVIER 1979

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION

ETUDIER PAR :

A. MOULAHCENE

PROPOSE PAR :

S. N. REGMA

DIRIGE PAR :

Ing. GHEORGHE MOMANU

Maitre assistant à L'ENPA

Promotion : JANVIER 1979

Tous mes remerciements à mon promoteur
M^r GHEORGHE MOMANU pour son aide et
ses conseils .

Que tous les professeurs qui ont contribué
à ma formation trouvent ici ma profonde
reconnaissance .

mes remerciements à tous ceux,
qui, de près ou de loin ont contribué à
l'élaboration de ce projet

ÉL-HARRACH Le 4 Janvier 1979 .

HARZ

A

- Ma chere mere .
- mes petits freres et soeur .
- Tous mes amis .

INTRODUCTION

L'objet de cette présente étude consiste au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation (logements de fonction) implanté à ALGER.

Ce bâtiment compte 3 niveaux, un vide sanitaire et une buanderie; Cependant le calcul sera mené sous réserve d'une extension de 2 autres étages (soit R.D.C + 4 étages + vide sanitaire + buanderie).

La hauteur de plancher à plancher est de 3,06 m.
Le plancher Rez de chaussée est surélevé de 1,02 m par rapport au sol.

Chaque niveau comprend 2 appartements.

TAUX DE TRAVAIL DU SOL.

La contrainte admissible du sol est évaluée à $\bar{\sigma}_g = 1,5$ bars pour une profondeur d'auçrage de 1,50 m (essais au pénétromètre, refus obtenu à 4 m de profondeur).

OSSATURE: tous les éléments constitutifs seront exécutés en béton armé dosé à 350 kg/m^3 à base de ciment de classe CPA 325.

En élévation, l'ossature est composée de poutres, poteaux et murs de refend (voiles) en béton armé.

Les murs de refend qui font la hauteur du bâtiment assureront le contreventement.

PLANCHERS:

seront constitués de corps creux reposant sur des poutrelles, et d'une dalle de compression.

2 types de planchers.

16+4 pour terrasse buanderie.

20+4 pour les autres planchers.

Des réservations seront conçues dans les planchers pour permettre l'exécution d'une gaine d'aération en brique s'appuyant sur le refend et traversant le bâtiment de bas en haut.

ESCALIER: les refends en béton armé forment la cage d'escalier.
Tous les éléments de l'escalier (sauf poutrelles portantes de palier à palier) seront exécutés sur ces refends.

MAÇONNERIE: en parpaing Seporex avec: - 25 cm pour murs extérieurs
- 10 cm pour cloisons
comme épaisseurs.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

CONSTITUANT LE BETON ARME

A- SOLLICITATIONS DU 1^{er} GENRE.

I- Beton:

Le beton utilise est dose à 350 kg/m^3 de ciment classe CPA 325 avec controle attenué.

① Resistance nominale.

pour beton dose à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325, les resistances nominales fixées par CBA 68 Art 9.7 sont les suivantes:

• σ_n ou $\sigma_{28} = 27,0 \text{ bars}$ définie comme étant resistance nominale de compression.

• σ_n ou $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$ définie comme étant resistance nominale de traction.

ce sont des resistances dont la pratique a montre qu'elles peuvent etre normalement atteintes sur les chantiers.

② contrainte de compression admissible: CBA 68 Art 9.4

cette contrainte est symbolisée par $\bar{\sigma}_b = f'_b \sigma_n$

la fraction f'_b est définie comme le produit de cinq facteurs: $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$

soit $f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$.

avec: * $\alpha = 1$ pour beton dont le ciment est de la classe CPA 325

* $\beta = 5/6$ car beton soumis a un controle attenué.

* γ depend de l'épaisseur minimale de la construction h_m
on a $h_m > 4 c_g$ donc $\gamma = 1$.

ou c_g symbolise les dimensions des Granulats utilisées

* δ depend de la nature des sollicitations

$\delta = 0,3$ pour compression simple.

$\delta = 0,6$ } • dans le cas de flexion composée avec traction
• dans le cas de flexion simple.

et $\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$ pour flexion composée avec Effort normal de compression.

ou e_0 : designe l'excentricité de la force extérieure par rapport à la section complète du beton seul.

e_1 : designe le rayon vecteur de même origine que e_0 , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

* ϵ : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre
 en compression simple $\epsilon = 1$
 et $0,5 < \epsilon < 1$ dans tous les autres cas
 DMC en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,3 \alpha \beta \delta \sigma_h$$

③ contrainte de traction de Référence : CCBA 68 Art 9,5
 cette contrainte est symbolisée par :

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma_h$$

f_b dépend de 4 facteurs sans dimensions : $\alpha, \beta, \delta, \theta$.

α, β, δ déjà définis en ②

θ dépend de la résistance nominale du béton σ_h'

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_h'}$$

④ DEFORMATIONS CCBA 68 Art 9,6.

* Le module de déformation longitudinal du béton sous des contraintes permanentes ou de longue durée d'application, est défini à l'âge de j jours par :

$$E_{vj} = 7000 \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{bars}).$$

E_{vj} est dénommé aussi : module de déformation différée.

* Le module de déformation du béton sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures est défini à l'âge j jours par :

$$E_{ij} = 21000 \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{bars})$$

E_{ij} est dénommé aussi : module de déformation instantané

Remarque :

si l'on ne dispose que des mesures à 28 jours de la résistance du béton on pourra admettre que pour les grandes valeurs de j on a occasionnellement

$$\sigma_j' = 1,20 \sigma_{28}' \quad \text{pour les betons à base de ciments de la classe 325}$$

$$\sigma_j' = 1,10 \sigma_{28}' \quad \text{pour les betons à base de ciments de classes supérieures}$$

II ACIERS :

Les Aciers les plus couramment utilisés en pratique pour la réalisation d'ouvrages en Béton armé sont :

- Aciers Doux (Ronds lisses) Nuance Fe E22

avec $\sigma_{cm} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{cm} = \frac{2}{3} 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2$$

- Aciers Haute adhérence : (Aciers écroulés). Nuance Fe 40A $\phi \leq 20$

avec $\sigma_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{cm} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

- TREILLIS SOUDÉS :

Les treillis soudés ont des grillages de fils trefilés lisses, assemblés aux points de croisement par soudure électrique.

$$\text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$
$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

III FISSURATION :

La théorie de la fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture des fissures de flexion et de traction, supposée normale à la direction de l'armature.

on définit le pourcentage de fissuration $\bar{\omega}_f / 100 = \frac{A}{\beta_f}$.

- 2 types de fissuration peuvent se produire suivant la valeur de $\bar{\omega}_f$
- * fissuration systématique :
lors de la mise en traction des armatures, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture. Les contraintes de traction admissibles ont été données par :

$$\sigma_t = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

- * fissuration accidentelles : due aux effets de retrait. Les contraintes de traction sont indépendantes de $\bar{\omega}_f$.

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

ϕ : diamètre nominal, exprimé en mm de la plus grosse barre tendue.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les barres lisses

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton en bars.

k : coefficient qui a pour valeurs :

- $1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible.
- $1 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable, parce que les éléments sont exposés aux intempéries
- $0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable, cas où les éléments sont en contact avec l'eau, ou exposés à un milieu agressif.

B. SOLLICITATIONS DU SECOND GENRE

- * béton : on multiplie par 1,5 les contraintes de compression admissible et de traction de référence définies au 1er genre : $\bar{\sigma}'_b$; $\bar{\sigma}_b$; $\bar{\sigma}_b$

- * Aciers : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$ (avec $\bar{\sigma}_a \text{ 2em genre} = 1,5 \bar{\sigma}_a \text{ 1er genre}$).

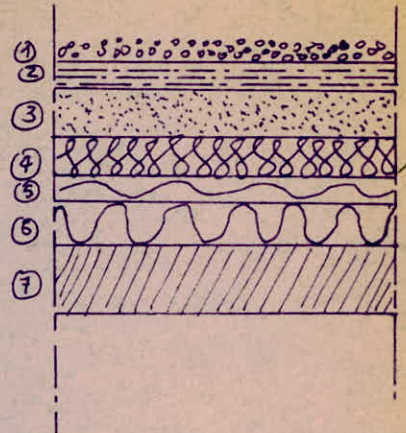
CALCUL DES ELEMENTS

I- PLANCHER TERRASSE BUANDERIE

① Charges permanentes

a- isolation

① - Gravier Sec (4cm)	68 kg/m ²
② - isolation hydrofuge (1cm)	6 kg/m ²
③ - chape de protection (2,5cm)	50
④ - isolation thermique et phonique (4cm)	16 kg/m ²
⑤ - barrière de vapeur	} 5 kg/m ²
⑥ - diffuseur de vapeur	
⑦ - beton de pente (≈ 6cm)	120 kg/m ²
	<u>265 kg/m²</u>



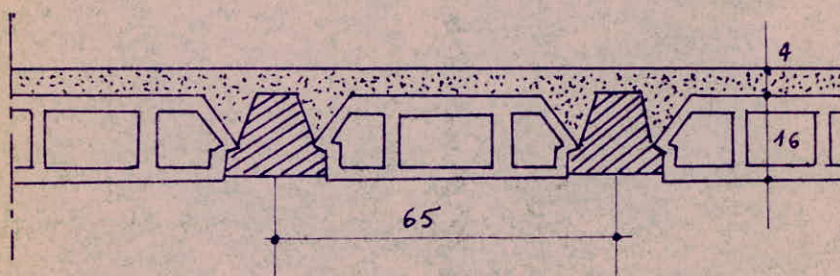
b- plancher

• dalle (4cm) + corps voux (16)	250 kg/m ²
(16+4)	
• enduit de plâtre (1,5cm)	21 kg/m ²
	<u>271 kg/m²</u>

soit $G = 265 + 271 = 536 \text{ kg/m}^2$

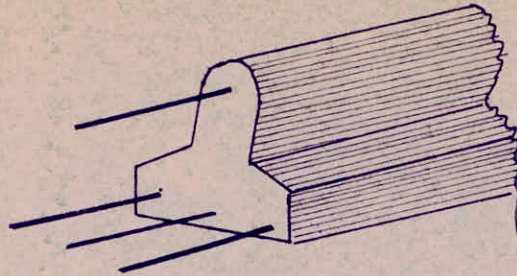
② surcharges : terrasse inaccessible (sauf entretien)

$P = 100 \text{ kg/m}^2$



③ Poutrelles:

Les poutrelles que nous aurons à utiliser sont en béton précontraint préfabriquées à la SNMC. Elles sont à dimensions standardisées et répondent aux normes de sécurité imposées à notre construction.



Cependant, pour parer à d'éventuels retards dans l'approvisionnement du chantier en poutrelles, nous calculerons celles-ci pour pouvoir les fabriquer sur place.

Le calcul se fera comme si elles reposaient sur 2 appuis simples, c'est à dire pour un moment maximal en travée égal à M_0 ou M_0 : moment isostatique.

CCBA 68 art 59,4 recommande de disposer des armatures supérieures aux appuis pour équilibrer un moment à l'appui égal à $-0,15 M_0$.

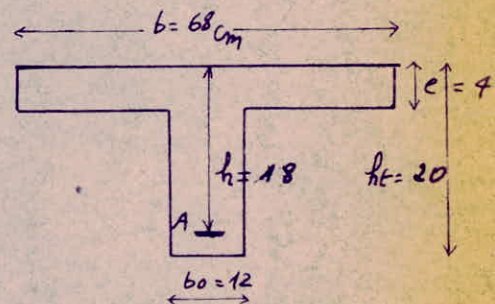
a- * Dimensionnement

portée: $l = 2,80 \text{ m}$ (entre nus d'appuis).

largeur de la table de compression participent dans la résistance de la poutrelle.

$$b_1 = \min \begin{cases} \cdot \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} \\ \cdot \frac{280}{10} = 28 \text{ cm} \\ 7 \times e = 7 \times 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $b = b_1 + b_0 + b_1 = 28 + 12 + 28 = 68 \text{ cm}$.



b- calcul des efforts:

$$q = (G + 1,2P) \times 0,65 = 656 \times 0,65 = 426,4 \text{ kg/m}$$

Moment de flexion: $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{426,4 \times (2,8)^2}{8} = 417,9 \text{ kg.m}$

Effort tranchant:

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{426,4 \times 2,8}{2} = 597 \text{ kg}$$

c- Determination des armatures.

Méthode utilisée: coefficient de CHARON (pour tableaux)

$$\mu = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 41790}{2800 \times 68 \times 18^2} = 0,0101 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{on tire } \begin{array}{l} \epsilon = 0,955 \\ k = 96 \\ \alpha = 0,1351 \end{array}$$

Position de l'axe neutre.

$y = \alpha k = 0,1351 \times 18 = 2,43 \text{ cm} < e = 4 \text{ cm}$. donc la détermination des armatures se fera comme pour une section rectangulaire

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{41790}{2800 \times 0,955 \times 18} = 0,868 \text{ cm}^2$$

soit $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

c- verification:

• fissuration: $\sigma_s = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{15 \times 1,6 \times 6,0 \times 10^6}{8}} = 12015 \text{ kg/cm}^2$

• contrainte du béton: $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{96} = 29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

• adhérence: $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{m p z} = 7,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

• condition de non fragilité

$$A_{min} \geq b_0 h 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,20 \text{ cm}^2$$

• fleche: $1 - \frac{h t}{e} > \frac{1}{16} \Rightarrow h t > \frac{e \eta}{16} = \frac{280}{16} = 17,5 \text{ cm}$

$2 - \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow 0,0072 < 0,0085$ et $3 - \frac{h t}{e} > \frac{1}{22,5}$
 $h t = 20 > 12,44$

d- Armatures transversales. CCBA 68 art 25-12.

on adoptera comme armatures transversales des $\phi 6$ Nuanc. FeE22

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{597}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 3,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } \sigma'_b = 29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 5,9 = 20,67 \text{ kg/cm}^2$$

la condition $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$ si $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b$ etant
verifiée, alors les armatures transversales des poutrelles
seront droites.

calcul des espacements:

Il ya lieu d'interpréter la condition d'espacement comme
exigeant des armatures transversales d'ames ecartes au plus
de la hauteur utile de la poutre, même si l'effort tranchant
est nul.

$$t < h$$

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} t_m = \frac{\bar{\sigma}_{at} A_t z}{T} \\ \bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \text{ avec borne inférieure } \bar{t} = 0,2h \end{array} \right.$$

ou: $\bar{\sigma}_{at}$: contrainte admissible des armatures
transversals d'ames

A_t : section d'un cours d'armatures transversals
($2\phi 6$ soit $A_t = 0,565 \text{ cm}^2$)

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de reference du beton ($\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$)

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte de cisaillement dans le beton.

$$z = \frac{7}{8} h$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} \text{ avec } f_a = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \text{ car non reprise de bétonnage.}$$
$$f_a = 0,94$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,94 \times 2200 = 2068 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } t_m = \frac{0,565 \times 2068 \times 15,75}{597} = 30 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = \frac{1}{4} \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{3,2}{5,9} \right) = 15 \text{ cm.}$$

moule a do gtereno 7cm a l'appui
14cm en zone courante.

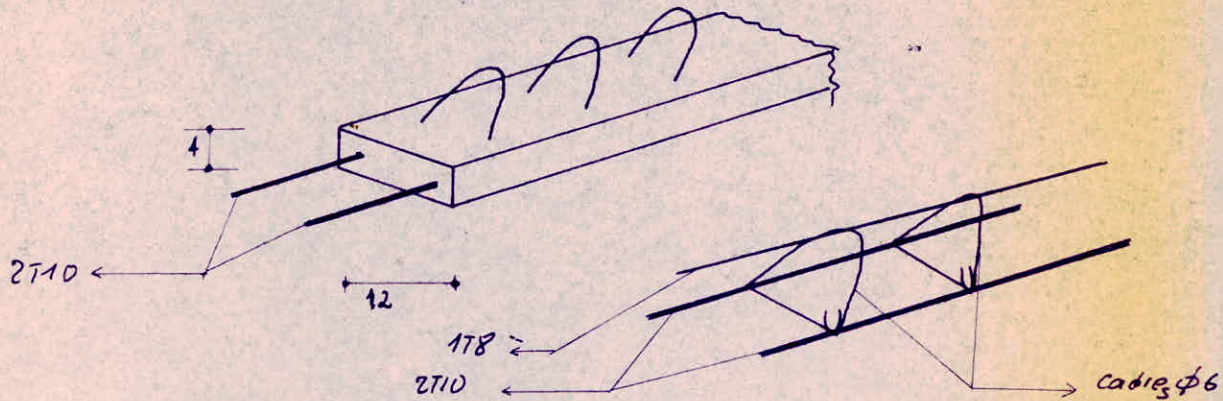
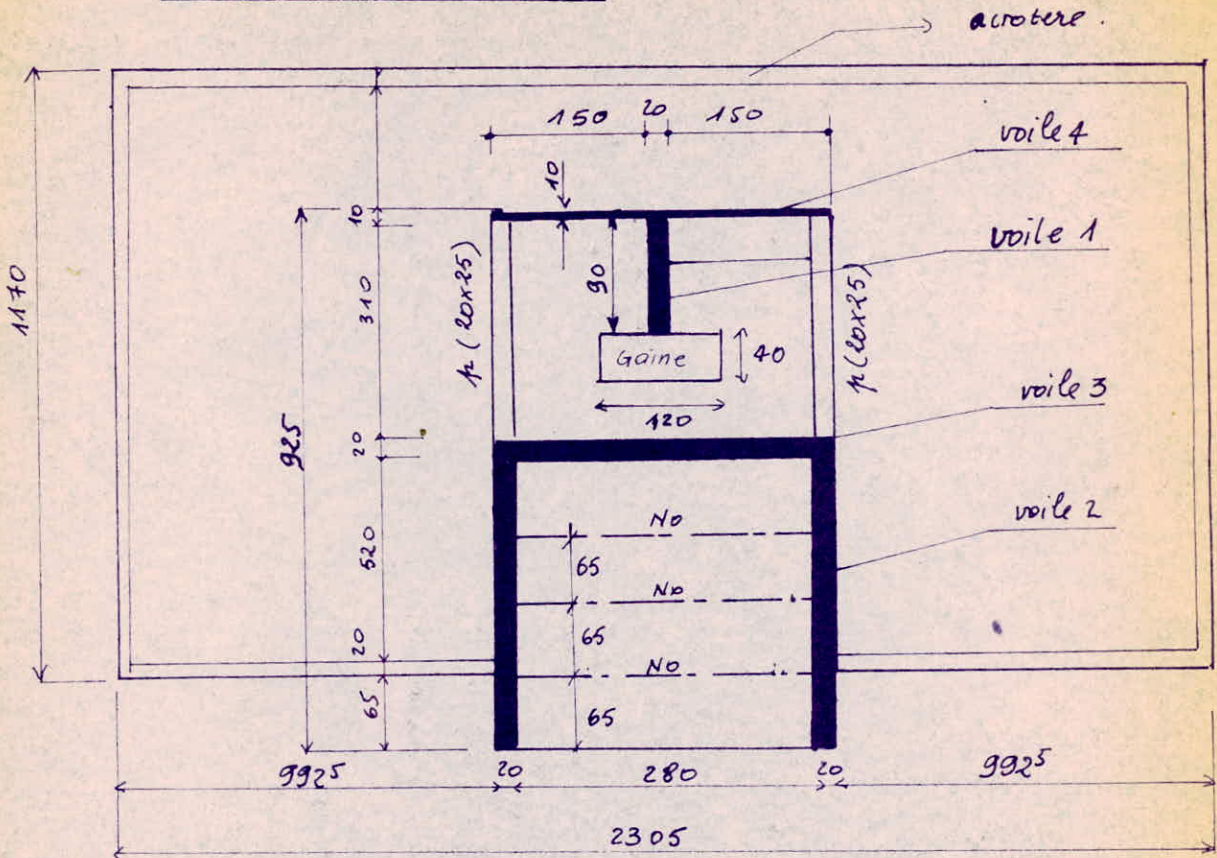


tableau recapitulatif

Type	Section calculée	Section adoptée	espacement	Armatures de construction	Armature transversale.
No	0,868 cm ²	2T10 = 1,57 cm ²	7cm a l'appui 14cm en zone c.	1T8 = 0,5 cm ²	Cadrés φ6 NUANCE FeE22

YUE EN PCAN TERRASSES.



① CALCUL DE LA POUTRE p.

les charges et surcharges du plancher terrasse, buanderie sont reprises

- sur 5,85 m par la cage d'escalier, constituée de voiles en béton armé
- sur 3,10 m par 2 poutres p identiques encastrées à une extrémité sur le voile 2 et appuyées à l'autre sur le voile mince 4.

portée entre nu d'appui: $l = 3,10 \text{ m}$.

$$\text{Soit } h_t = \frac{l}{12} = \frac{310}{12} = 25,8 \text{ cm}$$

⇒ on adopte la section 20x25.

(a) sollicitations:

plancher terrasse buanderie: $\frac{656 \times 3,2}{2} = 1049,6 \text{ kg/ml}$.

Arrière (béton 2000 kg/m^3): $2000 \times 0,15 \times 0,4 = 1200 \text{ kg/ml}$.

1169,6 kg/ml.

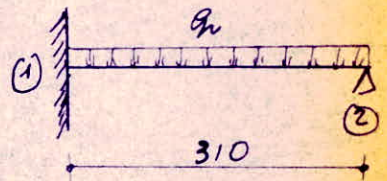
(b) calcul des efforts:

les formules de résistance des matériaux donnent

schéma statique:

$$M_{\text{app}} \textcircled{1} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1169,6 \times 3,1^2}{8} = 1497 \text{ kg.m}$$

en travée: $M_t = \frac{qL^2}{12} = \frac{1169,6 \times 3,1^2}{12} = 843,5 \text{ kg.m}$.



Efforts tranchants:

$$T_1 = \frac{5}{8} qL = \frac{5}{8} 1169,6 \times 3,2 = 2339,2 \text{ kg}$$

$$T_2 = \frac{3}{8} qL = \frac{3}{8} 1169,6 \times 3,1 = 1403 \text{ kg}$$

(c) Détermination des armatures:

* à l'appui: $M_{\text{app}} = 1497 \text{ kg.m}$

Méthode CHARON: $\mu = \frac{mM}{\sigma_a b R^2} = \frac{15 \times 149700}{2800 \times 20 \times 22^2} = 0,0828$

Du tableau on tire $E = 0,8827$
 $k = 28 \rightarrow \sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b$

soit $A = \frac{M}{\sigma_a E R} = \frac{149700}{2800 \times 0,8827 \times 22} = 2,75 \text{ cm}^2$

on prend $2T14 = 3,02 \text{ cm}^2$

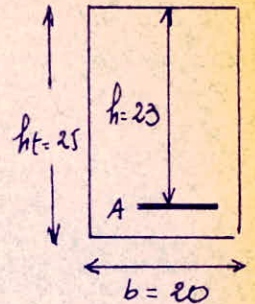
vérification: $T + \frac{M}{z} = -5437 \text{ kg} < 0 \Rightarrow$ pas d'armatures
 on ferme à l'appui

* Armatures en travée

$$M_t = 843,5 \text{ kg.m} \rightarrow \nu = 0,0466 \quad \left| \begin{array}{l} E = 0,9091 \\ k = 40 \end{array} \right.$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a ER} = \frac{84350}{7800 \times 0,9091 \times 23} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$



vérifications:

• contrainte béton : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 70 < \bar{\sigma}'_b$

• fissuration

$$\sigma_i = k \frac{\nu}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3089 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

$$\text{avec } \bar{\omega}_f = \frac{A}{\beta_f} = 0,0208$$

• adhérence $\tau_{ed} = \frac{T}{\text{m}^2} = 5,94$

$$< \bar{\tau}_{ed} = \bar{\sigma}_b \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) = 20,5 \text{ kg/cm}^2$$

④. Armatures transversales

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

condition vérifiée, donc emploi d'armatures transversales droites

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} = \max \left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_{ed}}{9\bar{\sigma}_b} \right) \sigma_{en} = 0,88 \sigma_{en} = 1054 \text{ kg/cm}^2$$

comme armature transversales, on adopte du $\phi 8$ nuance Fe E22

$$A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$t_m = A_t \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 16 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_{ed}}{\bar{\sigma}_b} \right) = 15,7 \text{ cm}$$

tout en respectant $t < 7,5 R^2$ prévu par CCBA 68.

soit $t/2$ à l'appui = 7 cm.

15 cm en zone courante.

② CALCUL DU VOILE MINCE (VOILE 4).

Ce voile reprend les efforts transmis par les poutres μ il sera calculé comme une poutre travaillant en console encastrée sur le voile (1)

Dimensions: $e_p = 10 \text{ cm}$
 largeur: $l = 1,5 \text{ m}$
 hauteur: $h_i = 3,25 \text{ m}$.

a- sollicitations:

- charges uniformément réparties.

Acrotères: $0,4 \times 0,15 \times 2500 = 120 \text{ kg/ml}$
 poids propre: $3,25 \times 0,11 \times 2500 = 822,5 \text{ kg/ml}$.

$$q_n = 942,5 \text{ kg/ml}$$

- charges concentrées:
 effort transmis par μ .

$$T_1 = 1403 \text{ kg}$$

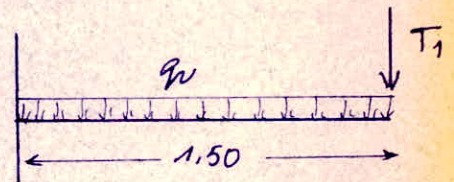
b- détermination des efforts

moment

$$M = q \frac{l^2}{2} + T \times l$$

$$= \frac{942,5 \times 1,5^2}{2} + 1403 \times 1,5$$

$$= 1060,3 + 5675,25 = 3164,8 \text{ kg.m}$$



Effort tranchant:

$$T = q l + T_1 = 942,5 \times 1,5 + 1403 = 2817 \text{ kg}$$

c- détermination des armatures:

$$M = 3164,8 \text{ kg.m} \rightarrow \nu = 0,0016 \text{ (tableau)} \quad E = 0,9815$$

$$k = 25$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\sigma_s e h} = \frac{316480}{2800 \times 0,9733 \times 320} = 0,36 \text{ cm}^2$$

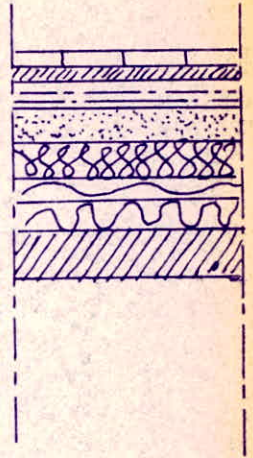
La section d'acier trouvée étant négligeable, on adoptera un ferrailage pratique: quadrillage $\phi 8$ sur les 2 faces maille 25×25 avec 2T10 à la membrure supérieure.

II PLANCHER TERRASSE LOGEMENT

① charges permanentes:

a- Isolation.

- Revêtement Granito (2cm): 60 kg/m²
 - Enduit de ciment (1,5cm): 30 kg/m²
 - Isolation hydrofuge (1cm): 6 kg/m²
 - chape de protection (2cm): 40 kg/m²
 - Isolation phonique et thermique 12 kg/m²
 - barrière de vapeur
 - diffuseur de vapeur } 5 kg/m²
 - Beton de poids } 100 kg/m²
- 253 kg/m²



b- dalle plancher.

- plancher corps creux (20+4): 280 kg/m²
- Enduit de plâtre (1,5cm): 21 kg/m²

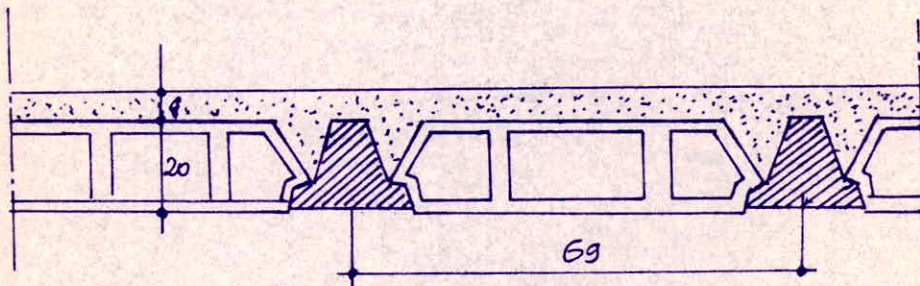
301 kg/m²

soit $q = 253 + 301 = 554 \text{ kg/m}^2$

② surcharges: logements de fonction

terrasse accessible pour les $P = 175 \text{ kg/m}^2$

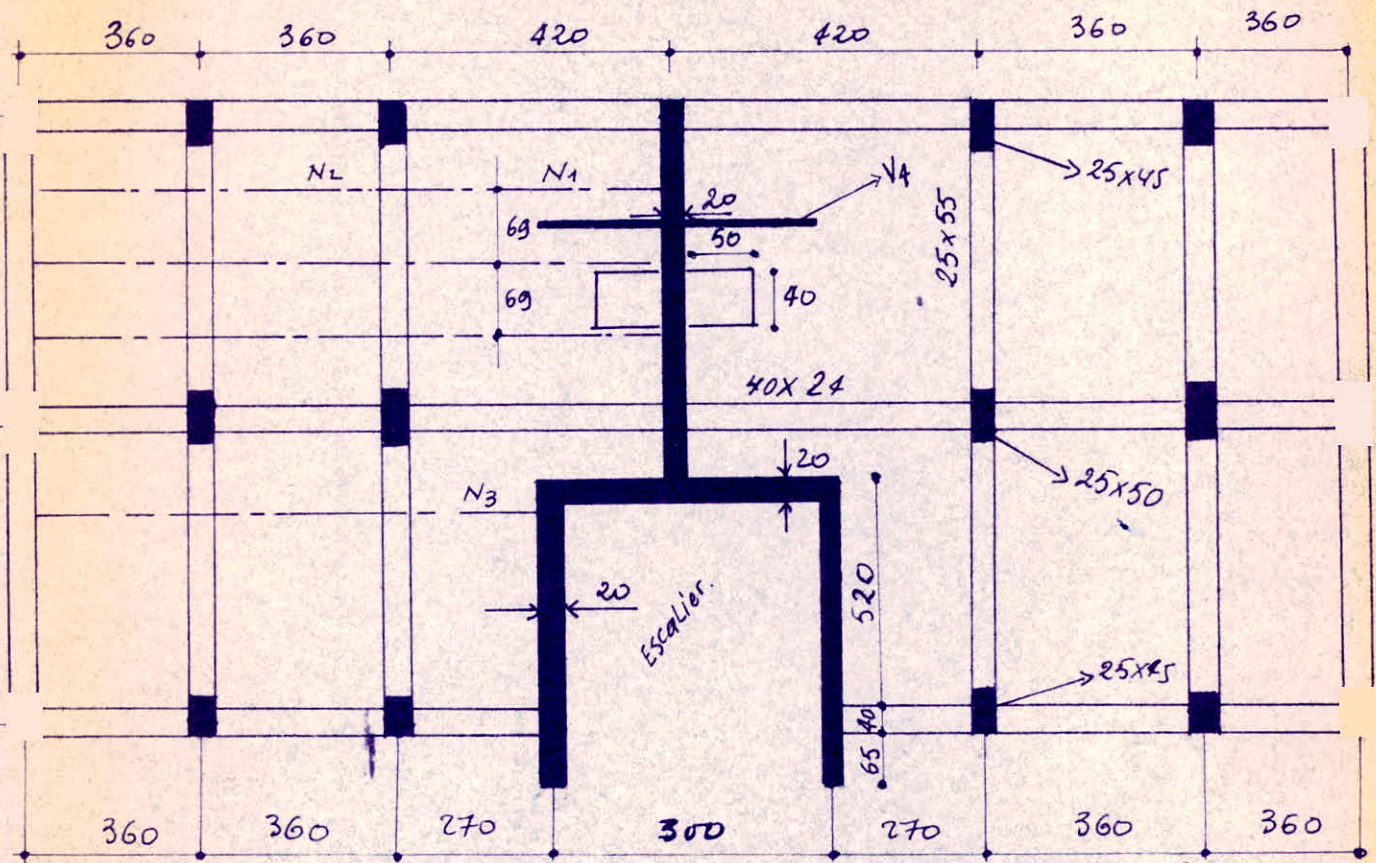
on a $S = q + 1,2P = 554 + 1,2 \times 175 = 764 \text{ kg/m}^2$



③ Poutrelles: mêmes remarques que pour les poutrelles No; elles seront calculées pour être fabriquées sur place

Pour ce plancher, on a 3 types de poutrelles caracterises par leurs portees entre nus d'appui.

poutrelles: $N_1: l_1 = 4m$
 $N_2: l_2 = 3,35m$
 $N_3: l_3 = 2,5m$.



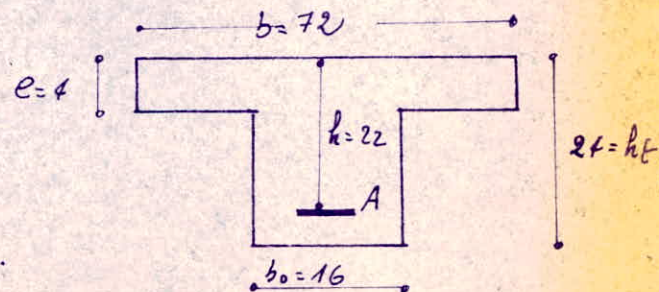
le calcul des poutrelles a été mené selon les mêmes prescriptions indiquées lors du calcul des poutrelles de plancher (enorme-bruante) toutes vérifications comprises (sauf fleche non vérifiée pour N_1).

section considérée

Pargem de la table de compression $e = 4$

$$b = 2 \times 7e + b_0 = 72 \text{ cm}$$

$$\text{avec } b_1 = \min \begin{cases} \frac{L}{10} \\ \frac{l}{2} \\ 6a8e \end{cases} \approx 7e.$$



comme armatures transversales, soit $\phi 6$ Nuance Fe E22.

les résultats obtenus sont groupés dans le tableau suivant.

type	Section calculée	section adoptée	espacement	Armatures à l'appui	Armatures de construction
N1	1,688 cm ²	2T12 = 2,26 cm ²	16 cm avec t/2 à l'appui	Armin > 0,26 cm ² 1T8	1T8
N2	1,19 cm ²	2T10 = 1,57 cm ²	18 cm avec t/2 à l'appui	1T8	1T8
N3	0,69 cm ²	2T8 = 1 cm ²	18 cm avec t/2 à l'appui	1T8	1T8

vu la faible surface occupée par la poutrelle N3 relativement à la surface totale du plancher; pour une rapidité d'exécution, on armera les différentes poutrelles comme suit

type	section adoptée	espacement	Armature à l'appui	Armature de construction
N1	2T12 = 2,26 cm ²	16 cm avec t/2 à l'appui	1T8	1T8
N2 N3	2T10 = 1,57 cm ²	18 cm avec t/2 à l'appui	1T8	1T8

④ CALCUL DE L'ACROTERE

* Dimensions :

$$e_p = 10 \text{ cm} \quad \text{épaisseur}$$

$$h = 100 \text{ cm} \quad \text{hauteur}$$

on mène les calcul pour une bande de largeur 1 m.

a - sollicitations :

$$\text{poids propre: } 0,10 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml} = G$$

$$\text{surcharge pondérée: } 1,2 S = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

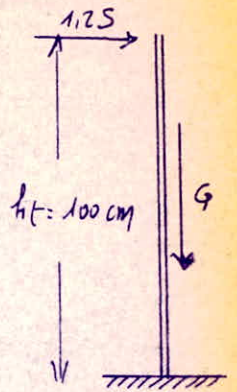
b: determination des efforts

moment à l'encastrement:

$$M = 1,25 \times h_t = 1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kg.m}$$

effort normal $N = G = 250 \text{ kg/m}$.

Effort tranchant: $T = 1,25 = 120 \text{ kg}$.

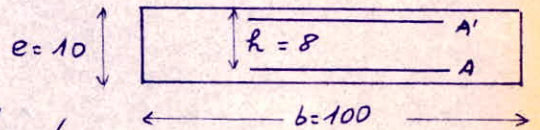


c- determination des armatures.

$$M = 120 \text{ kg.m}$$

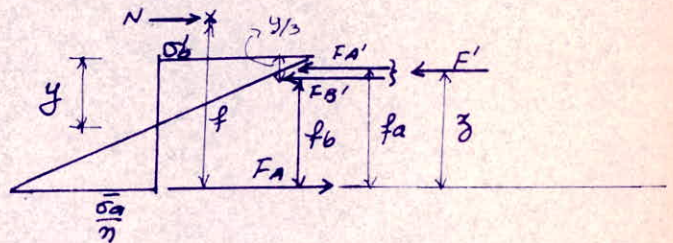
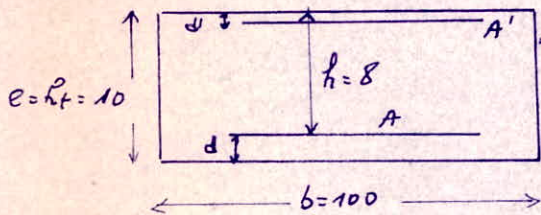
$$N = 250 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm}$$



centre de pression en dehors de la section
donc la pièce est partiellement comprimée

On mène les calculs par l'étude Charoy en flexion simple, puis si nécessaire on corrigera la section d'acier.



$$f = \frac{h-d'}{2} + e_0 = 51 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} h = 3,384 \text{ cm}$$

$$F_B' = \bar{\sigma}_b' y \frac{b}{2} = 137 \cdot \frac{3,384 \times 100}{2} = 23180 \text{ kg}$$

$$F_A' = \frac{N \cdot f - F_B' (h - y/3)}{z} = \frac{250 \times 51 - 23180 (8 - \frac{3,384}{3})}{7,8 \times 8} =$$

$= -20934,7 \text{ kg} \Rightarrow A' = 0$
L'équilibre des forces nous donne.

$$F_A = -N + F_B' + F_A' = -250 + 23180 - 20934,7 = 1996 \text{ kg}$$

$$\text{donc } A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = 0,712 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,78 \text{ cm}^2$$

* pre dimensionnement des poutres et poteaux.

- poutres transversales (ou poutres principales).

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{585}{15} \leq h_t \leq \frac{585}{10}$$

$$39 \text{ cm} \leq h_t \leq 58,5 \text{ cm}$$

soit $h_t = 55 \text{ cm}$.

* pour des raisons architecturales

- les poutres longitudinales ont été conçues noyées dans l'épaisseur du plancher de section 40×24 .
(ces poutres étaient faiblement sollicitées).
- les poteaux : sections constantes sur toute la hauteur du bâtiment.

• poteau de rive : 25×45

• poteau du centre : 25×50

$$\frac{410}{10} = 41 < h_t < \frac{410}{15} = 27$$

III PLANCHER COURANT:

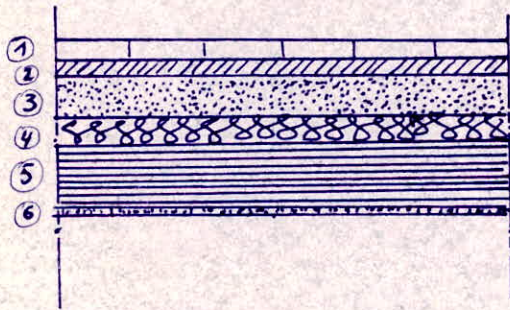
① Charges permanentes:

- ① - Revêtement granito (2cm) : 60 kg/m^2
 - ② - Enduit de ciment (1,5cm) : 30 kg/m^2
 - ③ - Chape de mortier (2cm) : 40 kg/m^2
 - ④ - Isolation phonique (3cm) : 12 kg/m^2
et thermique
 - cloisons (considérées uniformément réparties) 75 kg/m^2
 - ⑤ - plancher corps creux (20x4) : 180 kg/m^2
 - ⑥ - Enduit de plâtre (1,5cm) : 21 kg/m^2
- 518 kg/m²

② surcharges d'exploitation

plancher courant d'habitation $P = 175 \text{ kg/m}^2$

$$\text{soit } S = G + 1,2P = 728 \text{ kg/m}^2$$



Les poutrelles de ce plancher étant de dimensions identiques respectivement à celles du plancher terrasse, et sollicités de la même façon (avec des intensités peu différents), elles seront ferrillées respectivement avec les mêmes armatures

vue en plan : plancher terrasse (voir V4)

IV Dalle de Compression: CCBA 68 Art. 58.2.

épaisseur $e = 4\text{cm}$.

Distance entre axe des nervures: $l_{n1} = 65\text{cm}$
 $l_{n2} = 69\text{cm}$.

$50 \leq l_n \leq 80$ donc la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm^2 est au moins égale à:

$$A_{\perp} \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} = 0,02 \times 69 \times \frac{2160}{5200} = 0,7\text{cm}^2$$

Armatures parallèles aux nervures $\geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$\text{soit } A_{\parallel} \geq 0,35\text{cm}^2$$

on opte pour un treillis soudé de $\phi 5$ maille 20×20
avec $\sigma_{en} = 5200 \text{ kg/cm}^2$.

* verification de la fleche de la poutrelle N1

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h_t = 24 > \frac{400}{16} = 25 \quad (\text{condition non verifiée})$$

$$2. \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{620} \Rightarrow \frac{2,26}{16 \times 22} = 0,0064 < \frac{36}{4200} = 0,0085$$

$$3. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \quad (\text{verifiée})$$

la condition 1 n'étant pas vérifiée, on se propose de faire une vérification selon l'article 61, 21 du CBA 68 qui recommande:

Il est nécessaire de tenir compte dans le calcul de déformations, de l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges ou surcharges dont on veut évaluer les effets.

la fleche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante:

on calcul en prenant compte, dans l'évaluation de Δf_t , la valeur de σ_a correspondant au cas de charge envisagé

- les fleches f_{g0} et $f_{g\sigma}$ dues à l'ensemble des charges permanentes
- la fleche f_{j0} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.
- la fleche f_{q0} due à l'ensemble des charges et des surcharges supportées par l'élément considéré.

la part de fleche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur:

$$\Delta f_t = f_{g\sigma} - f_{j0} + f_{q0} - f_{g0}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

* CALCUL de Δf_t :

charges et moments: poids propre plancher: 280 kg/m²
 cloisons: 75 kg/m²
 $f_0 = 355 \text{ kg/m}^2$
 Revêtement 90 kg/m²
 $g = 445 \text{ kg/m}^2$
 surcharge 175 kg/m²
 $q = 620 \text{ kg/m}^2$

moments resultants:

$$M_j = \frac{355 \times 0,69 \times 3,98^2}{8} = 485 \text{ kg.m}$$

$$M_g = \frac{445 \times 0,69 \times 3,98^2}{8} = 596 \text{ kg.m}$$

$$M_q = \frac{620 \times 0,69 \times 3,98^2}{8} = 847 \text{ kg.m}$$

$$A_1 = 2,26 \text{ cm}^2$$

• Moment d'inertie I_t de la section totale reduite homogene.

$$I = \frac{56 \times 4^3}{3} + \frac{16 \times 24^3}{3} + 15 \times 2,26 \times 22^2$$

$$= 92855,8 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{56 \times 4^2}{2} + \frac{16 \times 24^2}{2} + 15 \times 2,26 \times 22$$

$$= 5835,7 \text{ cm}^3$$

$$A = B + nA_1 = 642 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad y_G = \frac{S}{A} = \frac{5835,7}{642} = 9 \text{ cm}$$

soit $I_t = I - S y_G = 92855,8 - 9 \times 5835,7$

$$I_t = 52521,3 \text{ cm}^4$$

on substitue a I_t le moment d'inertie I_f defini par la relation

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

* Calcul de λ :

- pour charge de faible duree d'application

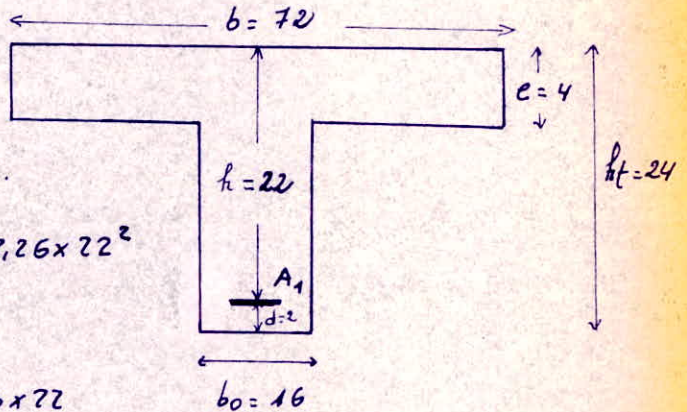
$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma} b}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{\omega}}$$

$$\text{avec } \bar{\omega} = \frac{2,26}{16 \times 22} = 0,00642$$

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

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72 \left(2 + 3 \times \frac{16}{72} \right) 0,00642}$$

$$= 4,79$$



- Pour les charges de longue durée d'application

$$\nu = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + \frac{3\bar{\sigma}_b}{\delta})\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{180(2 + \frac{3 \times 16}{72})0,00642}$$

$$\nu = 1,91$$

• calcul de ν :

$$\nu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,00642 \times 1115 + 3 \times 5,9}$$

$$\nu = 0,67$$

• pour la charge $f_0 = 355 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_a = \frac{M_f}{S.A} = \frac{48500}{\frac{7}{8} \cdot 22 \times 2,26} = 1115 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } \nu_f = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,00642 \times 1115 + 3 \times 5,9} = 0,3633$$

• pour la charge $g = 445 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_a = \frac{M_g}{S.A} = \frac{50600}{\frac{7}{8} \cdot 22 \times 2,26} = 1370 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } \nu_g = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,00642 \times 1370 + 3 \times 5,9} = 0,442$$

• pour la charge $q = 500 \text{ kg/m}^2$

$$\sigma_a = \frac{M_q}{S.A} = \frac{84700}{\frac{7}{8} \cdot 22 \times 2,26} = 1947 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } \nu_q = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 1947 \times 0,00642 + 3 \times 5,9} = 0,56$$

* CALCUL DES MODULES DE DEFORMATION

$$E_r (\text{longue durée d'application}) = 7000 \sqrt{1,285_{28}} = 126000 \text{ bars}$$

$$E_c (\text{courte durée d'application}) = 21000 \sqrt{1,285_{28}} = 378000 \text{ bars}$$

* fleche relative à chaque cas de charge.

• calcul de f_{g0}

$$I f_{g0} = \frac{I t}{1 + n' v' n_g} = \frac{52521,3}{1 + 1,91 \times 0,442} = 28479 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I f_{g0}} = \frac{59600 \times (398)^2}{10 \times 126000 \times 28479} = 0,263 \text{ cm}$$

• calcul de f_{j0}

$$I f_{j0} = \frac{I t}{1 + n' i' n_j} = \frac{52521,3}{1 + 4,79 \times 0,3633} = 19169 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } f_{j0} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I f_{j0}} = \frac{48500 \times (398)^2}{10 \times 378000 \times 19169} = 0,106 \text{ cm}$$

• calcul de f_{q0} :

$$I f_{q0} = \frac{I t}{1 + n' i' n_{q0}} = \frac{52521,3}{1 + 4,79 \times 0,56} = 14265 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } f_{q0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I f_{q0}} = \frac{84700 \times (398)^2}{10 \times 378000 \times 14265} = 0,245 \text{ cm}$$

• calcul de f_{g0} :

$$I f_{g0} = \frac{I t}{1 + n' i' n_g} = \frac{52521,3}{1 + 4,79 \times 0,442} = 16863,4 \text{ cm}^4$$

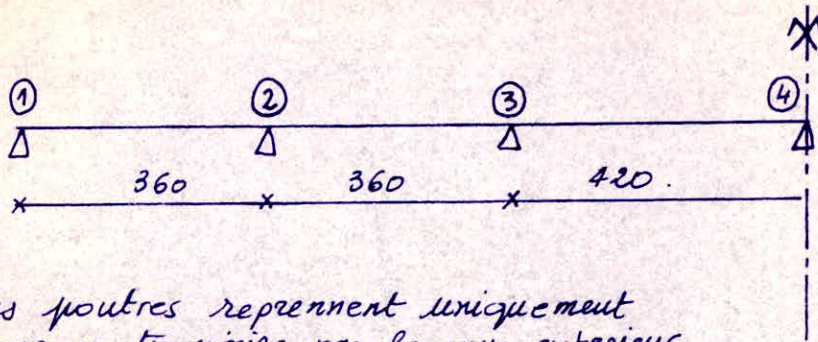
$$\text{soit } f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I f_{g0}} = \frac{59600 \times (398)^2}{10 \times 378000 \times 16863,4} = 0,134 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \Delta f_t = f_{g0} - f_{j0} + f_{q0} - f_{g0}$$

$$= 0,263 - 0,106 + 0,245 - 0,13 = 0,272 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,8 \text{ cm} > \Delta f_t = 0,272 \text{ cm}$$

CALCUL DES POUTRES DE CHAINAGE



ces poutres reprennent uniquement la charge transmise par le mur extérieur et leur poids propre.

a- SOLLICITATIONS:

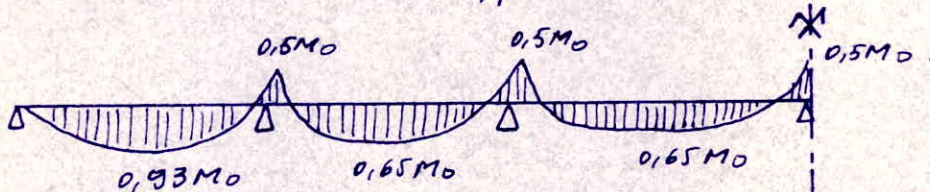
pois propre : $0,4 \times 0,25 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml}$.

murs diplores : $700 \times 0,25 \times 2,8 = 490 \text{ kg/ml}$.

$q = 740 \text{ kg/ml}$

b- calcul Des efforts:

on utilise la methode approchie de charon qui donne respectivement les moments aux appuis et en travée



avec M_0 (moment isostatique) = $q \frac{l^2}{8} = 2198,8 \text{ kg.m}$

pour $l = 3,35 \text{ m}$ (entre nus) $M_{01} = q \frac{l^2}{8} = 1199 \text{ kg.m}$

$l = 4 \text{ m}$ (entre nus) $M_{02} = 1632 \text{ kg.m}$

soit $0,93 M_{01} = 1115 \text{ kg.m}$

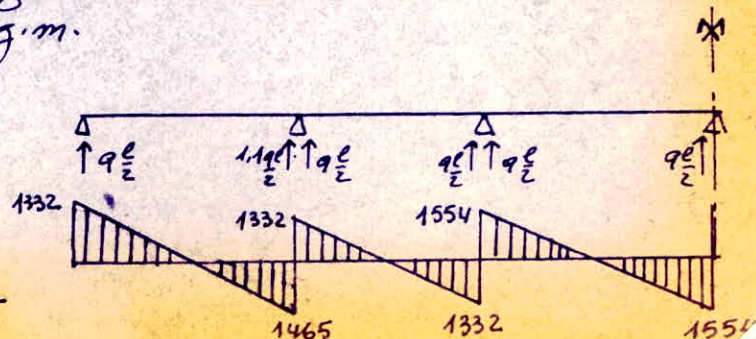
$0,5 M_{01} = 600 \text{ kg.m}$

$0,5 M_{02} = 816 \text{ kg.m}$

$0,65 M_{01} = 779 \text{ kg.m}$

$0,65 M_{02} = 1061 \text{ kg.m}$

Efforts tranchants:



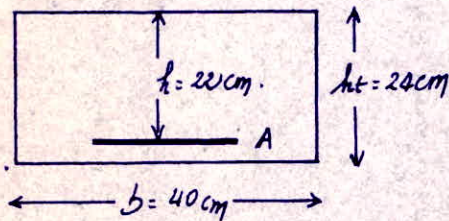
C- DETERMINATION DES ARMATURES.

Méthode de détermination: coefficients de CHARON (par tableaux).

on calcule $\nu = \frac{MM}{\bar{\sigma}_a b R^2}$ tableau → E et k.

$$\text{soit } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \eta k}$$

section considérée:



		M (kg.m)	ν	E	k	σ'_b	A (cm ²)
APPUIS	1	0	0	0	0	0	0
	2	600	0,0166	0,9429	72,5	38,6	1
	3	816	0,022	0,9552	62	46,16	1,5
	4	816	0,022	0,9352	62	46,16	1,5
travées	1-2	1115	0,0259	0,9301	56,5	49,55	1,95
	2-3	779	0,0187	0,9387	66	42,42	1,34
	3-4	1061	0,0293	0,9259	52,5	53	1,86

Les sections d'acier calculées étant faibles, on adoptera un ferrailage pratique:

soit 3T10 aux appuis
3T12 en travée.

d- Armatures transversales: cadres et étriers $\phi 6$ NUANCE F E22.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot s} = \frac{1554}{40 \times \frac{7}{8} \cdot 22} = 2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$t_m = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot 3}{T} \quad \text{avec } \sigma_{at} = f_a \cdot \sigma_{ay} = \max(0,67; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s}) \cdot \sigma_{ay}$$

$$= 29 \text{ cm} \quad = 0,96 \times 2250 = 217 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } A_t = 4 \times 0,28 = 1,13 \text{ cm}^2$$

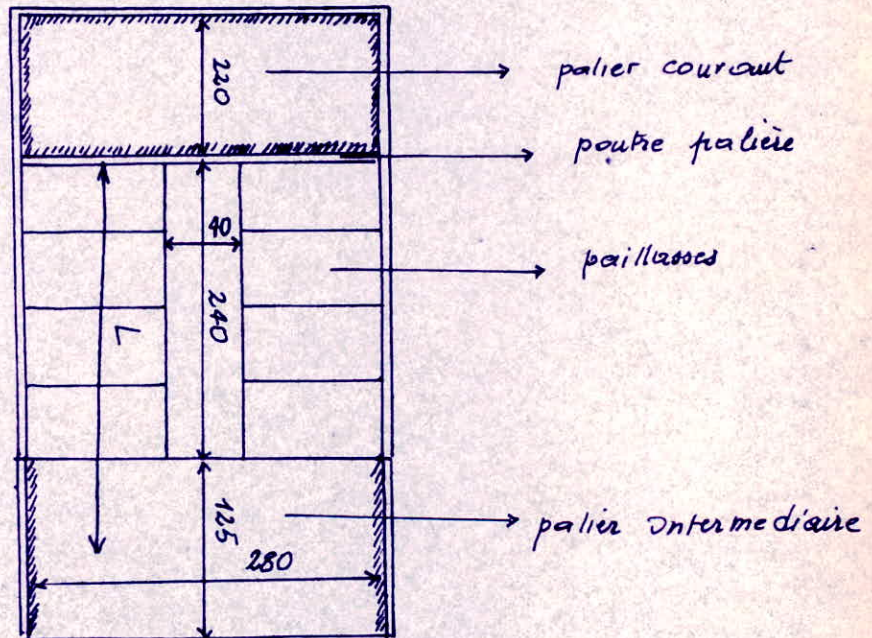
$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s} \right) = 19,7 \text{ cm}$$

soit $t = 18 \text{ cm}$ avec $t/2 = 9 \text{ cm}$.

ESCALIER.

La cage d'escalier est constituée par un voile en béton armé en forme de U, ainsi les systèmes constructifs sont variés selon les conditions d'appui des paillasse et des paliers sur ce voile.

(A) 1^{ère} solution : l'escalier est à paillasse adjacentes partant de palier à palier



Le calcul de résistance se fera successivement pour les éléments suivants :

- paillasse
- palier intermédiaire
- palier courant
- poutre palière.

les dimensions des marches et contre marches fixées par l'architecte vérifient la relation de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

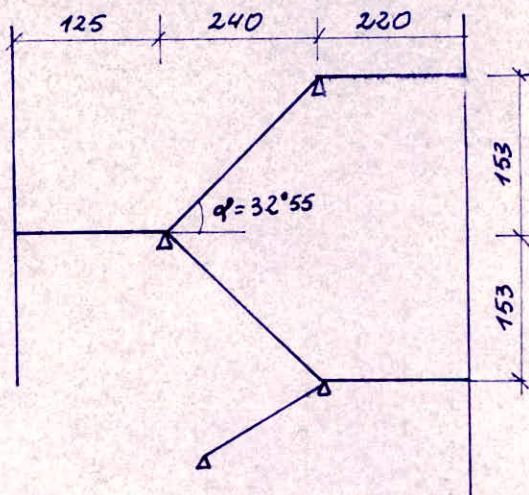
$$h = 17 \text{ cm} \Rightarrow g + 2h = 64 \text{ cm} \quad \text{ou } h = \text{hauteur de la contre marche}$$

$$g = 30 \text{ cm} \quad \quad \quad g = \text{largeur d'une marche.}$$

les marches au dessus de la pailleasse n'interviennent pas dans la résistance, elles seront comme charge uniformément réparties sur la pailleasse.

① CALCUL DE LA PAILLASSE

le calcul de résistance se fera pour une dalle inclinée d'épaisseur e semi-encastree à ses deux extrémités. —
 ou les conditions d'appui du palier intermédiaire sur les éléments porteurs (voiles), il est prudent de calculer la pailleasse sur la portée L , c'est à dire pailleasse semi-encastree à la mi-palier intermédiaire.



épaisseur pailleasse.

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

avec $l = \frac{L}{\cos \alpha}$ $L = 2,4 + \frac{125}{2} = 3,025 \text{ m.}$

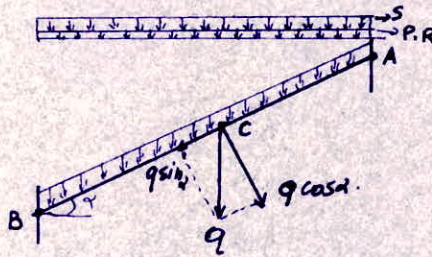
donc $l = 3,58 \text{ m.}$

$$11,56 \text{ cm} < e < 17,5 \text{ cm}$$

soit $e = 12 \text{ cm.}$

② sollicitations : déterminées horizontalement par m^2 de projection et pour 1 m d'embranchement.

- poids propre : $0,12 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$
 - poids-des-marches : $0,17 \times 2200 = 374 \text{ kg/m}^2$
 - Enduit de ciment (15 mm) 30 kg/m^2
 - Revêtement Granito (2cm) 60 kg/m^2
 - surcharge d'exploitation $1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/m}^2$
- 1113 kg/m²



⑥ CALCUL DES EFFORTS:

la charge q se décompose en :

- $q \cos \alpha$ perpendiculaire à la poutre
- $q \sin \alpha$ dans le sens de la poutre.

$q \cos \alpha$ fléchi la poutre de portée l , mais $q \cos \alpha$ intervient 1 m horizontal, la charge au mètre courant incliné n'est que $q \cos^2 \alpha$.

• Moment de flexion : Effet du demi-encastrement

en tête : $M_t = \frac{q \cos^2 \alpha l^2}{10} = \frac{q l^2}{10}$ avec $l = \frac{L}{\cos \alpha}$

aux Appuis : $M_a = \frac{q \cos^2 \alpha l^2}{20} = \frac{q l^2}{20}$

• Effort tranchant :

$$T = q \cos^2 \alpha \frac{l}{2} = \frac{q l \cos \alpha}{2} = 1419 \text{ kg}$$

• Effort Normaux de compression.

en A : $N_A = 0$

en B : $N_B = qL \sin \alpha = 2144,5 \text{ kg.}$

au milieu de la poutre, en C : $N_C = \frac{qL \sin \alpha}{2} = 1072,2 \text{ kg}$

③ Determination des armatures.

$M_E = 10195 \text{ kg.m}$

$M_A = 509,5 \text{ kg.m}$

* Armatures aux appuis:

• Appui A :

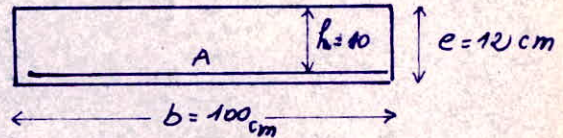
$N_A = 0$

$M_A = 509,5 \text{ kg.m}$

=> section soumise à la flexion simple

le calcul des sections d'acier est mené selon Méthode de P. CHARON (par tableau).

$$\nu = \frac{\pi M}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 50950}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0272$$



Le tableau nous donne $\epsilon = 0,9286$
 $k = 55$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon R} = \frac{50950}{2800 \times 0,9286 \times 10} = 1,959 \text{ cm}^2$$

soit $7 \text{ TS/m} = 3,52 \text{ cm}^2$

verifications:

• contrainte béton : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{55} = 50,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

• fissuration : $\text{TS} \rightarrow \sigma_2 > \bar{\sigma}_a$

• à l'appui : $T + \frac{M}{Z} = 1419 - \frac{50950}{\frac{7}{8} \cdot 10} = -4403 < 0$

• non fragilité : $A_{\min} \geq 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,969 \text{ cm}^2$

• Appui B :

$$N_B = 2144,5 \text{ kg.}$$

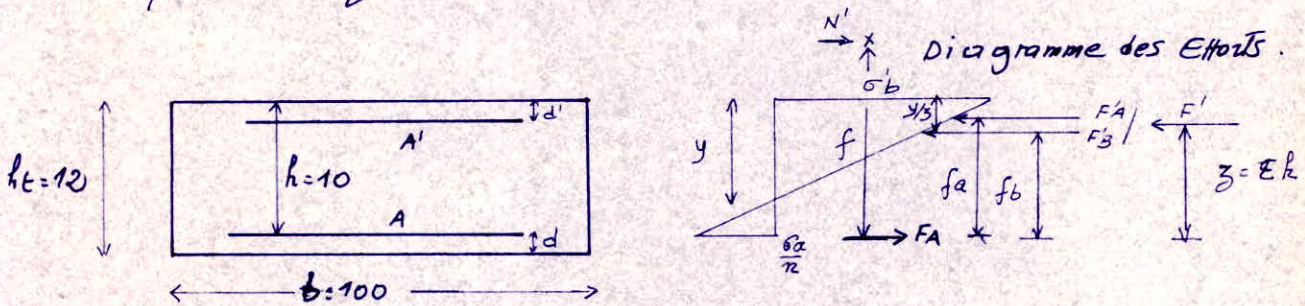
$$M_B = 509,5 \text{ kg.m.}$$

section soumise à la flexion Composée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50950}{2144,5} = 23 \text{ cm.} \quad e = \frac{R_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

$e_0 > e$. Donc la section est partiellement comprimée. Le point d'application de l'effort de compression N se trouve en dehors de la section.

on mènera les calculs par méthode P. CHARON en flexion simple puis on corrigera si nécessaire les sections d'aciers trouvées



$$f = \frac{h-d'}{2} + e_0 = 27 \text{ cm}$$

$$y = \alpha h = \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = 0,42 h = 4,2 \text{ cm.}$$

$$F'_B = \bar{\sigma}_b y \frac{b}{2} = 137 \times 4,2 \times \frac{100}{2} = 28770 \text{ kg.}$$

Moments par rapport aux aciers tendus nous donne

$$F'_A = \frac{N'f - F'_B(h - y/3)}{fa} = -22638,5 \text{ kg avec } fa = \frac{1}{3} h.$$

$F'_A < 0$ donc pas d'aciers comprimés.

Aciers tendus

$$\sum H = 0 \Rightarrow F'_A + F'_B - F_A - N' = 0$$

$$F_A = F'_B + F'_A - N' = 3986,5 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3986,5}{2800} = 1,42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 778/\text{m} = 3,52 \text{ cm}^2$$

* Armatures en travée (en C : milieu de la pailleasse).

on a : $N_c = 1072,5 \text{ kg}$ (effort normal de compression).
 $M_c = 1019 \text{ kg.m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = 95 \text{ cm}$: section soumise à la flexion comprimée partiellement comprimée.

$f = \frac{h-d'}{2} + e_0 = 99 \text{ cm}$

$F_b = 28770 \text{ kg}$.

$F_A = -16143 \text{ kg}$. $< 0 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés

$\Sigma H = 0$ on tire $F_A = 11554,5 \text{ kg}$. d'où $A = 4,12 \text{ cm}^2$

soit $7710/m = 5,5 \text{ cm}^2$.

② CALCUL DU PALIER INTERMÉDIAIRE

Il sera calculé comme une dalle semi-encastree à ses 2 extrémités sur le voile
 ce genre de conception de liaisonnement pailleasse - palier - intermédiaire (pailleasse considérée portante jusqu'à la mi-portée du palier) nous impose d'estimer $e \approx 2e'$ ou :

e : épaisseur du palier intermédiaire.
 e' : épaisseur de la pailleasse.

$e' = 12 \text{ cm}$ soit $e = 20 \text{ cm}$.

a- sollicitations :

pois propre : $0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$.
 Enduit ciment (15 mm) = 60 kg/m^2
 Revêtement granito (2 cm) = 30 kg/m^2
590 kg/m².

pois du mur siporex : $600 \times 0,25 \times 2,86 = 429 \text{ kg/m}^2$
 Effort tranchant du a la pailleasse 1419 kg/ml

Le palier etant calculé pour 1m de largeur.

$\Rightarrow q_u = 590 \times 1 + 429 + 1419 = 2438 \text{ kg/ml}$.

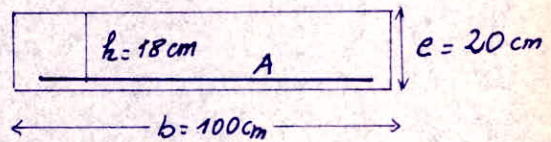
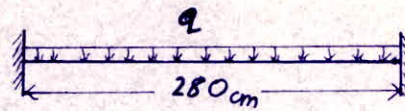
surcharge d'Exp. $P = 400 \text{ kg/m}^2$ donc $S = 2438 + 1,2 \times 400 \times 1 = 2918 \text{ kg/ml}$

(b) calcul des efforts

dalle semi-encastree a 2 extremités

$$\text{soit } M_a = \frac{q l^2}{20} = 1143,8 \text{ kg.m}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = 2287,7 \text{ kg.m.}$$



. Effort tranchant.

$$T = \frac{q l}{2} = 4085,2 \text{ kg.}$$

(c) determination des armatures.

* Armatures en travée: section soumise à la flexion simple.

$$\nu = \frac{15 \times 228770}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0378 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{matrix} \epsilon = 0,9169 \\ \eta = 45,2 \end{matrix}$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\eta \epsilon E R} = \frac{228770}{2800 \times 0,9169 \times 18} = 4,95 \text{ cm}^2$$

fiouration: $T10 \rightarrow \sigma_s = 7855 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s$ soit $8T10/m = 6,28 \text{ cm}^2$

contrainte beton: $\sigma_b = \frac{7800}{45,2} = 62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

* armatures aux appuis.

$$M_a = 1143,8 \text{ kg.m} \text{ on calcule } \nu = 0,0189 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9394 \\ \eta = 67,5 \end{matrix}$$

$$\text{soit } A = \frac{M_a}{\eta \epsilon E R} = \frac{114380}{2800 \times 0,9394} = 2,5 \text{ cm}^2$$

fiouration: $T8 \rightarrow \sigma_s = 3192 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s$ on prend $7T8/m = 3,50 \text{ cm}^2$

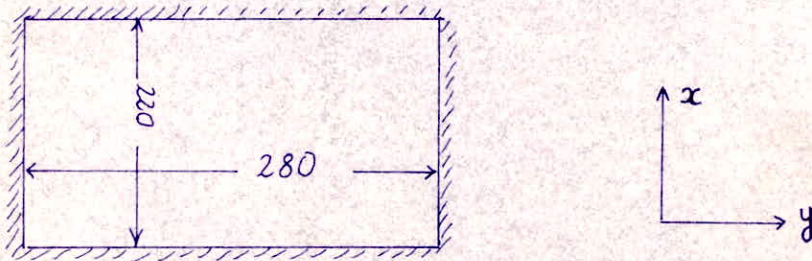
contrainte beton: $\sigma_b = \frac{7800}{67,5} = 41,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

aux appuis: $T + \frac{M}{l} = 1419 - \frac{114380}{7,8 \cdot 18} = -6843 \text{ kg} < 0$

Non fragilité: $A_{\min} \geq 100 \times 18 \times 0,69 \times \frac{5,9}{4200} = 1,75 \text{ cm}^2$

③ CALCUL DU PALIER COURANT.

Le calcul du palier se fera comme pour une dalle semi-élastique à ses 4 extrémités (3 côtés sur le voile, 1 côté sur la poutre palière).



épaisseur du palier:

$$\frac{220}{280} = 0,785 > 0,4 \Rightarrow e = \frac{220}{40} + 2 = 7,5 \text{ cm.}$$

on prend $e = 12 \text{ cm.}$

a - sollicitations

pois propre	: 0,12 x 2500 =	325 kg/m ²
Enduit ciment (15mm)		30 kg/m ²
Revetement Granite (2cm)		60 kg/m ²
surcharge d'exp.	1,2 x 400	480 kg/m ²

$$q = 945 \text{ kg/m}^2$$

b - calcul des efforts

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{220}{280} = 0,785 > 0,4 \text{ ce qui implique que la dalle travaille suivant les 2 directions.}$$

Le coefficient de poisson ν est pris égal à 0,15.

La dalle étant uniformément chargée sur toute sa surface, l'abaque de Pigeaud donne pour $f = 0,785$:

$$M_1 = M_2 = 4,85 \cdot 10^2 \text{ kg.m.}$$

on aura: sens x: $M_x = (M_1 + \nu M_2) l.$

sens y: $M_y = (M_2 + \nu M_1) l.$

$M_1 = M_2$ nous aurons donc $M_x = M_y.$

$$P = q \cdot \Omega \quad \text{avec } \Omega = 2,2 \times 2,8 = 6,16 \text{ m}^2$$

$$\text{soit } P = 5821,8 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = (4,85 + 0,15 \times 4,85) \cdot 5821,8 \cdot 10^{-2} = 301,3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

sous l'effet du semi-encastrement on obtient :

$$\text{- aux appuis : } M_a = 0,3 M_x = 0,3 M_y = 90,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{- en travée : } M_t = 0,85 M_x = 0,85 M_y = 256,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

• Effort tranchant :

$$T_y = \frac{qL}{2} = \frac{945 \times 2,8}{2} = 1148 \text{ kg}$$

$$T_x = \frac{qL}{2} = 1039,5 \text{ kg}$$

} pour 1 tranche de 1 m de largeur.

c- calcul des armatures.

* aux appuis.

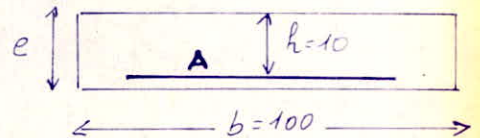
$$M_a = 90,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 9050}{2800 \times 100 \times 10^8} = 0,0048$$

$$\text{on tire } E = 0,9635$$

$$k = 144$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E k} = \frac{9050}{2800 \times 0,9635 \times 10^8} = 0,34 \text{ cm}^2$$



* Armatures en travée

$$M_t = 256,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 25620}{2800 \times 100 \times 10^8} = 0,018$$

$$\text{on tire } E = 0,9408$$

$$k = 69,5$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E k} = 0,97 \text{ cm}^2$$

* Verifications:

• contrainte beton: $\sigma'_b = \frac{2800}{69,5} = 40,28 < \bar{\sigma}'_b$.

• fissuration: $T_8 \rightarrow \sigma_2 > \bar{\sigma}_a$

• non fragilité (CCBA 68 Art 52.2).

si $1 > \rho > 0,4$ on vérifie $\frac{A}{b h_0} \geq \frac{\psi_d}{4} (1+\rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_0} \right)$

avec $\psi_d = 0,54$ pour aciers écroués.

soit $A_{min} > 0,73 \text{ cm}^2$

• contrainte tangentielle.

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 1,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

• fleche (CCBA 68 Art 61,22) 2 conditions à vérifier.

1) $\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$ avec $M_x = 301,3 \text{ kg.m.}$
 $M_t = 256,2 \text{ kg.m.}$

à condition que $M_t \geq 0,75 M_x$.

$$h_0 = 12 \geq \frac{1}{20} \frac{256,2}{301,3} \times 220 = 9,35 \text{ cm.}$$

2) $\frac{A}{b_0 R} < \frac{20}{\sigma_{en}}$ soit $\frac{4,02}{100 \times 10} = 0,00402 < 0,00476$

avec $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

④ CALCUL DE LA POUTRE PALIERE : section 30x20

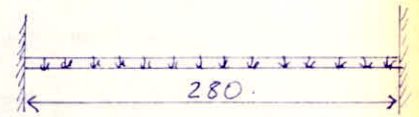
La poutre est semi-encastree à ses deux extrémités sur le voile

② Sollicitations :

poide propre :	$0,2 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ kg/ml.}$
Efforts tranchants paillasse	1419 kg/ml.
Effort tranchant palie	1890 kg/ml.
	$q = 3459 \text{ kg/ml.}$

③ calcul des Efforts :

Moments: $M_a = \frac{qL^2}{20} = \frac{3459 \times 2,8^2}{20} = 1356 \text{ kg.m.}$
 $M_t = \frac{qL^2}{10} = \frac{3459 \times 2,8^2}{10} = 2712 \text{ kg.m.}$



Efforts tranchant: $T = \frac{qL}{2} = \frac{3459 \times 2,8}{2} = 4842,6 \text{ kg.}$

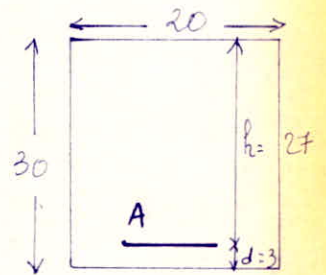
⑤ DETERMINATION des armatures.

* aux Appuis : $M_a = 1356 \text{ kg.m}$

$\nu = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 135600}{1800 \times 20 \times 27^2} = 0,0498$

on tire $\epsilon = 0,9064$
 $k = 38,4$

soit $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a R} = 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 = 3,26 \text{ cm}^2$



* Armatures en travée :

$M_t = 2712 \text{ kg.m} \rightarrow \nu = 0,0996 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8744 \\ k = 24,3 \end{array} \right.$

soit $A = 4,1 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$

⑥ armatures transversales :

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{4842,6}{20,78 \times 27} = 10,24 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{1800}{24,8} = 112,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{b0}$
 $< \bar{\sigma}_b$

soit $\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b' = 20,65 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$

donc emploi d'armatures transversales droites
 cadre $\phi 8$ nuance FeE22.

$$\sigma_{at} = f_a \text{ ou } \text{avec } f_a = \max \left(0,67, 1 - \frac{\sigma_b}{9\sigma_b} \right)$$

$$\text{soit } \sigma_{at} = 0,807 \times 2200 = 1775,8 \text{ kg/cm}^2. \quad A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t_m = \frac{2,01 \times 1775,8 \times 78 \cdot 27}{48426} = 9 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) = 12,94 \text{ cm.}$$

soit 4,5 cm à l'appui

9 cm les 2 premiers esp.

12 cm le reste.

2^{ème} Solution : ESCALIER EN CONSOL.

Tous les éléments constituant l'escalier sont encastres sur le voile.

① calcul des nervures: consoles encastrees sur le voile

a - sollicitations:

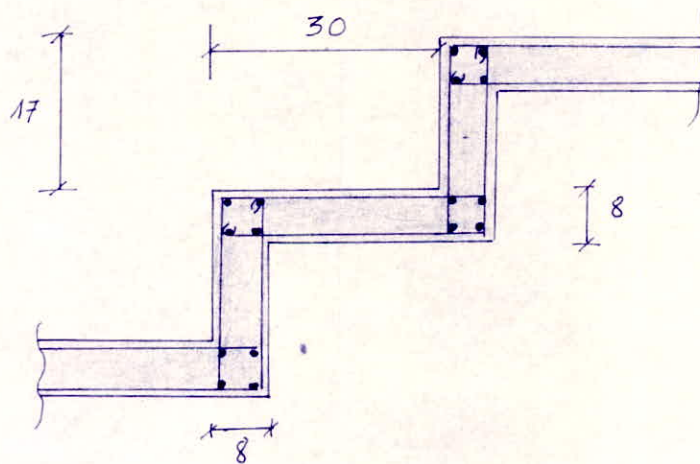
charges revenant à chaque nervure.

- poids propre: $0,25 \times 0,08 \times 2500 = 50 \text{ kg/ml}$
- poids des marches $0,08 \times 0,38 \times 2500 = 76 \text{ kg/ml}$
- enduit ciment (15mm) $30 \times 0,3 = 9 \text{ kg/ml}$
- Revêtement Granito (2cm) $60 \times 0,3 = 18 \text{ kg/ml}$

153 kg/ml.

surcharge d'exp: $P = 400 \times 0,3 = 120 \text{ kg/ml}$.

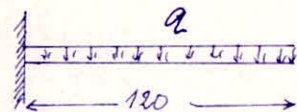
soit $q = G + 1,2P = 297 \text{ kg/ml}$.



Les marches sont considérées comme dalle reposant sur 2 nervures.

b - calcul des efforts:

$$\text{moment } M = \frac{qL^2}{2} = \frac{297 \times 1,2^2}{2} = 214 \text{ kg.m.}$$



$$\text{effort tranchant: } T = qL = 356,4 \text{ kg.}$$

c- Determination des armatures.

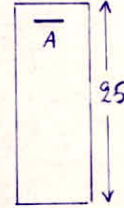
section de la nervure : 8×25 avec $h = 23 \text{ cm}$
 $d = 2 \text{ cm}.$

$M = 214 \text{ kg.m.}$

$\omega = \frac{15 \times 21400}{2800 \times 8 \times 23^2} = 0,027 \rightarrow \epsilon = 0,9286$
 $k = 55$

soit $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 0,36 \text{ cm}^2$

soit $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$



* Verifications:

contrainte beton : $\sigma_b' = \frac{2800}{55} = 50,9 < \bar{\sigma}_b'$

non fragilité : $A_{min} = 0,17 \text{ cm}^2$

à l'appui : $T + \frac{M}{z} = 356,4 - \frac{21400}{\frac{7}{8} \cdot 23} = -706,9 < 0.$

adhérence : $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} = \frac{356,4}{2 \times 6,28 \times 0,4 \times \frac{7}{8}} = 1,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$

c- Armatures transversales

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{356,4}{8 \times \frac{7}{8} \cdot 23} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow$ Armatures transversales droites.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = \max(0,67 ; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b'}) = 0,987 \bar{\sigma}_{en} ;$

cadre $\phi 6$ Nuance Fe E22 soit $\bar{\sigma}_{at} = 0,987 \times 2200 = 2154 \text{ kg/cm}^2$
 $A_t = 2 \phi 6 = 0,565 \text{ cm}^2$

$l_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} z = 68 \text{ cm}$

$\bar{E} = 21 \text{ cm}$

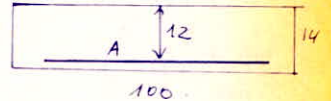
soit 9 cm à l'appui
 18 cm les espacement courants

② CALCUL DU PALIER COURANT :

Dalle semi-encastree sur 4 cotés $e : 14 \text{ cm}$.

a- Sollicitations

poids propre: $0,14 \times 2500 = 350 \text{ kg/m}^2$
 Enduit de ciment (15mm) 30 kg/m^2
 Revetement Granite (2cm) 60 kg/m^2
 Surcharge d'expl $1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/m}^2$



970 kg/m²

hypothèses et calcul identiques au palier courant relatif à la 1^{re} solution

b- Effort obtenus: $M_a = 0,3 M_x = 0,3 M_y = 100 \text{ kg.m}$
 $M_t = 0,85 M_x = 0,85 M_y = 283,3 \text{ kg.m}$

Effort tranchant: $T_x = 1358 \text{ kg}$
 $T_y = 1067 \text{ kg}$

c- Détermination des armatures:

aux appuis: $M_a = 100 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0037 \mid \epsilon = 0,9721$
 $\bar{\mu} = 164$.

soit $A = \frac{M}{\bar{\mu} \sigma_s R} = 0,3 \text{ cm}^2$ $776 / \text{m} = 1,7 \text{ cm}^2$

en travée:

$M_t = 283,3 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0105 \mid \epsilon = 0,9541$
 $\bar{\mu} = 94$.

$A = \frac{M}{\bar{\mu} \sigma_s R} = 0,88 \text{ cm}^2$ soit $778 / \text{m} = 3,52 \text{ cm}^2$

verifications

• contrainte béton: $\sigma_b = \frac{1800}{94} = 19,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

• fissuration: $\sigma_2 = 3122 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

• non fragilité: CCBA 68 Art 52.2

$A/b h_0 \geq \frac{\psi_d}{4} (1+\rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_0} \right)$ avec $\psi_d = 0,54$ (aciers croisés)
 $A \geq 0,71 \text{ cm}^2$

• contrainte tangentielle

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1323}{100 \times 78,14} = 1,26 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$

④ CALCUL DE LA POUTRE PALIERE.

la poutre palier sera moyennée dans l'épaisseur du palier courant on la considère comme étant semi-encastree de part et d'autre sur le voile.

② sollicitations: section 14 x 30

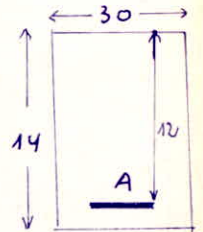
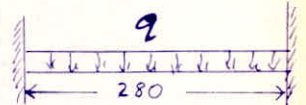
Effort tranchant du à la dalle (palier courant)
 $T = 1067 \text{ kg/m} = q$

b- Efforts

Moments: aux appuis: $M_a = \frac{qL^2}{20} = 418,3 \text{ kg.m.}$

en travée: $M_t = \frac{qL^2}{10} = 836,6 \text{ kg.m.}$

Effort tranchant: $T = \frac{qL}{2} = 1494 \text{ kg.}$



c- Determination des armatures en travée.

aux appuis: $M_a = 418,3 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0518$ | $\epsilon = 0,9046$
 $k = 37,4 \rightarrow \sigma_b' = 74,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$
 $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \epsilon R} = 1,4 \text{ cm}^2$ soit $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

en travée: $M_t = 836,6 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,1037$ | $\epsilon = 0,8721$
 $\epsilon_c = 24,1 \rightarrow \sigma_b' = 116,2 < \bar{\sigma}_b$
 $A = 2,855 \text{ cm}^2$ soit $2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

d- Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1494}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 12} = 4,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{cadre } \phi 8 \text{ nuance } Fe_{12}. \sigma_{at} = f_a \sigma_{en} = \max(0,67; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b}) \sigma_{en} = 0,91 \times 2200 = 2003 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales droites

$$t_m = \frac{1,01 \times 2003 \times \frac{7}{8} \cdot 12}{1494} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 12 \left(1 - 0,13 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 9,1 \text{ cm.}$$

on prend 5 cm à l'appui
 9 cm pour les esp. courants.

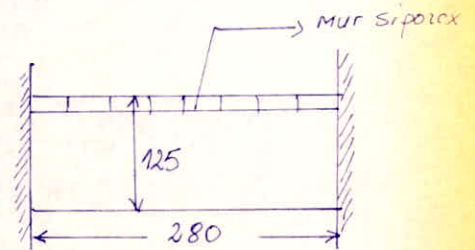
4- CALCUL DU PALIER INTERMEDIAIRE

sera calculé comme une dalle semi-encastée à ses 2 extrémités, travaillant indépendamment des autres éléments de l'escalier

a- sollicitations. épaisseur prise $e = 14 \text{ cm}$.

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad \text{soit } 9,3 < e < 14$$

- poids propre: $0,14 \times 2500 = 350 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement granito (2cm) 60 kg/m^2
 - Enduit de ciment (15mm) 30 kg/m^2
 - mur siporex (25cm) 429 kg/m^2
 - surcharge d'expl. $1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/m}^2$
- 1349 kg/m²



on considère une bande de 1m de largeur soit $q = 1349 \text{ kg/ml}$.

b- calcul des efforts:

semi-encastement : à l'appui : $M_a = \frac{qL^2}{20} = \frac{1349 \times 2,8^2}{20} = 528,8 \text{ kg.m}$.

en travée : $M_t = \frac{qL^2}{10} = 1027,6 \text{ kg.m}$

Effort tranchant : $T = \frac{qL}{2} = 1889 \text{ kg}$.

c- Détermination des armatures:

- Armatures en travée:

$M_t = 1027,6 \text{ kg.m} \rightarrow \nu = 0,0393$

on tire $\epsilon = 0,9155$

$k = 42,2 \rightarrow \sigma'_b = 63,35 < \bar{\sigma}_b$

soit $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \epsilon R} = 3,44 \text{ cm}^2$

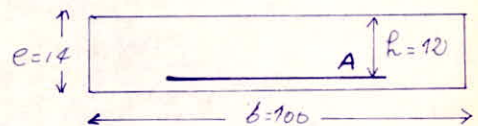
on prend $F_{t40/m} = 5,5 \text{ cm}^2$

- Armatures aux appuis

$M_a = 528,8 \text{ kg.m} \rightarrow \nu = 0,0167 \xrightarrow{\text{tableau}} \epsilon = 0,9429$
 $k = 42,5$

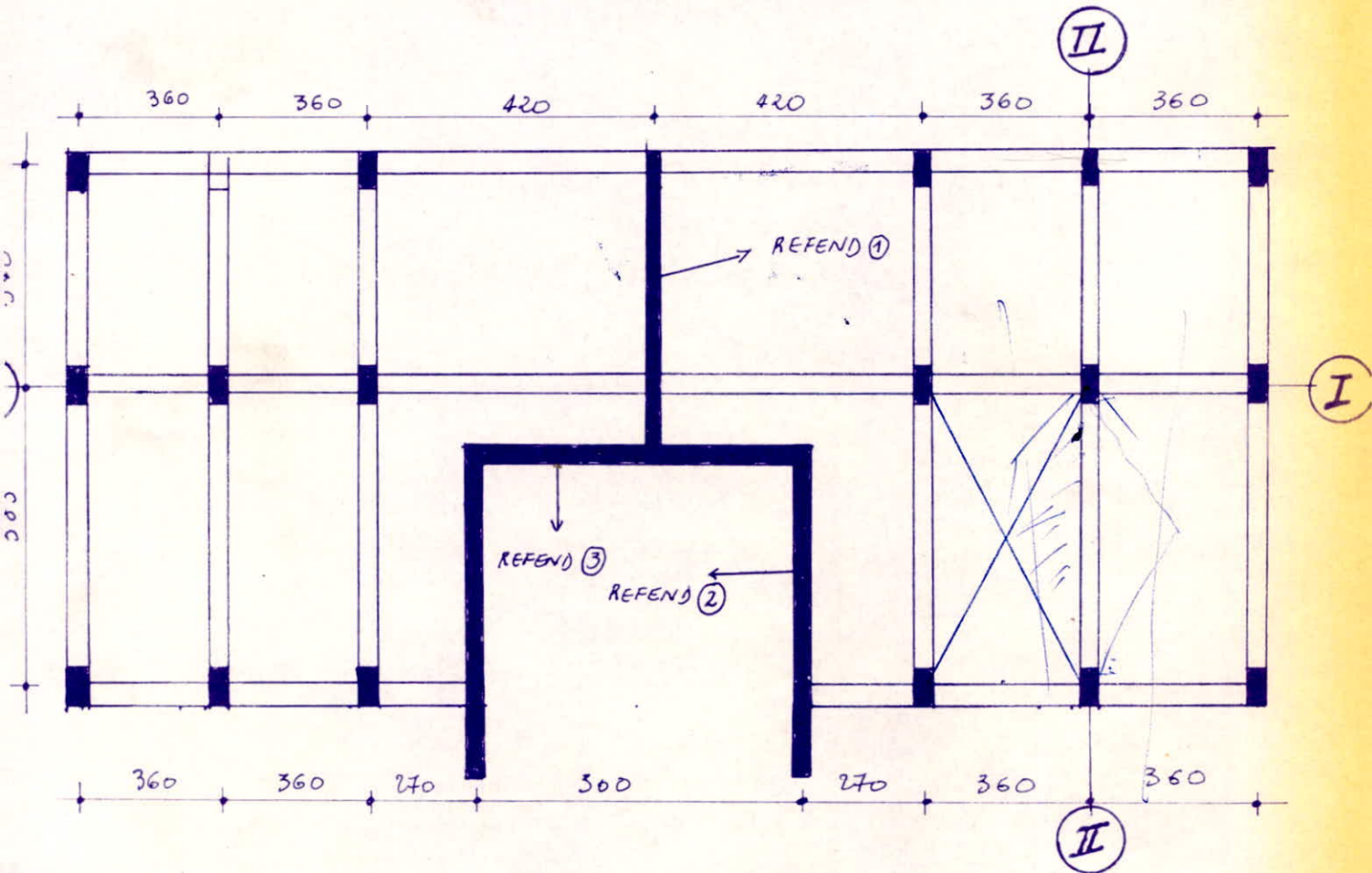
$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon R} = 1,54 \text{ cm}^2$ soit $F_{T8/m} = 3,52 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 100 \times 12 \times 0,69 \times \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$



MODE DE SOLLICITATION RELATIF A CHAQUE

ELEMENT DE L'OSSATURE (CHOIX DES CONTREVENTEMENTS)



① seus transversal:

- les refends sont dimensionnés pour reprendre les sollicitations normales

- le portique II-II sera calculé uniquement sous les charges verticales (1^{er} genre).

② seus longitudinal:

contreventement mixte constitué par portique I-I et murs de Refends.

* des explications détaillées seront données lors de l'étude respective à chaque élément.

PORTIQUE TRANSVERSAL

(PORTIQUE II-II)

DETERMINATION DES EFFORTS SOLLICITANT

LE PORTIQUE TRANSVERSAL.

(PORTIQUE II-II)

Le calcul du portique sous les charges verticales sera fait avec la méthode de Caquot exposée en Annexe A des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé dites CC3 A 68.

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des poteaux. Elle concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.

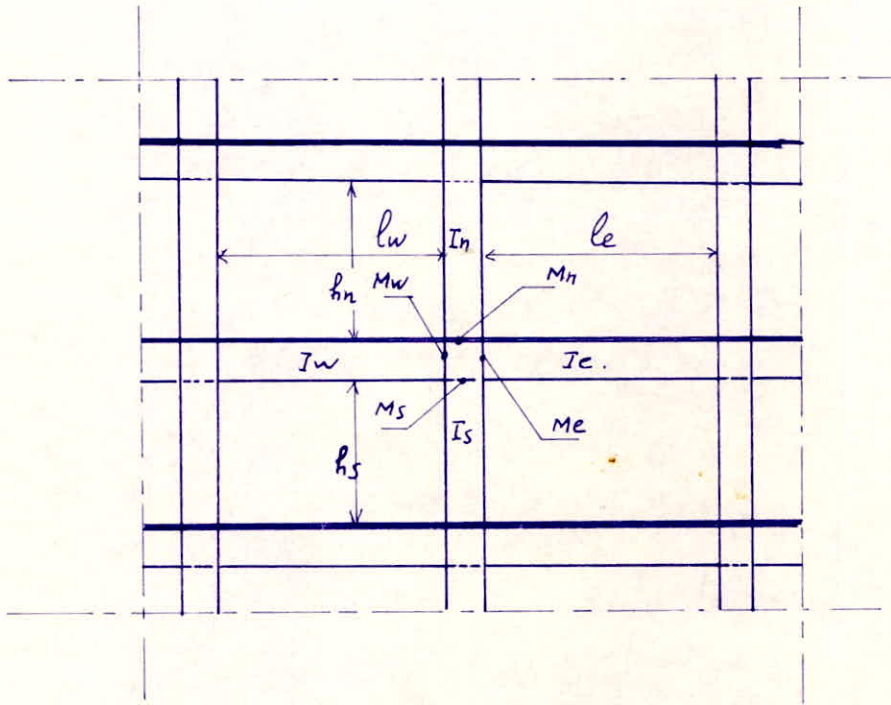
Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants. Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

* EXPOSE DE LA METHODE DE CAQUOT relative à notre portique

- travées de rive sans console.
- pas de forces concentrées sur les poutres.

- ① les moments de continuité agissant dans les sections des murs d'un appui, considérés comme sections dangereuses, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées en cadran l'appui considéré (travée de gauche, indice « u ») et travée de droite, indice « e ») et de la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon inférieur, indice « s ») et tronçon supérieur indice « e »)
- ② on détache de chaque côté des appuis des travées fictives dont les longueurs (designées par l'avec indice « u » ou « e »)
- ③ on détache de même au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux, de hauteur h'_u et h'_s , h'_u étant égal:
 - au $9/10$ de la hauteur libre h_n ($0,9 h_n$) si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher
 - et $0,8 h_n$ dans les autres cas.

• h'_s est égal dans les cas, à $0,8 h_s$, hormis le cas exceptionnel ou les poteaux seraient articulés sur leurs fondations il faudrait alors prendre $h'_s = h_s$.



on a :

$h'_n = 0,5 h_n$ si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher. (h_n hauteur libre).

$h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas.

$h'_s = 0,8 h_s$

* travées intermédiaires.

on prend :

$$l'_w = 0,8 l_w$$

$$l'_e = 0,8 l_e$$

ou :

l'_w : représente la longueur fictive de la travée à gauche de l'appui

l'_e : représente la longueur fictive de la travée à droite de l'appui

l_w : portée de la travée de gauche (entre nus)

l_e : portée de la travée de droite (entre nus).

Soit : q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche.

q_e : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.

$$\text{on pose } m'w = \frac{q_e l_w^2}{8,5}$$

$$m'e = q_e \frac{l_e^2}{8,5}$$

I_w, I_e, I_n et I_s désignent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur, et du poteau inférieur.

$$\text{soit } k_w = \frac{I_w}{l_w} - k_e = \frac{I_e}{l_e} - k_s = \frac{I_s}{l_s} \quad k_n = \frac{I_n}{l_n}$$

$$D = k_w + k_e + k_s + k_n$$

les moments dans les sections dangereuses (mus des appuis) sont en valeur absolue:

- au nu de l'appui dans la travée de gauche: $M_w = m'e \frac{k_w}{D} + m'w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$
- au nu de l'appui dans la travée de droite: $M_e = m'e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + m'w \left(\frac{k_e}{D}\right)$
- au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur: $M_s = \frac{k_s}{D} (m'e - m'w)$
- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur: $M_n = \frac{k_n}{D} (m'e - m'w)$

pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs. pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande valeur de $m'e$ et $m'w$. la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

* travées de rive:

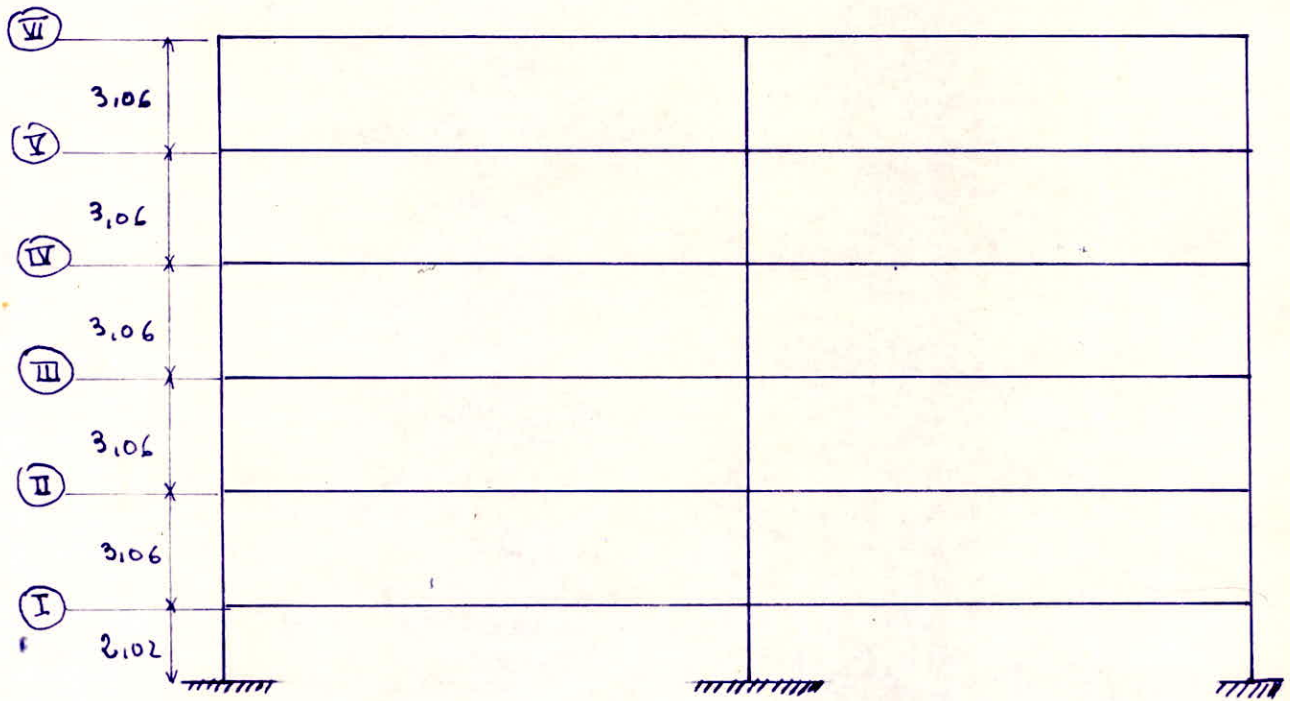
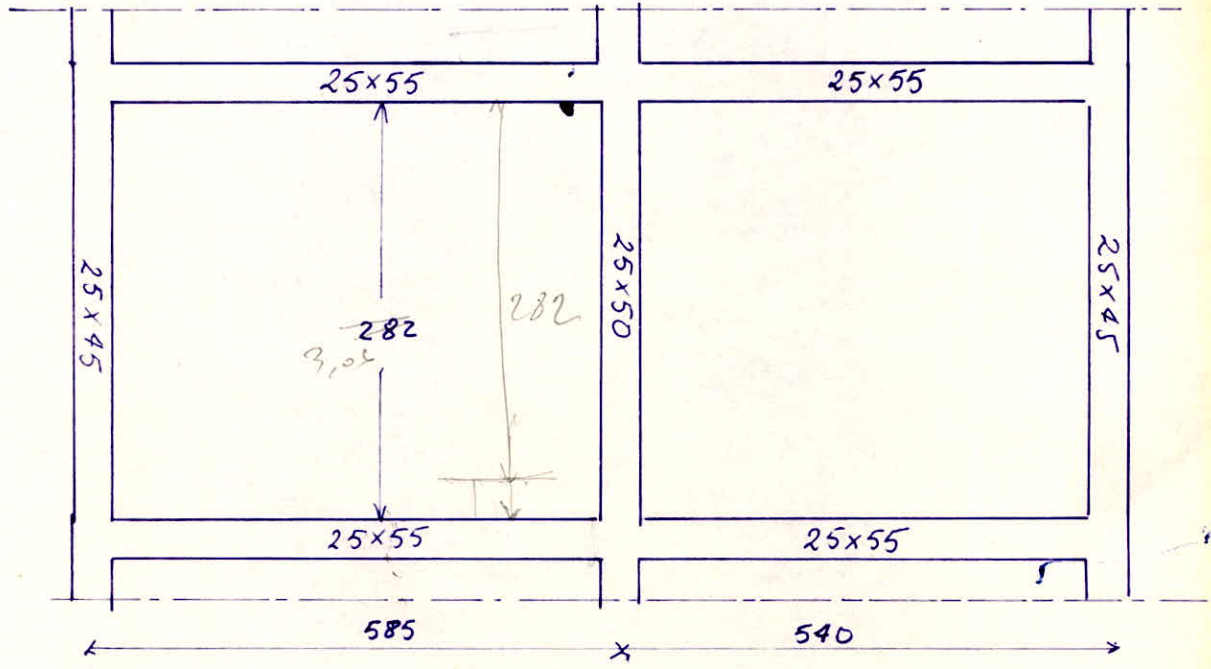
la longueur l_w de la travée fictive de rive est prise égale à γl_w (γ coefficient compris entre 0,8 et 0,1).

$$\gamma = 0,8 \quad \text{pour } k_s + k_n \geq 1,5 k_e$$

pour notre cas $\gamma = 0,8$ car pour tous les nœuds

$$k_s + k_n \geq 1,5 k_e$$

Etude DU PORTIQUE - I-II



① Sollicitations :

Charges et surcharges

NIVEAUX	G (kg/ml)	1,2P (kg/ml)	P (kg/ml)
VI	2338	756	630
V	2209	756	630
IV	2338	756	630
III	2209	756	630
II	2209	756	630
I	2209	756	630

* calcul des éléments intervenant dans le calcul pour l'application de cette méthode.

$$l_w = 5,6 \text{ m}$$

$$l_e = 5 \text{ m}$$

$$l'_w = 0,8 l_w = 4,48 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 l_e = 4 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,8 h_n = 2,256 \text{ m}$$

$$h'_s = 0,8 h_s = 2,256 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,9 h_n = 2,538 \text{ m pour l'avant dernier plancher}$$

$$h'_g = 0,8 h_g = 0,8 \times 2,02 = 1,44 \text{ m (pour plancher R.D.C.)}$$

Inerties :

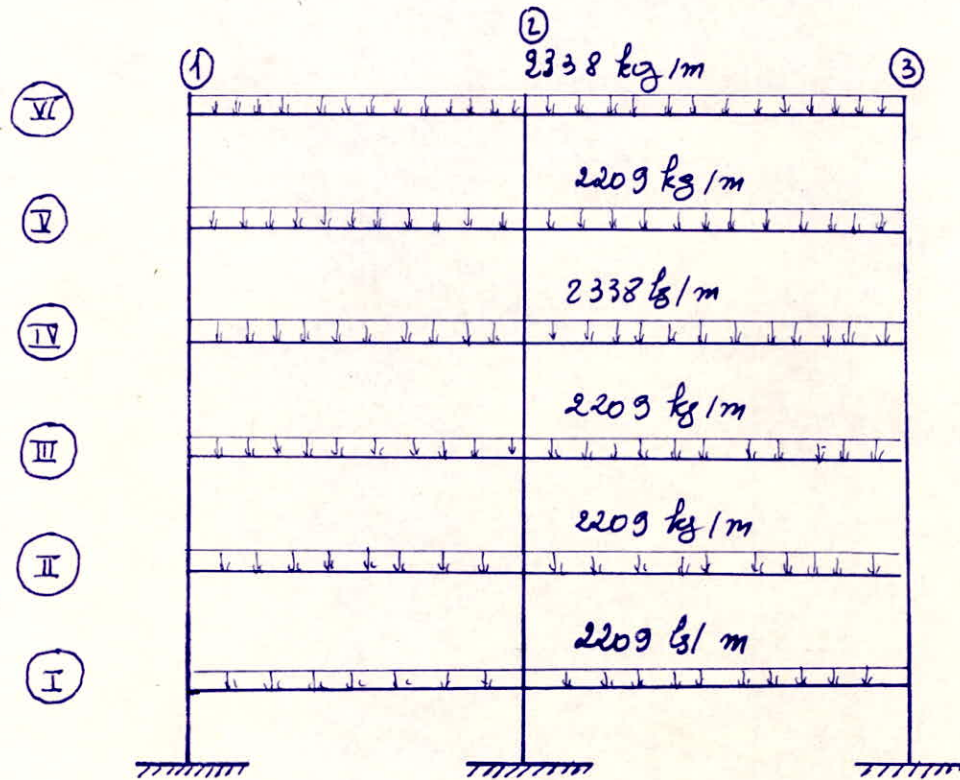
$$I_w = I_e = 34,66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (poutres de même section)}$$

$$I_s = I_n = 26,1 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (poteaux de ceintre)}$$

$$I_s = I_s = 18,98 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (poteaux de rive)}$$

Ces valeurs restent constantes pour tous les cas de charges envisagées

* Détermination des moments dans les poutres et les poteaux sous l'application des charges permanentes G (moments aux nœuds).



Niveau VI: $q_w = q_e = 2338 \text{ kg/m}$

Nœud 1: $K_e = \frac{I_e}{l_e} = \frac{34,66 \cdot 10^4}{4,48} = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

$K_w = 0$

$K_s = \frac{I_s}{R'_s} = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

$K_\eta = 0$

$D = K_e + K_w + K_s + K_\eta = 7,736 + 8,4 = 16,136 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

$M'_{1e} = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = \frac{2338 \times 4,48^2}{8,5} = 5521 \text{ kg.m.}$

$M_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} = 0$

$$\text{Soit : } M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) = 5521 \left(1 - \frac{7,736}{16,136}\right) = 2874 \text{ kg.m}$$

$$M_w = 0$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w) = \frac{k_s}{D} M'_e = \frac{8,4}{16,136} 5521 = 2874 \text{ kg.m}$$

$$M_\eta = 0$$

$$M'_e = 5521$$

$$M'_w = 0$$

$$M_e = 2874 \text{ kg.m}$$

$$M_w = 0$$

$$M_s = 2874 \text{ kg.m}$$

$$M_\eta = 0$$

$$\text{* Noeud 2: } k_w = \frac{i_w}{l'_w} = \frac{34,66}{448} 10^4 = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_e = \frac{i_e}{l'_e} = \frac{34,66}{400} 10^4 = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_s = \frac{i_s}{R_s} = 11,569 \cdot 10^2$$

$$k_\eta = 0$$

$$D = (8,665 + 7,736 + 11,569) 10^2 = 27,97 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} = \frac{2338 \times 4,48^2}{8,5} = 5521 \text{ kg.m}$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = \frac{2338 \times 4^2}{8,5} = 4401 \text{ kg.m}$$

$$M_w = M'_e \left(\frac{k_w}{D}\right) + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right) = 5211 \text{ kg.m}$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D} = 4748 \text{ kg.m}$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_w - M'_e) = 463 \text{ kg.m}$$

$$M_\eta = 0$$

$$M_w = 5211 \text{ kg.m}$$

$$M_e = 4748 \text{ kg.m}$$

$$M_\eta = 0$$

$$M_s = 463 \text{ kg.m}$$

* Noeud 3:

$$k_e = 0$$

$$k_w = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_s = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_\eta = 0$$

$$D = k_e + k_w + k_s + k_\eta = 17,065 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'e = 0$$

$$M'w = 4401 \text{ kg.m.}$$

$$Mw = 4401 \left(1 - \frac{8,665}{17,065} \right) = 2166 \text{ kg.m.}$$

$$Ms = \frac{Ks}{D} (M'w - Mb) = \frac{8,4}{17,065} 4401 = 2166 \text{ kg.m.}$$

$$Mw = 2166 \text{ kg.m.}$$

$$Me = 0$$

$$Ms = 2166 \text{ kg.m.}$$

$$M\eta = 0$$

* Niveau II:

$$q_w = q_e = 2209 \text{ kg/m}$$

$$h_\eta = 0,9 h_u = 253,8 \text{ cm.}$$

Noeud 1: $Kw = 0$

$$Kc = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K\eta = 7,47 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$Ks = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 23,605 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'w = 0$$

$$M'e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = \frac{2209 \times 4,48^2}{8,5} = 5216 \text{ kg.m.}$$

$$Mw = 0$$

$$Me = 5216 \left(1 - \frac{7,736}{23,605} \right) = 3507 \text{ kg.m.}$$

$$M\eta = \frac{7,47}{23,605} 5216 = 1650,7 \text{ kg.m.}$$

$$Ms = \frac{8,4}{23,605} 5216 = 1856 \text{ kg.m.}$$

$$Mw = 0$$

$$Me = 3507 \text{ kg.m.}$$

$$M\eta = 1650,7 \text{ kg.m.}$$

$$Ms = 1856 \text{ kg.m.}$$

Noeud 2:

$$Kw = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$Kc = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K\eta = \frac{26,1}{253,8} = 10,28 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$Ks = \frac{26,1}{225,6} = 11,569 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$\Rightarrow D = 38,25 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = 4158 \text{ kg.m.}$$

$$M'w = 5216 \text{ kg.m.}$$

$$Mw = 4158 \frac{7,736}{38,25} + 5216 \left(1 - \frac{7,736}{38,25} \right) = 5002 \text{ kg.m.}$$

$$Me = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{38,25} \right) + 5216 \frac{8,665}{38,25} = 4397,6 \text{ kg.m.}$$

$$M\eta = \frac{10,28}{38,75} (5216 - 4158) = 284,34 \text{ kg.m.}$$

$$M_S = \frac{11,569}{38,25} (5216 - 4158) = 320 \text{ kg.m.}$$

* Noeud 3':

$$K_C = 0$$

$$K_W = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K_\eta = 7,47 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K_S = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 24,535 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_C = 0$$

$$M'_W = \frac{q_w l_w^2}{8,5} = 4158 \text{ kg.m.}$$

$$M_C = 0$$

$$M_W = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{24,535}\right) = 2689,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = \frac{7,47}{24,535} \cdot 4158 = 1266 \text{ kg.m.}$$

$$M_S = \frac{8,4}{24,535} \cdot 4158 = 1423,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_C = 0$$

$$M_W = 2689,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = 1266 \text{ kg.m.}$$

$$M_S = 1423,5 \text{ kg.m.}$$

* NIVEAU IV:

$$q_w = q_e = 2338 \text{ kg.m.}$$

. Noeud 1':

$$K_W = 0$$

$$K_C = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K_\eta = K_S = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 24,536 \cdot 10^2 \text{ kg.m.}$$

$$M'_W = 0$$

$$M'_C = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = 5521 \text{ kg.m.}$$

$$M_W = 0$$

$$M_C = 5521 \left(1 - \frac{7,736}{24,530}\right) = 3780 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = \frac{8,4}{24,536} \times 5521 = 1890 \text{ kg.m.}$$

$$M_S = \frac{8,4}{24,536} \times 5521 = 1890 \text{ kg.m.}$$

$$M_W = 0$$

$$M_C = 3780 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = 1890 \text{ kg.m.}$$

$$M_S = 1890 \text{ kg.m.}$$

NOEUW 2':

$$\begin{aligned}K_e &= 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_w &= 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_\eta &= K_s = 11,569 \cdot 10^2 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

$$D = 39,539 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_w = \frac{q_w l_w}{8,5} = 5521 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = 4401 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_w = 4401 \frac{7,736}{39,539} + 5521 \left(1 - \frac{7,736}{39,539}\right) = 5301,8 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_e = 4401 \left(1 - \frac{8,665}{39,539}\right) + 5521 \frac{8,665}{39,539} = 4646,4 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_\eta = \frac{11,569}{39,539} (5521 - 4401) = 3271,7 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_s = \frac{11,569}{39,539} (5521 - 4401) = 3271,7 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\begin{aligned}M_w &= 5301,8 \text{ kg} \cdot \text{m} \\M_e &= 4646,4 \text{ kg} \cdot \text{m} \\M_\eta &= 3271,7 \text{ kg} \cdot \text{m} \\M_s &= 3271,7 \text{ kg} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

NOEUW 3':

$$\begin{aligned}K_e &= 0 \\K_w &= 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_s &= K_\eta = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

$$D = 25,465 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.$$

$$M'_e = 0$$

$$M'_w = 4401 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_e = 0$$

$$M_w = 4401 \left(1 - \frac{8,665}{25,465}\right) = 2903,5 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_\eta = 4401 \frac{8,4}{25,465} = 1451,75 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_s = \frac{8,4}{25,465} \times 4401 = 1451,75 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M'_e = 0$$

$$M'_w = 4401 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_e = 0$$

$$M_w = 2903,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_\eta = 1451,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_s = 1451,75 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

* NIVEAUX: III - II

$$q_w = q_e = 2209 \text{ kg.m.}$$

Noeud 1:

$$k_w = 0$$

$$k_e = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_s = k_\eta = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 24,536 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_w = 0$$

$$M'_e = 5216 \text{ kg.m.}$$

$$M_w = 0$$

$$M_e = 5216 \left(1 - \frac{7,736}{24,536} \right) = 3571,4 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = \frac{8,4}{24,536} \cdot 5216 = M_s = 1785,7 \text{ kg.m.}$$

$$M_w = 0$$

$$M_e = 3571,4 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = 1785,7 \text{ kg.m.}$$

$$M_s = 1785,7 \text{ kg.m.}$$

Noeud 2:

$$k_w = 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_e = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$k_\eta = k_s = 11,569 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 39,539 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_w = \frac{q_w l'_w}{8,5} = 5216 \text{ kg.m.}$$

$$M'_e = \frac{q_e l'_e}{8,5} = 4158 \text{ kg.m.}$$

$$M_w = 4158 \frac{7,736}{39,539} + 5216 \left(1 - \frac{7,736}{39,539} \right) = 5009 \text{ kg.m.}$$

$$M_e = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{39,539} \right) + 5216 \frac{8,665}{39,539} = 4389,8 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = M_s = \frac{11,569}{39,539} (5216 - 4158) = 309,6 \text{ kg.m.}$$

$$M_w = 5009 \text{ kg.m.}$$

$$M_e = 4389,8 \text{ kg.m.}$$

$$M_\eta = 309,6 \text{ kg.m.}$$

$$M_s = 309,6 \text{ kg.m.}$$

Noeud 3:

$$K_c = 0$$

$$K_w = 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$K_\eta = K_\xi = 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$D = 25,465 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M'_c = 0$$

$$M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} = 4158 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_\eta = M_\xi = \frac{8,4}{25,465} \cdot 4158 = 1371,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_w = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{25,465} \right) = 2743 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 0$$

$$M_c = 0$$

$$M_w = 2743 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_\eta = M_\xi = 1371,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

* Niveau I : $q_c = q_w = 2209 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Noeud 1:

$$K_w = 0$$

$$K_c = 7,736$$

$$K_\eta = 8,4$$

$$K_\xi = 13,18$$

$$D = 29,316$$

$$M'_w = 0$$

$$M'_c = 5216$$

$$M_c = 5216 \left(1 - \frac{7,736}{29,316} \right) = 3840 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_w = 0$$

$$M_\eta = \frac{8,4}{29,316} \cdot 5216 = 1494 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_\xi = \frac{13,18}{29,316} \cdot 5216 = 2345 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 3840 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_w = 0$$

$$M_\eta = 1494 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_\xi = 2345 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Noeud 2'

$$\begin{aligned}K_w &= 7,736 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_e &= 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_g &= 18,125 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_\eta &= 11,569 \cdot 10^2 \text{ cm}^3.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_w &= 5216 \text{ kg.m} \\M'_e &= 4158 \text{ kg.m}.\end{aligned}$$

$$D = 46,095 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$M_w = 4158 \cdot \frac{7,736}{46,095} + 5216 \left(1 - \frac{7,736}{46,095}\right) = 5038 \text{ kg.m}.$$

$$M_e = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{46,095}\right) + 5216 \frac{8,665}{46,095} = 4356 \text{ kg.m}.$$

$$M_\eta = \frac{11,569}{46,095} (5216 - 4158) = 266 \text{ kg.m}.$$

$$M_g = \frac{18,125}{46,095} (5216 - 4158) = 416 \text{ kg.m}.$$

$$M_w = 5038 \text{ kg.m}.$$

$$M_e = 4356 \text{ kg.m}.$$

$$M_\eta = 266 \text{ kg.m}.$$

$$M_g = 416 \text{ kg.m}.$$

Noeud 3'

$$\begin{aligned}K_e &= 0 \\K_w &= 8,665 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_g &= 13,18 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \\K_\eta &= 8,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

$$D = 30,245 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}M'_w &= 4158 \text{ kg.m} \\M'_e &= 0\end{aligned}$$

$$M_w = 4158 \left(1 - \frac{8,665}{30,245}\right) = 2967 \text{ kg.m}.$$

$$M_\eta = \frac{8,4}{30,245} \cdot 4158 = 1154,8 \text{ kg.m}.$$

$$M_g = \frac{13,18}{30,245} \cdot 4158 = 1811,95 \text{ kg.m}.$$

$$M_e = 0$$

$$M_w = 2967 \text{ kg.m}.$$

$$M_\eta = 1154,8 \text{ kg.m}.$$

$$M_g = 1811,95 \text{ kg.m}.$$

Remarque: le calcul est similaire pour les autres cas de charge; les résultats obtenus ont été groupés dans les tableaux suivants;

NIV	NOEUDS	Coefficients de raideur.					G		1,2P		G+1,2P	
		$K_w \cdot 10^2 \text{ cm}^2$	$K_e \cdot 10^2 \text{ (cm}^2)$	$K_m \cdot 10^2 \text{ (cm}^2)$	$K_s \cdot 10^2 \text{ (cm}^2)$	$D \cdot 10^2 \text{ (cm}^2)$	$M'_w \text{ (t.m)}$	$M'_e \text{ (t.m)}$	$M_w \text{ (t.m)}$	$M'_e \text{ (t.m)}$	$M_w \text{ (t.m)}$	$M'_e \text{ (t.m)}$
VI	1'	/	7,736	/	8,4	16,136	/	5,521	/	2,6	/	8,12
	2'	7,736	8,665	/	11,569	27,97	5,521	4,401	2,6	2,223	8,12	6,623
	3'	8,665	/	/	8,4	17,065	4,401	/	2,223	/	6,623	/
V	1'	/	7,736	7,47	8,4	23,605	/	5,216	/	2,6	/	7,8
	2'	7,736	8,665	10,28	11,569	38,25	5,216	4,158	2,6	2,223	7,8	6,383
	3'	8,665	/	7,47	8,4	24,535	4,158	/	2,223	/	6,383	/
IV	1'	/	7,736	8,4	8,4	27,536	/	5,521	/	2,6	/	8,12
	2'	7,736	8,665	11,569	11,569	39,539	5,521	4,401	2,6	2,223	8,12	6,624
	3'	8,665	/	8,4	8,4	25,465	4,401	/	2,223	/	6,624	/
III	1'	/	7,736	8,4	8,4	24,536	/	5,216	/	2,6	/	7,8
	2'	7,736	8,665	11,569	11,569	39,539	5,216	4,158	2,6	2,223	7,8	6,381
	3'	8,665	/	8,4	8,4	25,536	4,158	/	2,223	/	6,381	/
II	1'	/	7,736	8,4	8,4	25,536	/	5,216	/	2,6	/	7,8
	2'	7,736	8,665	11,569	11,569	39,539	5,216	4,158	2,6	2,223	7,8	6,381
	3'	8,665	/	8,4	8,4	25,465	4,158	/	2,223	/	6,381	/
I	1'	/	7,736	8,4	13,18	29,316	/	5,216	/	2,6	/	7,8
	2'	7,736	8,665	11,569	18,125	46,095	5,216	4,158	2,6	2,223	7,8	6,381
	3'	8,665	/	8,4	13,18	30,245	4,158	/	2,223	/	6,381	/

Moments aux noeuds obtenus par Methode CAQUOT (M'_w et M'_e).
 Pour les differents cas de charge envisages.

NIVEAUX	NOEUDS	M [G (tonne.m)]				M [1, 2 P (tonnes.m)]				M [G+1, 2 P (tonnes.m)]			
		Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms	Mw	Me	Mn	Ms
VI	1'	-	2,874	-	2,874	-	1,35	-	1,35	-	4,224	-	4,224
	2'	5,2	4,45	-	0,463	2,49	1,99	-	0,153	7,69	6,44	-	0,616
	3'	2,17	-	-	2,17	1,1	-	-	1,1	3,27	-	-	3,27
V	1'	-	3,51	1,65	1,86	-	1,744	0,82	0,923	-	5,254	2,47	2,783
	2'	5	4,4	0,28	0,32	2,516	2,307	0,0994	0,112	7,516	6,707	0,38	0,432
	3'	2,67	-	1,27	1,4	1,438	-	0,677	0,762	4,108	-	1,947	2,162
IV	1'	-	3,78	1,89	1,89	-	1,776	0,888	0,888	-	5,556	2,778	2,778
	2'	5,302	4,65	0,328	0,328	2,54	2,304	0,108	0,108	7,823	6,954	0,436	0,436
	3'	2,9	-	1,45	1,45	1,468	-	0,734	0,734	4,368	-	2,184	2,184
III	1'	-	3,572	1,786	1,786	-	1,776	0,888	0,888	-	5,318	2,674	2,674
	2'	5	4,34	0,31	0,31	2,521	2,304	0,108	0,108	7,521	6,644	0,418	0,418
	3'	2,443	-	1,372	1,372	1,468	-	0,734	0,734	4,211	-	2,106	2,106
II	1'	-	3,572	1,786	1,786	-	1,776	0,888	0,888	-	5,348	2,674	2,674
	2'	5	4,34	0,31	0,31	2,521	2,304	0,108	0,108	7,521	6,644	0,418	0,418
	3'	-	3,572	1,786	1,786	1,468	-	0,734	0,734	4,211	-	2,106	2,106
I	1'	-	3,84	1,494	2,345	-	1,909	0,743	1,166	-	5,749	2,237	3,511
	2'	5,038	4,356	0,266	0,416	2,532	2,293	0,093	0,116	7,57	6,646	0,359	0,562
	3'	2,967	-	1,154	1,82	1,587	-	0,617	0,967	4,554	-	1,771	2,787

Moments aux noeuds (Mw, Me, Mn, Ms) obtenus par M. CAPUOT pour les différents cas de charge envisagés.

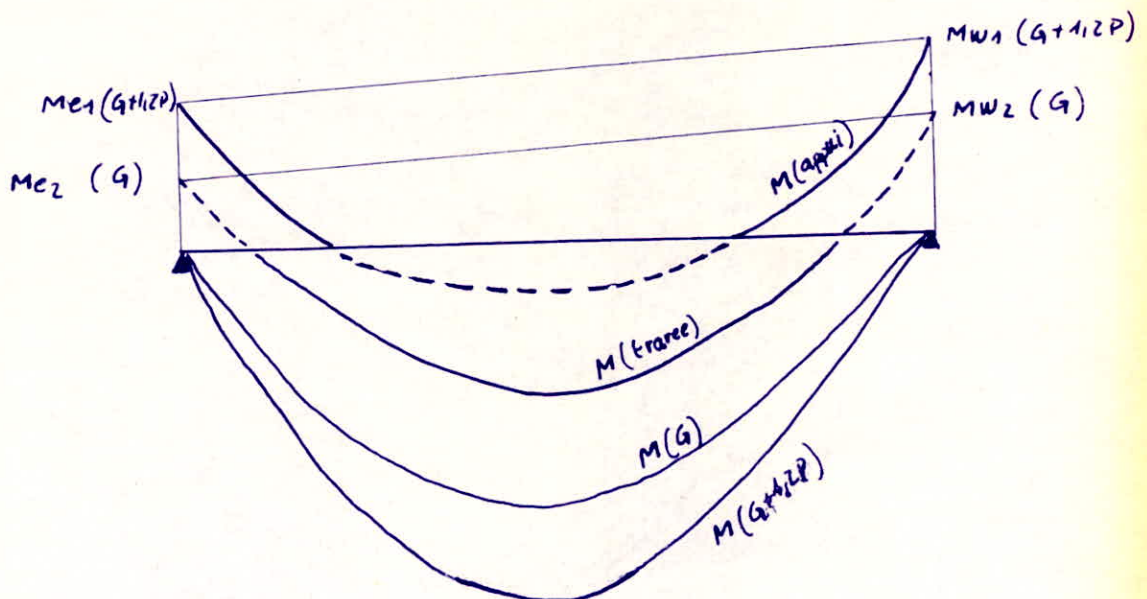
② DETERMINATION DES EFFORTS.

* Moments:

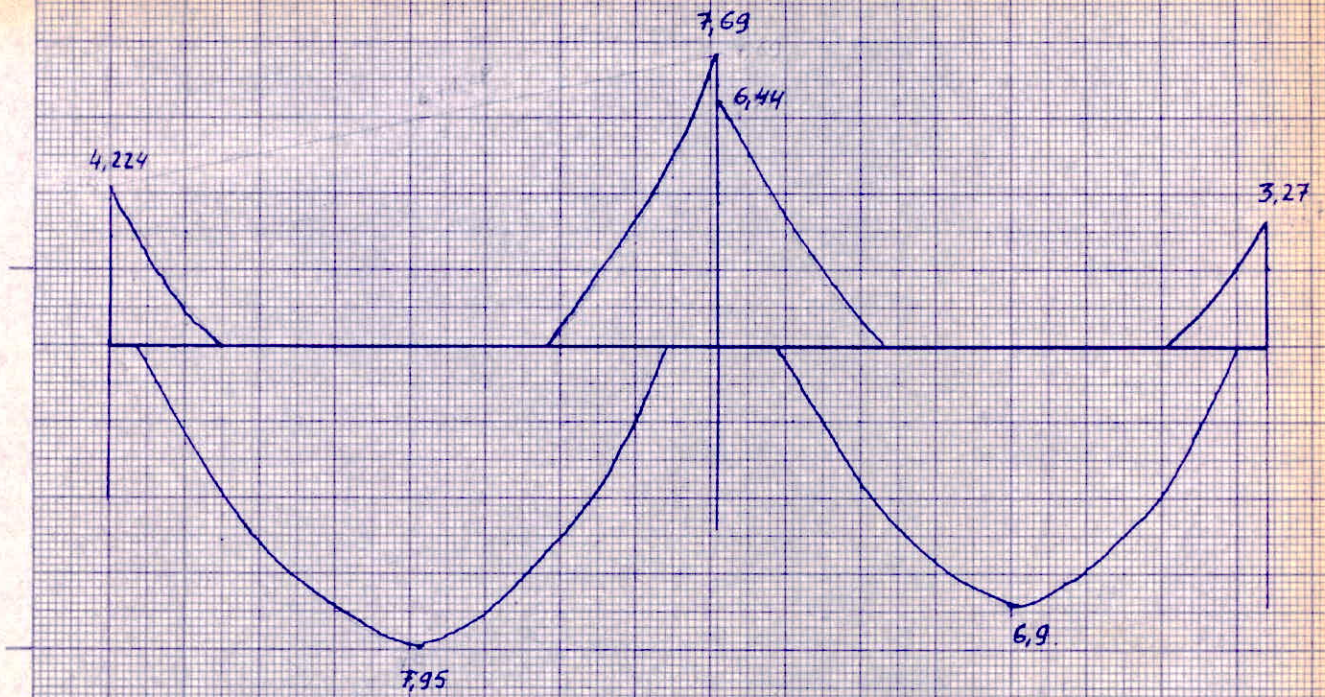
- les moments max dans les nœuds sont déterminés par la méthode de Caquot.
- les valeurs des moments en chaque section droite de la poutre sont obtenus par les diagrammes enveloppes de la façon suivante.
- on trace les moments instantanés de la travée indépendante avec les charges permanentes (G) puis avec les charges permanentes et les surcharges.

on prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.



Niveau 6



Niveau 5

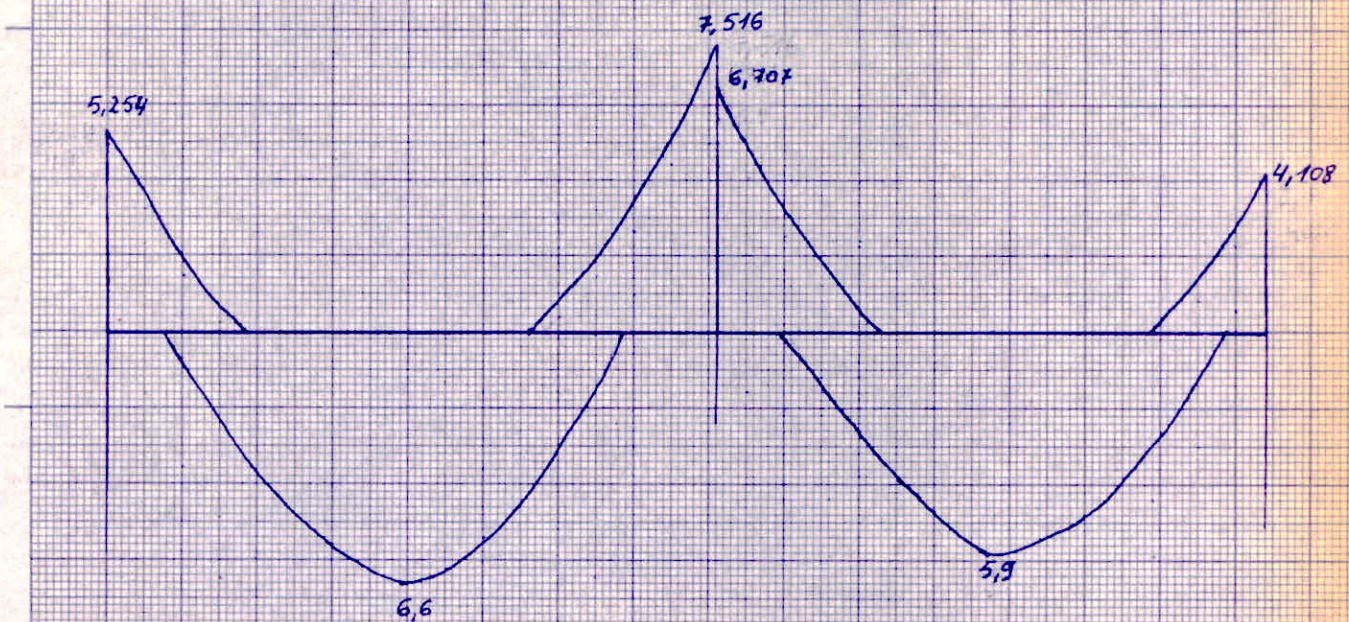
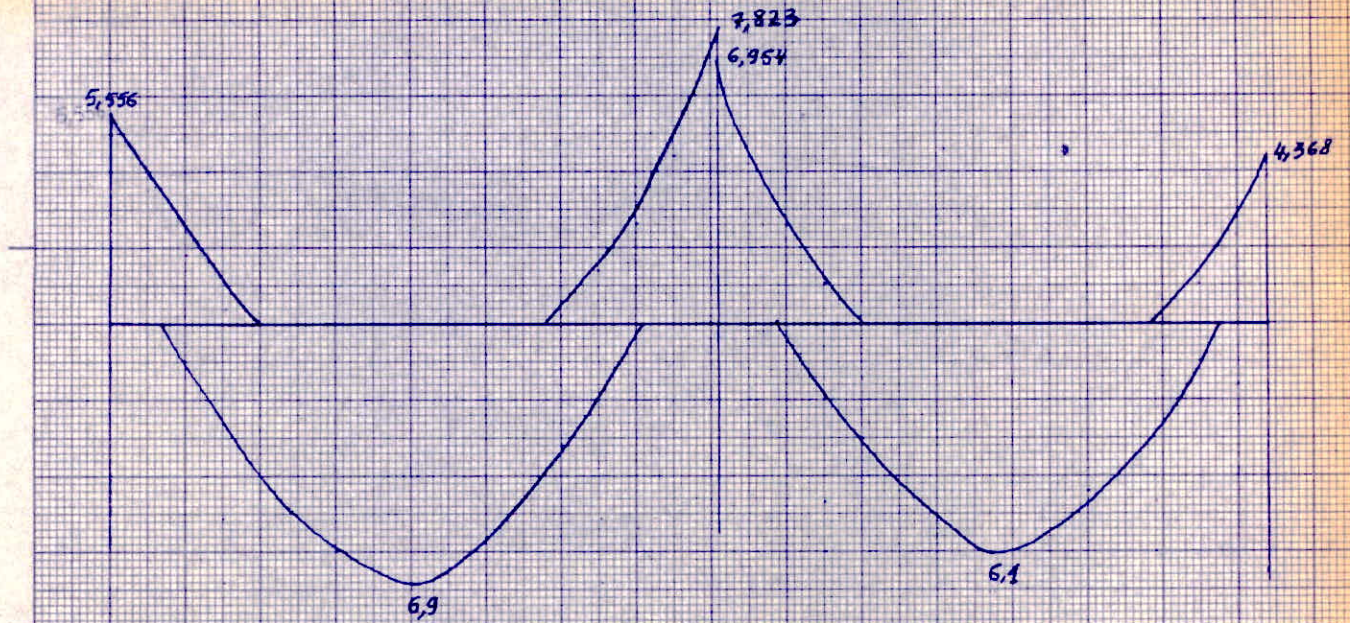


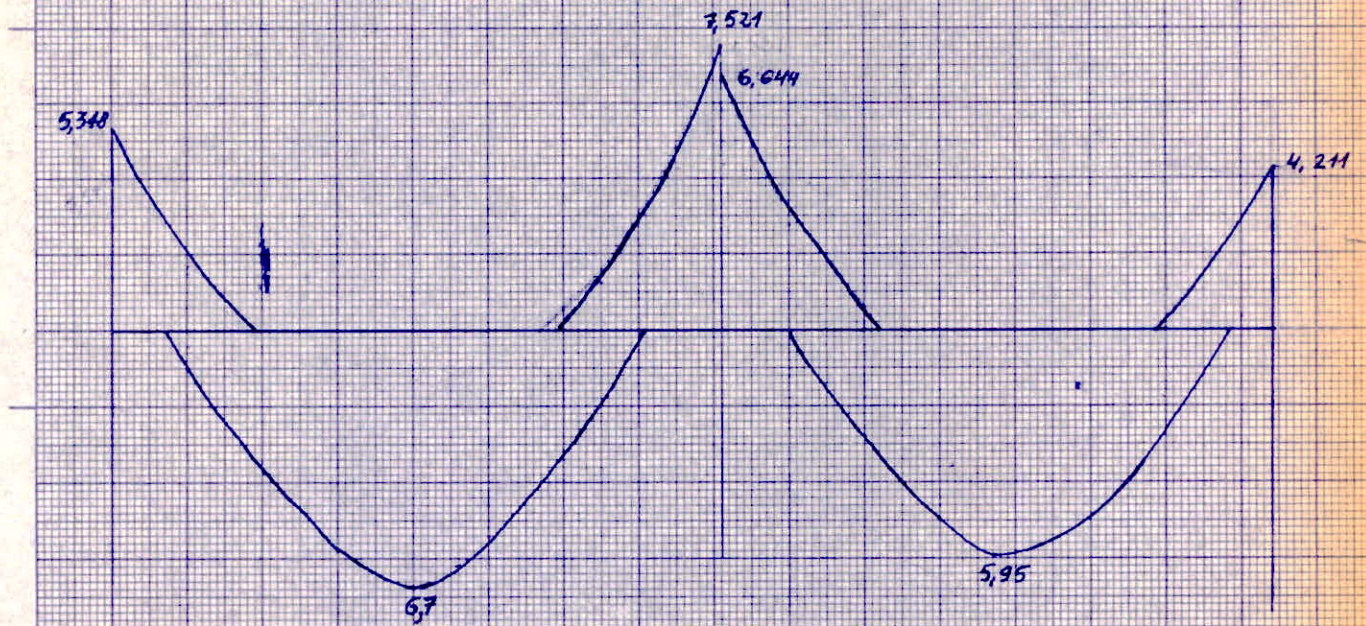
Diagramme des Moments obtenus par CAQUOT

ECHELLE \uparrow 1t, m \rightarrow 1m (pour tous les niveaux)

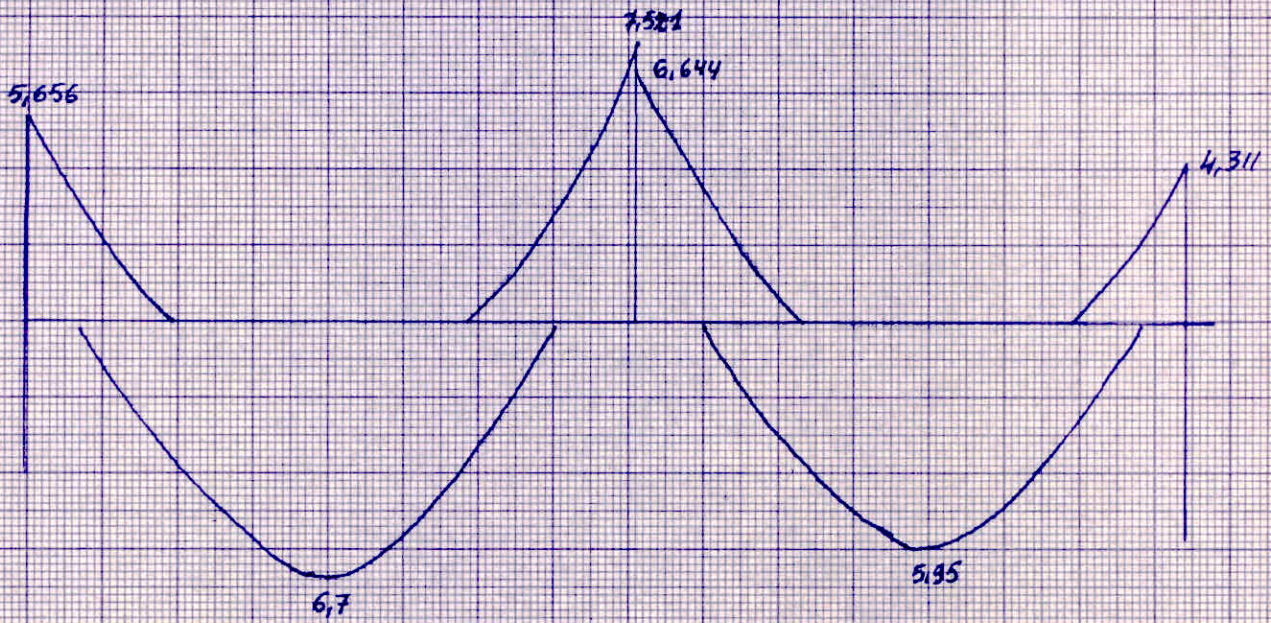
niveau 4



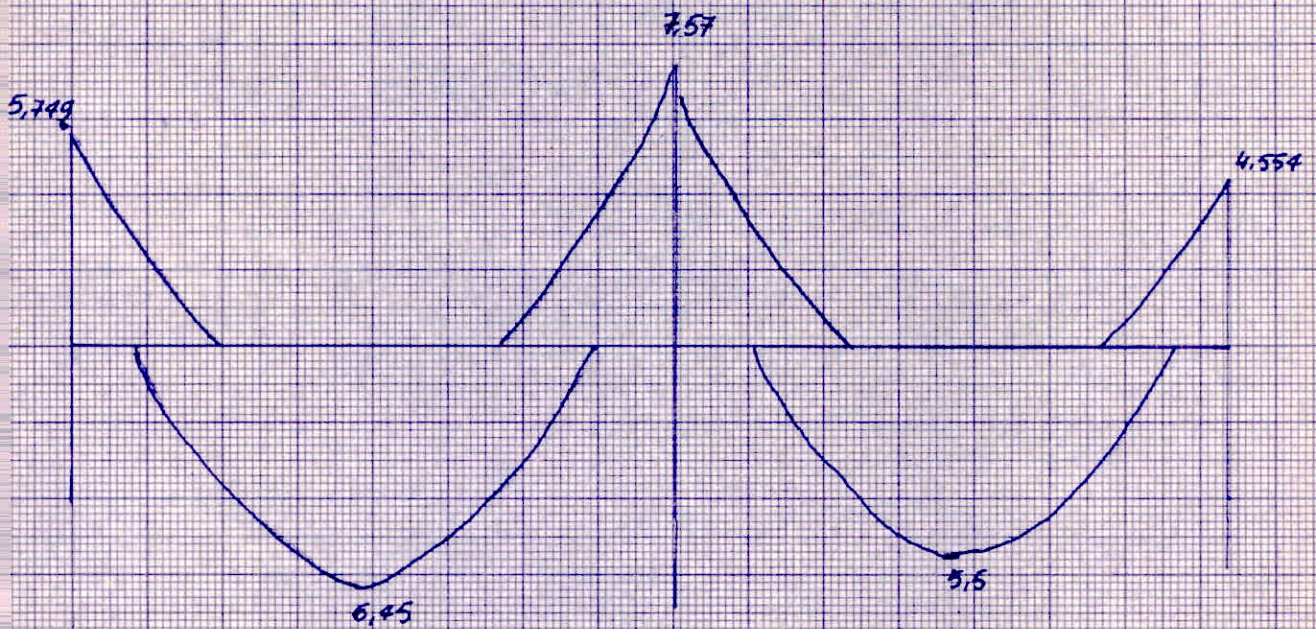
Niveau 3



Niveau 2

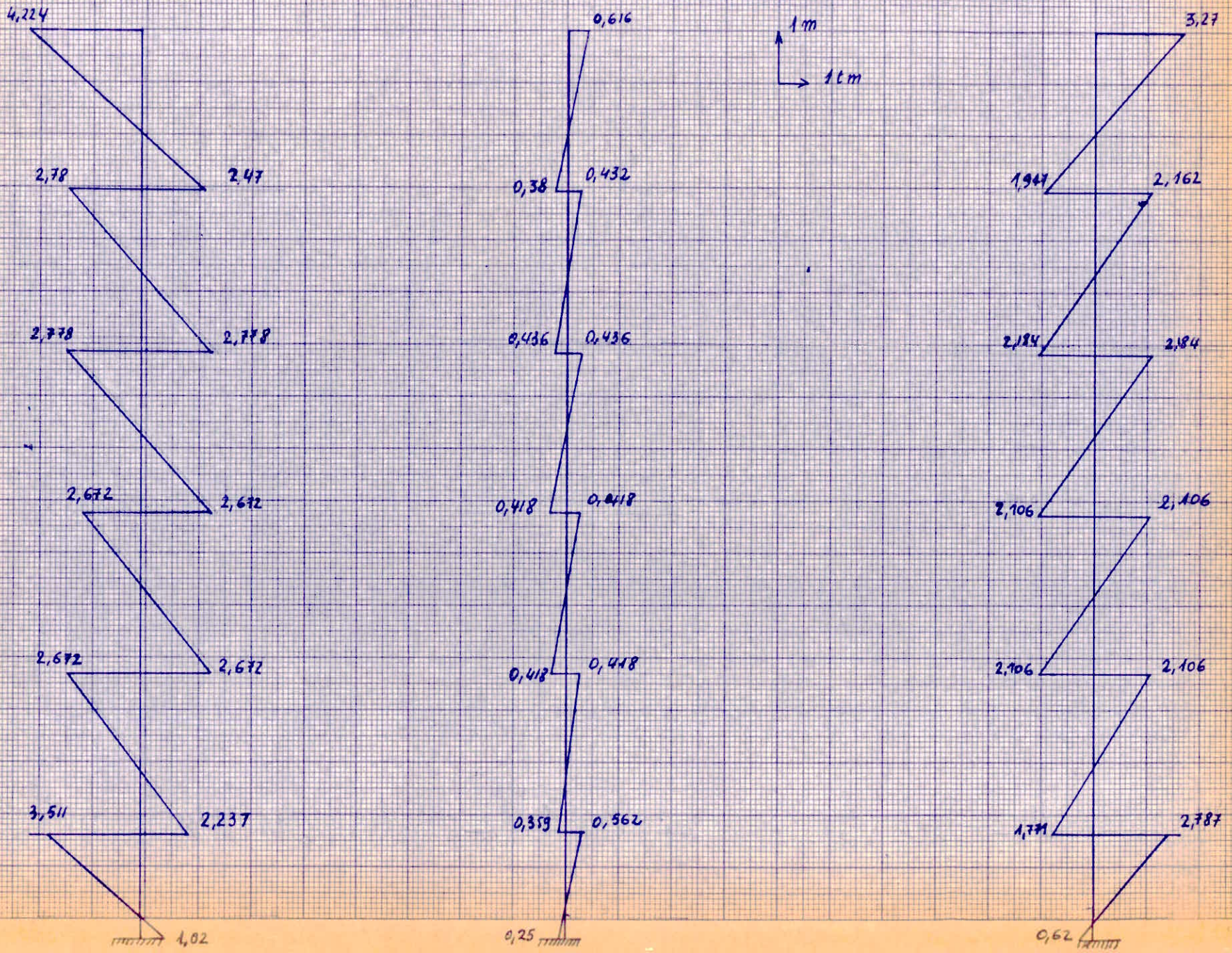


Niveau 1



Diagrammes des Moments obtenus dans les poteaux par CAQUOT

-99-



* Efforts tranchants:

les efforts tranchants aux nœuds des poutres ont été obtenus en faisant état des moments de continuité déterminés par la méthode de CAQUOT.

$$T = T_0 + \frac{M_w - M_c}{L}$$

ou :

T_0 : effort tranchant isostatique (sous $G+1,2P$)
 L : portée libre de la poutre.

Remarque : par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux (Annexe CCBA 68 A15).

Niv	T (sous G) (t)				T (sous 1,2P) (t)				T (sous G+1,2P) (t)			
	T_{1d}	T_{2g}	T_{2d}	T_{3g}	T_{1d}	T_{2g}	T_{2d}	T_{3g}	T_{1d}	T_{2g}	T_{2d}	T_{3g}
VI	5,882	6,744	6,302	5,39	1,83	2,252	2,068	1,712	7,712	8,996	8,37	7,102
V	5,687	6,239	5,867	5,175	1,808	2,184	2,01	1,77	7,585	8,423	7,877	6,945
IV	6,031	6,595	6,196	5,496	1,903	2,175	2,057	1,723	7,934	8,77	8,253	7,219
III	5,732	6,194	5,841	5,202	1,903	2,175	2,057	1,723	7,635	8,369	7,898	6,925
II	5,732	6,194	5,841	5,202	1,903	2,175	2,057	1,723	7,635	8,369	7,898	6,925
I	5,775	6,151	5,759	5,784	1,944	2,139	2,011	1,769	7,719	8,29	7,77	7,053

* EFFORTS NORMAUX: DE COMPRESSION.

Les efforts normaux de compression dus aux charges verticales sollicitant les poteaux sont évalués en tenant compte de la dégression des surcharges, et les majorations prévues par CCBA 68 Art 53,11

Dégression des surcharges:

terrasse: S_0
 étage V: S
 étage IV: $0,95$
 étage III: $0,85$
 étage II: $0,75$
 étage I: $0,65$.

majorations:

15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

		N (tonnes).					
		VI	V	IV	III	II	I
poteaux	1'	11,2	22,6	34,2	45,2	55,95	66,1
	2'	20,4	39,6	59,8	78,5	96,8	115
	3'	10,30	20,85	31	41,15	51,15	60,95

Remarque: par simplification, on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux produits dans les poutres (Annexe 15 CCBA 68).

① FERRAILLAGE DES POTEAUX

① Armatures longitudinales

Sollicitations :

- moment de flexions obtenus à partir de la méthode de M. Caquot ($M_{net} M_s$)
- efforts normaux de compression déterminés par descente de charge

Pour parer aux erreurs dans l'exécution, il est prudent d'armer les poteaux symétriquement ($A = A'$)

Méthode de Calcul :

les sections de poteaux étant soumises à la flexion composée on mènera les calculs par méthode approchée de P. CHARON aux moyens d'abaques; selon que la section est soit:

- partiellement comprimée
- entièrement comprimée

a) Section partiellement comprimée

e_0 : point d'application de l'effort de compression
 e : limite ou noyau central

$e_0 > e \Rightarrow$ section partiellement comprimée

Pour une section donnée : on aura

M_a^t : moment des forces extérieures situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues

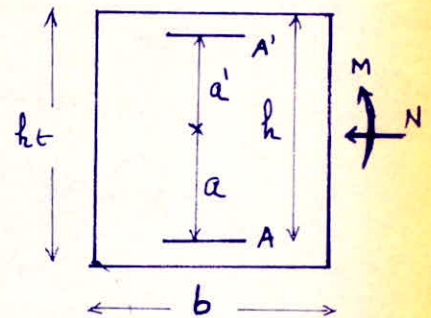
M_a^c : M_a^c moment des mêmes forces par rapport aux armatures comprimées

$$\text{Soit } M_a^t = M + N a \\ M_a^c = M - N a'$$

avec N positif (effort de compression)
puis on détermine

$$\mu_1 = \frac{m M_a^t}{\sigma_a b h^2} ; \mu_2 = \frac{m M_a^c}{\sigma_a b h^2}$$

au moyen d'abaques relatifs aux aciers on tire



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{\bar{w}} = \bar{w}' \Rightarrow A = A' = \frac{\bar{w} b h^2}{100} \end{array} \right.$$

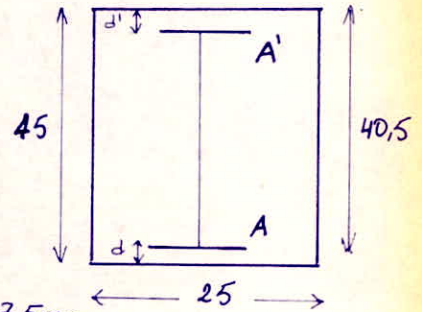
$$\text{Si } k > k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow A = \frac{\bar{w} b h_c}{100} = A'$$

Si $k < k_0 \Rightarrow$ on calcul μ'_1 et μ'_2 (relatif à l'abaque du béton)

$$\mu'_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b b h^2} \xrightarrow{\text{abaque}} \tilde{w} = \tilde{w}' \Rightarrow A = A' = \frac{\tilde{w} b h^2}{100}$$

$$\mu'_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b b h^2}$$

$$d = d' = 45$$



Applications numériques :

poteau de rive (1) NIV. VI

$$\delta = \delta' = 0,10$$

$$\text{on a : } \begin{matrix} M = 4,22 \text{ t.m} \\ N = 11,2 \text{ t} \end{matrix} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 37,7 \text{ cm} > e = \frac{h_c}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

$e_0 > e \Rightarrow$ donc section partiellement comprimée

$$M_a^t = M + Na = 422400 + 11200 \times 18 = 624000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a^c = M - Na' = 422400 - 11200 \times 18 = 220800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_2 = \frac{15 \times 220800}{2800 \times 25 \times 40,5^2} = 0,02884$$

$$\mu_1 = \frac{15 \times 624000}{2800 \times 25 \times 40,5^2} = 0,0815$$

abaque ($\bar{\sigma}_a$)

$$k = 30,6$$

$$w = w' = 0,22$$

$$k_0 = \frac{2800}{137} = 20,4$$

$$k > k_0 \Rightarrow A = A' = \frac{15}{\eta} \frac{w b h_c^2}{100} = 0,22 \times \frac{25 \times 45,5^2}{100} = 8,475 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,6} = 91,5 \text{ kg/cm}^2$$

b) Section entièrement comprimée : expose de la méthode

en flexion composée (1^{er} Genre) $\delta' = \frac{d'}{h}$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right)$$

on calcule $\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b h_t^2}{N'}$ $\beta = 6 \frac{M G_B}{N' h_t^2}$

$M G_B$: moment de flexion par rapport au centre de gravité G_B ou béton seul

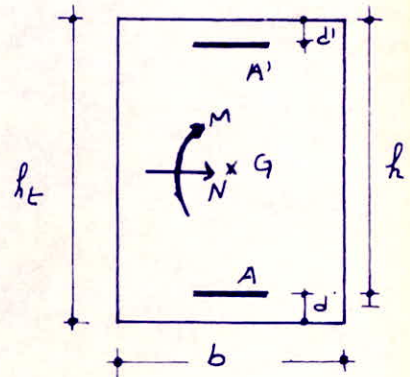
puis on détermine :

$$C = 0,27 (1 - 2\delta') \rho$$

$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 \quad E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$W' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C}$$

$$\Rightarrow A' = A = \frac{W' b h_t^2}{100}$$



Application numérique :

poteau de rive (1) NIV. III

$$\left. \begin{array}{l} M = 2,778 \text{ t.m} \\ N = 4,5200 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 6,15 < e = \frac{h_t}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

donc section entièrement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) = 68,5 \left(1 + \frac{2 \times 6,15}{45}\right) = 87,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta' = 0,1 = \frac{d'}{h}$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b h_t^2}{N'} = \frac{87,28 \times 25 \times 45^2}{45200} = 2,17 ; \quad \beta = 6 \frac{M G_B}{N' h_t^2} = 6 \frac{277800}{45200 \times 45} = 0,819$$

$$C = 0,27(1 - 2 \times \delta') \rho = 0,27(1 - 2 \times 0,1) 2,17 = 0,374$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 = 0,3(2,17 - 0,819) - 0,9(1 - 2,17)(1 - 2 \times 0,1)^2$$

$$D = 1,079$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = -(1 + 0,819 - 2,17) = 0,35 \rightarrow w' = w = 0$$

$$A = A' = 0$$

③ Pourcentage minimal d'armature : fixé par CCBA 68 Art 32,2

$$\omega_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

ou :

σ'_m : désigne la contrainte moyenne de compression de la section calculée sur la section du béton seul (sans tenir compte des armatures longitudinales.).

σ'_m est déterminé à partir du diagramme de Navier.

soit a et b dimensions de la section $b > a$.

$$\sigma'_m = \frac{N}{y \cdot a}$$

pour section entièrement comprimée : $y = h$.
 pour section partiellement comprimée : $y = h \frac{\sigma'_{b0}}{\sigma'_{b0} + \frac{\sigma'_g}{n}}$

σ'_{b0} : contrainte admissible du béton en compression simple.

θ_1 : coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge dans le cas d'un poteau support un planché mouturé ou non. Il prend les valeurs suivantes

poteau d'angle : $\theta_1 = 1,8$
 poteau de rive : $\theta_1 = 1,4$
 autres : $\theta_1 = 1$

θ_2 tient compte de la susceptibilité vis à vis du flambement.

$$\theta_2 = \frac{l_c}{4a - 2c}$$

c : enrobage des armatures.

l_c : longueur de flambement.

avec $l_c = 0,7h$ si le poteau est :

- soit encastré à un massif de fondation
- soit assemblés à des poutres ayant au moins la même raideur dans le sens considéré et le traversant de part en part

et

$l_c = 0,9h$ dans les autres cas

notre cas :

$$c = 2,5 \text{ cm}$$
$$l_c = 0,7R = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$
$$a = 25 \text{ cm}$$

$$\text{dmc } \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{2,142}{4 \times 0,25 - 2 \times 0,025} = 3,354$$

θ_3 : Coefficient qui tient compte de la nuance des aciers longitudinaux.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} \quad \text{Aciers } \phi \leq 20 \text{ Nuance } F_c E_{40A}$$

soit $\theta_3 = 1,52$ avec $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Exemple de calcul de ω_L

soit poteau de rive (1) Niv III

$$\omega_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\sigma_{50}'} \quad \text{avec } \theta_1 = 1,4$$
$$\theta_2 = 3,354$$
$$\theta_3 = 1,52$$
$$\sigma_{60}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$
$$N = 45,2 \text{ t}$$
$$M = 2,778 \text{ t.m} \quad \text{soit } e_0 = 6,15 \text{ cm} < e$$

section entièrement comprimée

$$\sigma_m' = \frac{N}{y \cdot a} = \frac{N}{R \cdot a}$$

$$\omega_L = \frac{AL_{\min}}{B} \quad \text{avec } B = R \cdot a \Rightarrow AL_{\min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{R \cdot a} \frac{1}{\sigma_{50}'}$$

$$\text{soit } AL_{\min} \geq 6,54 \text{ cm}^2$$

- nous regroupons tous les résultats obtenus à partir des méthodes exposées ci-dessus relatives à la détermination des armatures longitudinales dans les poteaux. (tableau suivant).
- Remarque: les dispositions des armatures longitudinales dans les poteaux seront choisies en fonction des efforts sollicitant les poteaux, et de la facilité et rapidité d'exécution

Armatures longitudinales des poteaux sous sollicitations Du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\delta = \delta' = 0,1$

NIV	Niveau	N(L)	M (t.m)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}_b$	M _a (t.m)	M _a ^C (t.m)	μ_1	μ_2	ρ	β	C	D	E	w%	A=A'	$\bar{\sigma}'_b$	A _{min}	Dispositions
VI	1	11,2	4,224	37,7	137	6,24	2,208	0,0815	0,0288						0,22	2,22	31,5	3,83	3T12 + 2T12 + 3T12
	2	20,4	0,616	3	76,72					4,7	0,362	0,812	3,43	3,33	<0	0	76,72	2,109	2T12 + 2T12 + 2T12
	3	10,3	3,27	31,7	137	5,24	1,416	0,0669	0,018						0,12	2,7	82,35	3,53	3T12 + 2T12 + 3T12
V	1	22,6	2,78	12,3	137	6,848	-1,288	0,089	-0,016						<0	0	105	7,73	3T14 + 2T12 + 3T14
	2	39,9	0,436	1	71,24					2,23	0,13	0,385	1,37	1,1	<0	0	71,24	4,128	2T14 + 2T12 + 2T14
	3	20,85	2,184	10,47	137	5,937	-1,569	0,077	-0,02						<0	0	96,55	7,13	3T14 + 2T12 + 3T14
IV	1	34,2	2,78	8,13	137	8,936	-3,376	0,116	-0,044						<0	0	120	11,7	3T16 + 2T14 + 3T16
	2	59,8	0,436	0,7	70,4					1,47	0,087	0,254	0,684	0,38	<0	0	70,4	6,18	2T16 + 2T16 + 2T16
	3	31	2,184	7	89,8					3,75	0,333	0,56	1,99	0,26	<0	0	89,8	4,485	3T16 + 2T14 + 3T16
III	1	45,2	2,778	6,15	87,22					2,17	0,819	0,374	1,079	0,35	<0	0	87,22	6,54	3T16 + 2T14 + 3T16
	2	78,5	0,436	0,55	70					1,1	0,066	0,19	0,367	0,34	<0	0	70	8,12	2T20 + 2T16 + 2T20
	3	41,15	2,106	5,1	84					2,29	0,683	0,396	1,225	0,607	<0	0	84	5,95	3T16 + 2T14 + 3T16
II	1	55,95	2,674	4,78	83					1,667	0,637	0,288	0,693	0,03	<0	0	83	8,1	3T16 + 2T14 + 3T16
	2	96,8	0,418	0,43	69,67					0,89	0,0518	0,155	0,1887	-0,16	0,57	12,5	69,67	10	4T20 + 2T20 + 4T20
	3	51,15	2,106	4,1	81					1,78	0,55	0,3	0,82	0,23	<0	0	81	7,4	3T16 + 2T14 + 3T16
I	1	66,1	3,511	5,31	84,666					1,44	0,708	0,248	0,473	-0,268	0,477	5,14	84,666	9,56	3T20 + 2T14 + 3T20
	2	115	0,362	0,48	69,8					0,75	0,058	0,131	0,071	-0,299	1,26	15,75	69,8	11,9	4T20 + 6T16 + 4T20
	3	60,95	2,187	4,57	82,41					1,5711	0,609	0,265	0,72	-0,20	1,17	0,11	0,21	0,21	3T20 + 2T14 + 3T20

ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.

Les armatures transversales sont destinées à :

- s'opposer au flambage des armatures longitudinales
- positionner les armatures longitudinales

La détermination des efforts sollicitant le poteau II-II (poteau transversal) faite à partir de la méthode de M. CAQUOT nous permet de négliger les efforts tranchants produits dans les poteaux (Annexe 15 CCBA 68).

De ce fait les différents espacements des armatures transversales seront calculés dans l'hypothèse de la compression simple.

on adoptera comme armatures transversales : $\phi 6$ Nuance Fc Er2.

* Espacements :

Zone courante

$$t = \min(t_1, t_2) \quad \text{avec} \quad t_1 = (100\phi_t - 15\phi l_{\max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)$$

$$t_2 = 15\phi \left(\min\left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)\right)$$

ou :

ϕ_t : diamètre nominal des aciers transversaux ($\phi_t = 6 \text{ mm}$)

σ'_b : contrainte de compression produit dans le béton

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte de compression admissible du béton ($68,5 \text{ kg/cm}^2$)

La distance entre 2 cours successifs ne doit pas dépasser 15 fois le diamètre nominal le plus faible des armatures longitudinales ($t \leq 15\phi_{\min}$)
d'après l'Art. 32.41 CCBA 68.

Zone de recouvrements :

les longueurs minimales de recouvrements des armatures longitudinales sont dans les cas égales à 6/10 de leurs longueurs de développement droit (Art. 32.44 CCBA 68).
cependant vu la vérification des poteaux (Armatures) aux sollicitations du 2^{em} ordre dans le sens longitudinal, les règles P.S 69 recommandent de prendre comme longueurs de recouvrements 50 fois le diamètre nominal (pour les aciers H.A dans cette zone le nombre de cours d'armatures transversales est donné par :

$$v \geq 3$$

$$v \geq 0,4 \frac{\phi l_{\max}^2}{\phi^2 t} \times \frac{\sigma'_{ent}}{\sigma'_{ent}} \quad (v / \text{ml}).$$

tableau récapitulatif.

Niveaux	Poteaux	t_1 (cm)	t_2 (cm)	$t_{\text{adapté}}$	V/mc
VI	1	42	18	18	5
	2	42	18	18	5
	3	42	18	18	5
V	1	39	18	18	5
	2	39	18	18	5
	3	39	18	18	5
IV	1	36	21	20	6
	2	36	24	20	9
	3	36	21	20	6
III	1	36	21	20	6
	2	36	24	20	9
	3	36	21	20	6
II	1	36	21	20	6
	2	30	30	25	9
	3	36	21	20	6
I	1	30	21	20	9
	2	30	30	25	9
	3	30	21	20	9

(II) FERRAILLAGE DES POUTRES.

Les poutres sont soumises à la flexion simple, car par simplification on ne fait pas état de ces calculs des efforts moments produits dans les poutres (CCBA 68 Annexe 15).

La détermination des armatures se fera par méthode Charon (par tableau). on menera les calculs comme suit:

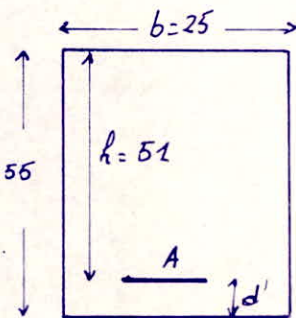
* Armatures en travers: soit niveau VI : poutre P₁

$$M_t = 7950 \text{ kg.m.}$$

on calcule $w = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 7950 \cdot 100}{1800 \times 25 \times 51^2} = 0,065$

on tire tableau $\epsilon = 0,895$ $b_t = 56$
 $k = 32,6$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon R} = \frac{795000}{2800 \times 0,895 \times 51} = 6,22 \text{ cm}^2$$



soit $A = 4766 = 8,04 \text{ cm}^2$

* Verification:

• contrainte beton $\sigma_s' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,6} = 85,88 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$

• fixation:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1+10\bar{w}_f} \quad \text{avec } \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0402$$

$$\sigma_1 = 4300 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 16$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6$$

• adhérence: $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\eta p z} = \frac{6744}{4 \times \frac{7}{8} \times 51 \times 3,14 \times 0,18}$

$$= 7,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi \bar{\sigma}_b = 17,17 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_d$$

• non fragilité:

$$\frac{A_{\min}}{b_0 R} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

soit $A_{\min} \geq 1,69 \text{ cm}^2$

• flecte : vérifié

* Armatures aux Appuis : mêmes calculs que pour les armatures en travée

Remarque : si la hauteur d'une poutre de passe 60 cm ; le béton situé au dessus de la zone d'enrobage des armatures principales est soumis à divers efforts de cisaillement et de traction, ce qui a pour résultat de provoquer la concentration des fissures.

La hauteur des poutres étant proche de cette limite (55 cm) il est prudent de prévoir une armature longitudinale de petit diamètre sur chacune des 2 faces (soit 2T8).

Les résultats obtenus sont groupés dans les tableaux suivants

ARMATURES ENTRAVÉE : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 7800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $A_{\text{min}} \geq 1,09 \text{ cm}^2$

Niveaux	Poutres	M (t.m)	ν	ϵ	f_c	σ_b	A (cm ²) calculé	A (cm ²) adopté	Disposition
VI	P ₁	7,95	0,065	0,895	32,6	85,88	6,22	8,04	4T16
	P ₂	6,9	0,0568	0,9008	35,4	79	5,364	8,04	4T16
V	P ₁	6,6	0,0543	0,9027	36,4	76,92	5,12	8,04	4T16
	P ₂	5,9	0,0486	0,9071	38,8	72,16	4,56	8,04	4T16
IV	P ₁	6,9	0,0568	0,9008	35,4	79	5,364	8,04	4T16
	P ₂	6,1	0,0502	0,9060	38,2	73,23	4,72	8,04	4T16
III	P ₁	6,7	0,0551	0,9020	36	77,78	5,2	8,04	4T16
	P ₂	5,95	0,049	0,9067	38,6	72,58	4,6	8,04	4T16
II	P ₁	6,7	0,0551	0,9020	36	77,78	5,2	8,04	4T16
	P ₂	5,95	0,049	0,9067	38,6	72,53	4,6	8,04	4T16
I	P ₁	6,45	0,0531	0,9035	36,8	76	5	8,04	4T16
	P ₂	5,5	0,0453	0,9101	30,6	68,9	4,23	8,04	4T16

ARMATURES LONGITUDINALES DE TRACTION AUX APPUIS :

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

NIV	Appuis	M(t.m)	ν	ϵ	ρ	$\sigma'_b (\text{kg/cm}^2)$	A (cm ²) calculée	A (cm ²) adoptée	Disposition
VI	1	4,224	0,0347	0,9201	47,6	58,8	3,2	6,15	4T14
	2	7,69	0,0633	0,8966	33,1	84,6	6	8,04	4T16
	3	3,27	0,0269	0,9286	55	50,9	2,46	6,15	4T14
V	1	5,254	0,0432	0,912	41,8	67	4,03	6,15	4T14
	2	7,516	0,0432	0,8969	33,5	83,58	5,87	8,04	4T16
	3	4,108	0,0338	0,9209	48,2	58	3,12	6,15	4T14
IV	1	5,536	0,0456	0,9098	40,4	69,3	4,26	6,15	4T14
	2	7,823	0,0644	0,8952	32,7	85,63	6,12	8,04	4T16
	3	4,368	0,0359	0,9188	46,6	60	3,3	6,15	4T14
III	1	5,348	0,0449	0,9111	41,2	67,96	4,11	6,15	4T14
	2	7,521	0,0619	0,8969	33,5	83,58	5,87	8,04	4T16
	3	4,24	0,0346	0,9201	47,6	58,8	3,2	6,15	4T14
II	1	5,348	0,0449	0,9111	41,2	67,96	4,11	6,15	4T14
	2	7,521	0,0619	0,8969	33,5	83,58	5,87	8,04	4T16
	3	4,211	0,0346	0,9201	47,6	58,8	3,2	6,15	4T14
I	1	5,749	0,0473	0,9081	39,4	71	4,44	6,15	4T14
	2	7,57	0,0623	0,8967	33,4	83,83	5,92	8,04	4T16
	3	4,554	0,0375	0,9172	45,4	61,67	3,48	6,15	4T14

ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES.

L'utilisation des armatures d'âmes droites constituées de cadres et étriers noués à l'axe longitudinal de la poutre est imposée par les 2 conditions suivantes:

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit avoir $\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_{b0} = \bar{\sigma}_b$

si $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit avoir $\bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b$

ou :

- $\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible du béton en compression simple
- $\bar{\sigma}_b$: contrainte de cisaillement dans le béton ($\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z}$)
- σ'_b : contrainte de flexion dans le béton
- $\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence.

Comme armatures transversales, on utilisera des cadres et étriers

$\phi 6$ nuance FeE22 avec $\sigma_{eH} = 2200$ kg/cm²

Le calcul des espacements se fera comme suit:

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec : } A_t : \text{section d'un cours des armatures transversales.}$$

$\bar{\sigma}_{at}$: contrainte de traction admissible des armatures transversales.

T : Effort tranchant produit au vu de la poutre

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{eH} \quad \text{avec } f_a = \max\left(\frac{1}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b}\right)$$

car les sections ne craquent pas de reprises de bétonnage (CCBA 68, Art. 25-11)

$$\bar{E} = k \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b}\right) \quad \text{avec borne inférieure } \bar{E} = 0,2 R.$$

toutes les poutres étant soumises à des efforts tranchants légèrement différents, on calculera les armatures transversales pour l'effort tranchant max

$$\text{soit } T_{\max} = 8,996 t.$$

$$\text{avec } \sigma'_b \text{ correspondante} = 85,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{8996}{26 \times 51 \times \frac{7}{8}} = 8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{emploi d'armatures transversales droites}$$

calcul des espacements:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{en} &= \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{8}{0 \times 5,9}\right) \sigma_{en} \\ &= \max(0,67; 0,85) \times 2200 = 1870 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

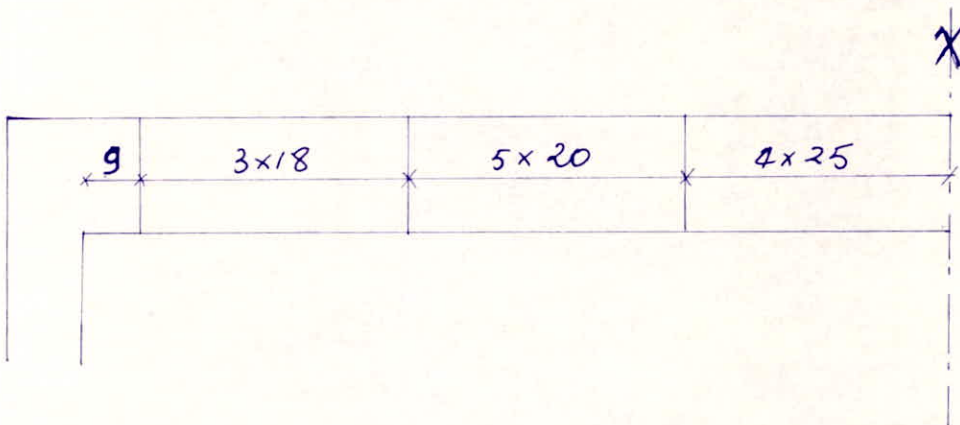
$$\text{soit } t_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} s}{T} = \frac{2,01 \times 1870 \times \frac{7}{8} \times 51}{8996} = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 51 \left(1 - 0,3 \frac{8}{5,9}\right) = 30 \text{ cm}.$$

$\frac{l}{2} \approx 3$ on opte pour les espacements suivants:

$$t'_{1/2} = 9 \text{ cm}$$

puis $3 \times 18 + 5 \times 20 + 4 \times 25$ jusqu'à la mi-patée.



CALCUL DES REFENDS

ETUDE AU SEÏSME

Notre construction étant sujette au séisme (lieu d'implantation: ALGER) sera conçue pour résister à d'éventuelles secousses telluriques.

Effets du séisme.

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur g ($9,8 \text{ m/s}^2$) de la gravité.

Les effets qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale.

Dans un but de simplification les règles admettent qu'en ce qui concerne les effets des forces horizontales, les calculs soient effectués dans deux directions rectangulaires considérées successivement.

En fait quelque soit sa situation, une construction est toujours sollicitée simultanément dans les deux directions.

Recommandations P. 5 69.

- les ouvrages doivent être aussi simples et de forme aussi régulières que possible.
- En plan les bâtiments doivent avoir une forme aussi symétrique que possible. (toute dissymétrie importante se traduit par une simplification des sollicitations de torsion susceptible de se produire.
- Éviter les unités structurales mal équilibrées en hauteur, c'est à dire à briser au maximum le centre de gravité de la construction.
- les joints doivent être plans et francs (il est interdit d'appuyer les éléments faisant partie d'un bloc sur le bloc voisin).
- les emplacements de fondations ont une incidence très sensible sur la tenue des ouvrages en cas de séisme; pour cela, les fondations doivent être convenablement chaînées et ancrées dans le sol résistant suivant le mode de construction utilisé afin d'éviter les déplacements relatifs horizontaux.

- éviter les contreventements dissymétriques
- éviter les porte à faux importants en raison des dissymétries qu'ils engendrent.
- Assurer l'isostaticité de l'ensemble par des contreventements soignés dans tous les sens.

* Recommandations Relatives au ferrailage.

- dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres.
- l'écartement des armatures transversales doivent être au plus égaux à la hauteur utile h des pièces.
- les crochets sont interdits aux extrémités et aux recouvrements des armatures longitudinales dans les poteaux.

CALCUL AU SEÏSME.

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des séismes des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictives dont les effets sont quasi-équivalents à ceux de l'action sismique.

Les systèmes fictifs se composent:

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SH)
- d'un système de forces élémentaires verticales (SV)
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (ST).

① Hypothèse de calcul.

Notre construction comportant des planchers en finitiment rigides, on mènera les calculs en appliquant les forces sismiques horizontales au niveau de chaque plancher; Et dans l'évaluation des charges soumise à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré.

La hauteur de notre bâtiment n'étant pas trop importante la composante verticale ne sera prise en considération.

Donc le calcul sera même uniquement pour les 2 composantes horizontales.

② CHOIX Des systèmes de contreventement.

* SENS-TRANSVERSAL:

. les refends en béton armé formant un ensemble rigide assureront la résistance aux effets du séisme.

. les refends en maçonnerie ne pourront être pris en considération car ils présentent des panneaux dont la dimension entre chaînages parallèles $L_{max} = 5,85m > 5m$
d'après P.S. 69 $L = 5m$ dimension à ne pas dépasser.

. le portique transversal: portique II-II sera dimensionné uniquement sous les sollicitations du 1^{er} genre

* SENS LONGITUDINAL:

Dans cette direction la résistance sera assurée par un contreventement mixte: - MURS DE REFENDS EN BÉTON ARMÉ

- PORTIQUE LONGITUDINAL: I-I

Remarque : les Refends seront dimensionnés selon que :

- tous les planchers sont surchargés : sollicitations du 2^{ème} genre
- aucun plancher n'est surchargé : sollicitations du premier genre.

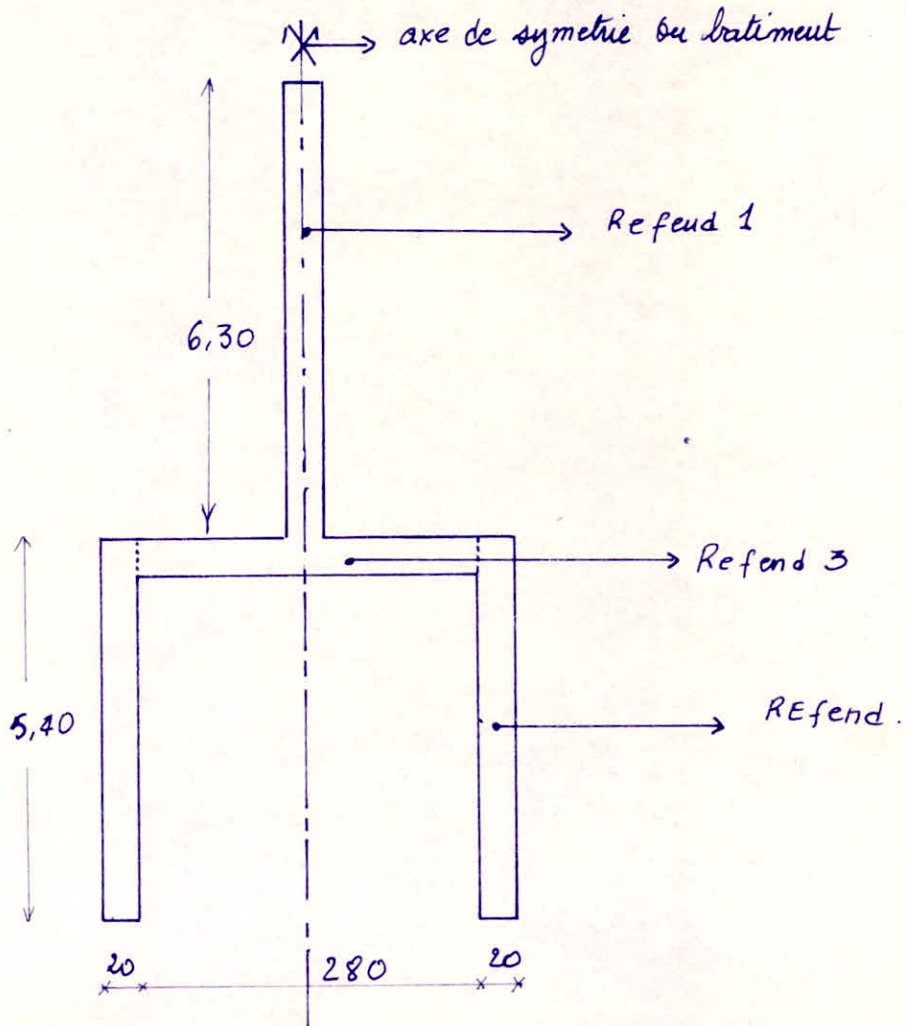
I- CALCUL SISMIQUE DANS LA DIRECTION TRANSVERSALE.

① hypothèse de calcul :

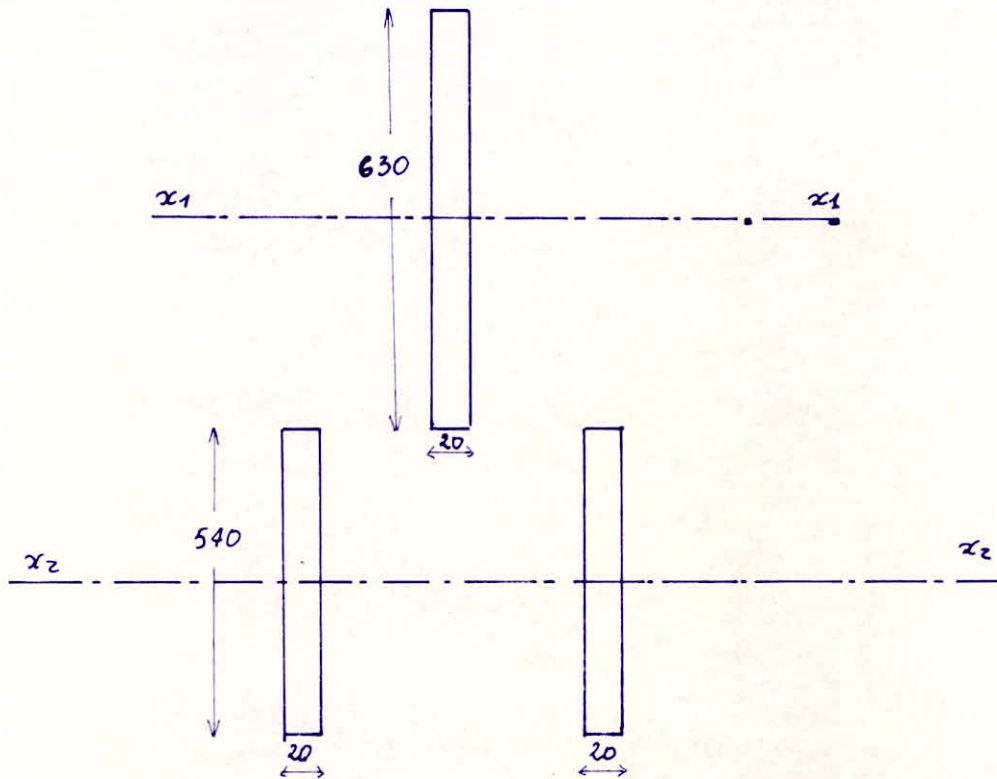
les refoulements étant suffisant, les refends sont assimilés à des consoles soumises aux effets du séisme. on en déduit le moment flechissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

Aux efforts ainsi déterminés on a ajouté ensuite les compressions dues aux charges verticales, et la stabilité de l'ensemble est assurée à la condition suivante :

- la contrainte la plus élevée n'exède pas la limite permise
 les forces horizontales reprises par chaque refend sont proportionnelles à leurs rigidités par rapport à leur axe de symétrie respectifs.



la rigidité du refend (3) est négligeable relativement à celles des refends (1) et (2), on se ramène au schéma de calcul suivant.



② sollicitations :

charges (G) et surcharges d'exploitations (P) non pondérées

Niveau VI : plancher terrasse.

Niveau IV : plancher terrasse sous réserve de fonctionnalité comme plancher courant

Niveau I - II - III - V : planchers courant + R.D.C.

Les poids des charges et surcharges reviennent à chaque plancher sont regroupés dans le tableau suivant.

NIV	designation	charge / unite de mesure	charge totale (kg)	surcharge kg/m ²	surcharge totale (kg)
VI	plancher	564 kg/m ²	142692	175	44142
	poutres transversales	240 kg/ml	19344		
	1/2 poteaux interieurs	313 kg/ml	7874		
	1/2 poteaux exterieurs	782 kg/ml	5178		
	acrotre	250 kg/ml	17000		
	1/2 mur	192 kg/ml	14280		
	1/2 cloison	75 kg/m ²	8079		
	poutres longi	180 kg/ml	12400		
	1/2 refend	10587,5 kg/ml	16200		
	1/2 escalier	/	4497		
	buanderie	/	44970	100	2880
	Σ		287528		49210
IV	plancher	564 kg/m ²	142692	175	44142
	poutres transversales	240 kg/ml	19344		
	poteaux interieurs	313 kg/ml	5747		
	poteaux exterieurs	782 kg/ml	10355		
	murs	420 kg/ml	78560		
	cloisons	75 kg/m ²	16158		
	poutres longi	180 kg/ml	12400		
	Refends	10587,5 kg/ml	32400		
	escalier	/	8994		
		Σ		276650	
V	plancher	518 kg/m ²	131852	175	44142
	poutre trans.	240 kg/ml	19344		
	poteaux int.	313 kg/ml	5747		
	poteaux ext.	782 kg/ml	10355		
	murs	420 kg/ml	78560		
	cloisons	75 kg/m ²	16158		
	Refends	10587,5 kg/ml	32400		
	escalier	/	8994	400	7376
III	poutres longi	180 kg/ml	12400		
II					
I					
	Σ		265810		51518

* Definitions des coefficients sismiques relatifs aux 2 Directions horizontales

$$S(x, y) = \alpha \beta \gamma \delta$$

ou $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ representent des coefficients sans dimensions denomés respectivement:

- α : Coefficient d'intensité: il depend de l'intensité nominale en pour laquelle est demandée la protection de la construction (lieu d'implantation ALGER, l'intensité nominale en est prise égale à 8 donc $\alpha = 1$).
 $\alpha = 1$: réputé assurer la protection nominale des constructions contre les secousses sismiques d'intensité 8, prise comme intensité de reference.
- β : Coefficient de reprise: il caracterise l'impédance de la reprise de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de reference il depend:
 - a- de la periode T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée, le systeme de contreventement étant constitué de refends en beton, d'ou d'après P.S. 68.

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx+H}}$$

ou:

H : represente la hauteur du batiment
 Lx : la dimension transversal du batiment entre murs de façades.

- b- du degré d'amortissement de l'ouvrage
 Amortissement normal pour un batiment d'habitation

$$\text{Soit } \beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,05 \leq \beta \leq 0,1$$

- δ : Coefficient de distribution

Ce coefficient depend de la structure, et caracterise à l'interieur de celle-ci le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

pour des bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, δ peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base

Si l'on désigne par n le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher du rang r est :

$$\delta_r = \frac{3r}{2n+1}$$

- coefficient de fondation S : indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.
pour un terrain de consistance moyenne $S = 1,15$

③ calcul du coefficient sismique

* l'intensité nominale $I_n = 8$ soit $\alpha = 1$.

* terrain de consistance moyenne : $S = 1,15$

* calcul de β :

$$\text{ma } T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx+H}} \quad \text{avec } H = 17,3 \text{ m} \\ Lx = 11,80 \text{ m}$$

$$T = 0,08 \frac{17,3}{\sqrt{11,8}} \sqrt{\frac{17,3}{11,8+17,3}} = 0,318$$

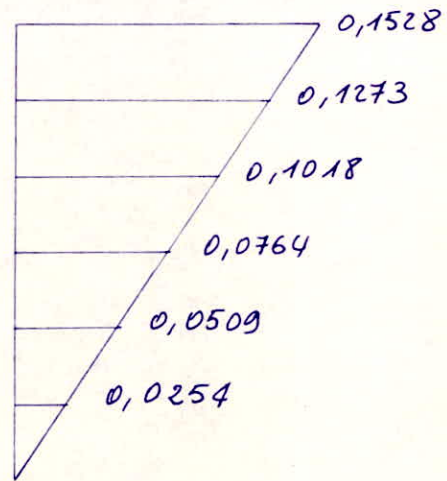
$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,31}} = 0,096 \quad (0,05 < \beta < 0,1)$$

α , β , δ fixés, le coefficient sismique σ_x dans la direction transversale varie uniquement en fonction du coefficient de distribution δ_r

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \alpha \beta \delta \delta_r \\ &= 1 \times 0,096 \times 1,15 \delta_r \\ &= 0,1104 \delta_r \end{aligned}$$

répartition triangulaire du coefficient sismique σ_x .

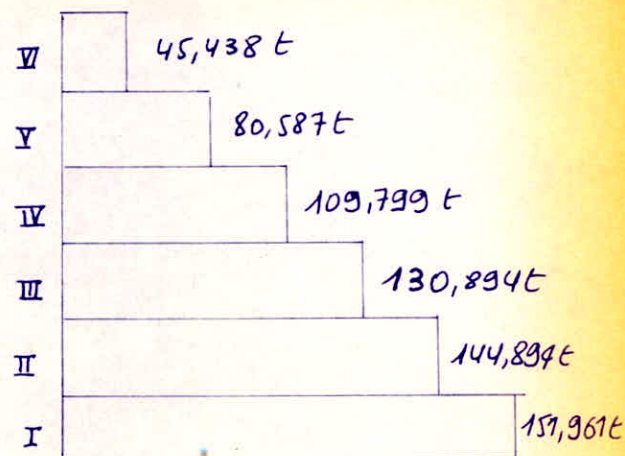
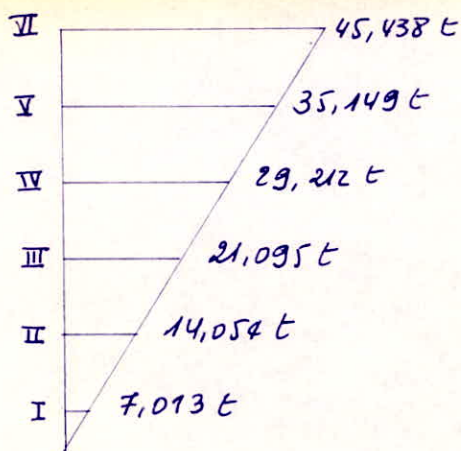
NIVEAU	$\gamma(z)$	σ_x
VI	1,3846	0,1528
V	1,1538	0,1273
IV	0,923	0,1018
III	0,6923	0,0764
II	0,4615	0,0509
I	0,2307	0,0254



④ CALCUL DES FORCES SISMISTIQUES REVENANT A CHAQUE NIVEAU.

$$F_x = W \sigma_x \quad \text{avec } W = G + P/5 \quad (\text{masse soumise à l'action sismique}).$$

NIVEAU	G (tonnes)	$P/5$ (t)	W (t)	σ_x	F_x
VI	287,528	9,842	297,37	0,1528	45,438
V	265,81	10,303	276,114	0,1273	35,149
IV	276,65	10,303	286,954	0,1018	29,212
III	265,81	10,303	276,114	0,0764	21,095
II	265,81	10,303	276,114	0,0509	14,054
I	265,81	10,303	276,114	0,0254	7,013



⑤ CALCUL DES EFFORTS:

les forces sismiques obtenues à chaque Niveau se répartissent aux refends ① et ② proportionnellement à leurs rigidités

calculons les forces revenant à chaque refend.

Inertie du refend ① $I_1 = \frac{20 \times 630^3}{12} = 4,168 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

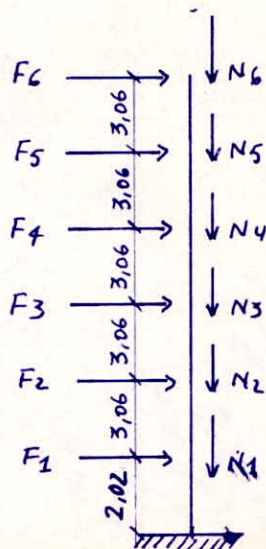
Inertie du refend ② $I_2 = \frac{20 \times 540^3}{12} = 2,62 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

soit $I_t = I_1 + 2I_2 = 9,408 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

on aura $F_{R1} = F_t \frac{I_1}{I_t}$

$F_{R2} = F_t \frac{I_2}{I_t}$

schéma statique:



une poutre encastrée dans un massif de fondation, soumise à la flexion courbée.

Les efforts obtenus sont groupés dans le tableau suivant.

NIV	Relevé	$F_i (t)$	$T (t)$	$N_{(t)} (G+P)$	$M (t.m)$
VI	R1	20,129	20,129	35,395	±60,387
	R2	12,631	12,631	24,738	±38,651
V	R1	15,517	35,646	63,371	±167,325
	R2	9,771	22,402	46,237	±107,205
IV	R1	12,94.	48,085	92,3	±311,583
	R2	8,121	30,523	67,999	±200,608
III	R1	9,345	57,431	120,276	±483,876
	R2	5,864	36,387	89,498	±303,096
II	R1	6,226	63,657	148,252	±674,247
	R2	3,907	40,294	110,997	±432,913
I	R1	3,107	66,764	176,172	±814,408
	R2	1,248	42,242	132,496	±516,473.

⑥ DETERMINATION DES ARMATURES.

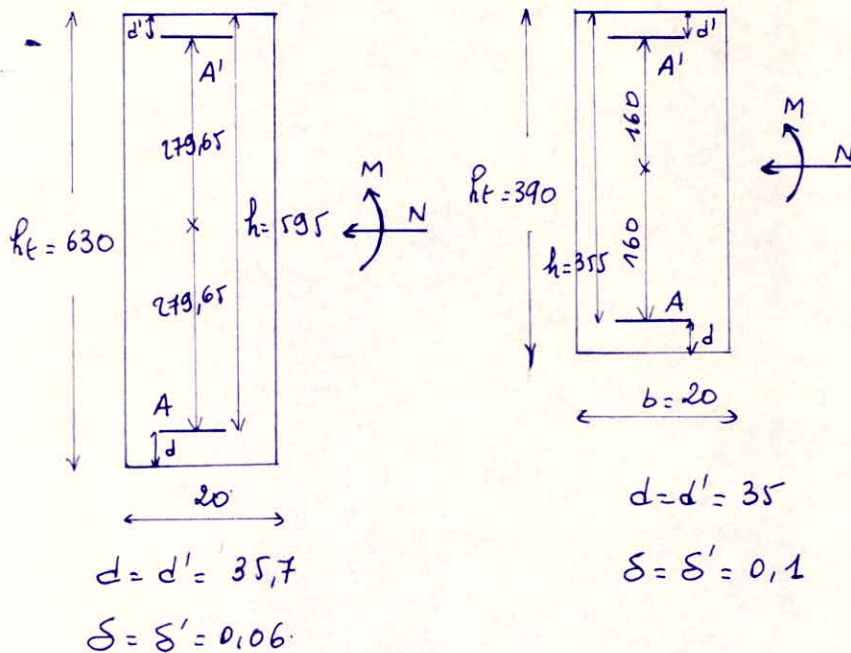
Sous l'action des forces sismiques horizontales et des efforts normaux de compression appliqués à chaque Niveau, les poteaux seront soumis à la flexion composée.

La détermination des armatures sera faite à l'aide des méthodes approchées de P. CHARON déjà exposées lors du calcul des armatures du poteau transversal.

Les armatures seront déterminées pour chaque Niveau, selon que la section est :

- soit partiellement comprimée
- soit partiellement tendue.

Sections croisées :



Les résultats obtenus sont groupés dans les tableaux suivants

DIMENSIONNEMENT DES REFENDS SOUS LES SOLLICITATIONS DU 1^{er} GENRE

① Hypothèse de calcul

sous les sollicitations de 1^{er} genre, les refends sont uniquement soumis aux efforts normaux de compression.
ces efforts normaux sont obtenus à partir de la dégression des surcharges :

NIV VI :	50
NIV V :	5
NIV IV :	0,95
NIV III :	0,85
NIV II :	0,75
NIV I :	0,65.

le calcul se fera en considérant le refend comme une succession de poteaux de sections 20×100
les armatures seront déterminées pour chaque niveau.

② Détermination des armatures :

les poteaux (20×100) étant calculés dans l'hypothèse de la compression simple, la détermination des sections d'aciers relatives à chaque niveau se fera selon l'article 33, 1 DU CCBA 68.

Armatures longitudinales de compression :

$$A_c = \max \left\{ \begin{aligned} A_{c1} &= \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}'} \\ A_{c2} &= \frac{1}{\eta} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}'} - B \right) \end{aligned} \right.$$

tout en respectant la condition $A_c \leq B/20$

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

$\theta_1; \theta_2; \theta_3$ Coefficients de ga de finis

$\theta_1 = 1$ (poteau de centre)

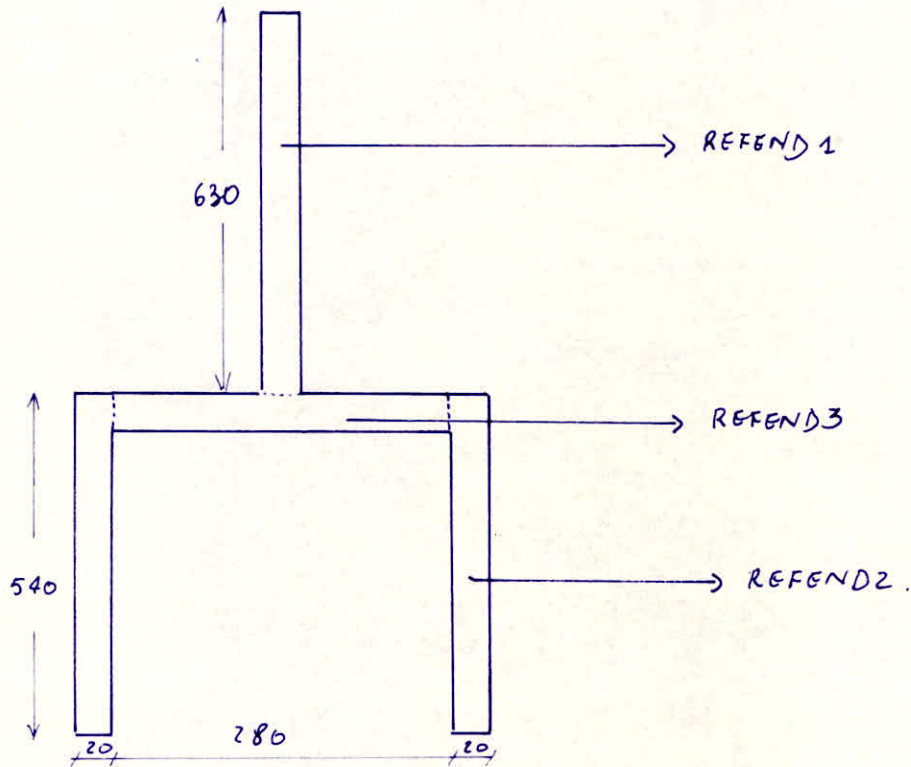
$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{e7}} = 1,52$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec } l_c = 0,9h = 0,9 \times 3,06 = 2,754$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

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



Les résultats obtenus ont été groupés dans le tableau suivant

DETERMINATION DES ARMATURES SOUS LES SOLLICITATIONS
DU SECOND GENRE

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}'_b &= 102,75 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_a &= \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= 205,7 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Refend ①: $e = \frac{R_c}{\sigma} = 65 \text{ cm}$ } toutes les sections sont partiellement comprimées
 Refend ②: $e = \frac{R_c}{\sigma} = 105 \text{ cm}$ }

Niveau	Refend	N (t)	M (t.m)	P ₀ (cm)	M _a ^t (t.m)	M _a ^c (t.m)	N ₁	N ₂	f _c	σ _b '	ω = ω'	A = A'
VI	R1	35,395	60,387	170	159,5	-3,87	0,008	-0,0019	>75	<56	0	0
	R2	24,738	38,651	156,2	78,2	-0,9	0,0113	-0,001	>75	<56	0	0
V	R1	63,371	167,325	264	341,7	-1	0,0173	-0,005	71,5	58,7	0	0
	R2	46,237	107,205	230	180	33,8	0,0260	0,0048	56,5	74,336	0	0
IV	R1	92,3	311,583	337,5	570	5,32	0,0288	0,0029	52,5	80	0	0
	R2	67,999	200,608	295	309,4	93	0,0447	0,0134	42,3	09,29	0,048	7
III	R1	120,276	489,876	402,3	82,3	14,5	0,0415	0,0073	42,9	97,9	0	0
	R2	89,498	308,026	338,6	446,2	159,8	0,645	0,0231	35	120	0,19	13,5
II	R1	148,252	674,247	454,79	1090	30	0,0549	0,0151	38	110,5	0,11	13,093
	R2	110,997	432,913	390	610	256	0,0882	0,0370	29,3	143	0,293	20,8
I	R1	176,172	814,468	462,3	130	32	0,0659	0,0161	34,5	121,8	0,12	14,78
	R2	132,496	516,473	390	728	304,47	0,1053	0,044	27,9	150,5	0,325	23.

DETERMINATION DES ARMATURES SOUS LES
SOLLICITATIONS DU PREMIER GENRE .

$$\bar{\sigma}_0 = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

NIV	Relevés	N($\bar{\sigma}$)	N($\bar{\sigma}$)/m	AL(cm^2)/m	AL ₂ (cm^2)/m	AL(cm^2)
VII	R1	40,134	6,371	<0	0,82	5,166
	R2	26	6,842	<0	0,9	2,88
	R3	8,665	2,77	<0	0,36	1,944
VI	R1	70,908	11,256	<0	1,44	9,072
	R2	50,46	13,279	<0	1,7	9,18
	R3	17,73	5,541	<0	0,7	2,24
IV	R1	102,22	16,226	<0	2,1	13,23
	R2	75,069	19,755	<0	2,53	13,662
	R3	26,595	8,311	<0	1,1	3,52
III	R1	131,976	20,999	<0	2,7	17,01
	R2	99,249	26,118	<0	3,4	18,36
	R3	35,46	11,082	<0	1,42	4,544
II	R1	161,222	25,59	<0	3,27	20,6
	R2	123,289	32,444	<0	4,2	22,68
	R3	44,325	13,852	<0	1,78	5,696
I	R1	190,00	30,159	<0	3,9	24,57
	R2	147,189	38,734	<0	5	27
	R3	53,19	16,622	<0	2,13	6,816

CALCUL SISMIQUE DANS LA DIRECTION

LONGITUDINALE.

le système de contreventement choisi est mixte :

MURS DE REFEND - PORTIQUE I-I.

les forces sismiques appliquées au niveau de chaque plancher se répartissent aux poteaux et au refend proportionnellement à leurs rigidités respectives.

* calcul du coefficient sismique σ_y relatif à la direction longitudinale

$$\sigma_y = \alpha \beta \gamma \delta \quad (\alpha, \beta, \gamma, \delta \text{ coefficients déjà définis}).$$

- coefficient d'intensité : intensité nominale $I_y = 8$; $\alpha = 1$

- coefficient de reprise β : Amortissement normal.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

pour un contreventement mixte, les règles parasismiques 69 recommandent de prendre comme période :

$$T = \max \begin{cases} T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_y}} \\ T_2 = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_y}} \sqrt{\frac{H}{L_y + H}} \end{cases}$$

ou : H représente la hauteur du bâtiment : $H = 17,3 \text{ m}$
 L_y représente la longueur du bâtiment $L_y = 23,15 \text{ m}$
(entre mur de façades).

soit

$$T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_y}} = 0,09 \frac{17,3}{\sqrt{23,15}} = 0,3236 \text{ s.}$$

$$T_2 = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_y}} \sqrt{\frac{H}{L_y + H}} = 0,08 \frac{17,3}{\sqrt{23,15}} \sqrt{\frac{17,3}{23,15 + 17,3}} = 0,188 \text{ s}$$

$$\text{on a : } T_{\max} = 0,3236 \text{ s.}$$

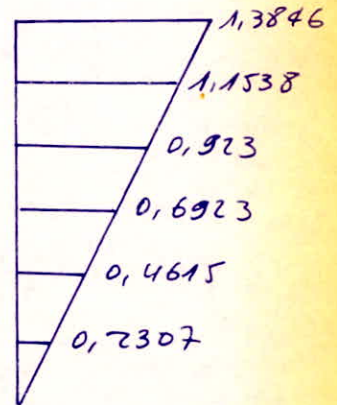
$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,3236}} = 0,0547 \quad \text{vérifié la condition } 0,05 \leq \beta \leq 0,1$$

* Coefficient de distribution δ :

bâtiment d'habitation à étages croisés
identiques. $n = 6$

$$\text{soit } \delta_2 = \frac{3z}{2n+1}$$

Niveaux	VI	V	IV	III	II	I
$\gamma(z)$	1,3846	1,1538	0,923	0,6923	0,4615	0,2307



répartition triangulaire.

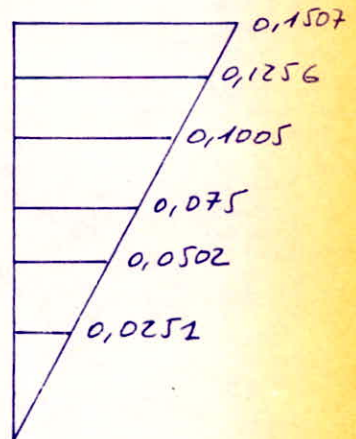
* Coefficient de pondération S :

terrain de consistance moyenne: $S = 1,15$.

* Détermination du coefficient sismique σ_y :

$$\sigma_y = \alpha \beta S \delta(z) = 1 \times 0,0947 \times 1,15 \delta_2 = 0,1089 \delta_2$$

Niveau	VI	V	IV	III	II	I
σ_y	0,1507	0,1256	0,1005	0,075	0,0502	0,0251



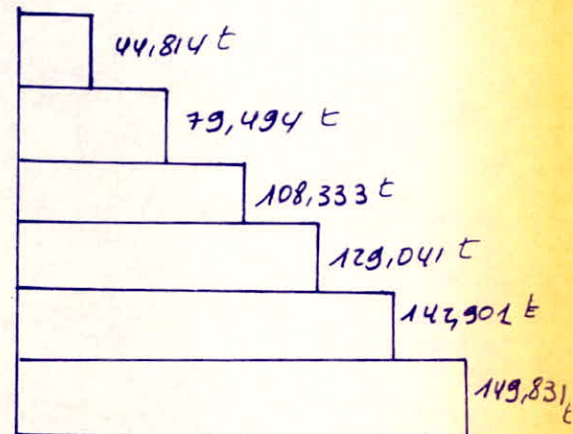
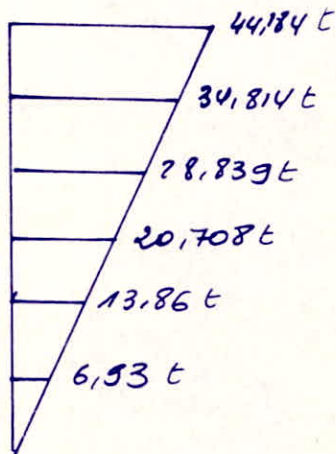
* FORCES SISMQUES REVENANT à CHAQUE NIVEAU.

$$F = \sigma_y W$$

W est la masse soumise aux effets du séisme.

$W = G + \frac{P}{5}$ (déjà déterminé lors de l'étude sismique dans le sens transversal).

NIVEAU	VI	V	IV	III	II	I
w(t)	297,37	276,114	786,954	976,114	276,114	276,114
gy	0,1507	0,1256	0,1005	0,075	0,0502	0,0251
F(t)	44,814	34,814	78,839	20,708	13,86	6,93



* Repartition des forces sismiques entre poteaux et murs de Refend.

les rigidités sont déterminées respectivement par rapport à leurs axes de symétrie dans la direction considérée

• Inerties des poteaux:

• Rive ($12 I_1$) = $12 \cdot \frac{45 \times 25^3}{12} = 71,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

• Centre ($6 I_2$) = $6 \cdot \frac{50 \times 25^3}{12} = 39,1 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

• poteau de Refend rive: $3 \times \frac{45 \times 20^3}{12} = 9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

• poteau de Refend centre: $\frac{50 \times 20^3}{12} = 3,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

soit $I_{t_{pot}} = 135,1 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

- Inerties des refends: les rigidités des refends (1) et (2) étant négligeable par rapport à la rigidité du refend (3), on considère que la force sismique au niveau de chaque plancher se répartit entre les poteaux et le refend (3)

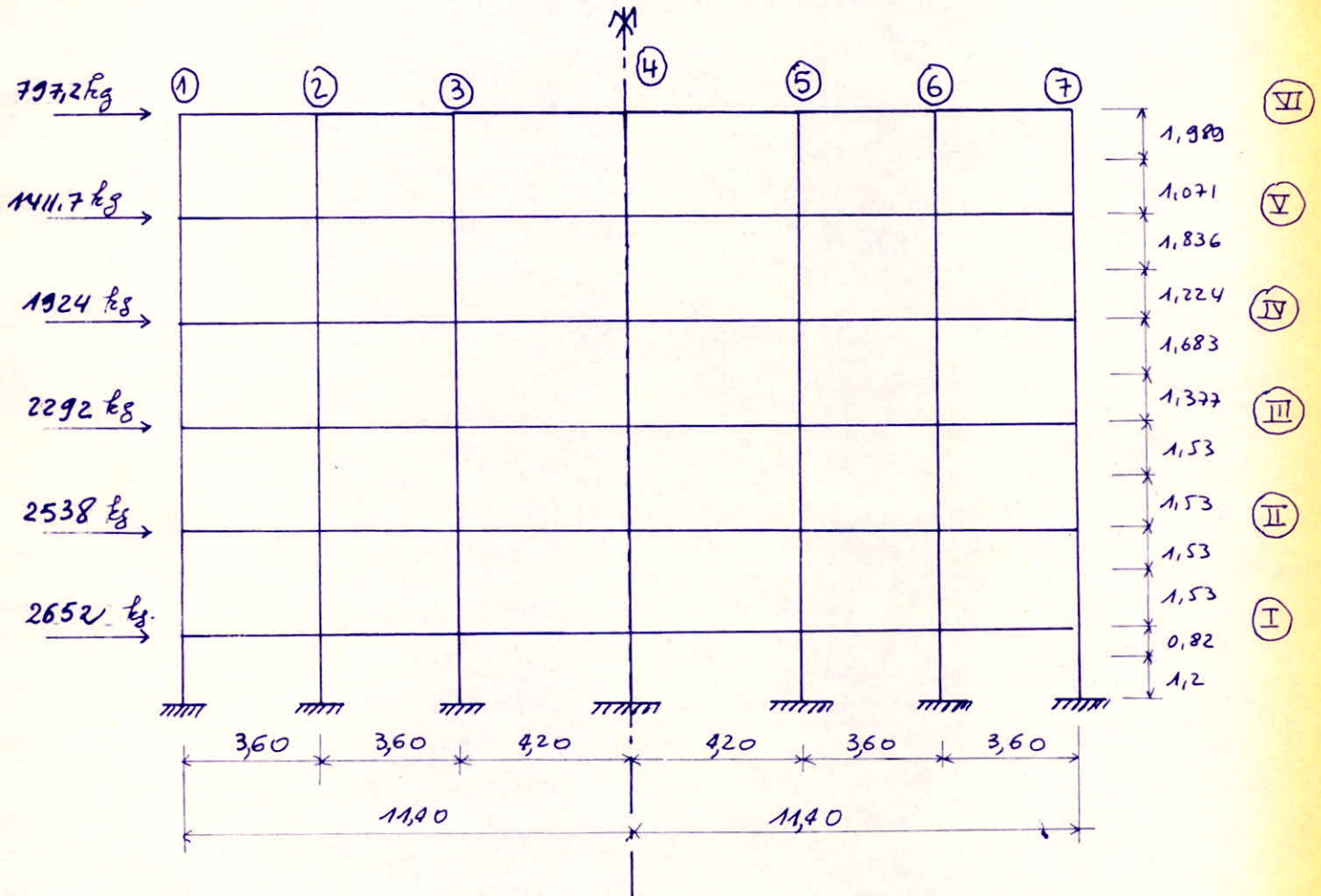
• pour un noeud de rive :

$$M_g = - (M_s + M_i)$$

car $K_g = 0$ où $K_d = 0$

$$\text{ou } M_d = - (M_s + M_i)$$

Schema statique du PORTIQUE I-I.



* CALCUL DES COEFFICIENTS INTERVENANT DANS LA DETERMINATION DES MOMENTS PAR METHODE DE BOWMAN exposee ci-DESSUS.

• Moments d'inerties

- poteaux 1-2-3 : 250x25 $I_1 = I_2 = I_3 = 6,51 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

- poteaux 4 50x20 $I_4 = 3,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

avec $I_1 = I_7$ - $I_2 = I_6$ - $I_3 = I_5$

CALCUL DU PORTIQUE LONGITUDINAL (PORTIQUE I-I)
SOUS L'ACTION DES FORCES SISMQUES.

① Hypothese de calcul (Choix de la methode .)

Le calcul sera mene' avec la methode approchee de BOWMAN qui donne des resultats assez voisins de ceux obtenus avec les methodes exactes.

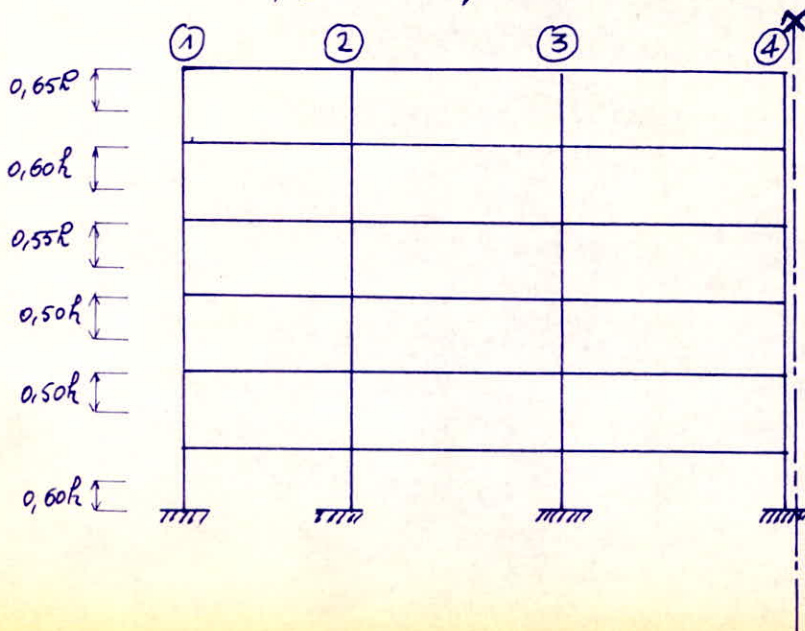
La force sismique obtenue à chaque niveau est reprise par les poteaux proportionnellement à leurs rigidites respectives selon les proportions suivantes

$$F_i = F \frac{I_i}{0,8(I_n + I_1) + I_2 + \dots + I_{n-2}} \quad \text{pour poteau intermediaire}$$

$$F_j = F \frac{0,8 I_j}{0,8(I_n + I_1) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour poteau de rive}$$

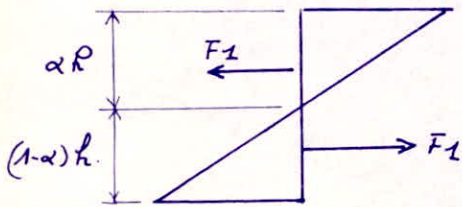
les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur h se situent à :

- $0,65 h$ de la partie superieure du poteau, au dernier niveau
- $0,60 h$ de la partie superieure du poteau, à l'avant dernier
- $0,55 h$ de la partie superieure du poteau niveau
au niveau directement au dessous
- $0,50 h$ dans tous les autres cas, sauf au dernier
- $0,60 h$ à partir de la base du poteau du dernier niveau.



* Determination Des moments:

• Dans les poteaux:



- a la base du poteau : $M = (1-\alpha)h \cdot F_1$
- en tête de poteau : $M = \alpha R \cdot F_1$

ou α : Coefficient déterminant la position du point d'inflexion.

• Dans les poutres.

La répartition des moments dans les travées sera effectuée proportionnellement aux rigidités des poutres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

les moments obtenus dans les poutres sont déterminés à partir des relations suivantes:

- au gauche d'un nœud : $M = F_i \alpha h \frac{K_{gi}}{K_{di} + K_{gi}}$

- a droite d'un nœud :

$$M = F_i \alpha h \frac{K_{di}}{K_{di} + K_{gi}}$$

avec $K_{gi} = \frac{I_{gi}}{l_{gi}}$

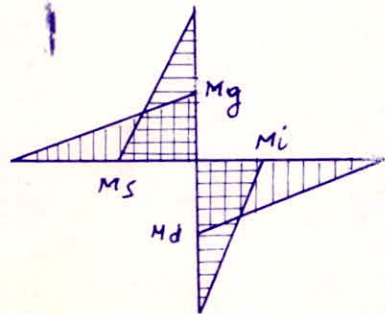
$$K_{di} = \frac{I_{di}}{l_{di}}$$

ainsi au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_i obtenus dans le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud:

• pour un nœud intermédiaire

$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d} \quad (\text{gauche})$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d} \quad (\text{droite}).$$



* Hypothèses admises par les règlements pour l'application de cette méthode.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs (rapport de l'inertie à la longueur) des différentes travées des poutres porteuses du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

- Que les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chaque plancher et articulés à mi-hauteur de l'étage.

② Procédé de calcul relatif à l'application de cette méthode.

pour un niveau donné I :

$$F_I = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

$$\text{avec } F_1 = \frac{F_I \cdot 0,8 I_1}{0,8 (I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}}$$

$$F_2 = \frac{F_I \cdot I_2}{0,8 (I_n + I_1) + I_2 + \dots + I_{n-1}}$$

$$\dots$$

$$F_n = \frac{F_I \cdot 0,8 I_n}{0,8 (I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}}$$

$$I_r \textcircled{3} = \frac{20 \times 280^3}{12} = 3,65 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } I_t = I_{t_{pot}} + I_r = (3,65 + 0,135) 10^7 = 3,785 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

• Force sismique revenant à chaque element:

$$\text{Refend } \textcircled{3} : F_r = F_t \frac{I_r}{I_t} = 0,964 F_t$$

$$\text{poteaux : } F_p = F_t \frac{I_{t_{pot}}}{I_t} = 0,036 \cdot$$

Forces partielles

Niveaux F _c	VI	V	IV	III	II	I
F _r (t)	43,021	33,292	27,685	19,879	13,305	6,652
F _p (t)	1,658	1,283	1,067	0,766	0,5128	0,256

Les forces sismiques reprises par les poteaux se répartissent sur les 3 poteaux longitudinaux

; on étudiera le poteau le plus sollicité ; qui est le poteau central (poteau I-I).

Forces sismiques revenant à chaque Niveau pour le poteau II-II.
(forces cumulées à chaque Niveau).

NIV	VI	V	IV	III	II	I
F _p (t)	0,797	1,417	1,924	2,292	2,538	2,658

Remarque: l'ensemble Refend (cage d'escalier) et l'escalier forment une "tour" très rigide reprend les forces sismiques appliquées sur les refends.

- poutres : toutes les poutres ont même section

$$I_p = \frac{40 \times 24^3}{12} = 4,608 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

- portées et coefficients de raideur :

Noeud 1 : $l_g = 0$ $K_g = 0$
 $l_d = 3,35 \text{ m}$
 $K_d = \frac{4,608 \cdot 10^4}{335} = 1,37 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$ (avec $K = \frac{I}{l}$)

Noeud 2 : $l_g = l_d = 3,35 \text{ m}$
 $K_g = K_d = 1,37 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

Noeud 3 : $l_g = 3,35 \text{ m}$
 $l_d = 4,00 \text{ m}$
 $K_g = 1,37 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

$$K_d = 1,15 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$$

Noeud 4 : $l_g = l_d = 4,00 \text{ m}$
 $K_g = K_d = 1,15 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

moment d'inertie total

$$I_t = 0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6 + 0,8 I_7 = 45,79 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

* CALCUL DES FORCES REPRISÉ PAR CHAQUE POTEAU.

• Niveau VI

• noeuds (1-7)

$$F_1 = F_7 = \frac{F \times 0,8 \cdot I_1}{I_t} = \frac{797,2 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 91 \text{ kg}$$

• Noeuds (2-3-5-6)

$$F_2 = F_3 = \frac{797,2 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 113,8 \text{ kg}$$

Noeud 4: $F_4 = \frac{797,2 \times 3,33 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 58 \text{ kg}.$

Niveau V

Noeuds (1-7):

$$F_1 = F_7 = \frac{1412 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 160,6 \text{ kg}.$$

Noeuds (2-3-5-6).

$$F_2 = F_3 = F_5 = F_6 = \frac{1412 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 200,8 \text{ kg}.$$

Noeud 4:

$$F_4 = \frac{1412 \times 3,33 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 103 \text{ kg}.$$

Niveau IV:

Noeuds (1-7) $F_1 = F_7 = \frac{1924 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 219 \text{ kg}.$

Noeuds (2-3-5-6): $F_2 = F_3 = F_5 = F_6 = \frac{1924 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 274 \text{ kg}.$

Noeud 4: $F_4 = \frac{1924 \times 3,33 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 140 \text{ kg}.$

Niveau III:

Noeuds (1-7) $F_1 = \frac{2292 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 260,8 \text{ kg}.$

Noeuds (2-3-5-6) $F_2 = F_3 = F_5 = F_6 = \frac{2292 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 326 \text{ kg}.$

Noeud 4: $F_4 = \frac{2292 \times 3,33 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 167 \text{ kg}.$

Niveau II

Noeud (1-7) $F_1 = \frac{2538 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 289 \text{ kg}.$

Noeuds (2-3-5-6) : $F_2 = F_3 = F_5 = F_6 = \frac{2538 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 361 \text{ kg.}$

Noeud 4 : $F_4 = \frac{2538 \times 3,333 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 185 \text{ kg.}$

NIVEAU I :

Noeuds (1-7) : $F_1 = F_7 = \frac{2652 \times 0,8 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 302 \text{ kg.}$

Noeuds (2-3-5-6) : $F_2 = F_3 = F_5 = F_6 = \frac{2652 \times 6,51 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 378 \text{ kg.}$

Noeud 4 : $F_4 = \frac{2652 \times 3,33 \cdot 10^4}{45,79 \cdot 10^4} = 193 \text{ kg.}$

③ CALUL DES EFFORTS

* Moments obtenus dans les poutres et les poteaux par M. Caquot.

Niveau VI

• file ①

poteaux $M_i = F_1 \alpha h = 91 \times 1,985 = 181 \text{ kg.m}$
 $M_S = F_1 (1 - \alpha h) = 91 \times 1,071 = 97,5 \text{ kg.m.}$

travée $M_g = 0$
 $M_d = - (M_S + M_i) K_d = -181 \text{ kg.m.}$

• file ②

poteau : $M_i = F_2 \alpha h = 113,8 \times 1,985 = 226 \text{ kg.m}$
 $M_S = F_2 (1 - \alpha h) = 113,8 \times 1,071 = 122 \text{ kg.m.}$

travée : $M_g = M_d = - (M_S + M_i) K_d = -226 \times 0,5 = -113 \text{ kg.m}$

• file ③

poteau : $M_i = 226 \text{ kg.m}$
 $M_S = 122 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = -226 \times 0,55 = -124 \text{ kg.m}$
 $M_S = -122 \times 0,45 = -103 \text{ kg.m.}$

file ④ poteau $M_i = 58 \times 1,985 = 116 \text{ kg.m}$
 $M_s = 58 \times 1,077 = 62 \text{ kg.m}$
 traverse : $M_g = M_d = -116 \times 0,5 = 58 \text{ kg.m}$

Niveau V :

• file ① poteau : $M_i = 160,6 \times 1,836 = 295 \text{ kg.m}$
 $M_s = 160,6 \times 1,224 = 197 \text{ kg.m}$
 traverse : $M_g = 0$
 $M_d = -(97,5 + 295) \times 1 = 392 \text{ kg.m}$

• file ② poteau : $M_i = 200,8 \times 1,836 = 368,6 \text{ kg.m}$
 $M_s = 200,8 \times 1,224 = 246 \text{ kg.m}$
 traverse : $M_g = M_d = -(122 + 368,6) \times 0,5 = 245 \text{ kg.m}$

• file ③ poteau : $M_i = 200,8 \times 1,836 = 368,6 \text{ kg.m}$
 $M_s = 200,8 \times 1,224 = 246 \text{ kg.m}$
 traverse : $M_g = -(122 + 368,6) \times 0,55 = 269,8 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(129 + 368,8) \times 0,45 = 223,7 \text{ kg.m}$

• file ④ poteau $M_i = 103 \times 1,836 = 189,1 \text{ kg.m}$
 $M_s = 103 \times 1,224 = 126 \text{ kg.m}$

Niveau VI

• file ① poteau : $M_i = 218,9 \times 1,683 = 368,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 218,9 \times 1,377 = 301,4 \text{ kg.m}$
 traverse
 $M_g = 0$
 $M_d = -(368,4 + 136,6) \times 1 = 505 \text{ kg.m}$

• file ② : poteau : $M_i = 273,6 \times 1,683 = 460,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 273,6 \times 1,377 = 376,7 \text{ kg.m}$
 traverse : $M_g = M_d = -(214,6 + 460,4) \times 0,5 = 337,5 \text{ kg.m}$

• file ③ poteau : $M_i = 460,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 376,7 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = -(460,4 + 246) \cdot 0,55 = 388,5 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(460,4 + 246) \cdot 0,45 = 322 \text{ kg.m}$

• file ④ poteau : $M_i = 140 \times 1,683 = 235,6 \text{ kg.m}$
 $M_s = 140 \times 1,377 = 192,7 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = M_d = -(235 + 126) \times 0,5 = 180,8 \text{ kg.m}$

NIVEAU III

• file ① poteau : $M_i = 260,8 \times 1,53 = 399 \text{ kg.m}$
 $M_s = 260,8 \times 1,53 = 399 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = 0$
 $M_d = -(399 + 301,4) \times 1 = 700,4 \text{ kg.m}$

• file ② poteau : $M_i = 326 \times 1,53 = 498,8 \text{ kg.m}$
 $M_s = 326 \times 1,53 = 498,8 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = -(498,8 + 376,7) \times 0,5 = 437,7 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(498,8 + 376,7) \times 0,5 = 437,7 \text{ kg.m}$

• file ③ poteau : $M_i = 498,8 \text{ kg.m}$
 $M_s = 498,8 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = -(498,8 + 376,7) \cdot 0,55 = 481,5 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(498,8 + 376,7) \cdot 0,45 = 393,9 \text{ kg.m}$

• file ④ : poteau : $M_i = 167 \times 1,53 = 255,5 \text{ kg.m}$
 $M_s = 167 \times 1,53 = 255,5 \text{ kg.m}$

travée : $M_g = M_d = -(255,5 + 192,7) \times 0,5 = 224,1 \text{ kg.m}$

Niveau II

- file ①
poteau : $M_i = M_s = 258,8 \times 1,53 = 441,8 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = 0$
 $M_d = -(441,8 + 399) = -840,8 \text{ kg.m}$
- file ②
poteau : $M_i = M_s = 361 \times 1,53 = 552,3 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = M_d = -(552,3 + 498,8) \times 0,5 = -525,5 \text{ kg.m}$
- file ③
poteau : $M_i = M_s = 361 \times 1,53 = 552,3 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = -(552,3 + 498,8) \times 0,55 = -578,1 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(552,3 + 498,8) \times 0,45 = -472,9 \text{ kg.m}$
- file ④
poteau : $M_i = M_s = 185 \times 1,53 = 283 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = M_d = -(255,5 + 283) \times 0,5 = -269,2 \text{ kg.m}$

Niveau I:

- file ①
poteau : $M_i = 301,8 \times 0,8 = 241,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 301,8 \times 1,2 = 362,1 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = 0$
 $M_d = -(241,4 + 441,8) \times 1 = 683,2 \text{ kg.m}$
- file ②
poteau : $M_i = 378 \times 0,8 = 302,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 378 \times 1,2 = 453,6 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = M_d = -(302,4 + 552,3) \times 0,5 = -427,3 \text{ kg.m}$
- file ③
poteau : $M_i = 302,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 453,6 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = -(302,4 + 552,3) \times 0,55 = -470 \text{ kg.m}$
 $M_d = -(302,4 + 552,3) \times 0,45 = -384,6 \text{ kg.m}$
- file ④
poteau : $M_i = 193 \times 0,8 = 154,4 \text{ kg.m}$
 $M_s = 193 \times 1,2 = 231,6 \text{ kg.m}$
travée : $M_g = M_d = -(154,4 + 283) \times 0,5 = 218,7 \text{ kg.m}$

Moments sollicitant les poutres sous $\overleftrightarrow{S_{IH}}$
obtenus par M. de BOWMAN

Niveau	Moments	travées: 1-2 7-6	travées 2-3 6-5	travées: 3-4 5-4
VI	MW	± 181	± 113	± 103
	Me	± 113	± 124	± 58
V	MW	± 392	± 245	± 223,7
	Me	± 245	± 269,8	± 125,6
IV	MW	± 565	± 353,2	± 322,1
	Me	± 353,2	± 388,5	± 180,8
III	MW	± 700,4	± 437,7	± 393,9
	Me	± 437,7	± 481,5	± 224,2
II	MW	± 840,8	± 525,5	± 472,9
	Me	± 525,5	± 578,1	± 269,2
I	MW	± 683,2	± 427,3	± 384,6
	Me	± 427,3	± 470	± 218,7

ou :

MW : moment situé à gauche de la travée

Me : moment situé à droite de la travée

Moments sollicitant les poteaux sous S_{IH}
obtenus par M. de BOWMAN.

NIV	MOMENTS	file (1)-(7)	file (2)-(6)	file (3)-(5)	file (4)
VI	M_i	± 181	$\pm 225,9$	$\pm 225,9$	± 116
	M_B	± 975	$\pm 121,9$	$\pm 121,9$	± 62
V	M_i	± 295	$\pm 368,6$	$\pm 368,6$	$\pm 189,1$
	M_B	$\pm 196,6$	± 246	± 246	± 126
IV	M_i	$\pm 368,4$	$\pm 460,4$	$\pm 460,4$	$\pm 235,6$
	M_B	$\pm 301,4$	$\pm 376,7$	$\pm 376,7$	$\pm 192,7$
III	M_i	± 399	$\pm 498,8$	$\pm 498,8$	$\pm 255,5$
	M_B	± 399	$\pm 498,8$	$\pm 498,8$	$\pm 255,5$
II	M_i	$\pm 441,9$	$\pm 552,3$	$\pm 552,3$	± 283
	M_B	$\pm 441,9$	$\pm 552,3$	$\pm 552,3$	± 283
I	M_i	$\pm 241,4$	$\pm 302,4$	$\pm 302,4$	$\pm 154,4$
	M_B	$\pm 362,1$	$\pm 453,6$	$\pm 453,6$	$\pm 231,6$

ou : M_i désigne les moments en tête de poteau (kg.m)
 M_B : désigne les moments en base de poteau (kg.m)

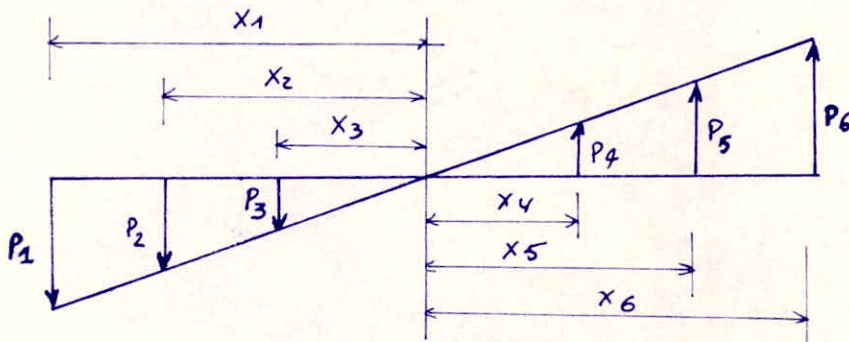
* EFFORTS NORMAUX PRODUITS DANS LES POTEAUX SOUS S_{EH}

Sous l'effet du moment de renversement du au séisme, des efforts normaux de traction ou de compression prennent naissance dans les poteaux.

Les règlements nous permettent d'admettre, que les efforts normaux verticaux d'une même file, résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des 2 poteaux de rive.

Le poteau I-I présente un axe de symétrie.

soit $F. H = P_1 x_1 + P_2 x_2 + P_3 x_3 + P_4 x_4 + P_5 x_5 + P_6 x_6$.



$(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6)$ connus.

en raison de la symétrie :

$$P_1 = -P_6$$

$$P_2 = -P_5$$

$$P_3 = -P_4$$

à partir des relations de similitude dans les triangles, on détermine les efforts normaux de traction ou de compression produits dans les poteaux.

(ces résultats sont satisfaisants pour une structure symétrique).

* les efforts normaux finaux dans les poteaux sont obtenus par combinaison de $N(G+P)$ de compression et de N_{SH} selon que :

N_{SH} : effort normal de traction
 N_{SH} : effort normal de compression.

* Determination des armatures des poteaux.

Les poteaux étant soumis à la flexion composée; pour la détermination des armatures, on applique la méthode approchée de CHARON déjà exposée lors du calcul des armatures de poteaux de portique transversal (portique II-II.).

pourcentage minimal des Armatures longitudinales (CCBA 68 Art 32,2)

$$w_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}_{60}} \quad \text{avec } w_l = \frac{A_l}{B}$$

$$\text{soit } A_l \geq 1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}_{60}}$$

$(\theta_1, \theta_2, \theta_3, \sigma'_m, \bar{\sigma}_{60})$ quantités déjà définies

* Determination des Armatures des poutres.

Le calcul est mené selon méthode CHARON par tableau (flexion simple).

$$\text{on calcul } \nu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_g b R^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \text{sortie } \begin{cases} \epsilon \\ k \end{cases}$$

$$\text{soit } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_g \eta R}$$

Remarques:

• les armatures longitudinales des poteaux calculées sous l'action des forces sismiques longitudinales vérifient bien les armatures longitudinales des poteaux déterminées uniquement sous l'action des charges verticales dans le sens transversal par méthode de Caquot.

• vu la position des poutres longitudinales (elles ne reprennent pas de charges verticales, sauf leurs poids propre) la détermination des armatures sera faite uniquement sous l'action des forces sismiques longitudinales.

• les sections d'acier traitées étant négligeable, on adoptera un ferrailage pratique.

• les armatures déterminées dans les poteaux vérifient largement celles qui ont été calculés sous les sollicitations Art 1^{er} genre (Portique II-II par M. de Caquot).

→ (GIP)

NIV	potaux	M (kg)	N (kg)	N (SH)	N _E (kg)	e _o (cm)	σ _b (kg/cm)	ρ	β	C	D	E	W ¹	Al _{min} (cm)
VI	1-7	181	12900	±96	12804	1,41	114	11	0,34	1,9	8,9	9,66	0	1,22
	2-6	226	18102	±66	18036	1,25	113	7,8	0,3	1,347	6,16	6,5	0	1,235
	3-5	226	18102	±36	18066	1,24	112,9	7,78	0,29	1,344	6,02	6,44	0	1,23
	4	116	11443	0	11443	1	113	9,87	0,3	1,7	7,98	8,57	0	1,135
V	1-7	295	24807	±170	24637	1,19	112,5	5,7	0,28	0,98	4,37	4,42	0	2,36
	2-6	368	35358	±117	35241	1,04	111,3	7,7	0,25	1,33	6,09	6,45	0	2,4
	3-5	368	35358	±63	35295	1,04	111,2	7,71	0,26	1,34	6	6,4	0	2,4
	4	182	22365	0	22365	0,8	111	4,96	0,24	0,857	3,7	3,72	0	2,22
IV	1-7	369	36933	±232	36701	1	111	9,78	0,24	0,65	2,66	2,54	0	2,52
	2-6	461	53460	±59	53301	0,86	109	2,55	0,2	0,44	1,59	1,35	0	3,7
	3-5	461	53460	±86	53374	0,86	108,7	2,542	0,2	0,43	1,58	1,35	0	3,65
	4	236	35210	0	35210	0,7	109,9	3,71	0,21	0,57	2,26	2,1	0	3,29
III	1-7	399	48529	±276	4825	0,82	109,5	2,83	0,2	0,484	1,843	1,63	0	3,3
	2-6	499	70716	±189	70577	0,7	108,5	1,92	0,17	0,33	1,05	0,75	0	4,83
	3-5	499	70716	±162	70614	0,7	108,3	1,902	0,16	0,323	1,02	0,73	0	4,9
	4	256	43625	0	43625	0,58	108,7	2,49	0,176	0,43	1,55	1,314	0	4,33
II	1-7	442	59917	±305	59612	0,74	108,8	2,28	0,18	0,39	1,36	1,1	0	5,72
	2-6	553	87972	±210	87762	0,63	108	1,53	0,15	0,264	0,72	0,38	0	6,01
	3-5	553	87972	±113	87859	0,629	107,9	1,51	0,145	0,26	0,709	0,37	0	6
	4	283	53786	0	53786	0,52	108	2	0,16	0,345	1,128	0,84	0	5,33
I	1-7	363	71099	±320	70779	0,51	107	1,88	0,12	0,39	1,03	0,76	0	7,19
	2-6	454	105778	±219	105509	0,43	106	1,26	0,103	0,21	0,57	0,57	0	7,19
	3-5	454	105778	±118	105110	0,43	105,9	1,24	0,104	0,202	0,545	0,52	0	7,2
	4	232	63693	0	63693	0,36	106,95	1,6	0,1	0,226	0,79	0,5	0	6,32

FERRAILLAGE SOUS SP2 POUR PORTIQUE I-I
 (potaux)

$\sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{b1} = 102735 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{b2} = 2055 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_1 = \sigma = 0,1$
 $\sigma'_2 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$
 $e = 3,33 \rightarrow (20 \times 50)$
 $e = 4,166 \rightarrow (25 \times 50)$

Niveau	Appuis	M (kg.m)	N	E	f ₂	σ _b	A (cm ²)
VI	1-2	181	0,0033	0,9736	174	24,13	0,2
	2-6	113	0,002	0,9792	725	18,66	0,14
	3-5	124	0,0022	0,9783	215	19,6	0,25
	4	58	0,002	0,9851	320	13,15	0,07
V	1-2	392	0,0072	0,9615	115	36,52	0,47
	2-6	245	0,0045	0,9693	148	28,4	0,29
	3-5	270	0,0049	0,9682	142	29,6	0,33
	4	126	0,0023	0,9778	210	20	0,15
IV	1-2	565	0,0103	0,9545	95	44,21	0,68
	2-6	354	0,0065	0,9635	122	34,5	0,43
	3-5	389	0,0071	0,9618	116	36,2	0,47
	4	180,8	0,0033	0,9738	176	22,8	0,22
III	1-2	700,4	0,0128	0,9495	84	59	0,85
	2-6	438	0,008	0,9597	109	38,5	0,53
	3-5	394	0,0072	0,9615	115	36,6	0,45
	4	224	0,0041	0,9708	156	30	0,23
II	1-2	840,8	0,0154	0,9451	76	55,26	1
	2-6	526	0,0096	0,956	98,5	42,7	0,64
	3-5	473	0,0087	0,958	104	40,4	0,57
	4	270	0,0049	0,9682	142	30	0,33
I	1-2	684	0,0125	0,95	85	49,5	0,83
	2-6	430	0,0079	0,96	110	36,18	0,52
	3-5	390	0,0071	0,9618	116	36,2	0,45
	4	220	0,004	0,9711	158	26,6	0,27

Armatures aux Appuis Des poutres : 40 x 24 .

$$\bar{\sigma}_b = 205,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,93 \text{ cm}^2$$

FONDATIONS

ETUDE DES FONDATIONS.

Les fondations pour ce bâtiment seront superficielles. La contrainte admissible du sol est évaluée à $1,5 \text{ kg/cm}^2$ pour une profondeur d'ancrage de $1,50 \text{ m}$.

La contrainte admissible est majorée de 33% pour les sollicitations du 2^e genre.

on disposera sous les semelles un béton de propreté dosé à 250 kg/m^3 , d'épaisseur 10 cm .

2 types de semelles seront à calculer

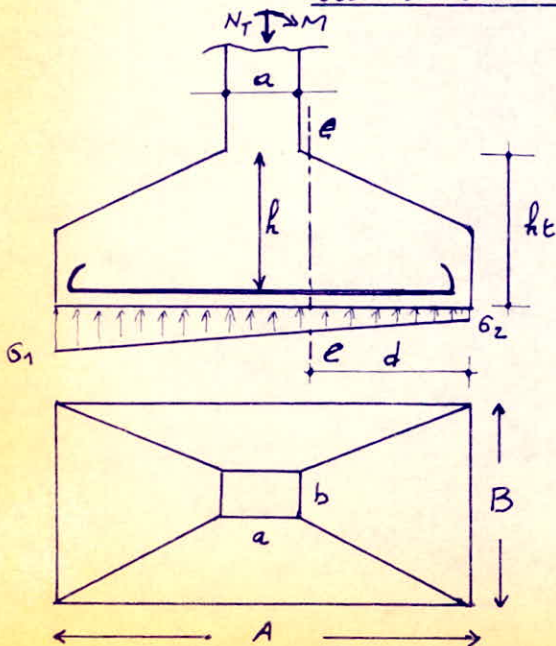
- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles sous mur de refend.

• pour les semelles poteaux, les calculs de détermination seront menés sous les sollicitations du 1^{er} genre dans le sens transversal; puis on vérifiera les sections et la stabilité des semelles dans le sens longitudinal sous les sollicitations du 2^e genre.

• pour les semelles sous refends les calculs de détermination et de vérification seront faits dans le sens transversal respectivement pour les 2 genres de sollicitation.

① calcul des semelles isolées sous poteaux:

- sens transversal:



si $h = h_t - d' < \frac{A-a}{4}$ le calcul de la semelle se fera par méthode des cornes.

si $h = h_t - d' \geq \frac{A-a}{4}$ le calcul de la semelle se fera par méthode des lattes.

• Méthode des consoles: $h = ht - d' < \frac{A-a}{4}$

soit $N_T = N + G$.

ou N : effort normal de compression obtenu à la base du poteau
 G : poids propre de la semelle.

Moment d'encastrement en e-e.

$$M_{e-e} = \frac{B \sigma_1 (A-a)^2}{8} - \frac{B (\sigma_1 - \sigma_2) (A-a)^3}{48 \cdot L} \quad \text{si } \sigma_1 \neq \sigma_2$$

$$M_{e-e} = \frac{B \sigma d^2}{2} \quad \text{si } \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma \text{ (répartition uniforme des contraintes)}.$$

$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{\sigma e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_T}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{\sigma e_0}{A} \right)$$

La détermination des sections d'aciers se fera par méthode CHARON relative à la flexion simple.

• Méthode des bielles:

$$h = ht - d' \geq \frac{A-a}{4}$$

$$\text{il faut que: } \sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_m}{2} \quad \left(\text{avec } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \bar{\sigma}$$

La détermination des armatures se fera en considérant comme effort normal de compression un effort fictif N'_T égal au produit de la surface de la semelle par la contrainte $\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

$$\text{soit } N'_T = (A \times B) \cdot \sigma$$

$$\text{La force de traction dans les aciers est: } F_t = \frac{N'_T (A-a)}{8(ht-d')}$$

$$\text{dnc } A_t = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a} \quad (\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2)$$

Remarque: les semelles de poteaux sont calculées par la méthode des bielles; car pour éviter le risque de poinçonnement du a des semelles assez larges pour des efforts normaux importants

$$\text{on prend } ht - d' \geq \frac{A-a}{4}$$

qui est la condition de raidissement de la semelle.

• seus longitudinal : $h = h_t - d' \geq \frac{B-b}{4}$, méthode des brilles

$$F_L = \frac{N_T' (B-b)}{8(h_t - d')} \quad \text{avec } N_T' = (A \times B) \sigma$$

$$(\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4})$$

$$\text{soit } A_L = \frac{F_L}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_m$$

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

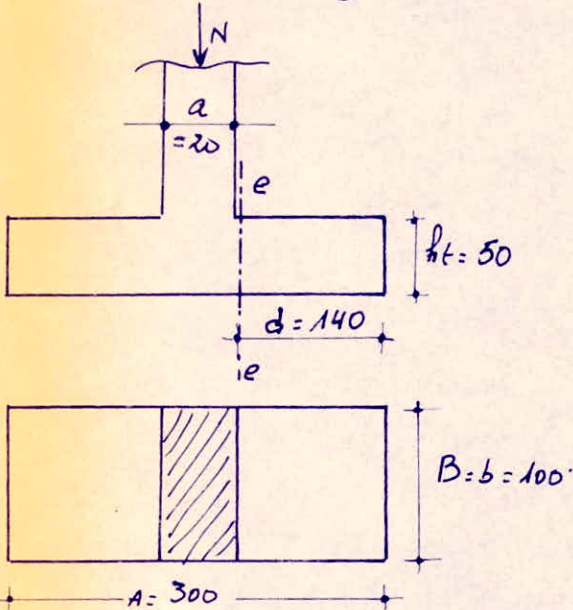
$$2^{\text{em}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

	Semelle S ₁		Semelle S ₂	
	1 ^{er} Genre	2 ^{em} Genre	1 ^{er} Genre	2 ^{em} Genre
A (cm)	360	360	300	—
B (cm)	240	240	180	—
a (cm)	50	50	45	—
b (cm)	25	25	25	—
h _t (cm)	80	80	80	—
h (cm)	76,5	76,5	76,5	—
N _T (kg)	124070	114410	71100	—
N _T ' (kg)	123984	114048	74520	—
M (kg.m)	562	454	3551	—
e ₀ (cm)	0,48	0,43	5,31	—
σ ₁ (kg/cm ²)	1,44	1,33	1,45	—
σ ₂ (kg/cm ²)	1,42	1,31	1,17	—
$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (kg/cm ²)	1,435	1,325	1,38	—
σ ₁ - σ ₂ (kg/cm ²)	0,02	0,02	0,28	—
σ _m (kg/cm ²)	1,43	1,32	1,31	—
F _T (kg)	62802	57769	31050	—
F _L (kg)	43414	40065	18873	—
A _E (cm ²)	22	13,75	11	—
A _L (cm ²)	15,5	9,53	6,74	—

2- SEMELLES SOUS MURS DE REFEND.

semelle filante sous mur de refend, le dimensionnement se fera par ml de semelle.

* Refend (1) :



$$h = h_f - d' = 50 - 3,5 = 47$$

$$\frac{A-a}{4} = \frac{300-20}{4} = 70 \text{ cm.}$$

$h < \frac{A-a}{4}$ le calcul se fera par la méthode des crochets.

M_{ee} : moment d'encastrement

$$M_{ee} = \frac{b \sigma d^2}{2}$$

$$\text{avec } \sigma = \frac{N_T}{AB} = \frac{33909}{300 \times 100} = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_T = N + G$$

$$N = 30159 \text{ kg}$$

$$G = 0,5 \times 3 \times 1 \times 2500 = 3750 \text{ kg}$$

$$\text{soit } N_T = 33909 \text{ kg}$$

$$\text{dnc } M_{ee} = \frac{100 \times 1,13 \times 140^2}{2} = 11074 \text{ kg.m}$$

N : effort normal de compression pour 1 ml de refend.

G : poids propre semelle.

flexion simple; Détermination des armatures par coefficient de CHAROY

$$\mu = 0,0268 = \frac{15 \times 1107400}{9800 \times 100 \times 47^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{matrix} \epsilon = 0,0291 \\ k = 55,5 \end{matrix}$$

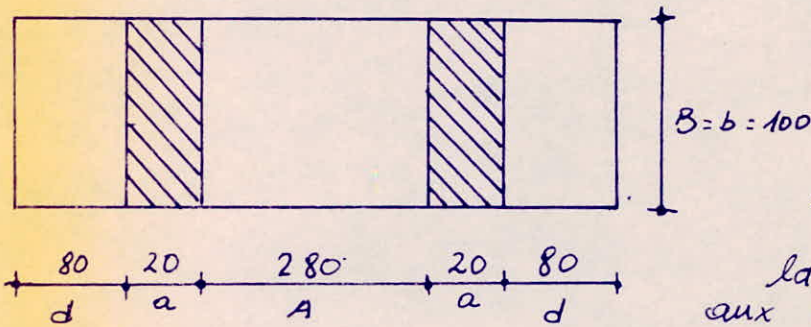
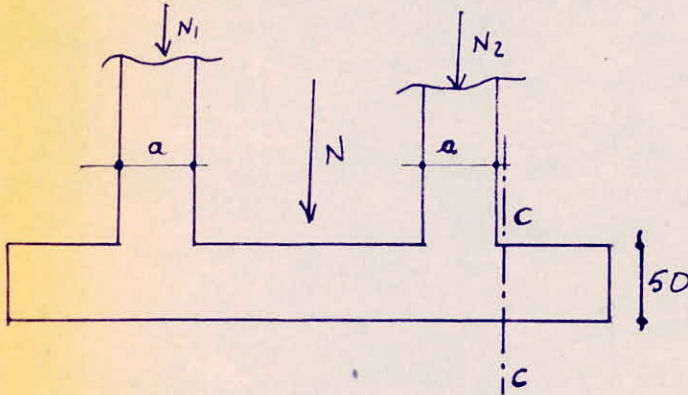
$$A_t = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{1107400}{2800 \times 0,0291 \times 47} = 90 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{et } \sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{55,5} = 50,45 \leq \bar{\sigma}_b$$

Comme armatures longitudinales filantes

$$A_L = \frac{1}{4} A_t = \frac{9}{4} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

* REFEND (2)



même hypothèse que refend (1) : on dimensionne la semelle par ml de largeur.

on a : $N_1 = N_2 = 22302 \text{ kg.}$

soit $N = 2N_1 + G.$

$$G = 0,5 \times 1 \times 4,8 \times 2500 = 6000 \text{ kg.}$$

donc $N = 50603 \text{ kg.}$

* Dimensionnement de la console d :

la semelle étant ouverte uniquement aux efforts de compression, nous aurons une répartition uniforme des contraintes :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma.$$

$$\sigma = \frac{N}{(A + 2a + 2d)B} = \frac{50603}{480 \times 100}$$

soit $\sigma = 1,05 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{CC} = \frac{B \sigma d^2}{2} = \frac{100 \times 1,05 \times 80^2}{2} = 6720 \text{ kg.m}$$

$$N = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a B R^2} = \frac{15 \times 672000}{2800 \times 100 \times 47^2} = 0,0162 \xrightarrow{\text{tableau}} E = 0,9435 \quad k = 73,5$$

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a B R} = \frac{672000}{2800 \times 0,9435 \times 47} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_L = \frac{1}{4} A_t = 1,353 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

* DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE CENTRALE: A x B.

hypothèse de calcul : Le calcul se fera pour une tranche de 1m.

La répartition des contraintes sous la semelle peut être considérée comme une forme si la condition de rigidité est vérifiée.

pour étudier la condition de rigidité d'une semelle sous poteaux, on utilise la théorie de la poutre élastique.

soit $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ la longueur élastique de la semelle.

ou : I : Inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton. ($E \approx 200.000 \text{ kg/cm}^2$)

b : largeur de la semelle.

K : coefficient de rigidité du sol ($K = 4 \text{ kg/cm}^3$ pour un sol moyen.)

Si $A < \frac{\pi}{2} L_e$ le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

* calcul de L_e :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2.10^5 \times 100 \times 280^3}{4 \times 100 \times 12}} = 777 \text{ cm.}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = \frac{3,14}{2} \times 777 = 1220 \text{ cm} = 12,2 \text{ m.}$$

$A = 3,8 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e$ donc le calcul des armatures sera fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

* Détermination des armatures.

force de traction des aciers

$$F_t = \frac{N_T (A - a)}{8 (h_f - d')}$$

(calcul par méthode des bielles, car la condition de rigidité est vérifiée)

$$\text{avec } N_T = 2N_2 + G = 50603 \text{ kg.}$$

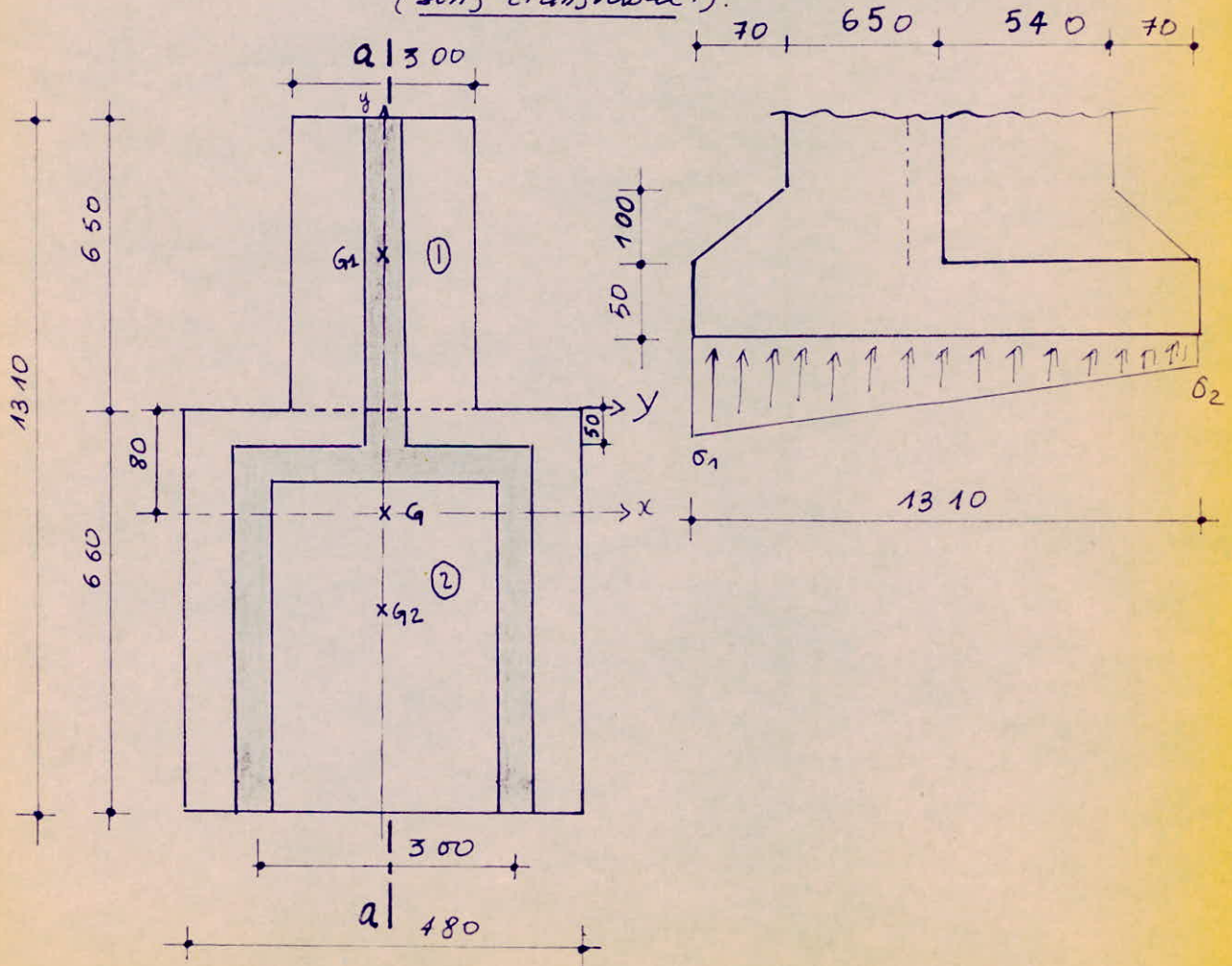
$$\Rightarrow F_t = \frac{50603 \times 280}{8 \times 47} = 37683 \text{ kg.}$$

$$\text{soit } A_t = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a} = \frac{37683}{2800} = 13,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_L = \frac{1}{4} A_t = \frac{13,6}{4} = 3,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Remarque : des armatures de construction seront disposées aux parties supérieures des semelles sous murs de refend

3- STABILITE DES FONDATIONS SOUS REFENDS SOUMISES AU MOMENT DE RENVERSEMENT DEUX FORCES BIOMIQUES. (sens transversal.)



* Centre de gravité de la semelle :

$$y_G = \frac{y_1 A_1 + y_2 A_2}{A_1 + A_2} = \frac{650/2 \cdot 650 \times 300 - 480 \times 660 \times 660/2}{480 \times 660 + 650 \times 300} = 80 \text{ cm}$$

* moment d'inertie de la semelle :

$$I_t = I_1 + I_2 + A_1 y_1^2 + A_2 y_2^2$$

$$I_1 + A_1 y_1^2 = \frac{300 \times 650^3}{12} + 650 \times 300 \left(\frac{650}{2} + 80 \right)^2 = 4,3 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$I_2 + A_2 y_2^2 = \frac{480 \times 660^3}{12} + 660 \times 480 \left(\frac{660}{2} - 80 \right)^2 = 3,13 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } I_t = 7,43 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

contraintes produites dans le sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M V}{I_t}$$

avec N : effort des efforts de compression appliqués en G , $N_i (G+P)$.

soit $N = N_1 + N_2 + N_3 + \text{ poids propre semelle}$.

M : moment d'eucastrement obtenu sous l'application des forces élastiques sur le refend R ($R_1 + R_2 + R_3$) travaillant en console

V : distance de la fibre tendue au centre de gravité G .

on a :

$$M = 1.243.162 \text{ kg.m}$$

$$N = 361858 \text{ kg}$$

$$V = 650 + 80 = 730 \text{ cm} = 7,3 \text{ m}$$

$$\text{on obtient } \sigma_1 = 1,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -0,519 \text{ kg/cm}^2$$

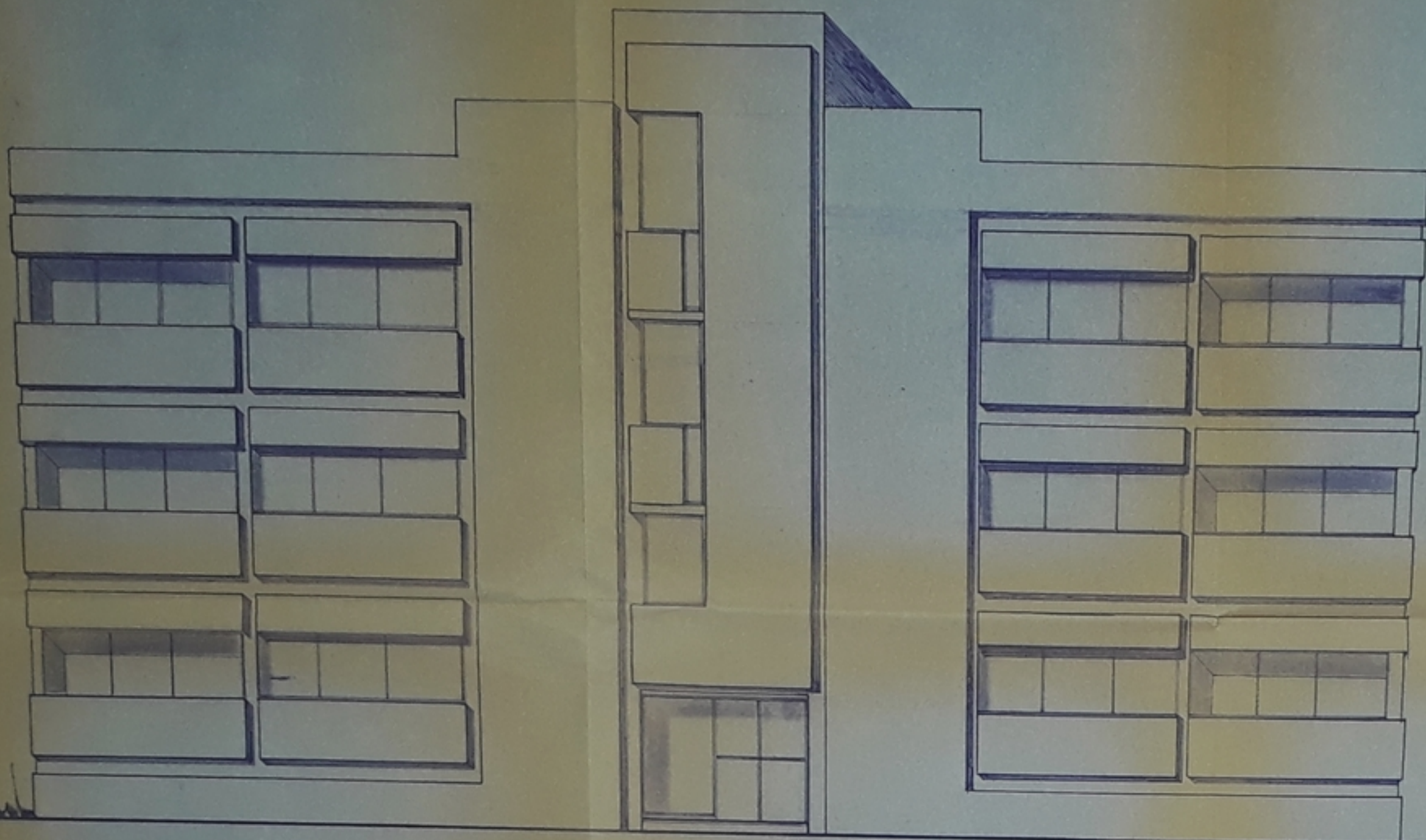
on a une repartition triangulaire des contraintes.

on doit vérifier que $\sigma_1 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \times 1,5 = 1,995 \text{ kg/cm}^2$

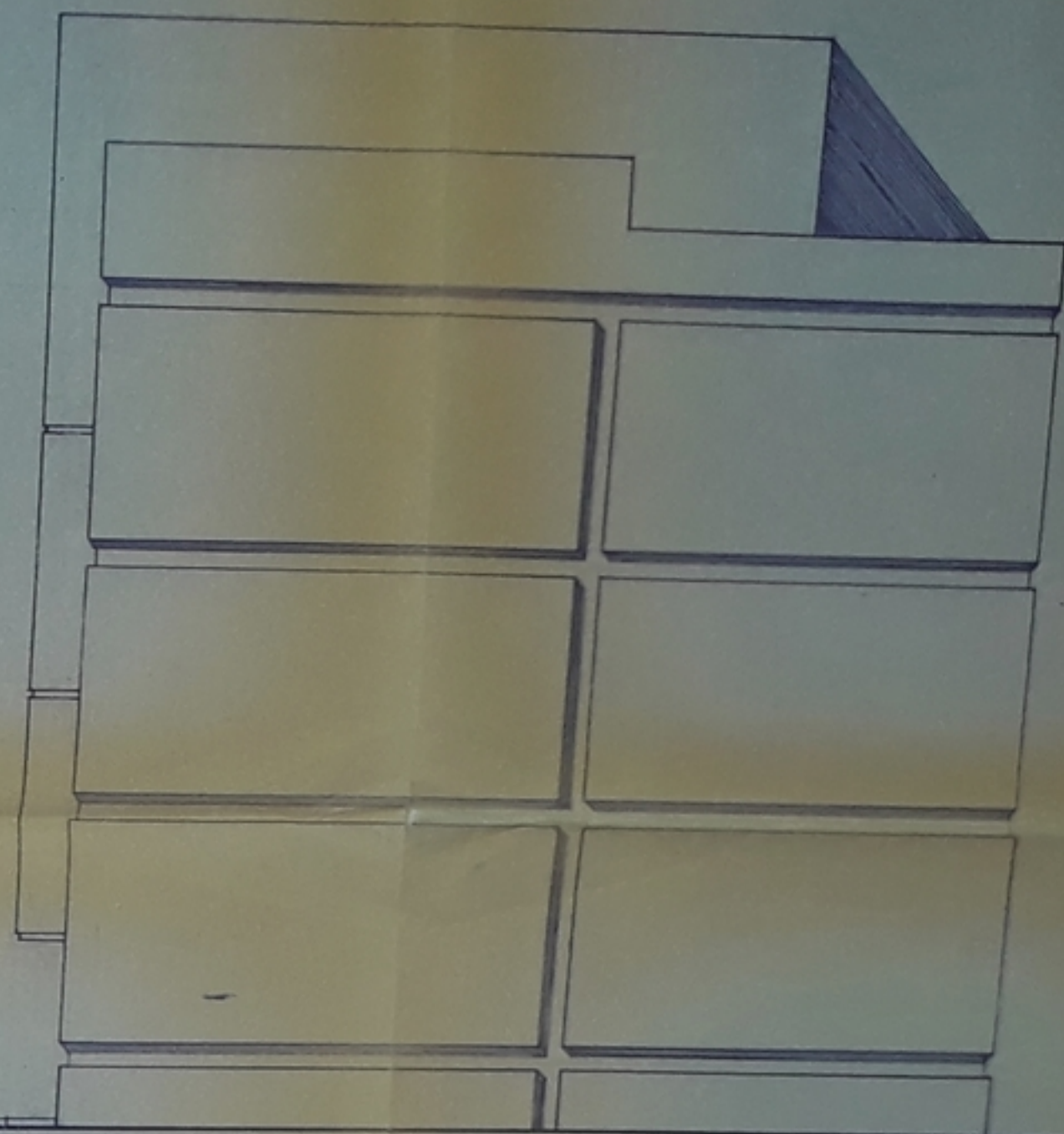
BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages consultés.

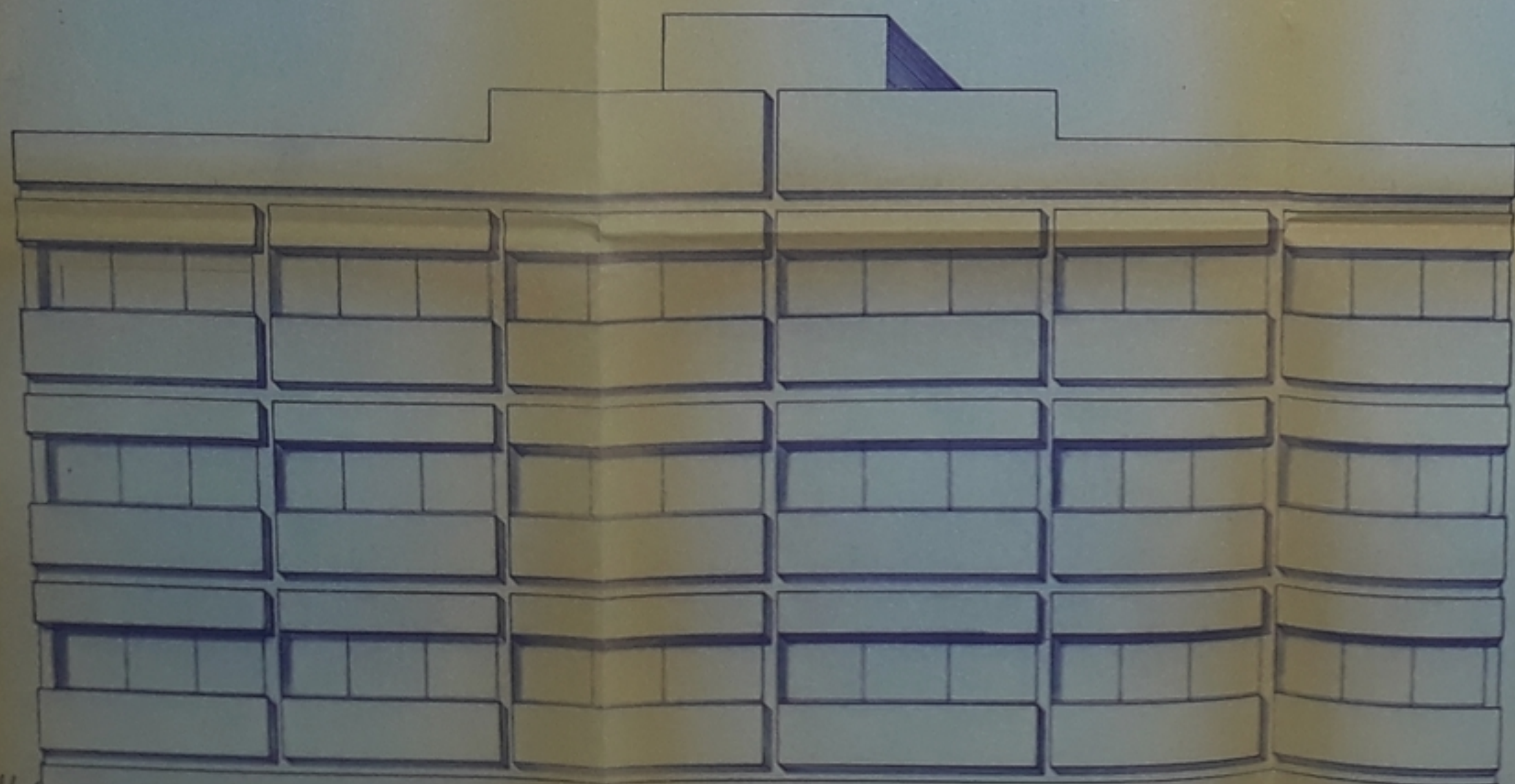
- Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages en beton armé (CCBA.68).
- Regles Parasismiques 1969 et Annexes (P.S.69).
- Calcul pratique des ossatures de batiments en beton armé (d'ALBERT FUENTES).
- Le Calcul et verification des ouvrages en beton armé (PIERRE CHARON).
- Traité de beton armé (A. GUERRIN Tome IV).



— FAÇADE PRINCIPALE —



— FAÇADE LATÉRALE —



— FAÇADE ARRIÈRE —

PB 01/16/70
1.

UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

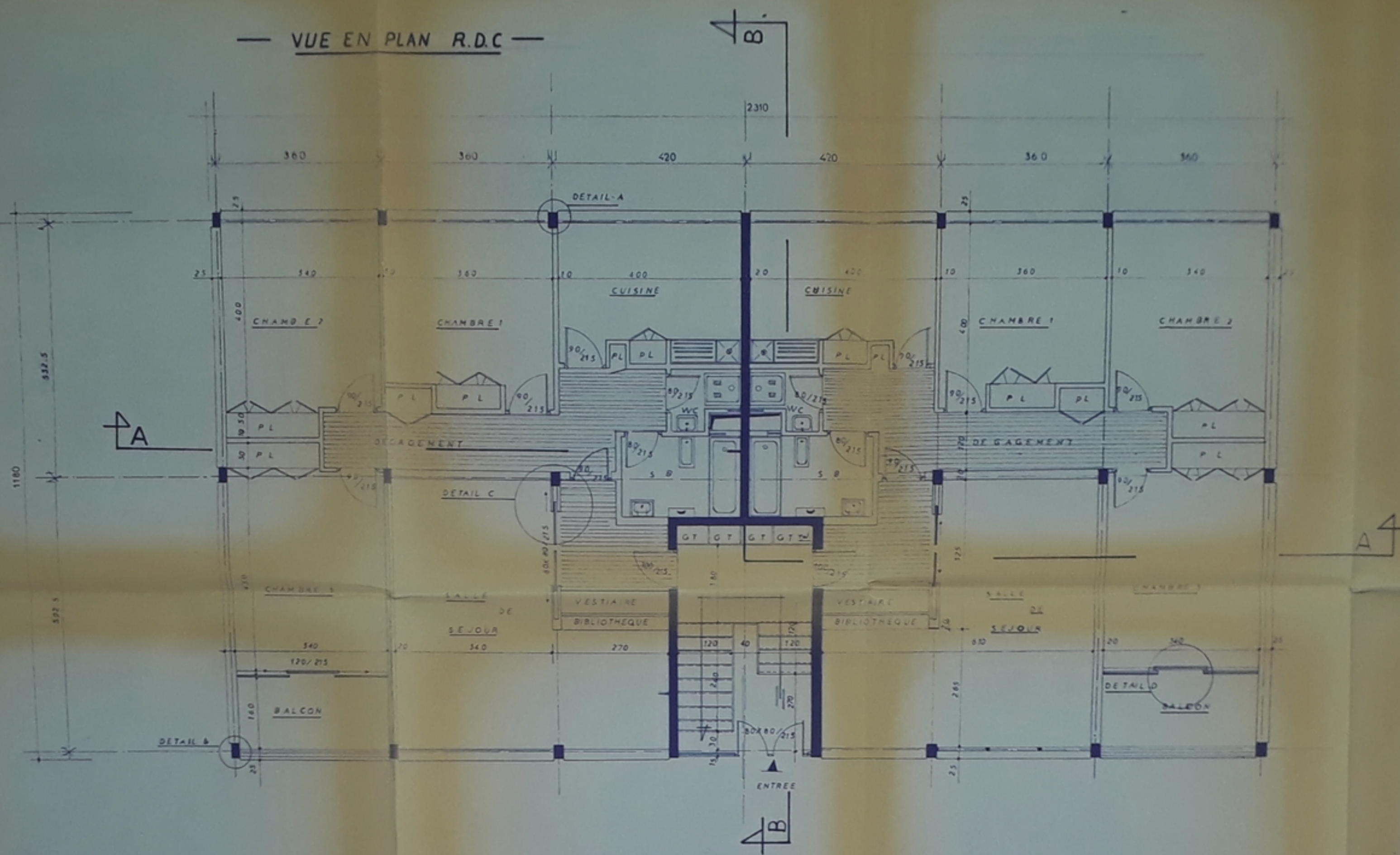
PROJET DE FIN D'ÉTUDE

BÂTIMENT D'HABITATION

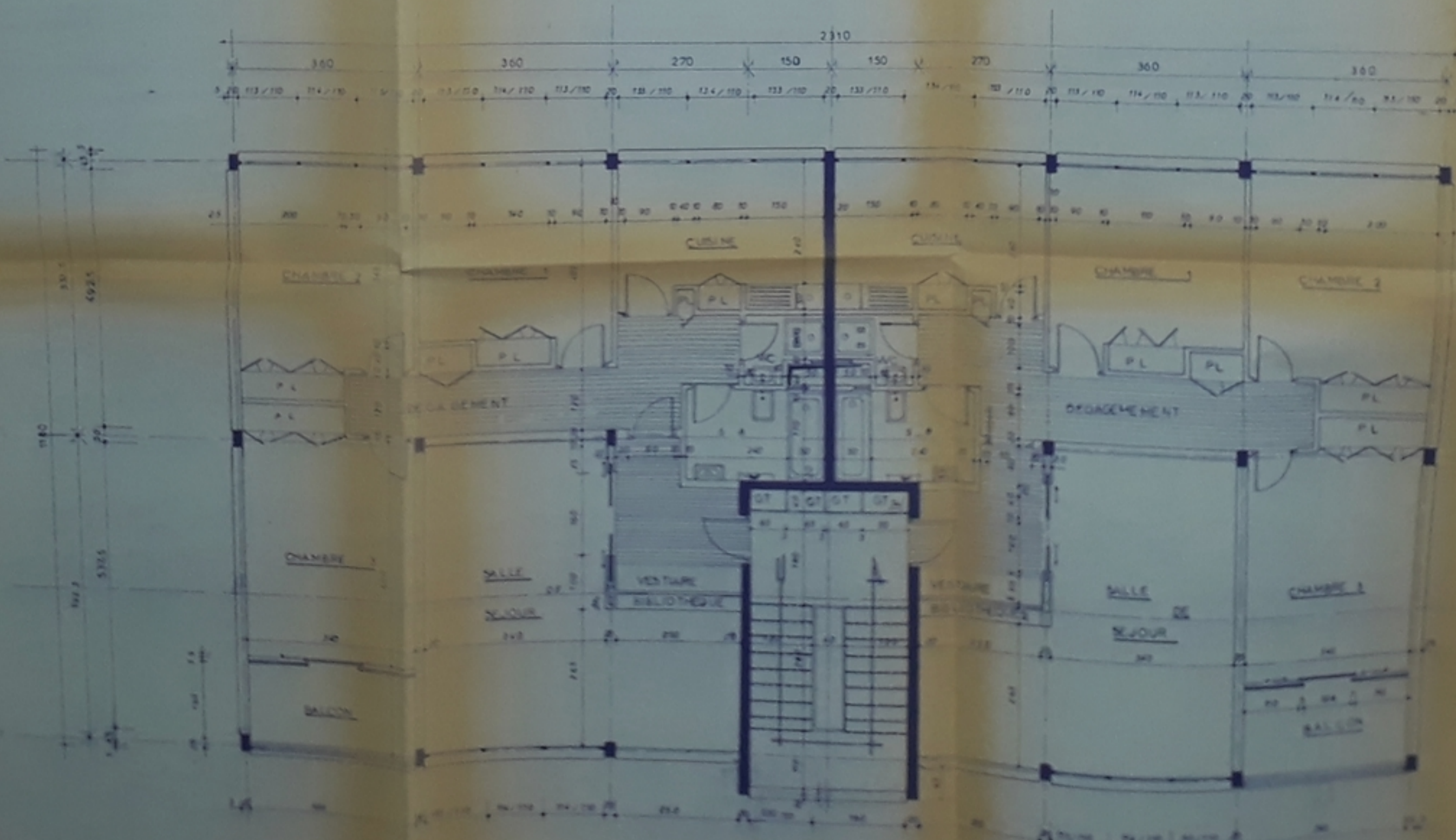
FAÇADES

N°1

— VUE EN PLAN R.D.C —



— VUE EN PLAN PLANCHER COURANT —

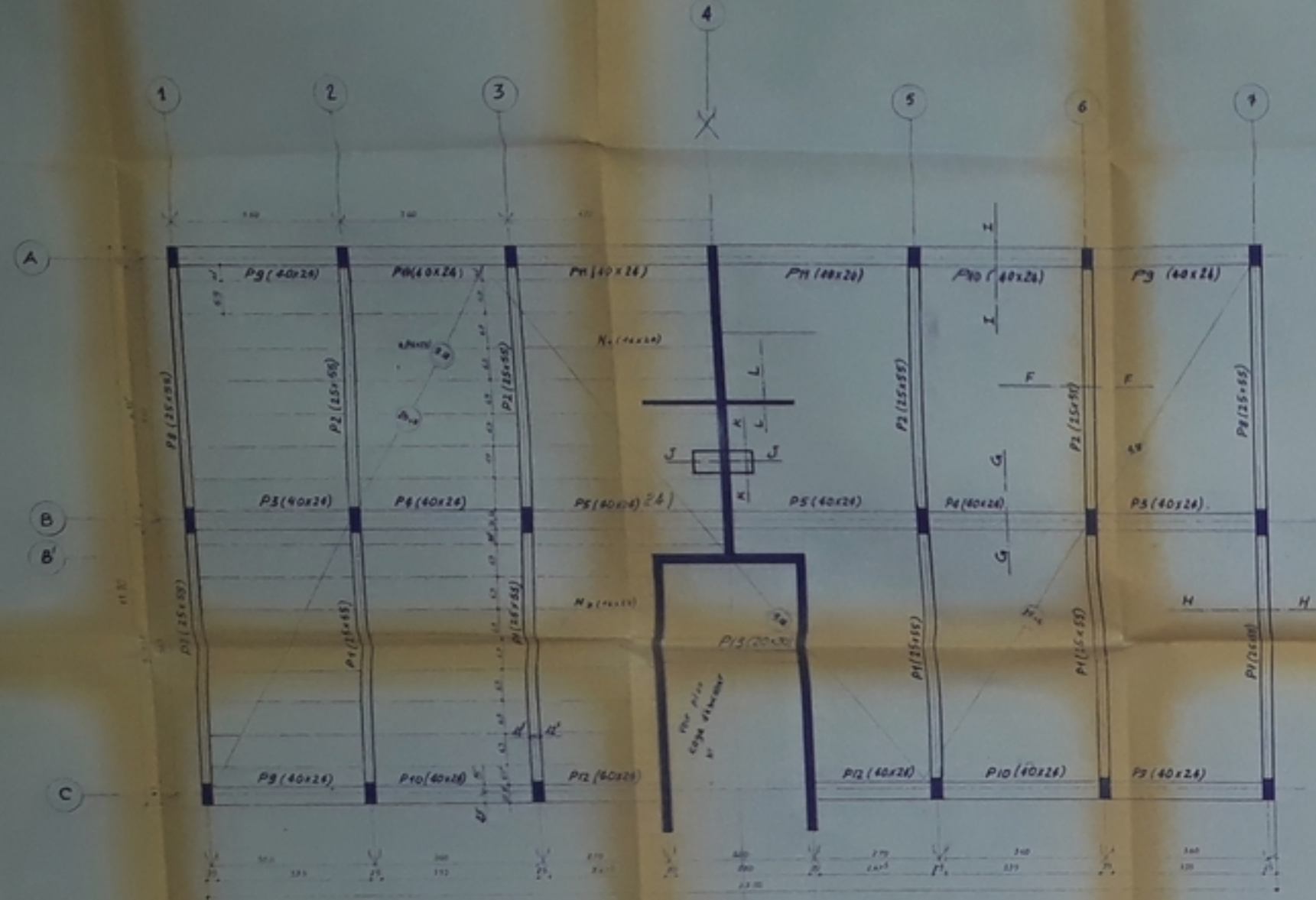


UNIVERSITÉ D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 ALGER

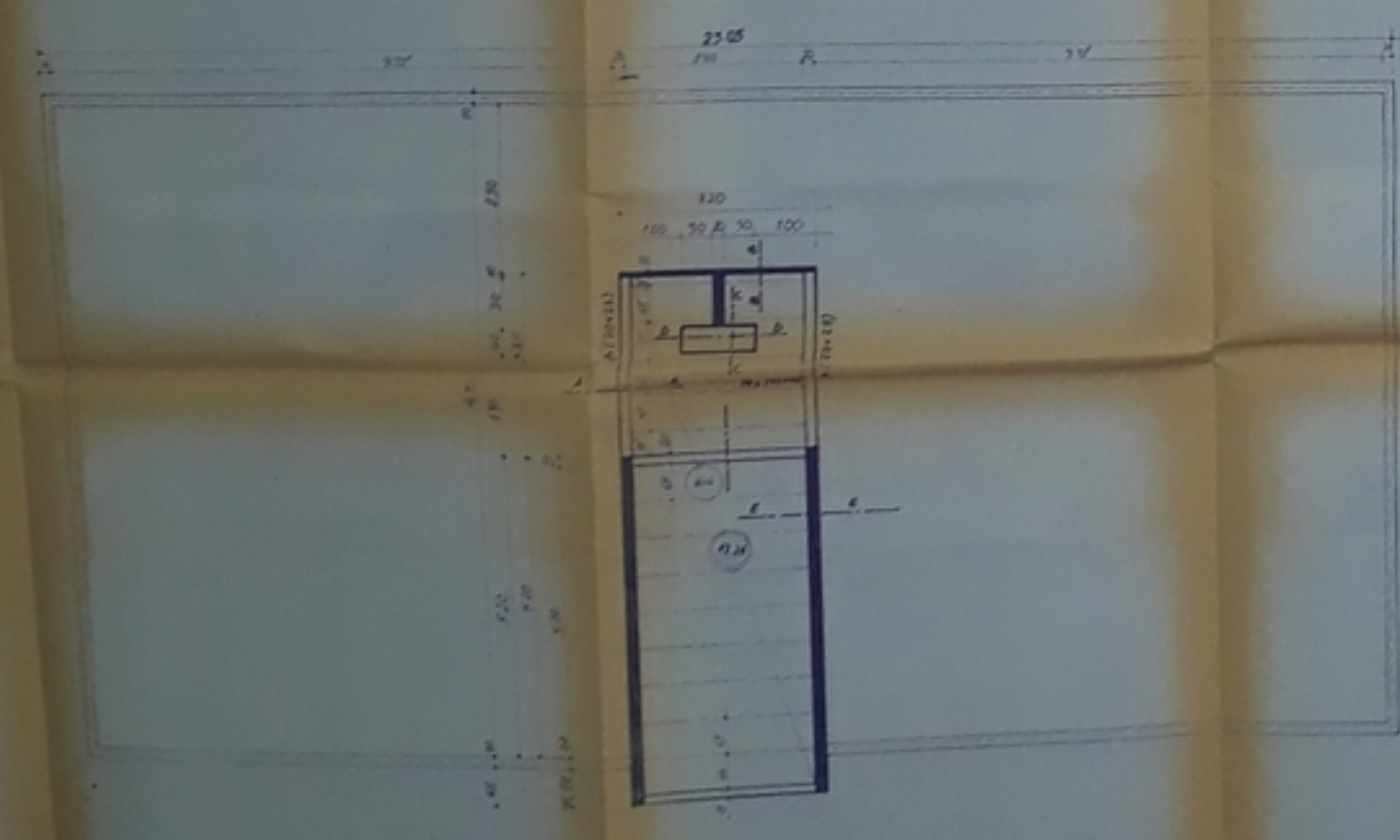
PROJET DE FIN D'ETUDE

VUE EN PLAN ARCHITECTURE

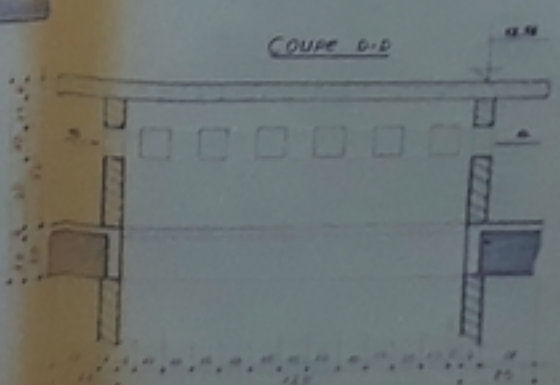
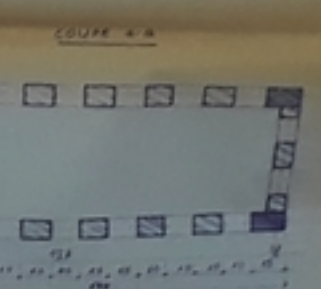
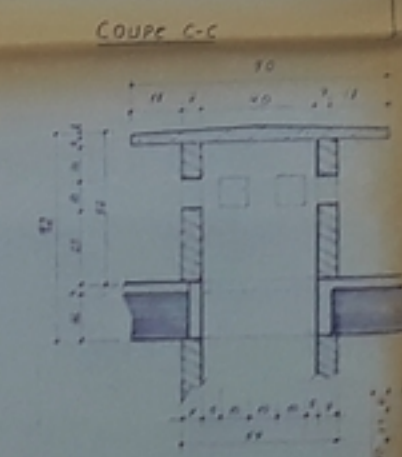
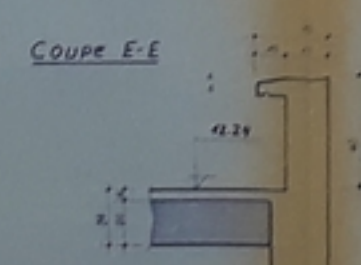
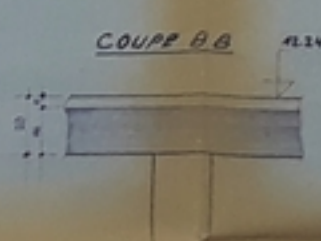
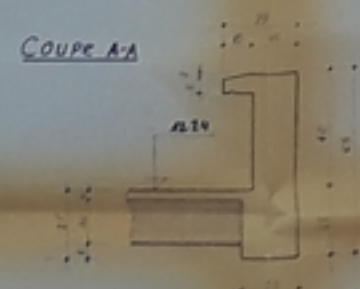
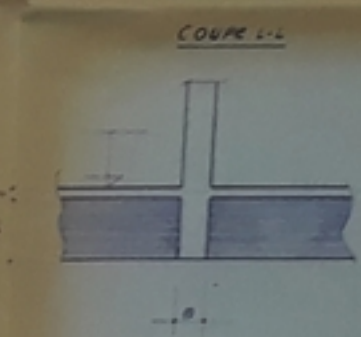
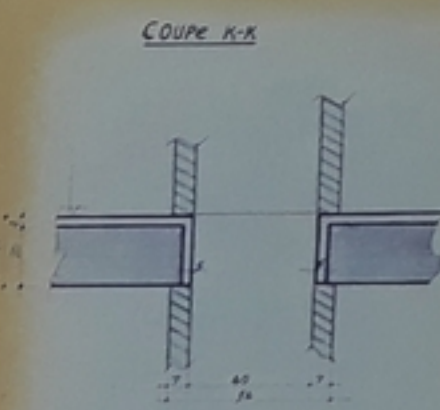
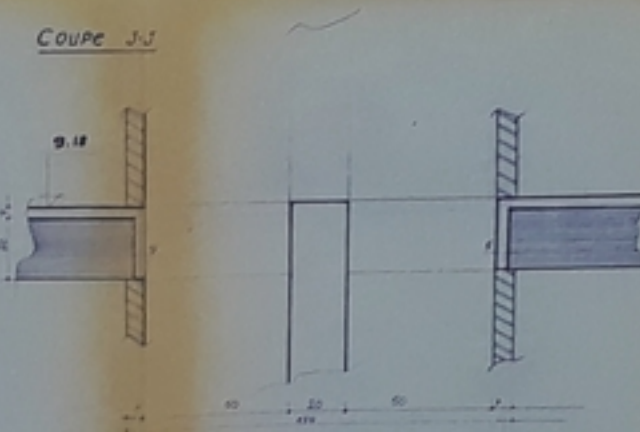
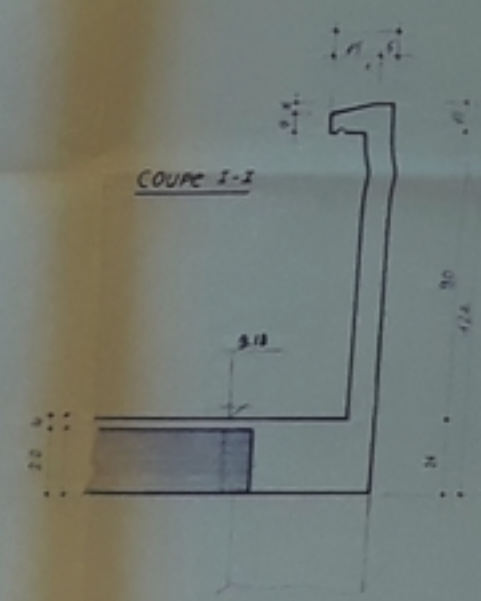
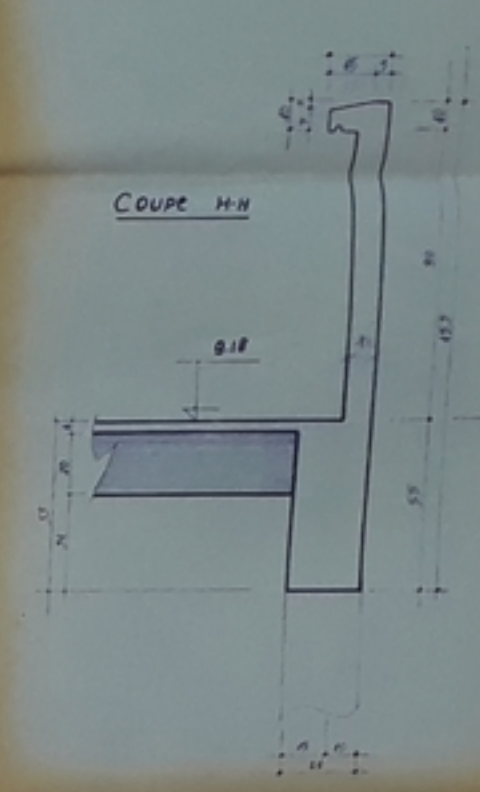
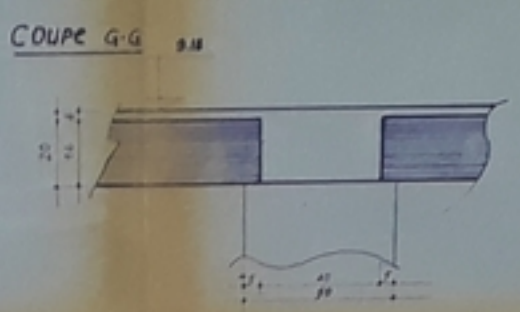
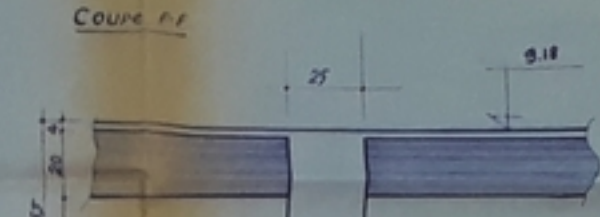
9301239



PLANCHER TERRASSE



PLANCHER TERRASSE BUANDERIE



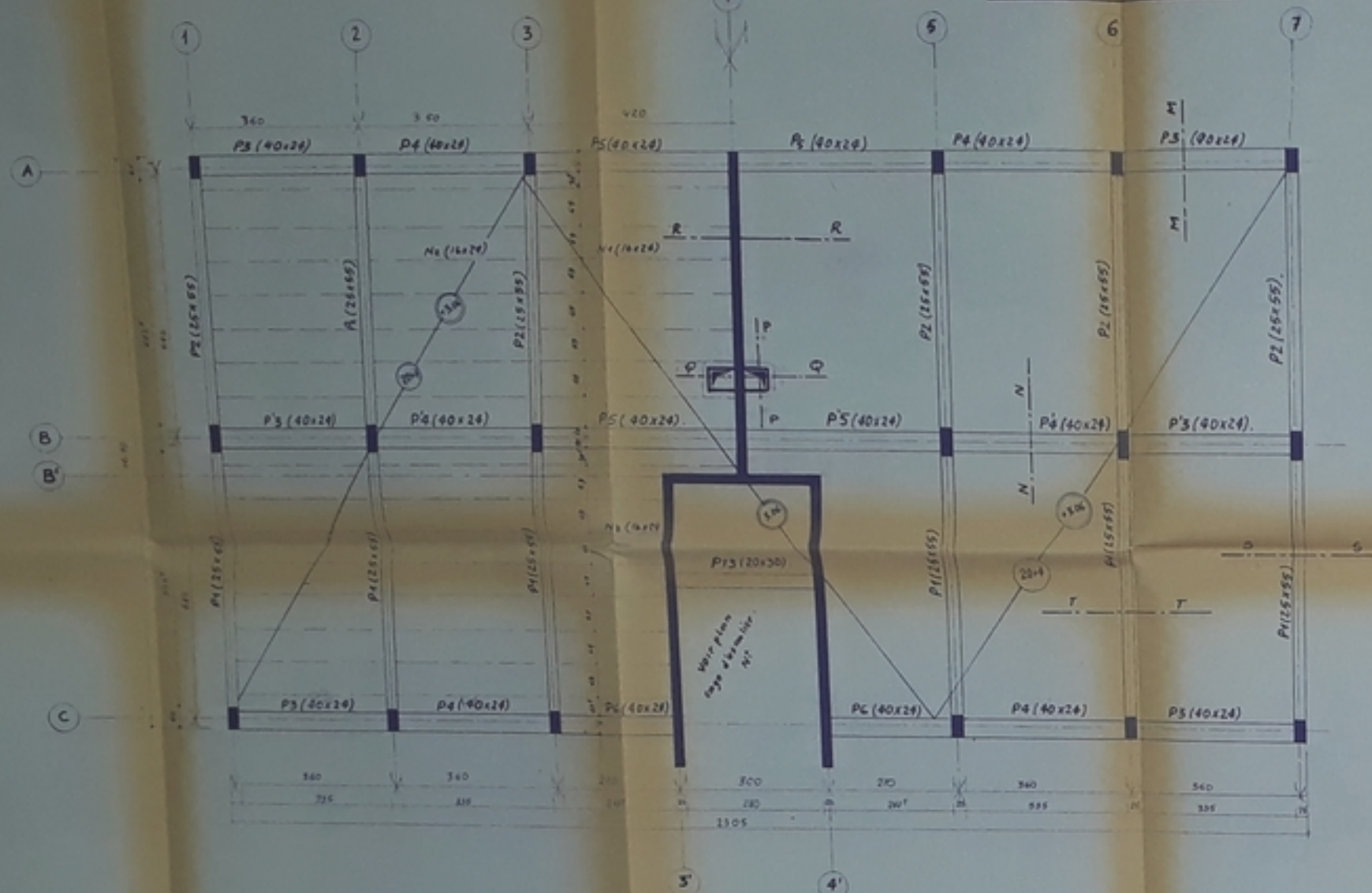
PROJET DE FIN DE TUDÉ

COFFRAGE

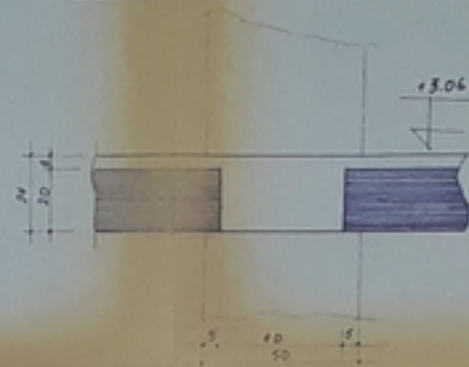
PLANCHER TERRASSE

N° 3

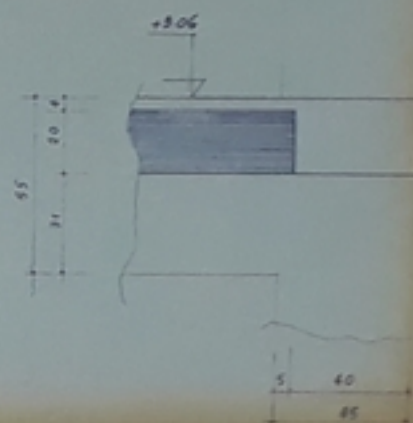
PLANCHER COURANT



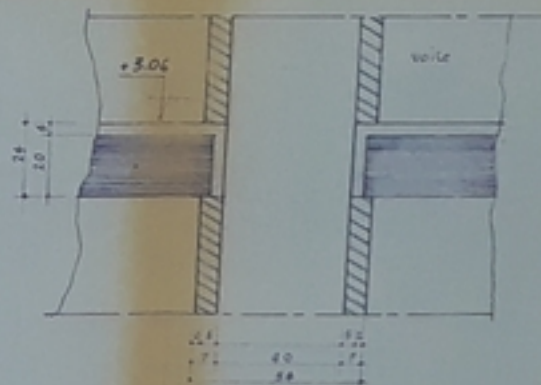
COUPE N-N



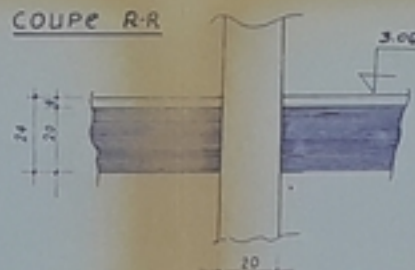
COUPE M-M



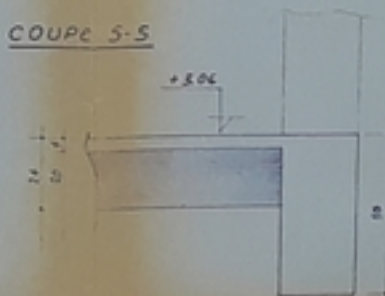
COUPE P-P



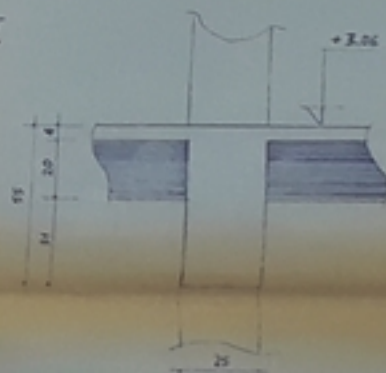
COUPE R-R



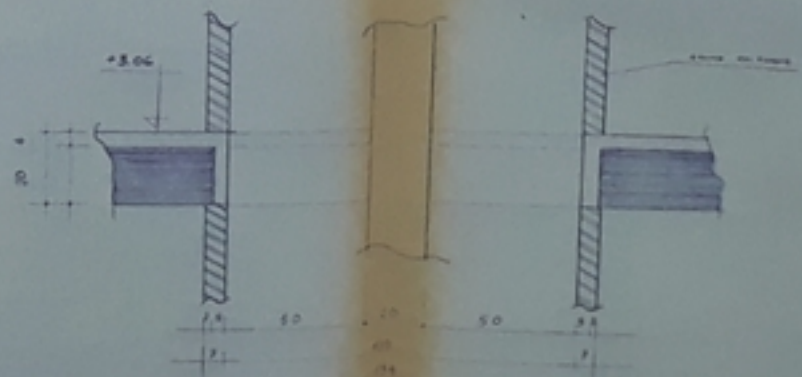
COUPE S-S



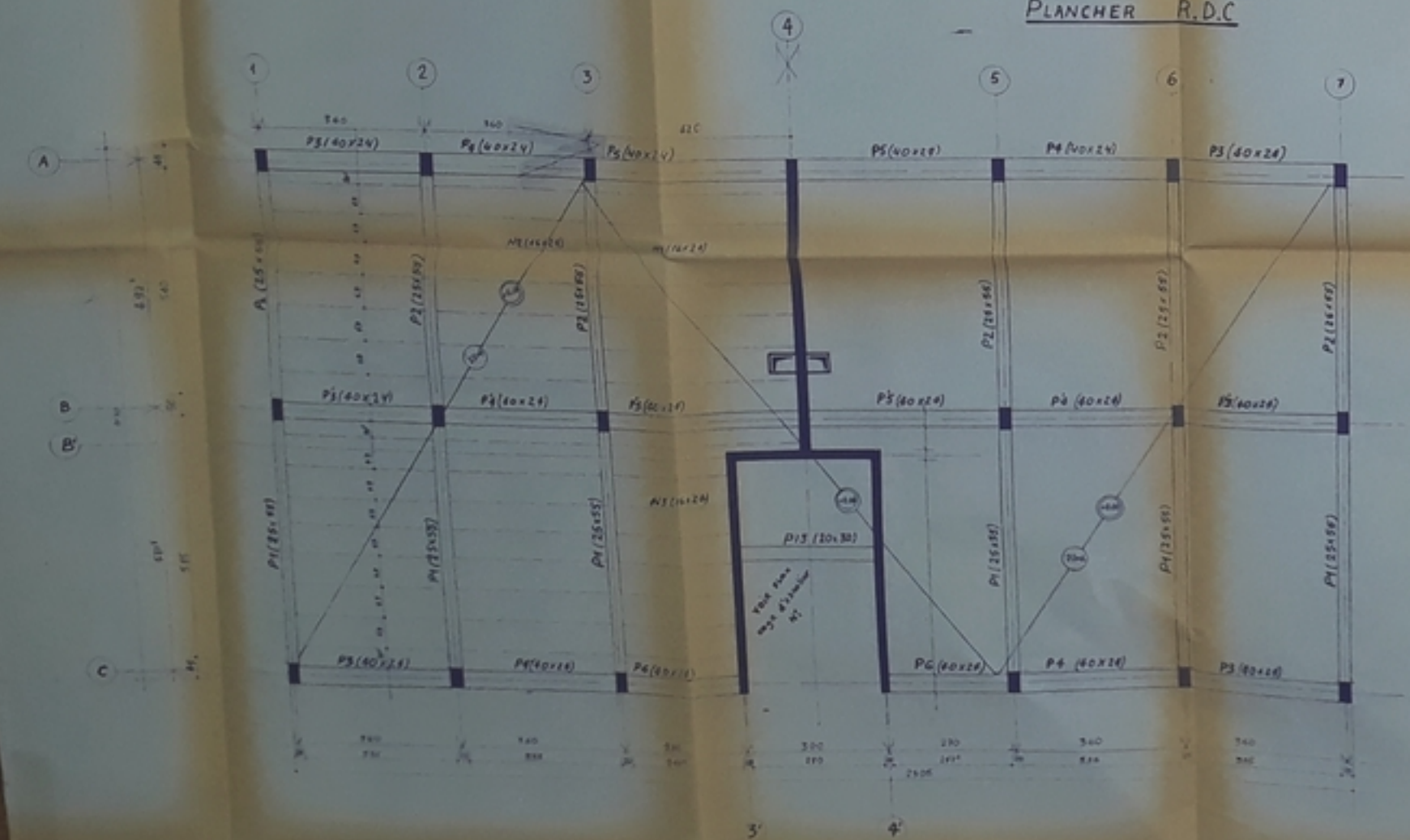
COUPE T-T



COUPE Q-Q

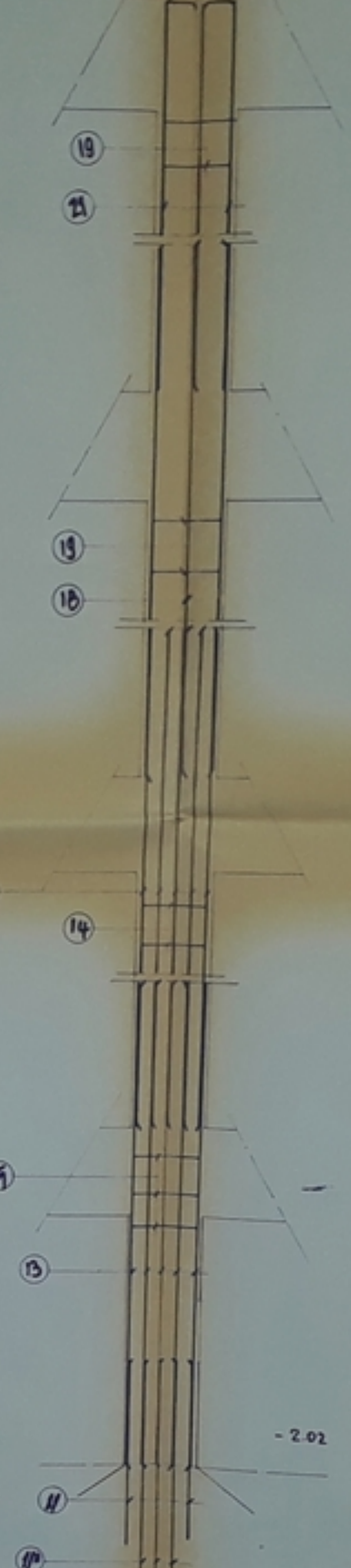
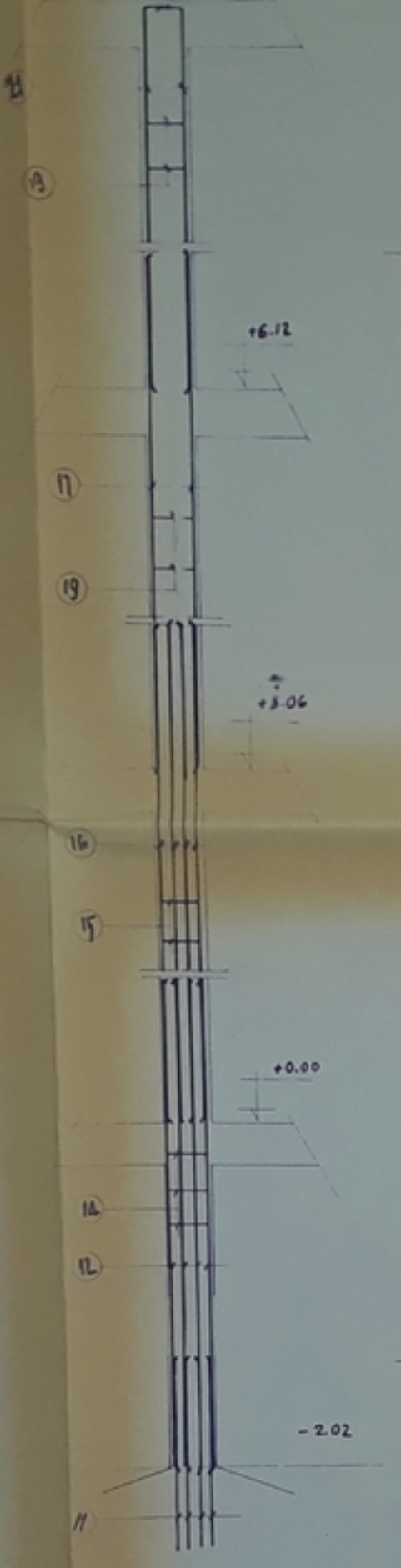
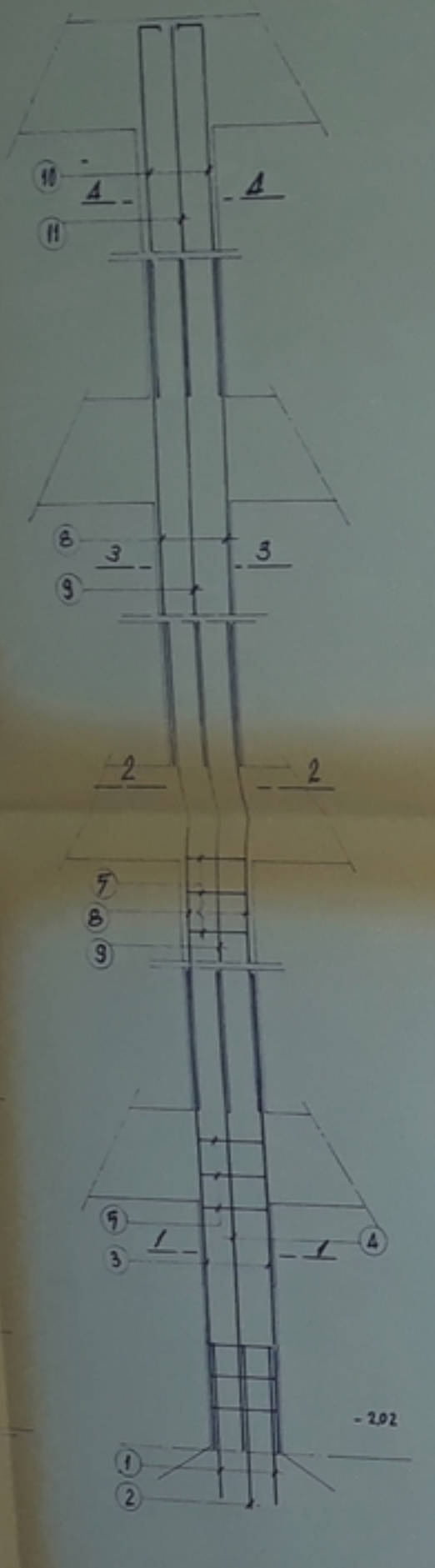
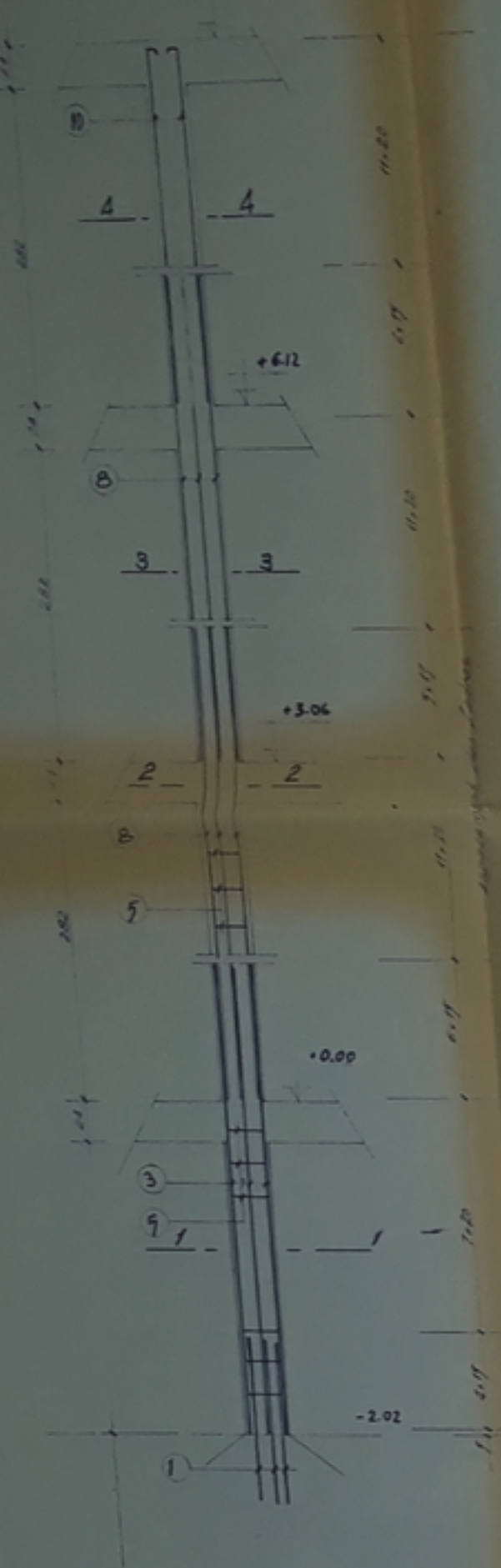


PLANCHER R.D.C

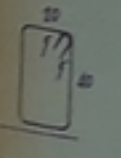


PROJET DE FIN DE TUDÉ

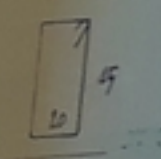
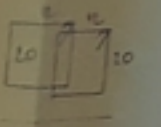
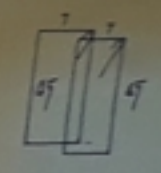
COFFRAGE MANCHONS
COURANT ET R.D.C.
N°1



- ③ 3x2 T 20 L=300 Filants
- ④ 2 T 14 L=300 Filants
- ⑤ 19 cadres φ 6 L=130
- ⑥ 42 cadres φ 6 L=90
- ⑦ 57 cadres φ 6 L=90
- ⑧ (3x2 T 16) 2 L=386 Filants
- ⑨ (2 T 16) 2 L=376 Filants
- ⑩ 3x2 T 16 L=311 Filants

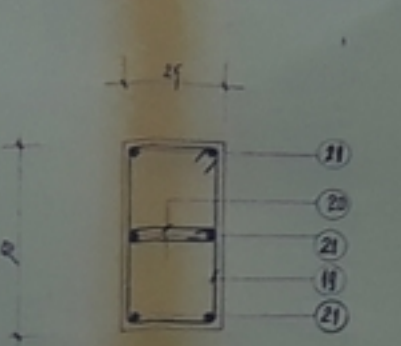
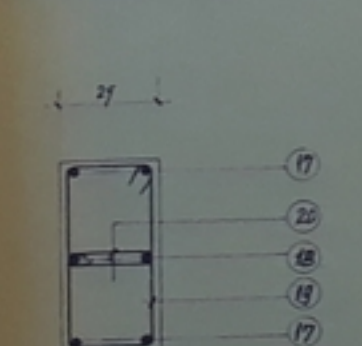
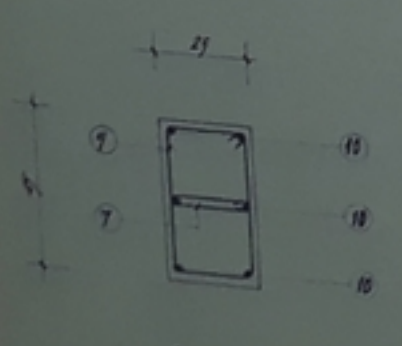
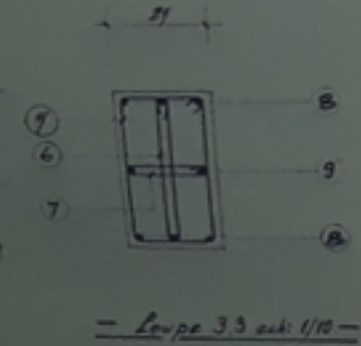
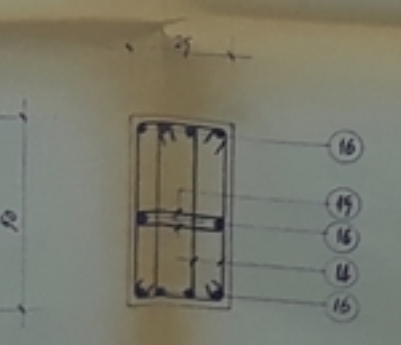
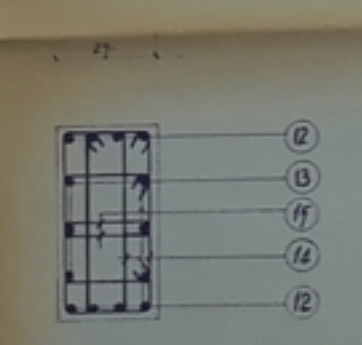
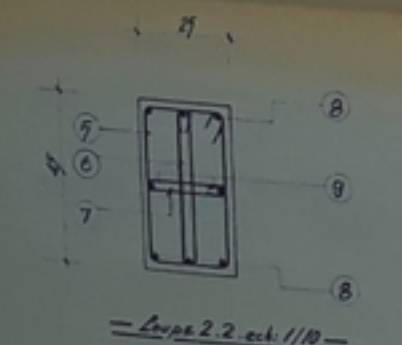
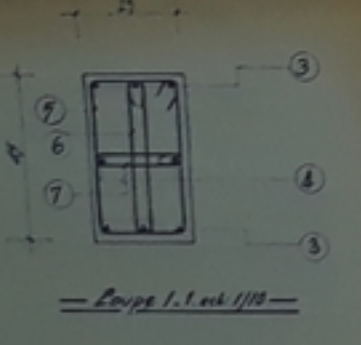


- ⑫ 4x2 T 20 L=300 Filants
- ⑬ 6 T 14 L=300 Filants
- ⑭ 32x2 cadres φ 6 L=115
- ⑮ 32x2 cadres φ 6 L=70
- ⑯ 10 T 10 L=406 Filants
- ⑰ 2x2 T 10 L=406 Filants
- ⑱ 2 T 16 L=386 Filants
- ⑲ 27 cadres φ 6 L=100
- ⑳ 27 Epl. φ 6 L=45
- ㉑ 6 T 16 L=311 Filants



NOTA
 Pour les Numéros 1, 2 et 11 Voir ACH N°
 ACIERS: AL. T=5 40 A φ 20
 Cadres F= E 22 φ 6

PB 014 49
 -5-



— Coffrage ferrailage des poteaux P1, P2, P3, P4, P5, P6, P13, P14, P15, P16, P17, P18 —

— Coffrage ferrailage des poteaux P7, P8, P9, P10, P11, P12 —

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

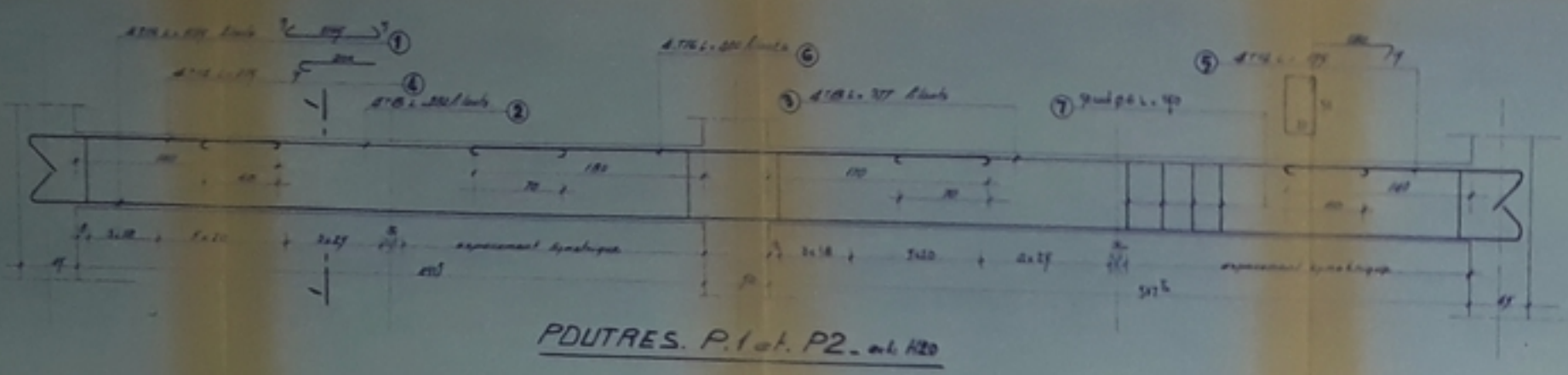
BATIMENT HABITATION

COFFRAGE-FERRAILAGE
 poteaux
 N° 5

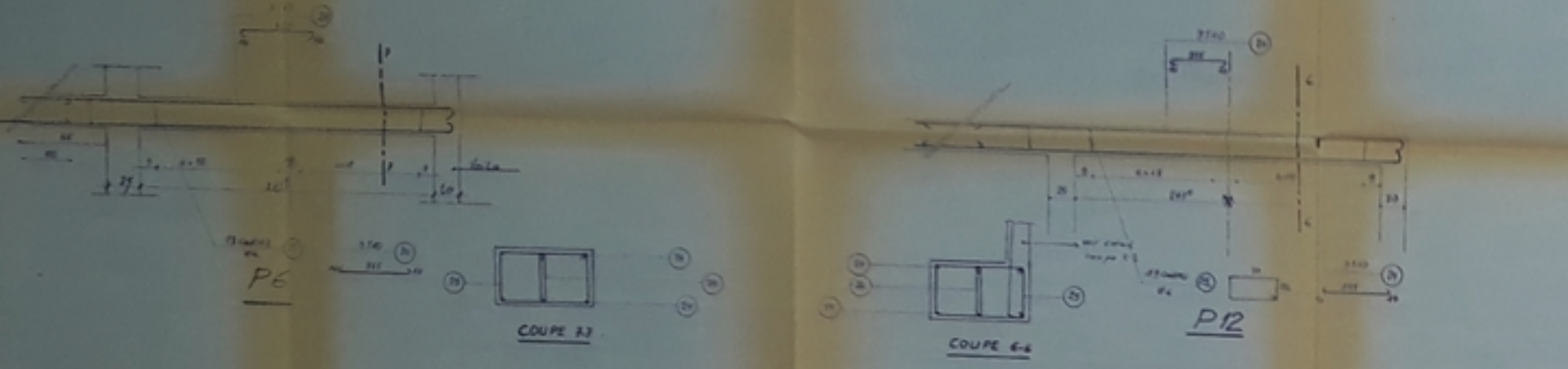
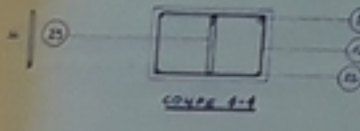
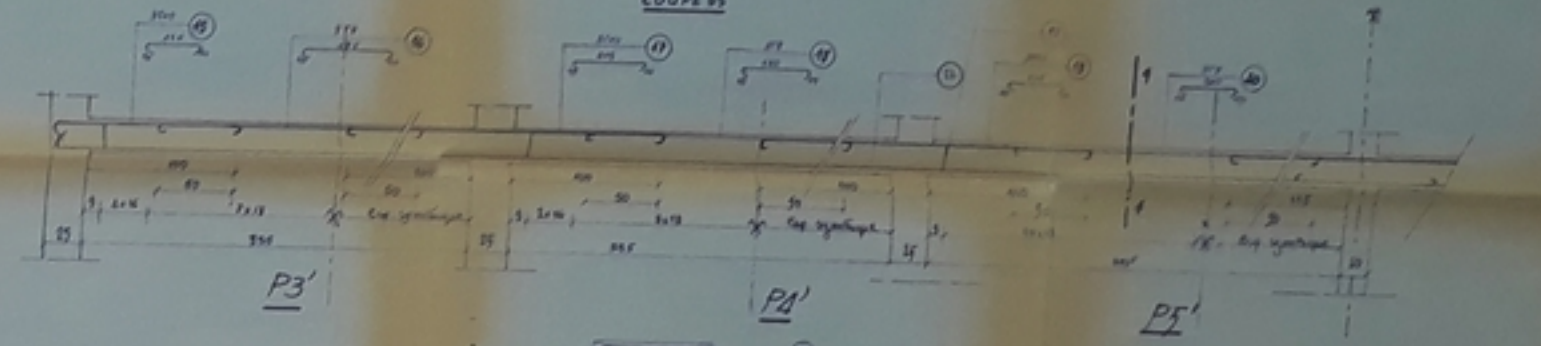
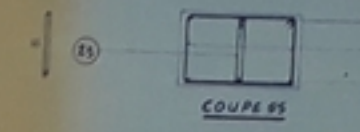
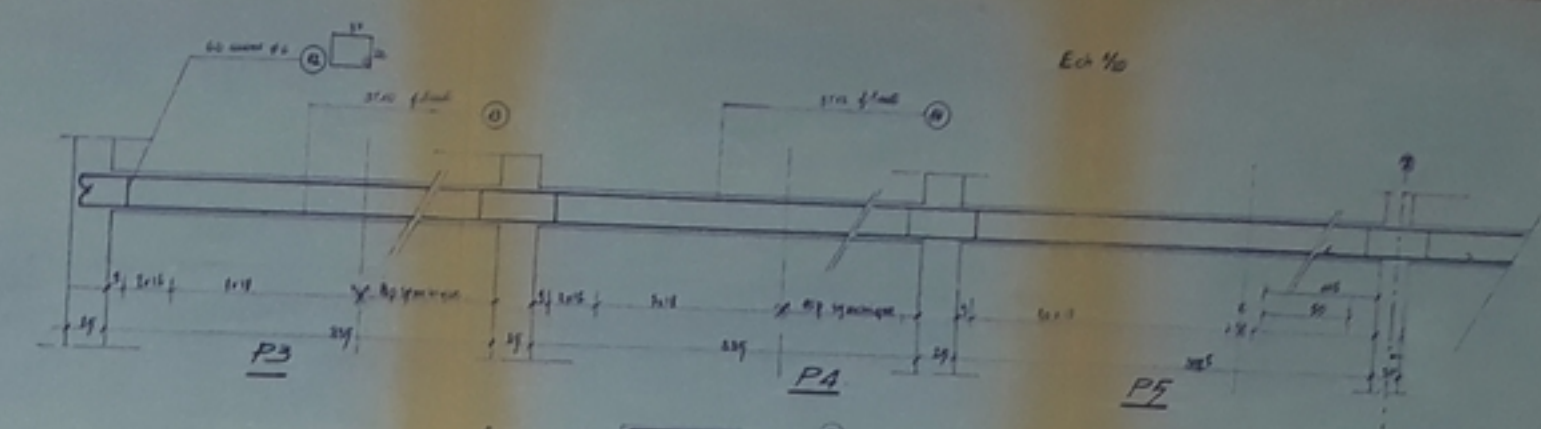
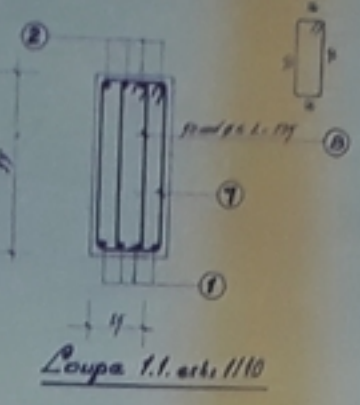
A MOULANGER

EN REGIM

GEORGIE MOUANG



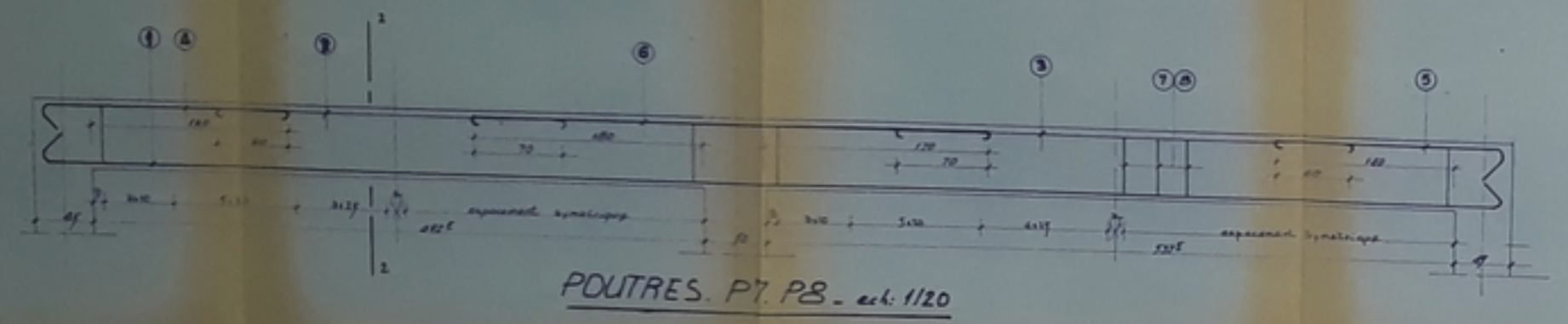
POUTRES. P1 et P2. éch. 1/20



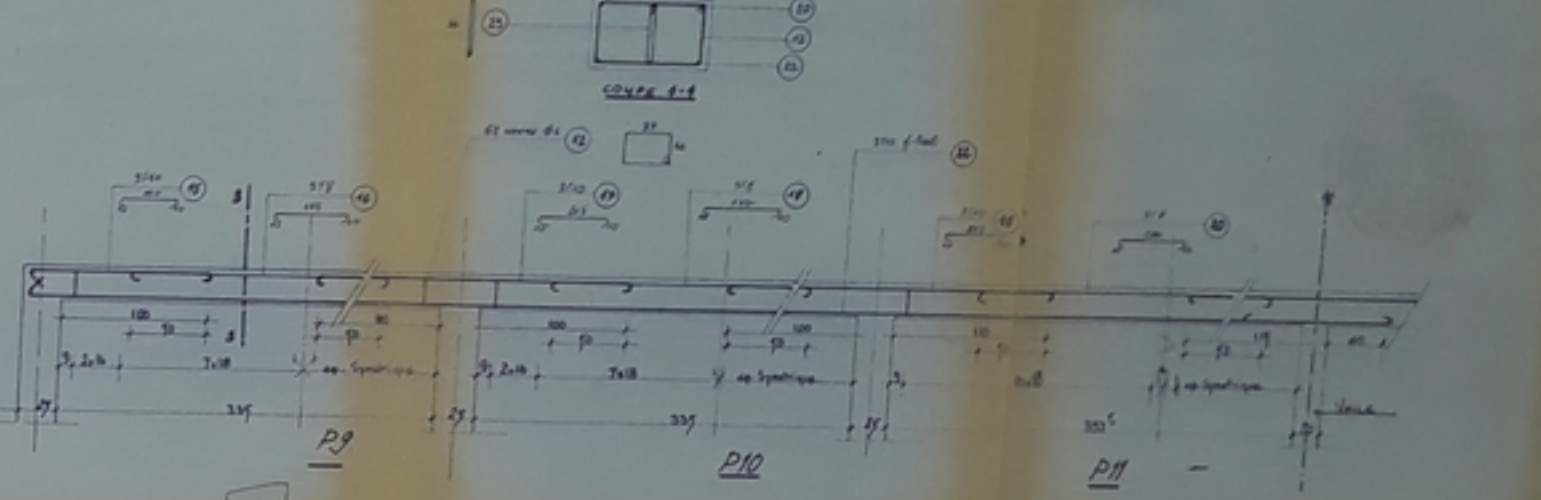
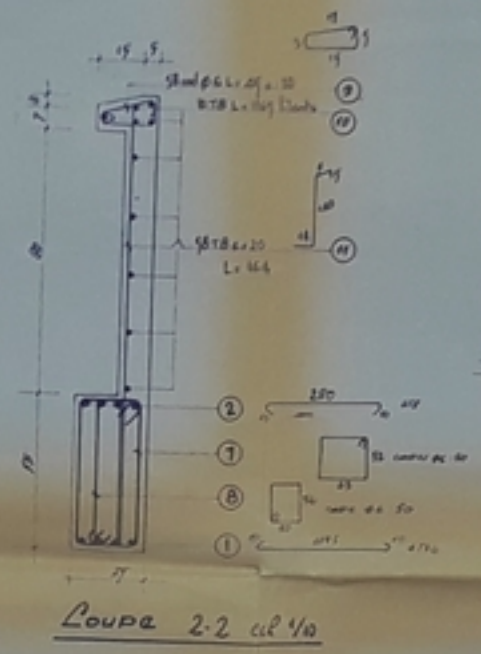
COUPE 3-3

COUPE 6-6

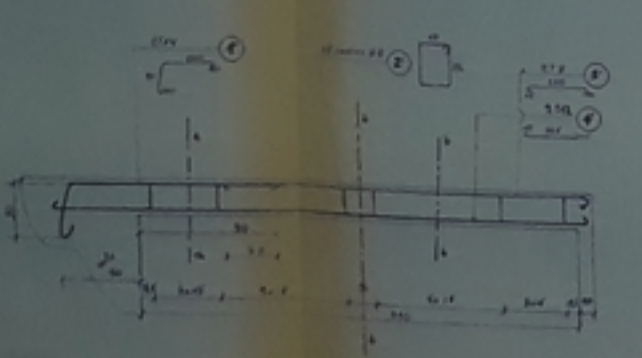
P12



POUTRES. P7, P8. éch. 1/20

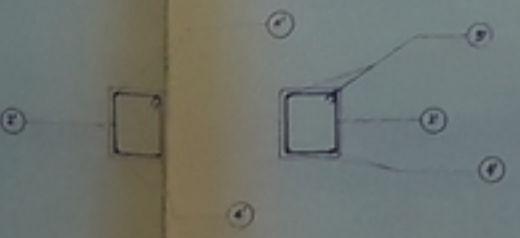


COUPE 5-5



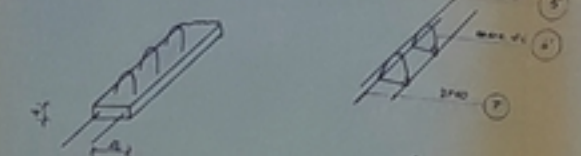
POUTRE P0. éch. 1/20

COUPE a-a COUPE b-b

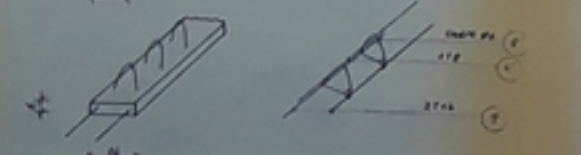


POUTRES PREFABRIQUES SUR PLACE

POUTRES No



POUTRES No

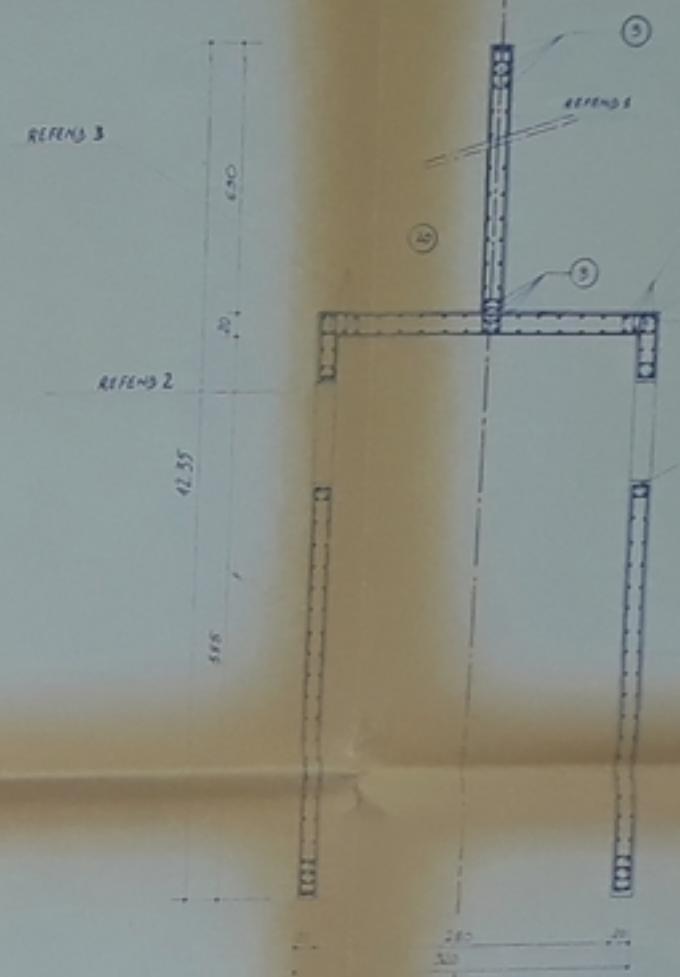
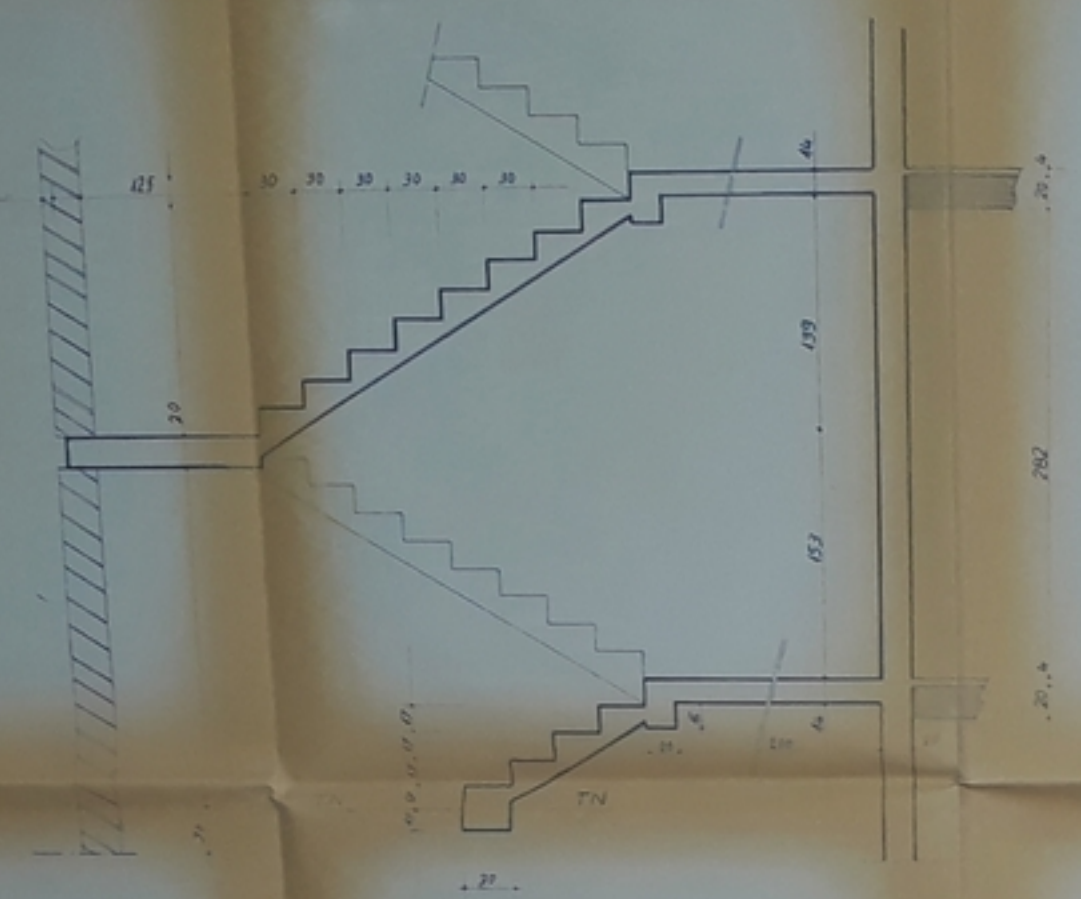


POUTRES No-N3



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDE
 BATIMENT D'HOUSSEMENT
 COFFRAGE - FERRAILLAGE
 Poutres aciers armées
 N° 2

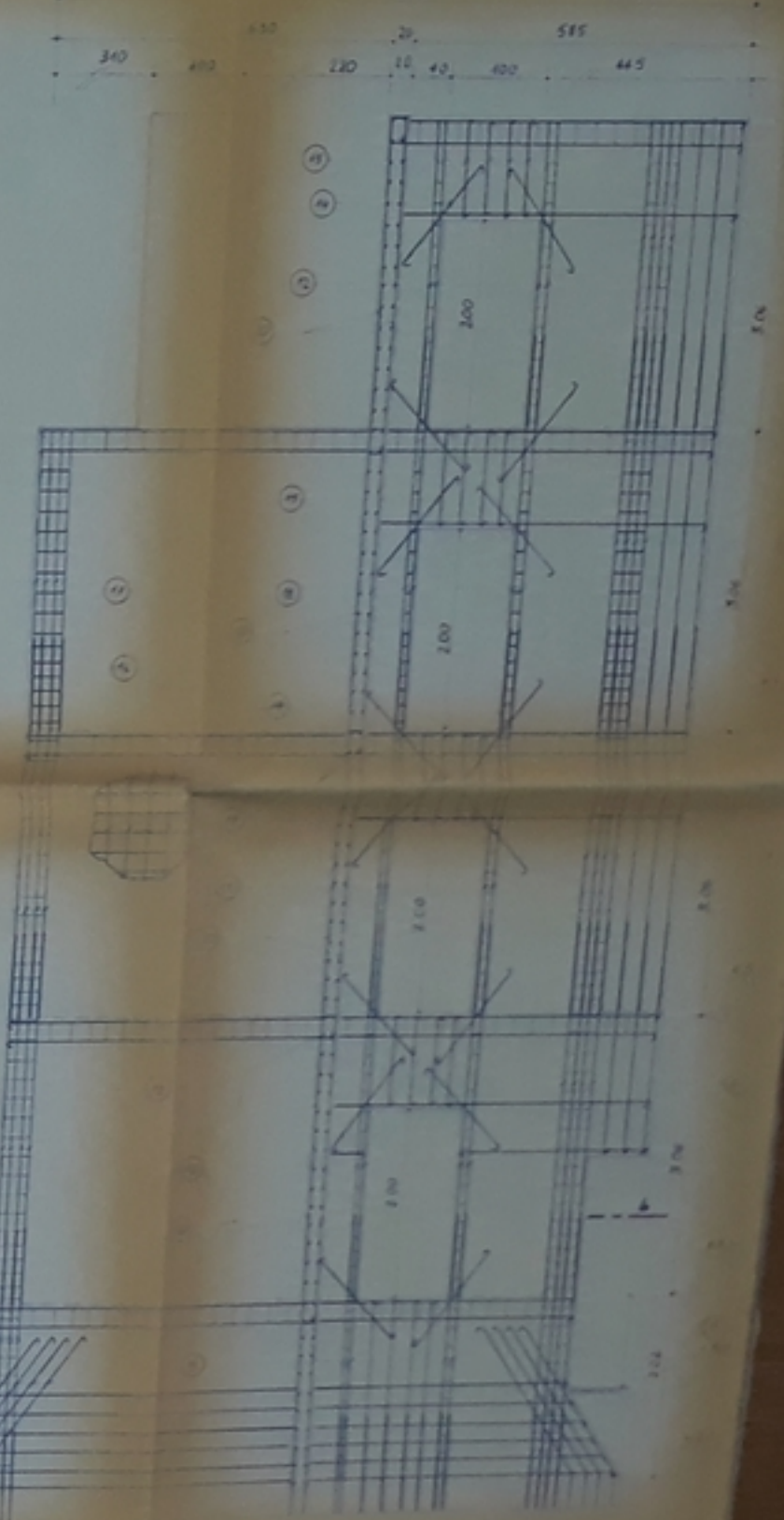
COUPE DE L'ESCALIER



COUPE bb

- ① quadrillage Ø8 mètre étage
- ② Ø16 L=30cm
- ③ Ø16 L=40cm
- ④ Ø16 L=40cm
- ⑤ Ø16 L=30cm
- ⑥ Ø16 L=40cm
- ⑦ Ø16 L=40cm
- ⑧ Ø16 L=30cm
- ⑨ Ø16 L=30cm
- ⑩ Ø16 L=30cm
- ⑪ Ø16 L=30cm
- ⑫ Ø16 L=30cm
- ⑬ Ø16 L=30cm
- ⑭ Ø16 L=30cm
- ⑮ Ø16 L=30cm
- ⑯ Ø16 L=30cm
- ⑰ Ø16 L=30cm
- ⑱ Ø16 L=30cm
- ⑲ Ø16 L=30cm
- ⑳ Ø16 L=30cm

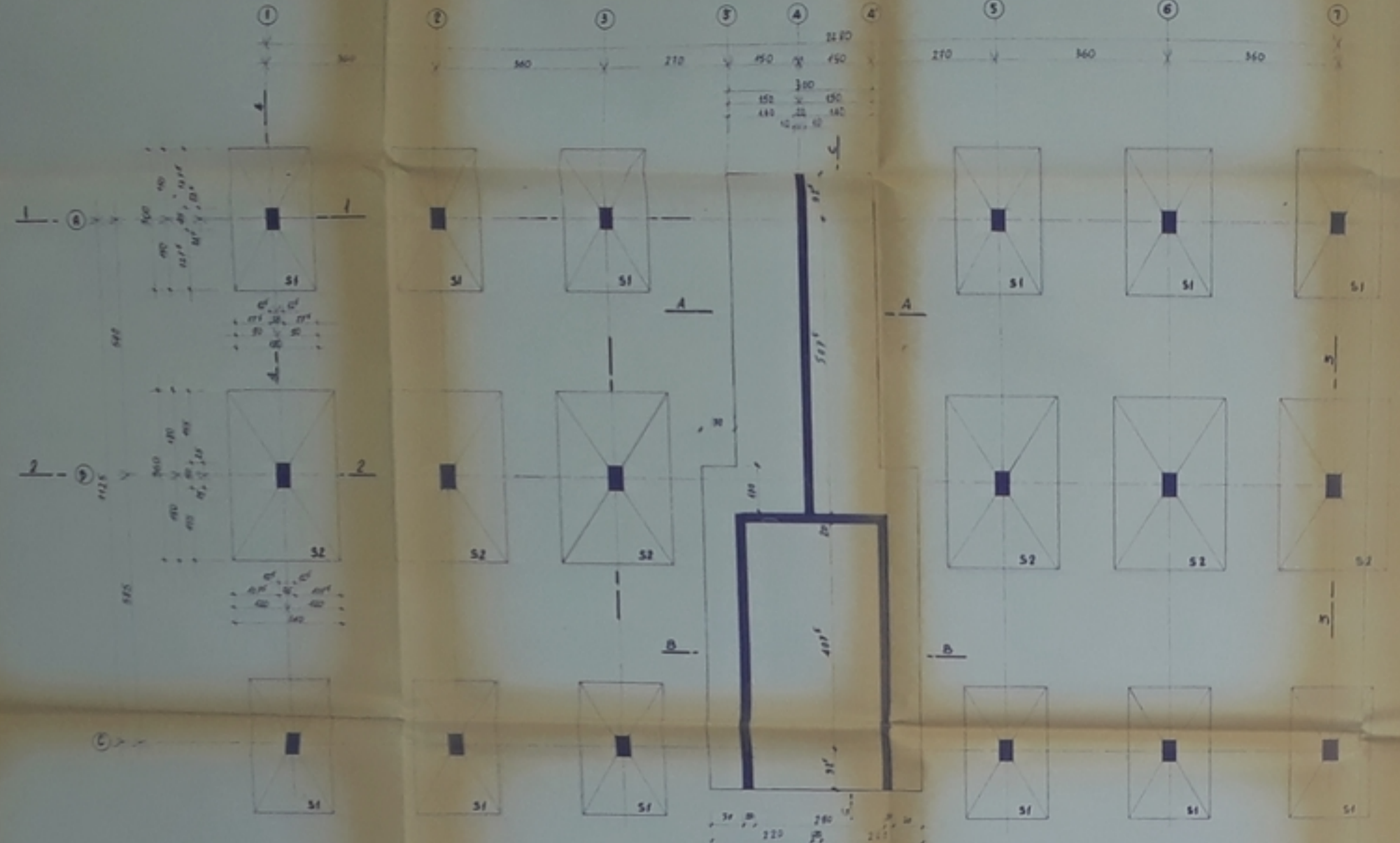
- ① Ø16 L=30cm
- ② Ø16 L=30cm
- ③ Ø16 L=30cm
- ④ Ø16 L=30cm
- ⑤ Ø16 L=30cm
- ⑥ Ø16 L=30cm
- ⑦ Ø16 L=30cm
- ⑧ Ø16 L=30cm
- ⑨ Ø16 L=30cm
- ⑩ Ø16 L=30cm
- ⑪ Ø16 L=30cm
- ⑫ Ø16 L=30cm
- ⑬ Ø16 L=30cm
- ⑭ Ø16 L=30cm
- ⑮ Ø16 L=30cm
- ⑯ Ø16 L=30cm
- ⑰ Ø16 L=30cm
- ⑱ Ø16 L=30cm
- ⑲ Ø16 L=30cm
- ⑳ Ø16 L=30cm



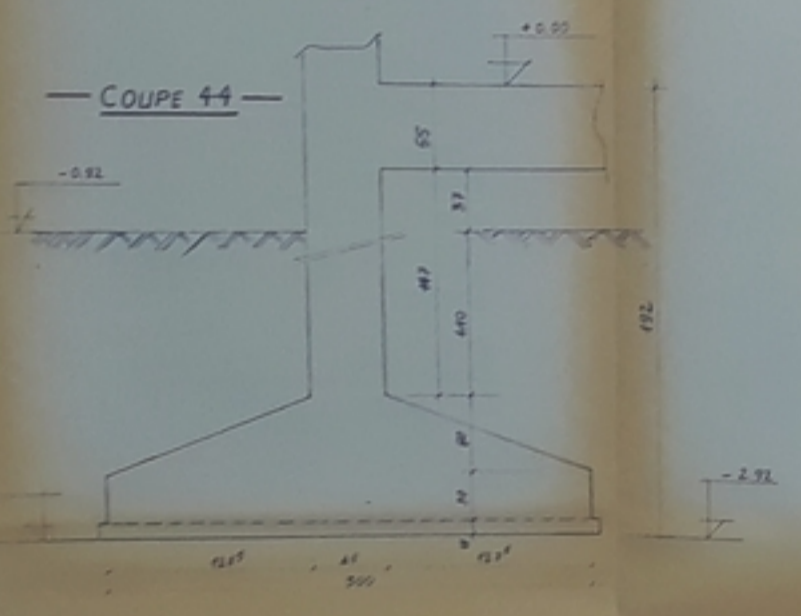
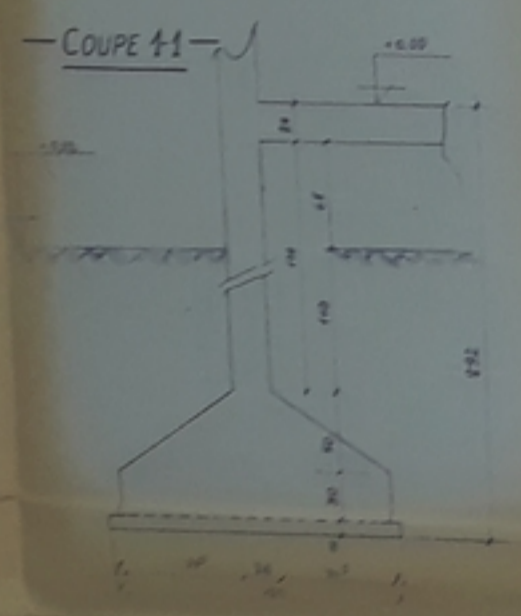
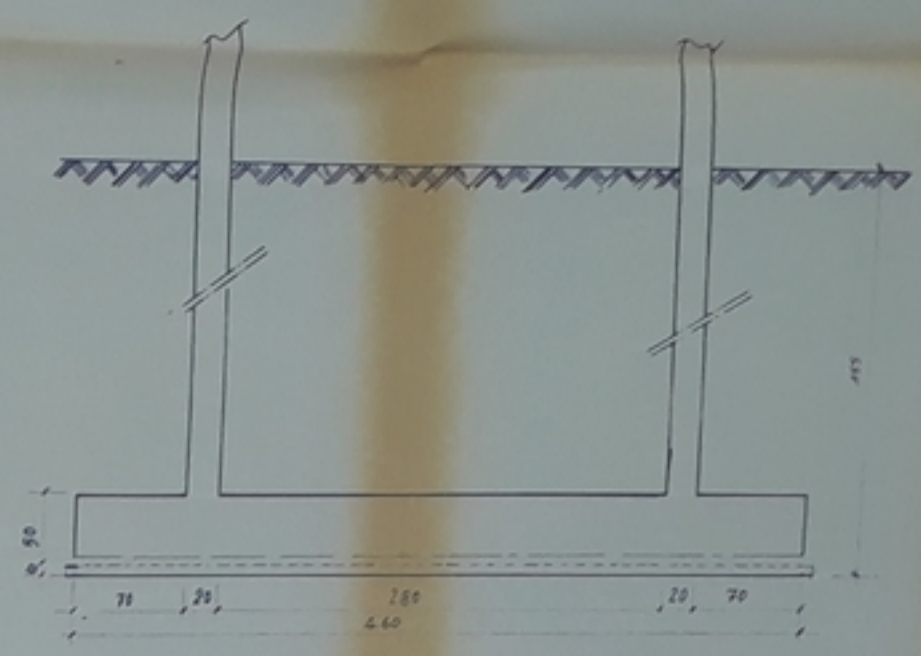
COUPE cc

PROJET DE FIN DE TUDE

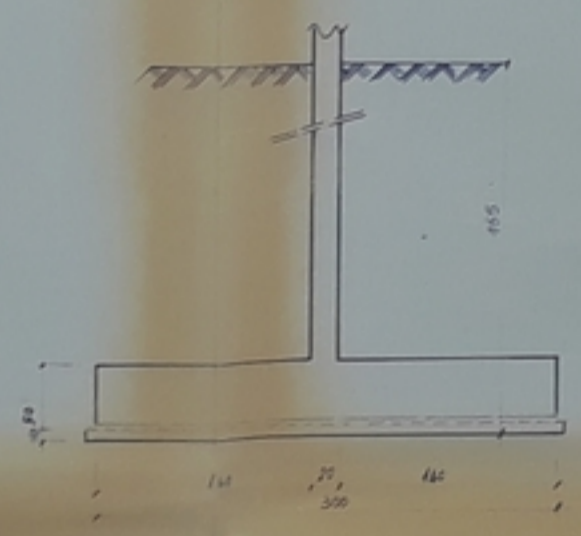
COFFRAGE FERRELLAGE
ESCALIER - MUR EN REFEND
N°1



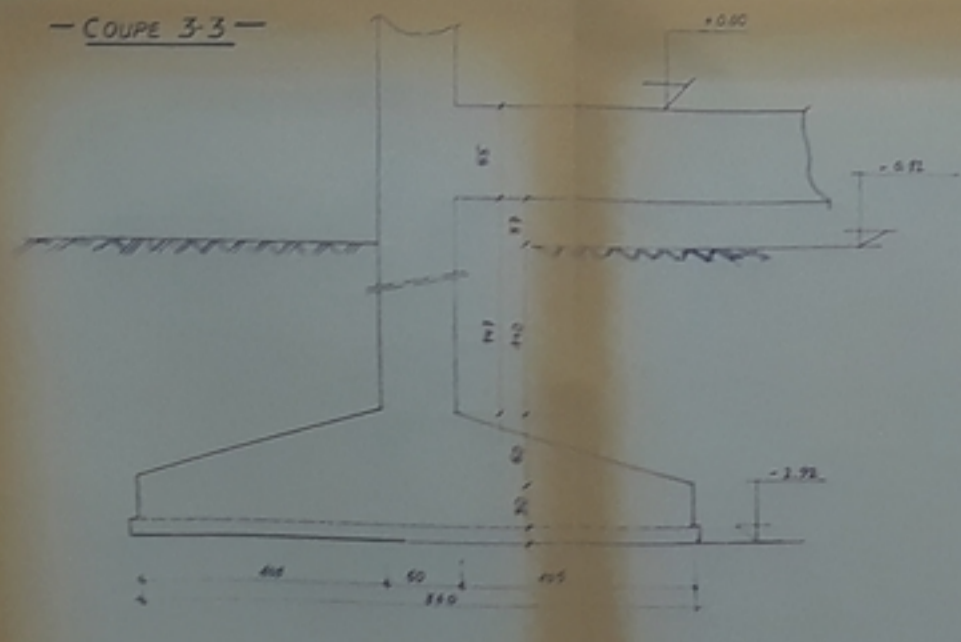
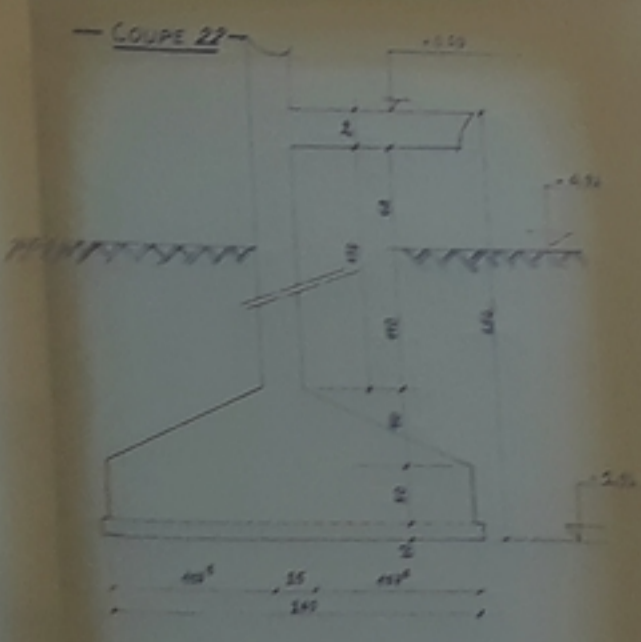
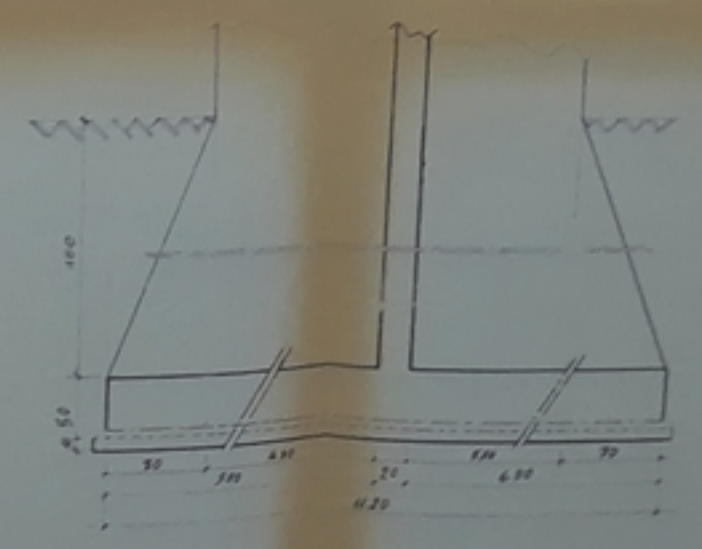
— COUPE B-B —



— COUPE AA —



— COUPE C-C —



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

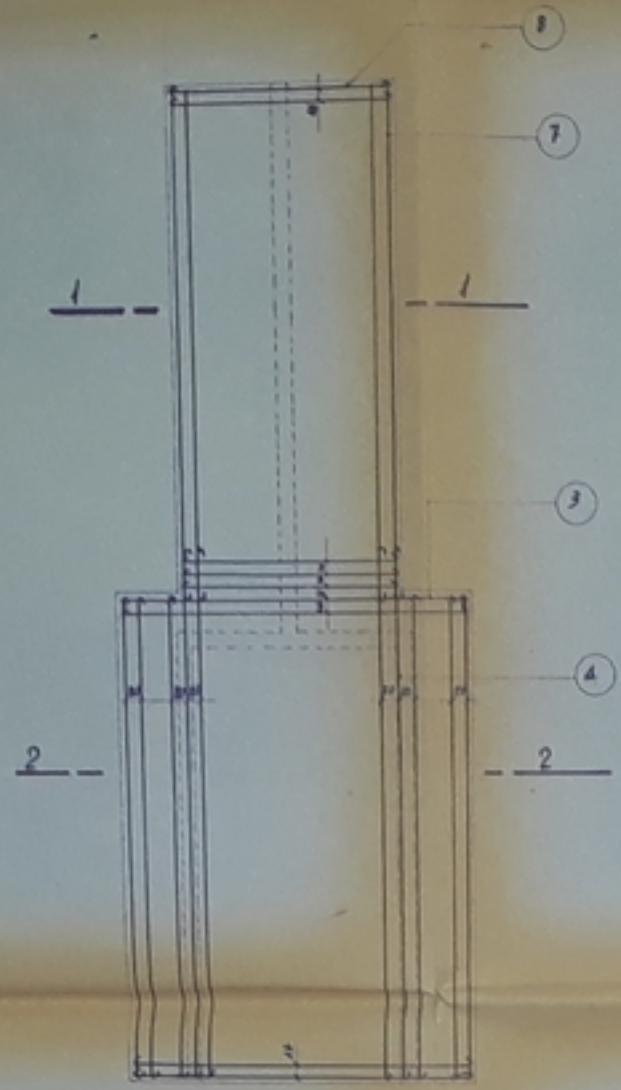
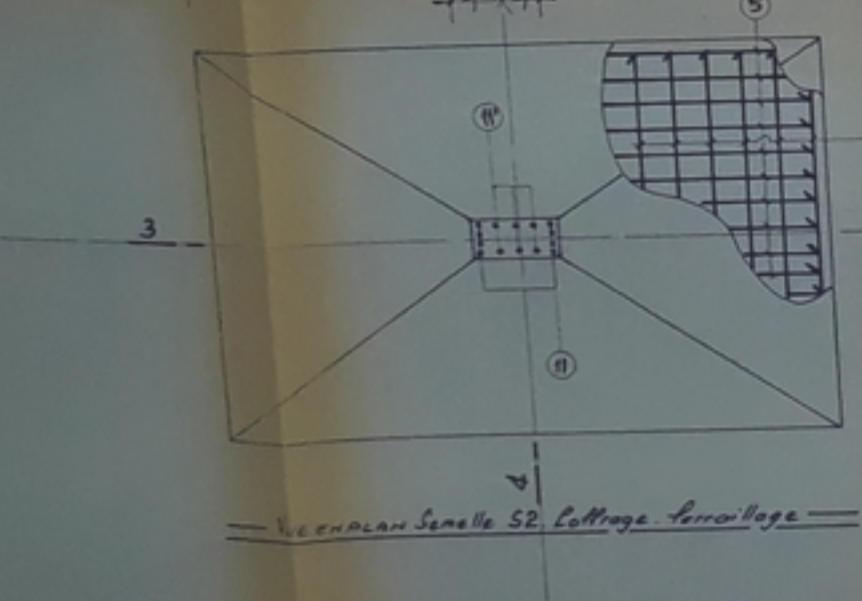
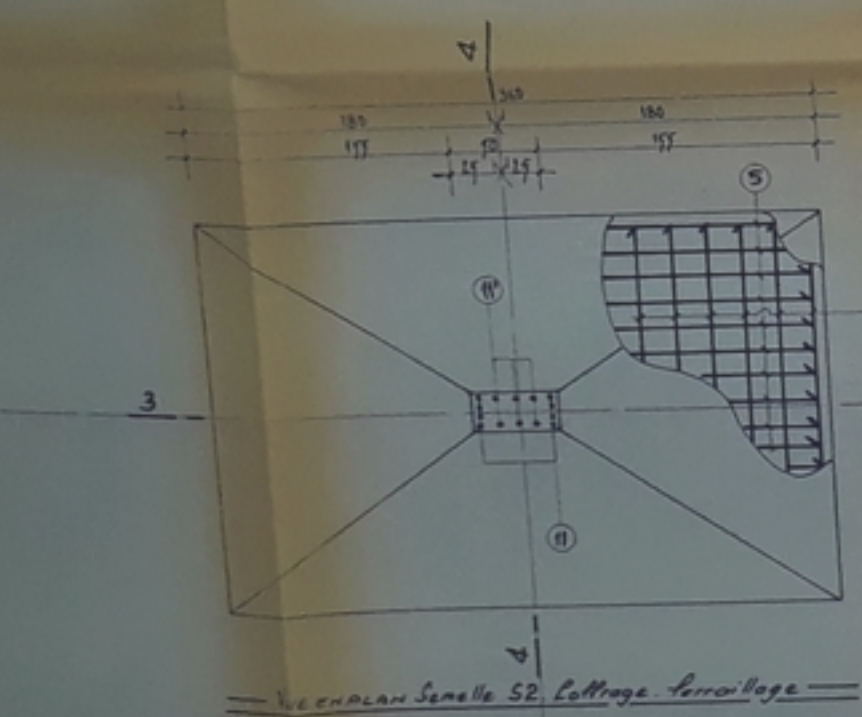
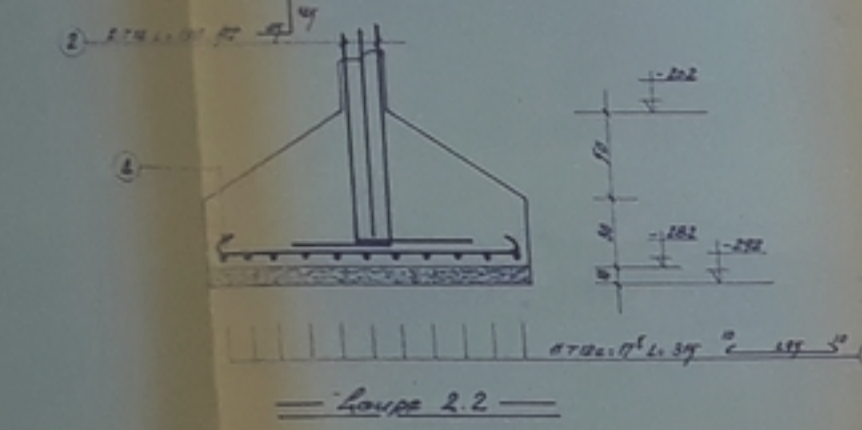
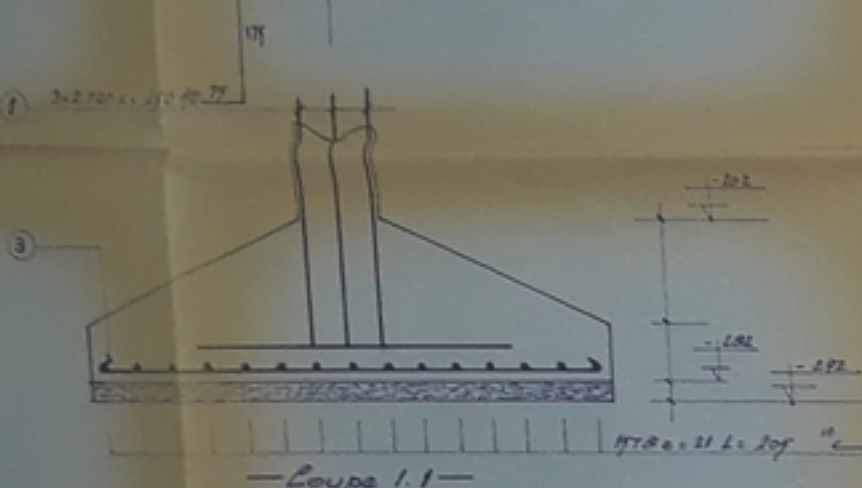
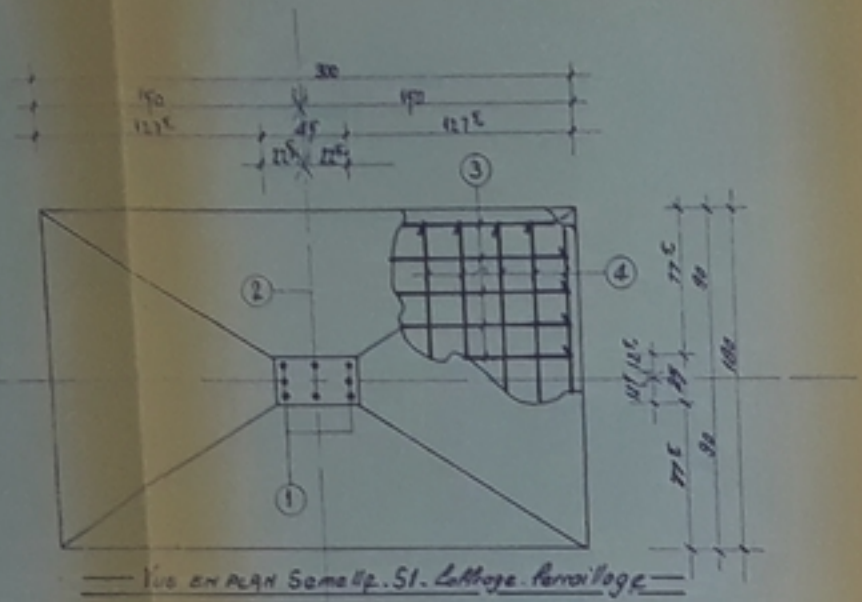
SATIMENT OUBALIMON

Coupe de fin de
4/1

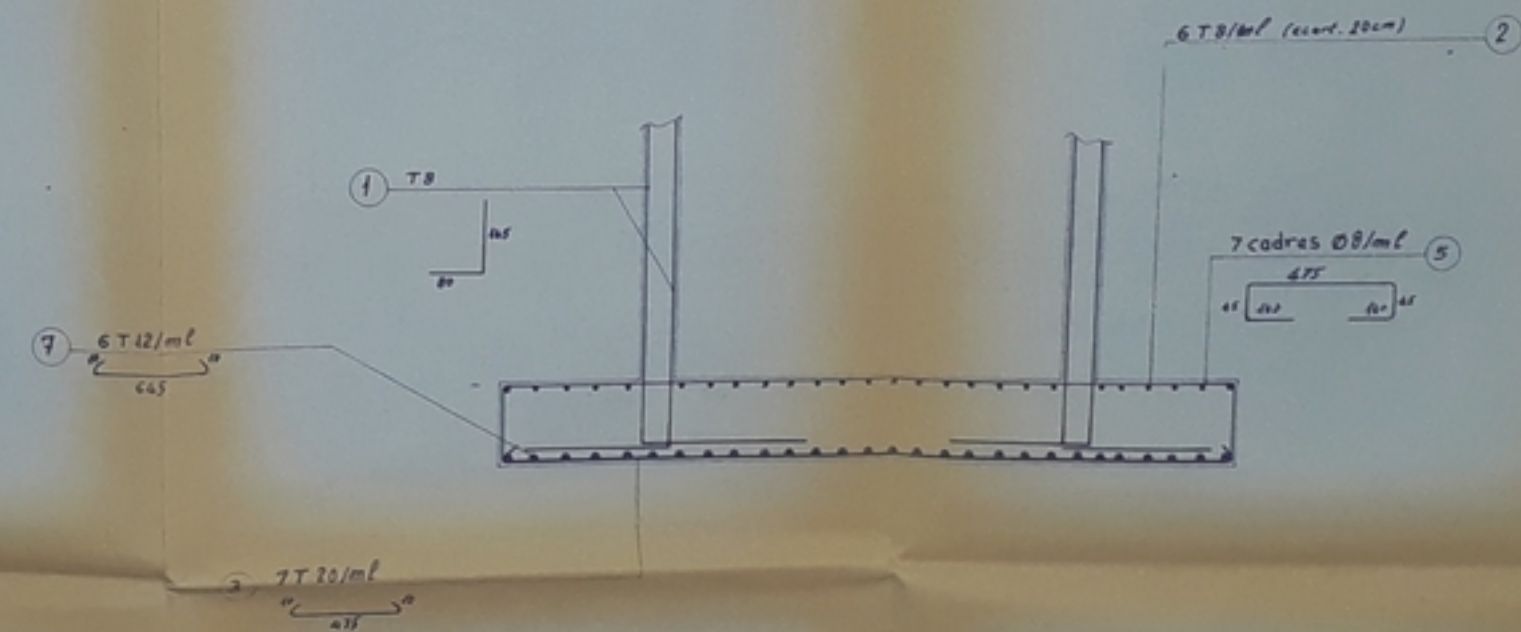
PROF. A. BOUAFIA

M. BOUAFIA

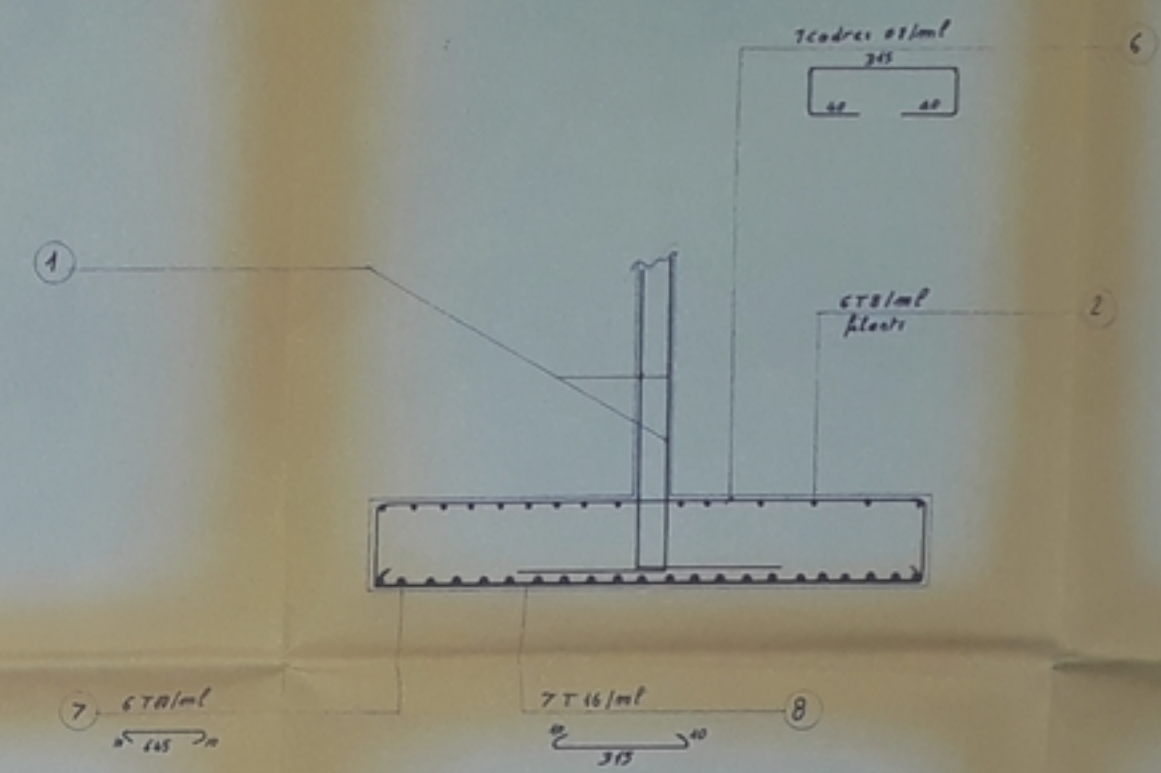
M. BOUAFIA



— COUPE 2-2 —



— COUPE 1-1 —



UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

BÂTIMENT D'HABITATION

FERRAILLAGE
FONDACTIONS
N° 9

À MOUILLANT

50 RÉGION

PB 01279
-03-

