

31/81

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE D'ALGER

10x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية لتكنولوجيا الهندسية

— المكتبة —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE

Projet de fin d'études

crèche d'enfants.

PROPOSÉ PAR :

GASORAL

ETUDIÉ PAR :

SAAD. H

DIRIGÉ PAR :

Mr : BEN MOUHOUB

PROMOTION, JUIN 1981

UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE D'ALGER

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

Projet de fin d'études

crèche d'enfants.

PROPOSÉ PAR :

CASORAL

ETUDIÉ PAR :

SAAD. H

DIRIGÉ PAR :

Mr : BEN MOUHOUB

PROMOTION, JUIN 1981

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail :

- A la mémoire de ma mère.
- A mon père
- A mes frères, A mes sœurs, en leur souhaitant tout le bonheur possible.
- A mes parents.
- A mes amis.
- A toutes les innocentes victimes de la guerre au LIBAN

REMERCIEMENTS

Je remerci, mon promoteur M^r BEN MOUHOUB pour ses conseils judicieux ; M^r ABOU HACHICH pour son aide, et tous les membres du bureau d'études de la CASORAL
Je remerci L'U.J.D.L. pour son appui et son amabilité
Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

TABLE DES MATIERES

	pages
• Présentation	1
• Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
• Charges et sur charges	5
• Calcul des éléments	7
• Acrotère	7
• encorbellement	9
• Escalier	11
• poutrelles terrasse	25
• Dalle de compression	31
• poutrelles étage	34
• Efforts dans les poutres du plancher terrasse	39
• " " chaînages "	43
• Efforts dans les poutres du plancher étage	47
• " " poutres chaînages "	51
• Exposé de la méthode de CLAPEYRON	25
• Etude au séisme	54
• Détermination des coefficients sismiques	54
• Forces sismiques horizontales	55
• Ferrailages des éléments du plancher terrasse	57
• dalle pleine	57
• Poutres principales	60
• poutres chaînages	68
• Ferrailage des éléments du plancher étage	72
• dalle pleine	72
• poutres principales	76
• poutres chaînages	86
• Calcul et ferrailage des longrines	88
• Longrines transversales de rive	88
• " " longitudinales	91
• " " transversales intérieures	94
• Ferrailage des poteaux	96
• Armatures longitudinales	96
• Armatures transversales	102
• Poteaux de l'escalier	104
• Fondations	105
• exposé de la méthode (Semelles isolées sous poteaux)	105
• Dimensionnement et ferrailage des semelles	107
• BIBLIOGRAPHIE	108

PRESENTATION

Notre projet consiste à étudier les éléments résistants d'une crèche d'enfants qui sera implantée à TeBESSA ; zone de faible intensité sismique $\ln < 7$.

CARACTERISTIQUES DU BATIMENT

- Il est de forme rectangulaire (22x19,2 m)
- Hauteur totale 6.60 m
- Ancré dans l'esol à 2.50 m

Les planchers seront constitués d'une part de corps creux et une dalle de compression (16+4) reposants sur des poutrelles prefabriquées sur chantier d'une autre part d'une dalle pleine de (20 cm) d'épaisseur.

Le plancher terrasse aura une isolation thermique, hydrofuge, une chape de protection, pare-vapeur, de forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales, étanchéité multicouche et une protection lourde en gravillons.

OSSATURE :

est constituée par des poutres et des poteaux qui assure un bon contreventement.

Taux de travail du sol :

La contrainte du sol où sera implanté notre bâtiment :

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$

Escalier :

le bâtiment comporte un escalier extérieur qui est constitué par deux poutrelles appuyées simplement sur la poutre palier d'une part et sur la poutre chaînage d'une autre part, dont le palier est monté en porte à faux par rapport à la poutre palier.

Maçonnerie :

• murs extérieurs :

- cloison en briques creuses de 15 cm
- vide d'air 5 cm
- cloison en briques creuses 10 cm

• murs intérieurs :

- cloison de séparation en briques creuses de 10 cm

Revêtement :

- en céramique dans les salles d'eau.
- carrelage pour les planchers des pièces.
- plâtres pour les murs et plafonds.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

BETON

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de C.P.A. 325

800 l de gravillons.

400 l de sable

175 l d'eau.

Résistance nominale de compression à 28 jours $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ b} = 275 \text{ kg/cm}^2$

" " " traction " $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ b} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte admissible en compression simple (C.C.B.A. 68 art 9.4)

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

α : dépend de la classe du ciment : C.P.A. 325 $\rightarrow \alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre

$\beta = 5/6$ (Contrôle atténué)

γ : dépend des épaisseurs relatives f_{lm} des éléments et des dimensions des granulats C_g

$\gamma = 1$ pour $f_{lm} > 4C_g$. (C_g : étant la grosseur du granulat).

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0,3$ en compression simple

$= 0,6$ flexion simple

$= 0,6$ en flexion composée qd l'effort normal est une traction

$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{array} \right.$ qd l'effort normal est une compression

e_0 : excentricité des forces extérieures / centre de gravité de la section

e_1 : rayon vecteur du noyau central de la section du béton et le plan radial

ε : dépend de la forme de la section et de la nature de sollicitation.

$\varepsilon = 1$ en compression simple.

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$ dans les autres cas.

$$\text{d'où: } \bar{\sigma}'_n = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ b} = 68 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } S P_1.$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ b} = 103,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } S P_2.$$

Contrainte admissible en flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ b} = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } S P_1$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ b} = 206,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } S P_2.$$

Contrainte de référence en traction (C.C.B.A. 68 art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \bar{\sigma}_n \quad \text{où } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta.$$

α, β, γ ont les mêmes significations et valeurs que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n} \quad (\sigma'_n = \sigma'_{28})$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,8 \text{ b} = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Recapitulation

	$\bar{\sigma}'_{b_0}$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$
SP ₁	69	137.7	51.9
SP ₂	103.3	206.55	81.5

Module de déformation du béton- Module de déformation longitudinale

- Dans le cas des charges instantanées (temp d'application de la charge est < 24h)

$$E_i = 2100 \sqrt{\sigma'_j} \quad (\text{C.C.B.A. 68 art 9.61})$$

σ'_j : résistance du béton à l'âge de j jours en bars.

- cas des charges de longue durée d'application :

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$$

$$\sigma'_j = 1.2 \sigma'_{28} \quad \text{béton à base de ciment 325}$$

$$\sigma'_j = 1.1 \sigma'_{28} \quad \text{" " Supérieure.}$$

- Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = 0.15 \quad (\text{Coeff. de Poisson})$$

Contrainte de traction et condition de fissuration du béton (C.C.B.A. 68 art 49)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \sigma'_b} \end{array} \right.$$

: contrainte de fissuration systématique

contrainte de fissuration non systématique

η : coeffi de fissuration
 = 1 Ronds lisses.
 = 1.6 H.A.

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

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{A_f}$ section des barres tendues
 section d'enrobage des barres tendues.

$k = \begin{array}{l} 10^6 \text{ fissuration préjudiciable.} \\ 1.5 \cdot 10^6 \text{ " peu nuisible} \\ 0.5 \cdot 10^6 \text{ " très préjudiciable.} \end{array}$

Coefficient d'équivalence

La C.C.B.A. 68 fixe pour le béton $n = 15$.

ACIER

Les aciers utilisés pour le béton armé sont de 3 sortes :

ACIERS DOUX :

Ronds lisses de nuances FcE 24 $\sigma_{en} = 235 \text{ ou } 240 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₁ : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Aciers à haute adhérence

La haute adhérence est obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

Nuance \bar{f}_e E40 $\bar{\sigma}_{en} = 4120$ b pour $\phi \leq 20$ mm
 $\bar{\sigma}_{en} = 3920$ b pour $\phi > 20$ mm
 sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm²
 sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = 4200$ kg/cm²

Treillis

Les treillis soudés sont des grillages en fils croisés, se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

ϕ (mm)	$\bar{\sigma}_{en}$ ou $\bar{\sigma}_{en}$	
	bars	kg/cm ²
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	450

SOLLICITATIONS

pour les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous :

- G : charges permanentes
- P : surcharges d'exploitation
- V : surcharges climatiques normales
- W : " " extrêmes
- T : " dues aux effets de la température et au retrait
- S₁ : " dues aux séismes.

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre (SP₁)

$$S_1 = G + 1,2P + T$$

$$S'_1 = G + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2^e genre (SP₂)

$$S_2 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + S_1$$

γ_w : est calculée d'après la formule :

$$\gamma_w = 1,1 - 0,5 \frac{P_{gmax}}{G} \quad \text{si } P_{gmax} < 0,2G$$

$$\gamma_w = 1$$

dans le cas contraire

P_{gmax} étant les sollicitations maximales développées par les surcharges pesantes d'exploitation

N.B : vu la hauteur de notre bâtiment et son poids, on considérera la sollicitation

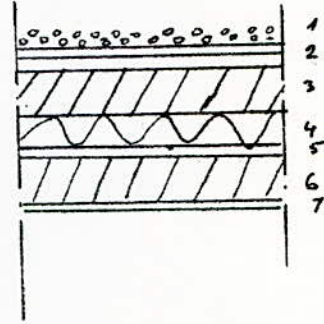
du 1^{er} genre pour le calcul des efforts.

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES PERMANENTES

* Plancher terrasse. (Corps creux)

(1) protection lourde de gravillons (15cm)	225 kg/m ²
(2) étanchéité multicouche 1cm	6 kg/m ²
(3) forme de pente 10cm	200 kg/m ²
(4) isolation thermique 15cm	60
(5) pore vapeur	2
(6) Hourdi + table (16+4)	265 kg/m ²
(7) enduit en plâtre 1,5cm	15 kg/m ²



$$G_1 = 903 \text{ kg/m}^2$$

plancher terrasse (dalle pleine) $e = 20 \text{ cm}$

$$G_2 = 1038 \text{ kg/m}^2$$

* Acrotère

épaisseur 12cm

hauteur 55cm

largeur 100cm

$$g = 165 \text{ kg/ml}$$

* * Plancher étage (dalle pleine)

- Carrelage granito	55 kg/m ²
- Mortier de pose	50
- enduit de ciment 1,5cm	30
- sable 3cm	55
- dalle en béton 20cm	500 kg/m ²
- enduit en plâtre 1,5cm	15

$$G'_2 = 705 \text{ kg/m}^2$$

Plancher étage (corps-creux) :

$$G'_1 = 470 \text{ kg/m}^2$$

Terrasse accessible

• granito 2,5	55 kg/m ²
• mortier de pose	50 kg/m ²
• enduit de ciment 1,5	30
• sable 3	55
• étanchéité multicouche 1	6
• forme de pente 10	200
• isolation thermique 15cm	60
• pore vapeur	2
• Hourdi + table 16+4	265
• enduit en plâtre 1,5	15

$$g_1 = 738 \text{ kg/m}^2$$

SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

- Plancher terrasse non accessible . . . $S_E = 100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher étage $S_e = 250 \text{ kg/m}^2$
- ESCALIER $S_{es} = 400 \text{ kg/m}^2$
- garde-corps $S_g = 100 \text{ kg/m}^2$

Le poids des cloisons est reparti forfaitairement sur le plancher à raison de 75 kg/m^2

RemplissageMurs extérieurs

- briques creuses	15 cm	210 kg/m^2
- vide d'air	5 cm	
- briques creuses	10 cm	140 kg/m^2
- enduits intérieur et extérieur		<u>45 kg/m^2</u>
	poids total	395 kg/m^2

Murs intérieurs

briques creuses	10 cm	140 kg/m^2
enduit en plâtre		<u>15</u>
	poids total	155 kg/m^2

CALCUL DES ELEMENTS

ACROTÈRE

Notre terrasse est non accessible ; l'acrotère sera soumise à son poids qui est une force verticale et à une force horizontale due au vent ; donc l'acrotère sera calculé en flexion composée, dont il est encasté au niveau du plancher.

$$q_0 = 71 \text{ kg/m}^2$$

on calculera une section rectangulaire : $100 \times 12 \text{ cm}^2$

• L'effort normale :

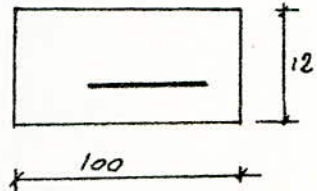
$$N = G = 1 \times 0.12 \times 2500 \times 0.55 = 165 \text{ kg.}$$

• Moment dû à l'effort horizontal :

$$M = \frac{q_0 l^2}{2} = \frac{71 \times 0.55^2}{2} = 10.74 \text{ kg.m}$$

• L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10.74}{165} = 6.51 > \frac{h}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$



Caractéristiques de la section :

$$\bar{\sigma}_b = 137.7 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 4 \text{ cm}$$

Moment / aciers tendus :

$$M_A = N \cdot a \quad (a: \text{distance entre les aciers tendus et le centre de pression})$$

$$a = 6 + 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_A = 165 \times 8 = 1320 \text{ kg.cm}$$

Moment résistant du béton :

$$M_R = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) h^2 \quad \alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0.423$$

$$M_R = \frac{1}{2} \times 137.7 \times 100 \times 0.423 \left(1 - \frac{0.423}{3}\right) 12^2 = 159295.7 \text{ kg.cm.}$$

$$M_A < M_R \quad (\text{il n'y a pas des aciers comprimés})$$

calcul des aciers tendus :

le calcul sera fait en flexion simple puis on le corrigera

$$N = \frac{n \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1320}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0.0011 \quad n = 320$$

$$\epsilon = 0.9851$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1320}{2800 \cdot 0.9851 \cdot 12} = 0.06 \text{ cm}^2 \quad (\text{en flexion simple})$$

en flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0.06 - \frac{165}{2800} = 1.10^3 \text{ cm}^2$$

section minimale d'armatures :

$$A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 9.77 \quad \text{C.C.B.A. 68 art}$$

conformément à la condition de non fragilité du béton on prendra 5 T8/me = 2.53 cm²
on mettra également des armatures T8 ds le sens transversale.

verification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} = 39.05 - \frac{10.74}{3} < 0 \quad \text{les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

condition de fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,53}{81100} = 3 \cdot 10^{-3} < 0,01 \text{ fissuration non systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_f}{\phi} \sigma_0} = 2,4 \sqrt{\frac{2,4 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{8}} = 3166 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{0f} = \min \left| \frac{\sigma_2}{\sigma_a} \right| \rightarrow \bar{\sigma}_{0f} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

CALCUL DES ENCORBELLEMENTSDebordement appui :

épaisseur de la dalle : 10 cm
largeur : 100 cm

charges et surcharges :

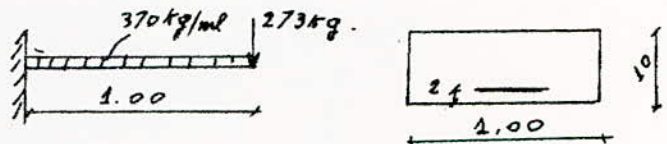
p.p. $0,1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$

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

$$q = 370 \text{ kg/m}^2$$

en considérant une tranche d'1 m de largeur on aura : $q = 370 \text{ kg/ml}$
force à l'extrémité due à la maçonnerie (brique creuse 15 cm)

$$F = 210 \times 1,3 = 273 \text{ kg}$$

schema statique

$$M_e = q \frac{l^2}{2} + F \times l$$

$$= \frac{370 \times 1^2}{2} + 273 \times 1 = 458 \text{ kg.m}$$

$$T = q l + F = 458 \text{ kg}$$

calcul des armatures :

$$\mu = \frac{15 \pi}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 45800}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0383 \rightarrow k = 45$$

$$\epsilon = 0,0167$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{45800}{2800 \times 0,0167 \times 8} = 2,23 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 8 \text{ T } 10$$

verificationcondition de non fragilité :

$$A \geq b h \gamma_s \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 100 \times 8 \times 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \cdot \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,39 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

contrainte

$$A = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,28 \times 100}{100 \times 8} = 7,95 \cdot 10^{-3} \rightarrow k = 24,3$$

$$\epsilon = 0,0728$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{45800}{6,28 \times 8 \times 28,8} = 1044,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F}{A} = 43 < \bar{\sigma}_b$$

vérifié.

fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_p} = \frac{6.28}{4900} = 0,016$$

$$\sigma_1 = 2,4 \times 1379 = 3310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,265 \times 2237 = 2830 \text{ kg/cm}^2$$

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

armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T_{av}}{b \cdot z} = \frac{458}{100 \cdot 17} = 0,65 < 1,15 \bar{\tau}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot T + \frac{M}{3} = 458 - \frac{45800}{7} < 0 \text{ les armatures tangentielles ne sont pas nécessaires.}$$

N.B on adoptera le même ferrailage pour dalle couverture

Dalle au vent pour l'entrée postérieure (NIV + 2,99)

elle est encastree sur la poutre charniere D-D d'épaisseur $e = 10 \text{ cm}$ d'une largeur $1,15 \text{ m}$
charges revenant à cette dalle:

$$\cdot \text{P.P. } 0,1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$$

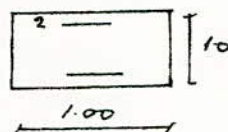
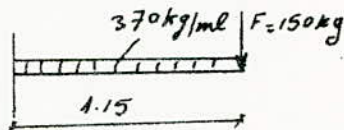
$$\cdot \text{S.E. } 100 \times 1,2 = 120 \text{ kg/m}^2$$

force due à l'acrotère appliquée à l'extrémité:

$$F = 150 \text{ kg.}$$

$$M_e = -\frac{q l^2}{2} - F \cdot l$$

$$= \frac{370 \times 1,15^2}{2} + 150 \times 1,15 = 417,2 \text{ kg.m}$$



$$T = q l + F = 370 \times 1,15 + 150 = 575,5 \text{ kg.}$$

calcul des armatures:

en considerant une bande d'1 metre de largeur et d'épaisseur 10cm

$$\mu = \frac{15 \pi}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 41720}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0348 \rightarrow k = 47,4$$

$$E = 0,9199$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{41720}{2800 \cdot 0,9199 \cdot 8} = 2,02 \text{ cm}^2. \text{ on prendra } 8T10 \text{ ml. } = 6,28 \text{ cm}^2.$$

verification

• condition de non fragilité:

$$A > 1,39 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

• contrainte

$$A = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{628}{100 \times 8} = 7,85 \cdot 10^{-1} \rightarrow$$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\tau}_a$ d'après le calcul fait précédemment.

• fissuration vérifiée

• armatures transversales:

$$T + \frac{M}{3} = 575,5 - \frac{41720}{7} < 0 \text{ pas d'armatures tangentielles.}$$

$$\frac{T}{b z} = \frac{575,5}{100 \cdot 17} = 0,82 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Calcul de bordement: appui

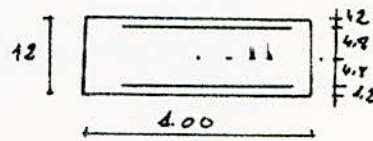
Il sera calculé comme un poteau soumis à la flexion composée ; dont le moment est le moment d'encastrement dû à la porte-à-faux à sa tête, et l'effort normal est dû à son poids propre et l'effort tranchant due à cette porte-à-faux.

Caractéristiques : $a = 100 \text{ cm}$; $b = 12 \text{ cm}$ $M_e = 458 \text{ kg.m}$ $N = 770 \text{ kg}$.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45800}{770} = 59,48 \text{ cm} > \frac{12}{6} = 2 \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 137,74 \text{ kg/cm}^2$$

on applique la méthode de P. CHARON (Abaques)



$$\delta' = 0,1$$

$$M_a^t = M + N \cdot a' = 45800 + 770 \times 4,8 = 49496 \text{ kg.cm}$$

$$M_a^c = M \cdot N \cdot a' = 45800 \cdot 770 \cdot 4,8 = 423104 \text{ kg.cm}$$

$$\mu_1 = \frac{15 \cdot M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 49496}{2800 \cdot 100 \cdot 10,8^2} = 0,0227$$

$$\mu_2 = \frac{15 \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 423104}{2800 \cdot 100 \cdot 10,8^2} = 0,193$$

$$k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = 20,33 \quad \text{d'après l'abaque en fonction de } \mu_1 \text{ et } \mu_2 \quad \delta' = 0,1$$

on déduit $k = 63,2$; $w = w' = 0,14$

d'où : $A = A' = w \frac{b \cdot h}{100} = 0,14 \times \frac{100 \times 10,8}{100} = 1,51 \text{ cm}^2$

Section minimale en considérant la compression simple :

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{e}{4a - 2c} = 1 + \frac{2 \times 215}{4 \cdot 12 - 2 \cdot 42} = 6,04$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{14200} = 1,5$$

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 6,04 \times 1,5 \times \frac{770}{69} = 0,18 \text{ cm}^2$$

on adoptera des T10 tous les 15 cm, on mettra également des T10 ds le sens transversale tous les 15 cm

CALCUL DE L'ESCALIER

Notre escalier est constitué par deux paillasses adjacentes appuyées chacune sur deux poutres et un palier intermédiaire monté en porte à faux par rapport à la poutre palier.

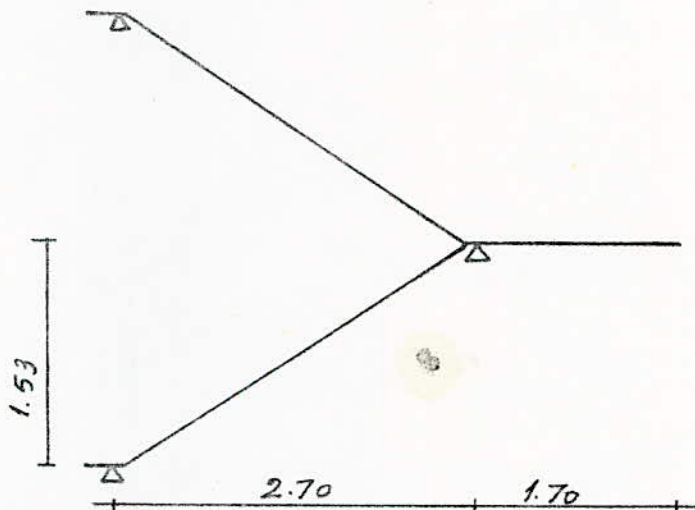
Il sera couvert d'un mur en maçonnerie latéralement et une garde corps intérieurement, et d'une dalle de couverture en dessus.

L'élément résistant à calculer est constitué d'une poutre (paillasse) appuyée simplement à ses extrémités et d'une poutre encastree (palier intermédiaire). Les marches au dessus de la dalle n'intervient pas dans le calcul de résistance, elles seront considérées comme une surcharge uniformément répartie sur la paillasse.

• Dimensionnement :

- hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$
 - largeur " : $g = 30 \text{ cm}$
 - $\tan \alpha = 0,567 \rightarrow \cos \alpha = 0,87$
 - épaisseur de la paillasse :
- $$\frac{e}{30} \leq e \leq \frac{e}{20}$$
- on prendra $e = 15 \text{ cm}$.

Schema statique



étude du schema statique

charges et surcharges /m de projection horizontale et pour 1m d'embranchement.

Paillasse

$$\text{poids propre} : \frac{2500e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 15}{0.87} = 431 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{marches} : 2200 \frac{h}{g} = \frac{2200 \cdot 17}{30} = 1247 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revêtement (Carrelage + mortier)} \quad 105 \text{ kg/m}^2$$

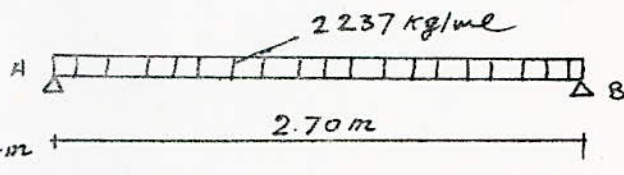
$$\text{maçonnerie} \quad 914 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{surcharges} : 1.2 (S_{es} + g \cdot \text{corp}) = 1.2 (600 + 100) = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{pour 1m de largeur de la paillasse on aura : } q = 2237 \text{ kg/m}$$

Le calcul sera fait comme pour une poutre droite de longueur 2.70 m

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



$$M_0 = \frac{2237 \times 2.7^2}{8} = 2038 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_A = V_B = \frac{q l}{2} = \frac{2237 \times 2.7}{2} = 3020 \text{ kg}$$

en tenant compte de la semi-encastrement aux appuis on aura :
moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 2038 = 1732.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Moment à l'appui : $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 2038 = 611.4 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Ferraillage de la Paillasse :

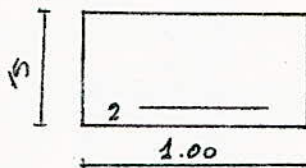
en considérant une section rectangulaire
en appliquant la méthode de P. Charon.

en travée :

$$\rho = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 173230}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0549$$

$$k = 36.2$$

$$\epsilon = 0.9023$$



$$k > K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20.5 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{173230}{2800 \times 0.9023 \times 13} = 5.27 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 8T12 = 9.08 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\rho = \frac{15 \times 61140}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0194 \rightarrow$$

$$k = 66.8$$

$$\epsilon = 0.9388$$

$$A = \frac{61140}{2800 \times 0.9388 \times 13} = 1.79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra } 8T12 = 9.08 \text{ cm}^2$$

Verifications

Contrainte

$$A = 9.08 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 9.08}{100 \times 13} = 0.698 \rightarrow k = 26.1$$

$$\epsilon = 0.8793$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{173230}{9.08 \times 0.8793 \times 13} = 1671 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = 64 < \bar{\sigma}_b' \quad \text{vérifié}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 \frac{b h}{\bar{\sigma}_{en}} \bar{\sigma}_b = 0.69 \times 100 \times 13 \times \frac{167}{4200} = 1.24 \text{ Vérifié}$$

flèche :

$$A \leq \frac{43 b h}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43 \times 100 \times 13}{4200} = 13.3 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié}$$

Aciers transversaux

Contrainte de cisaillement max :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{0.3} = \frac{3020}{100 \times 11.375} = 1.92 < 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.67 \text{ kg/cm}^2 \text{ ne sont pas nécessaires.}$$

Les armatures transversales

verification à l'effort tranchant

$$T + \frac{M}{3} = 3020 - \frac{61140}{11,375} < 0 \quad \text{pas d'armatures tangentielles au niveau de l'appui.}$$

CALCUL DU PALIER

Le palier sera considéré encasté sur la poutre palière, et sera calculé en considérant une bande de largeur 1m et de longueur 1,7m chargée uniformément.

charges uniformément réparties :

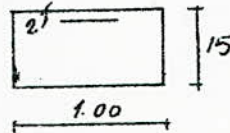
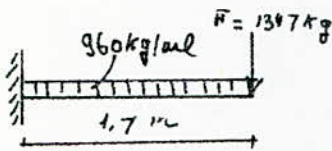
- p.p. $0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- Revêt 105 -
- Sc 480 -

$$g = 960 \text{ kg/m}^2$$

force localisée appliquée à l'extrémité de la bande due au mur + bande

$$F = 335 \times 2,84 + 0,3 \times 0,6 \times 2500 \times 1m = 1347 \text{ kg}$$

schéma statique.



Moment à l'encastement :

$$M_c = -\frac{qL^2}{2} - FL = -\frac{960 \times 1,7^2}{2} - 1347 \times 1,7 = -3677 \text{ kg.m}$$

$$T = qL + F = 960 \times 1,7 + 1347 = 2979 \text{ kg}$$

calcul du moment résistant du béton

$$M_{Rb} = \frac{1}{3} \bar{\sigma}_b' b \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) h^2$$

$$= \frac{1}{3} \cdot 137,7 \cdot 100 \cdot 0,423 \left(1 - 0, \frac{423}{3}\right) 13^2 = 4,04 \text{ L.m}$$

$M_{Rb} > M_c \rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 367700}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,116 \rightarrow k = 22,4$$

$$e = 0,8663$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{367700}{2800 \cdot 0,8663 \cdot 13} = 11,66 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

on prendra des T8 tous les \rightarrow comme armatures de répartition.

verifications

contrainte :

$$A = 12,31 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{1231}{100 \times 13} = 0,947 \rightarrow k = 21,6$$

$$e = 0,8634$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{367700}{12,31 \cdot 0,8634 \cdot 13} = 2661 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2661}{21,6} = 123 < \bar{\sigma}_b' \quad \text{vérifiée.}$$

condition de non fragilité :

$$A \geq b h \frac{1}{4} \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h}\right)^2 = 100 \times 13 \times 0,25 \times \frac{123}{2661} \left(\frac{15}{13}\right)^2 = 1,94 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

• fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{8f} = \frac{12,31}{100 \times 4} = 0,031 \text{ avec } \phi = 14 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2,4 \times 1690 = 4056 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = 1,265 \times 1894 = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{of} = \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié.}$$

• Aciers transversaux

$$\zeta_b = \frac{T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2979}{100 \times 11,375} = 2,62 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

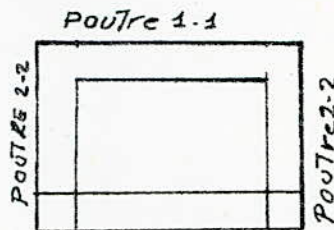
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 2797 - \frac{367700}{11,375} < 0$$

pas d'armatures transversales à l'encastement.

CALCUL DES POUTRES 1-1 & 2-2

ce pont des poutres crées pour transmettre les charges dues à la maçonnerie
VUE EN PLAN DUPALIER.



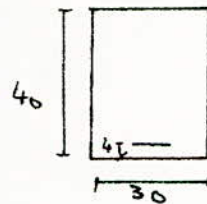
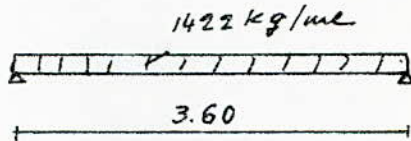
POUTRE 1-1

charges revenant à cette poutre :

$$\text{p.p. } 0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie: } \frac{1122 \text{ kg/m}^2}{\text{m}^2}$$

$$q = 1422 \text{ kg/m}^2$$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1422 \times 3,6^2}{8} = 2304 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{1422 \times 3,6}{2} = 2560 \text{ kg}$$

$$M_c = 0,95 M_0 = 0,95 \times 2304 = 2189 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 2304 = 461 \text{ kg.m}$$

Ferraillage :

entravée :

$$\mu = \frac{15 \times 218900}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0302 \rightarrow \kappa = 51,5$$

$$\epsilon = 0,9248$$

$\kappa > \bar{\kappa}$ pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{218900}{2800 \times 0,9248 \times 36} = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{à l'appui: } \mu = \frac{15 \times 46100}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0066 \rightarrow \kappa = 122$$

$$\epsilon = 0,9635$$

$$A = \frac{46100}{2900 \cdot 0,99635 \cdot 36} = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Verifications

Contrainte

entraves : $A = 3,08 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega}_f = \frac{100A}{bh} = \frac{308}{30 \times 36} = 0,285 \rightarrow k = 155$$

$$e = 0,9706$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{AEh} = \frac{218900}{3,08 \cdot 0,9706 \cdot 36} = 2034 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2034}{155} = 13 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié.}$$

à l'appui :

$$\bar{\omega}_f = \frac{157}{30 \cdot 36} = 0,145 \rightarrow k = 220$$

$$e = 0,9787$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{46100}{1,57 \cdot 0,9787 \cdot 36} = 833 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{833}{220} < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié.}$$

Flèche :

$$A < \frac{43 bh}{\sigma_{el}} = \frac{43 \times 30 \times 36}{4200} = 11 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,08}{30 \times 8} = 0,013$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2,4 \times 821 = 1970 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,265 \times 1894 = 2396 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'où } \bar{\sigma}_{0f} = \bar{\sigma}_a = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul de la section d'armatures avec $\bar{\sigma}_a = 2396 \text{ kg/cm}^2$

$$M = \frac{15 \times 218900}{2396 \times 30 \times 36} = 0,0352 \rightarrow k = 47,2$$

$$e = 0,9196$$

$$A = \frac{218900}{2396 \times 0,9196 \times 36} = 2,76 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 2560 - \frac{46100}{31,5} = 1096 < A \bar{\sigma}_a = 4396 \text{ kg}$$

Adhérence

$$\tau_w = \frac{T}{n p_3} = \frac{2560}{215,4} = 11,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_f = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Armatures transversales

$$T_{\text{ar}} = 2560 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_b = \frac{T_{\text{ar}}}{b_3} = \frac{2560}{30 \times 31,5} = 2,71 < 3,5 \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{ab} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra des cadres en } \phi 8 = 1 \text{ cm}$$

Ecartement admissible

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} l_1 = 0,2h = 7,2 \text{ cm} \\ l_2 = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a}) = 31 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Espacement des cadres:

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_a}{T_{ar}} = \frac{1 \times 315 \times 1600}{2560} = 19,68 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 19 \text{ cm}$ dont le 1^{er} cours des cadres sera situé à 8 cm de l'appui.

POUTRE 2-2

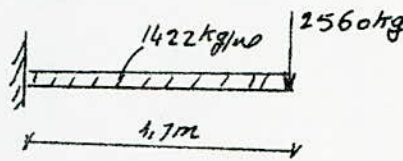
Section rectangulaire $30 \times 40 \text{ cm}$ $h = 36 \text{ cm}$
destinée à supporter :

$$p.p = 300 \text{ kg/m}$$

$$\text{Maçonnerie} = 1122 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Force due à la poutre 1-1} = 2560 \text{ kg}$$

Schema statique



$$M_e = -\frac{q \cdot l^2}{2} - F \cdot l$$

$$= \frac{1422 \times 4.7^2}{2} + 2560 \times 4.7 = 6406,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T = q \cdot l + F = 1422 \times 4.7 + 2560 = 4977,4 \text{ kg}$$

Ferraillage

$$\mu = \frac{15 \times 640680}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0883 \rightarrow k = 26,8$$

$$E = 98804$$

$\mu > \bar{\mu}$ pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{640680}{2800 \cdot 0,08804 \cdot 36} = 7,22 \text{ cm}^2$$

on prendra 3T20 = 9,42 cm²
avec 3T10 de montage.

Verifications

$$\text{Contrainte} : \omega_p = \frac{100 A}{b h} = \frac{942}{30 \times 36} = 0,872 \rightarrow k = 22,8$$

$$E = 98677$$

$$\sigma_a = \frac{640680}{9,42 \times 98677 \times 36} = 2177 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\mu} = 95,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ Verifié}$$

Fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_p} = \frac{9,42}{30 \times 8} = 0,039$$

$$\sigma_i = 2,4 \times 2605 = 3364 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 1,265 \times 1583 = 2002 \text{ kg/cm}^2$$

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

Armatures inferieures:

$$T + \frac{M}{3} = 4977,4 - \frac{640680}{315} < 0 \text{ les armatures ne seront soumises à aucune force de traction}$$

Adherence

$$\tau_1 = \frac{T}{A_s} = \frac{4977,4}{593,46} = 8,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_1 \text{ Verifié}$$

Armatures transversaux

$$T_{\max} = 4977,4 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4977,4}{30 \times 31,5} = 5,27 < \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}\right) \bar{\tau}_b = 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié}$$

$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ on prendra (1 cadre + tertiaire $\varnothing 8$) = 2,01 cm

écartement admissible :

$$t: \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 7 \text{ cm} \\ t_2 = 26 \text{ m} \end{array} \right.$$

espacement des cadres :

$$t = \frac{2,01 \times 31,5 \times 1600}{4977,4} = 20,3 \text{ cm}$$

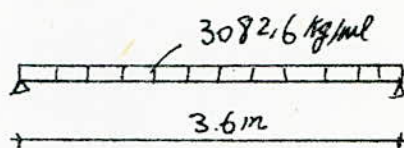
on adoptera $t = 20 \text{ cm}$.

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

section géométrique $30 \times 40 \text{ cm}^2$ $h = 36 \text{ cm}$

charges :

p.p: 300 kg/m
 réaction de l'escalier $1677,78 \text{ kg}$
 " palier $\frac{1104,8}{}$
 $q = 3082,6 \text{ kg/m}$.



$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{3082,6 \times 3,6^2}{8} = 4993,8 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0,95 M_0 = 4744,12 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,2 M_0 = 998,76 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{qL}{2} = 5548,68 \text{ kg}$$

Moment résistant du béton :

$$M_{R6} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b b h^2 d (1 - \eta/\xi)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 137,7 \times 30 \times 36^2 \times 0,423 (1 - \frac{0,423}{3}) = 9,73 \text{ t.m}$$

Ferraillage :

$$\rho = \frac{15 \times 4744,12}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0654 \rightarrow \kappa = 32,6$$

$$E = 0,8945$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{4744,12}{2800 \times 0,8945 \times 36} = 5,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } 3T/6 = 6,03 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\rho = \frac{15 \times 998,76}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0137 \rightarrow \kappa = 91$$

$$E = 0,9479$$

$$A = \frac{998,76}{2800 \times 0,9479 \times 36} = 1,045 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T/10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Verification

contrainte

$$\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{603}{30 \times 36} = 0,558 \rightarrow \kappa = 29,9$$

$$E = 0,8886$$

$$\sigma_a = \frac{4744,12}{6,03 \times 0,8886 \times 36} = 2459 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• $\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 82 < \bar{\sigma}'_b$ vérifié

• Flèche : $A < \frac{43 b h}{\bar{\sigma}_a} = \frac{43 \times 30 \times 36}{4200} = 11 \text{ cm}$ vérifié

• Fissuration :

$$\bar{\omega}_f = A / B_f = \frac{6.03}{30 \times 8} = 0,025$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2,4 \times 1250 = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,265 \times 1770 = 2239 \text{ kg/cm}^2$$

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

• Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 5548,68 - \frac{99876}{31,5} = 2378 < 4 \bar{\sigma}_a = 6580 \text{ kg}$$

• Adhérence

$$\frac{T}{n p_3} = \frac{5548,68}{474,768} = 11,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_1 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 5548,68 \text{ kg}$$

• Contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{6 \cdot S} = \frac{5548,68}{30 \times 315} = 5,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}'_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{82}{69}\right) 5,87 = 19,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}'_b \text{ vérifié.}$$

$$\bar{\sigma}_{ab} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra } (1 \text{ cache} + 1 \text{ trefil } \phi 8) = 2,01 \text{ cm}$$

l'écartement admissible :

$$\bar{z} = \max \begin{cases} t_1 = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

espacement des caches :

$$t = \frac{2,01 \times 1600 \times 31,5}{5548,68} = 19,25 \text{ cm}$$

on prendra $t = 18 \text{ cm}$. dont le 1^{er} cours est situé à 9 cm de l'appui, restera : $9 + 2 \times 18 + 2 \times 20 + 3 \times 25$

calcul de la poutre palier à la torsion

l'effet de torsion est dû au palier qui est monté en porte à faux / poutre palier.

$$\text{Soit } M_E = 3677 \text{ kg.m}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ d'après le tableau on déduit } k = 4,53$$

$$\bar{c}_{tm} = \frac{k M_E}{a^2 \cdot b} = \frac{4,53 \times 367700}{30^2 \times 40} = 46,27 \text{ kg/cm}^2$$

Comme $b/a = 1,33 < 3,5$ il en résulte :

$$\begin{aligned} \bar{\omega}_t = \bar{\omega}_t &= \frac{a+b}{3b} \times \frac{\bar{c}_{tm}}{\bar{\sigma}_a} \\ &= \frac{30+40}{3 \times 40} \times \frac{46,27}{2800} = 9,64 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

• Comme la section du béton : $B = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$ nous avons pour :

- Les armatures transversales :

$$\text{volume/cm} : w_f \times B = 1200 \times 9,64 \cdot 10^{-3} = 11,57 \text{ cm}^3$$

avec des cadres en $\phi 8$ ($0,5 \text{ cm}^3$)

le volume d'un cadre a pour valeur :

$$0,5 (26 + 36) \times 2 = 62 \text{ cm}^3$$

$$\text{L'espacement des cadres} : \frac{62}{11,57} = 5,36 \text{ cm}$$

avec des cadres en $\phi 10$ ($0,78 \text{ cm}^3$)

$$\text{Le volume d'un cadre} : 0,78 (26 + 36) \times 2 = 96,72 \text{ cm}^3$$

$$\text{L'espacement des cadres} : \frac{96,72}{11,57} = 8,36 \text{ cm}$$

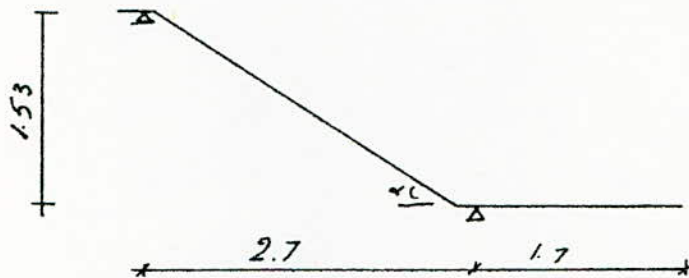
donc on adoptera des cadres en $\phi 10$ avec $t = 9 \text{ cm}$

- les armatures longitudinales

$$A_f = w_f \times B = 9,64 \cdot 10^{-3} \times 1200 = 11,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

CALCUL DE LA DALLE DE COUVERTURE DE L'ESCALIER

Schema statique



$$\begin{aligned} \text{tg } \alpha &= 0,567 \\ \text{Cos } \alpha &= 0,87 \\ c &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

charges et surcharges :

$$\text{p.p} : \frac{2500 \times 0,1}{0,97} = 287,4 \text{ kg/m}^2$$

• clauchoite - - - - - 6 -

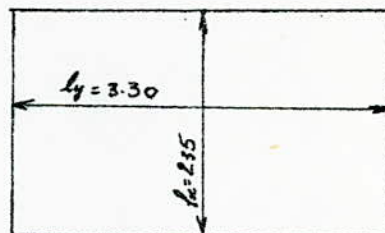
• isolation 60 -

• pare-papeur 2 -

• surcharge 1,2 \leq 120 -

$$q = 675,4 \text{ kg/m}^2$$

Vue en plan de la dalle



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,35}{3,30} = 0,71 > 0,4$$

la dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = P_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = P_y \cdot M_x$$

d'après l'échelle fonctionnelle du c.c. B.A.68 on déduit les valeurs P_x et P_y en fonction de P

$$P_x = 0,0714 ; P_y = 0,562$$

$$M_x = 0,0714 \times 475,4 \times 2,35^2 = 187,65 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0,562 \cdot 187,65 = 105,35 \text{ kg.m}$$

L'effort tranchant

$$\text{au milieu de } l_y : T_y = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{475,4}{2 \times 3,3 + 2,35} = 53,12 \text{ kg}$$

$$\text{au milieu de } l_x : T_x = \frac{P}{3l_y} = \frac{475,4}{3 \times 3,3} = 48 \text{ kg}$$

Ferraillage

$$A_x = \frac{M_x}{\sigma_a \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{187,65 \cdot 10^2}{9,875 \cdot 9 \cdot 2800} = 0,956 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T12 / m l = 5,65$$

$$A_y = \frac{105,35}{9,875 \cdot 6,3 \cdot 2800} = 0,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 / m l = 2,513 \text{ cm}^2$$

Verifications

• contrainte

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow w = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,706 \rightarrow k = 25,9$$

$$e = 9,8778$$

$$\sigma_a = \frac{187,65}{5,65 \times 9,8778 \cdot 2800} = 472 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifié}$$

• condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,8}{4200} = 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

• Flèche

$$A < 4,36 b h \frac{h}{\bar{\sigma}_{en}} = 4,36 \times 100 \times 18 \times \frac{5,8}{4200} = 8,19 \text{ cm}^2$$

• Aciers transversaux

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}} = \frac{53,12}{100 \times 7} = 0,075 < 4,15 \times 5,8 = 6,67 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CALCUL DE LA DALLE NIV + 4.42

elle est en porte à faux / poutre A^D (4-5)

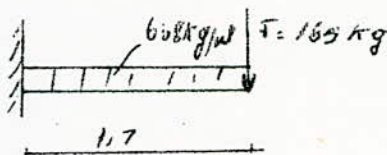
charges et surcharges :

• p.p	: 0,1 x 2500 = 250 kg/m ²
• étanchéité	- - - - - 6 -
• isolation	- - - - - 60 -
• pare vapeur	- - - - - 2 -
• forme de pente	- - - - - 200 -
surcharges	120 -

$$g = 638 \text{ kg/m}^2$$

force localisée due à l'acrotère $F = 165 \text{ kg/m}^2$

pour le calcul on considérera une poutre de 100 cm de largeur et de hauteur 10 cm encastrée à l'une de ses extrémités.

Schema statique

$$M_e = -\frac{q l^2}{2} - F \cdot l = -1202 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$T = q l + F = 1250 \text{ kg}$$

Ferrailage

$h = 8 \text{ cm}$ methode de P. Charon

$$M = \frac{15 M}{\sigma_{ab} k^2} = \frac{15 \times 120200}{2800 \cdot 100 \cdot \gamma^2} = 0,1006 \rightarrow K = 24,65$$

$$E = 9,8739$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{120200}{2800 \cdot 9,8739 \cdot 8} = 6,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T } 12 / \text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ on prendra egalement des T } 8 \text{ pour la repartition tous les } 20 \text{ cm.}$$

Verifications• Contrainte

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega}_p = 0,85 \rightarrow k = 23,1$$

$$E = 9,8688$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{120200}{6,78 \cdot 9,8688 \cdot 8} = 2550 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2550}{23,1} = 110 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifie}$$

• Fissuration

$$\bar{\omega}_p = \frac{6,78}{4 \times 100} = 0,017 \quad (\sigma = 12)$$

$$\sigma_1 = 2905 \text{ kg/cm}^2$$

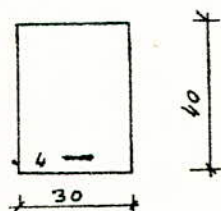
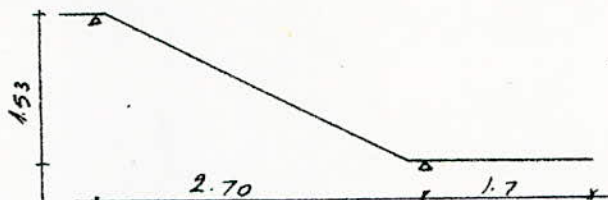
$$\sigma_2 = 2784 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_p = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Aciers transversaux

$$\sigma'_b = \frac{T \cdot \pi}{b \cdot \delta} = \frac{1250}{100 \times 7} = 1,78 < 1,15 \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifie}$$

• Armatures inferieures

$$T + \frac{\pi}{\delta} = 1250 - \frac{120200}{7} < 0 \quad \text{Les armatures transversales ne sont pas necessaires.}$$

POUTRE 4 (A - B)schema statique

charges revenant à cette poutre :

$$\bullet \text{ P.P. : } \frac{2,3 \times 0,6 \times 2500}{0,87} = 365 \text{ kg/ml}$$

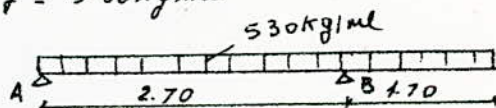
• acrotère

$$165 \text{ kg/ml.}$$

• dalle

$$20,6 \text{ kg/ml}$$

$$q = 530 \text{ kg/ml}$$



$$T_A = 432 \text{ kg.}$$

$$T_B = 1900 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 176 \text{ kg.m} \\ M_B &= 765,85 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Ferrailage

en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 17600}{2800 \times 30 \times 36^2} = 2,43 \cdot 10^{-3} \quad \begin{aligned} k &= 205 \\ \epsilon &= 0,9773 \end{aligned}$$

$$A = \frac{17600}{2800 \times 36 \times 0,9773} = 0,18 \text{ cm}^2 \quad 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\mu = \frac{15 \times 76585}{2800 \times 36^2 \times 30} = 0,0105 \rightarrow \begin{aligned} k &= 94 \\ \epsilon &= 0,9561 \end{aligned}$$

$$A = \frac{76585}{2800 \times 0,9561 \times 36} = 0,8 \text{ cm}^2 \quad \begin{aligned} \text{on prendra } 2T12 &= 2,26 \text{ cm}^2 \\ \text{" } 2T10 \text{ de montage} & \end{aligned}$$

Verificationscontrainte

$$\omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{226}{36 \times 30} = 0,209 \quad \begin{aligned} k &= 53 \\ \epsilon &= 0,9265 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{76585}{2,26 \times 0,9265 \times 36} = 1016 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 20 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifié.}$$

Fissuration

$$\omega_f = \frac{226}{30 \times 8} = 9,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{2,4 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{12}} = 2584,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{of} = \bar{\sigma}_a = 2585 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2585 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0,0114 \rightarrow \begin{aligned} k &= 89,5 \\ \epsilon &= 0,9522 \end{aligned}$$

$$A = \frac{76585}{2800 \cdot 0,9522 \cdot 36} = 0,8 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T12.$$

Adhérence

$$\frac{T}{n P_3} = \frac{1900}{237,4} = 8 < \bar{\tau}_3 \quad \text{verifié}$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 1900 - \frac{76585}{31,5} \leq 0 \quad \text{les armatures ne seront pas soumises à aucune force de traction.}$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 1900 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot s} = \frac{1900}{30 \times 31,5} = 2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifié}$$

$$\bar{\sigma}_{oL} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prendra 1 cadre } \emptyset 8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{écartement admissible : } \bar{\epsilon} = \max \begin{cases} t_1 = 7,2 \\ t_2 = 32,3 \end{cases}$$

espacement des cadres :

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{1 \times 315 \times 1600}{1900} = 26,3 \text{ cm}$$

on prendra $t = 25 \text{ cm}$.

POUTRE A (4_5) 30x40

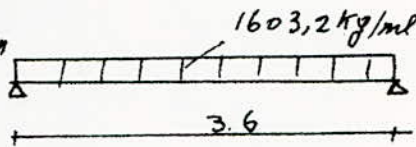
charges relevant à cette poutre :

$$p.p : 0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}$$

$$\text{reaction due à la dalle} : \frac{1303,12 \text{ kg/ml}}{8}$$

$$q = 1603,12 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1603,12 \times 3,6^2}{8} = 2597 \text{ kg.m}$$



Ferraillage

$$N = \frac{15 \times 259700}{2800 \times 30 \times 36^2} = 0,0358 \rightarrow k = 46,8$$

$$\epsilon = 0,9191$$

$$A = \frac{259700}{2800 \times 0,9191 \times 36} = 2,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

3T10 de montage

Verifications

contrainte

$$A = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$w = 100 \frac{A}{b l} = \frac{462}{30 \times 36} = 0,428 \rightarrow k = 35$$

$$\epsilon = 0,9$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{259700}{4,62 \times 0,9 \times 36} = 1735 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 50 < \bar{\sigma}_b \quad \text{verifié.}$$

Flèche : verifié

Fissuration

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{30 \times 8} = 0,019$$

$$\sigma_1 = 2,4 \times 1140 = 2736 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,265 \times 1896 = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2736 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2736 \text{ kg/cm}^2$

on trouvera que 3T14 reste valable.

Armatures inférieures

$$\frac{T}{T + \frac{T}{3}} = 2886 < A \bar{\sigma}_a$$

Adherence

$$\frac{T}{n p_s} = \frac{2886}{415,422} = 6,9 < 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifié}$$

Armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T}{0,3} = \frac{2886}{30 \times 31,5} = 3,054 < 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{verifié}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 : \text{on prendra (1 cadre + 1 étrier } \phi 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

• écartement admissible

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = 30,3 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des cadres:

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \sqrt{\sigma_b}}{2896} = \frac{2,01 \times 3,15 \times 1600}{2896} = 35,1 \text{ cm}$$

on prendra $t = 25 \text{ cm}$

calcul de la poutre à la torsion

$$M_t = 1202 \text{ kg.m}$$

$$\frac{b}{a} = 1,33 \rightarrow K = 4,53$$

$$\tau_{bn} = \frac{K M_t}{a^2 \cdot b} = \frac{4,53 \times 120200}{30^2 \times 40} = 15,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{b}{a} = 1,33 < 3,5 \rightarrow \bar{\omega}_e = \bar{\omega}_t = \frac{a+b}{3 \times b} \times \frac{\tau_{bn}}{\sqrt{\sigma_a}}$$

$$\bar{\omega}_e = \bar{\omega}_t = \frac{30+40}{3 \times 40} \times \frac{15,12}{2800} = 3,15 \cdot 10^{-3}$$

Comme $B = a \times b = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$ nous avons pour :

- Les armatures longitudinales :

$$A_e = \bar{\omega}_e \times B = 1200 \times 3,15 \cdot 10^{-3} = 3,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 = 6,28 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$\text{Volume/cm} \quad \bar{\omega}_t \times B = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec des cadres en } \Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

le volume d'un cadre a pour valeur :

$$0,5 (26 + 36) \times 2 = 62 \text{ cm}^3$$

L'espacement des cadres :

$$\frac{62}{3,78} = 16,4 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 16 \text{ cm}$ dont le 1^{er} cours de cadres sera situé à 8 cm de l'appui.

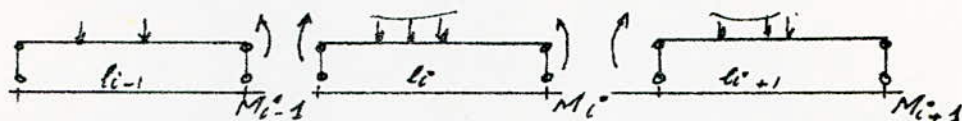
CALCUL DES POUTRELLES

pour la détermination des efforts dans les poutrelles et les poutres, on appliquera la méthode exacte de CLAPEYRON (équations des 3 moments).

EXPOSE THEORIQUE DE LA METHODE



Soit la poutre continue sur appuis simples représentée ci-dessus. Lors qu'on coupe la poutre aux appuis, ces derniers seront remplacés par des moments alors chaque partie sera considérée comme une poutre simple et la déformation de chaque poutre est indépendante de l'autre.



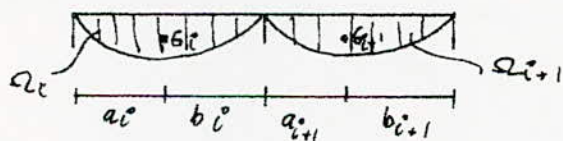
Les moments d'appuis dans le système isolatique sont les mêmes que dans les poutres données; si la déformation de deux systèmes sont les mêmes.

en se basant sur cette condition $\varphi_i^g = \varphi_i^d$, nous pouvons déduire l'équation des 3 moments ou l'équation de CLAPEYRON

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_i = -6 \left[\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

Ω_i : représente l'aire du diagramme des moments flechissant produit par les charges appliquées à la travée l_i supposée sur deux appuis simples.

a_i, b_i : sont les distances du centre de gravité de Ω_i aux appuis correspondants de gauche et de droite.



on peut construire les diagrammes des efforts; en considérant chaque travée comme une poutre simple chargée par la charge de travée et par les moments d'appuis.

N.B: L'équation des 3 moments est représentée sur la poutre de rigidité de flexion est constante

CALCUL DES POUTRELLES

Notre plancher est constitué des corps creux (16+4) et des poutrelles préfabriquées sur chantier. Ils ont la même longueur 3,6 m. On considèrera dans notre calcul la poutrelle la plus sollicitée. On la considèrera comme appuyée simplement avant et après coulage du béton, elle travaille comme une poutre à plusieurs appuis (7 appuis).

la poutrelle est sollicitée par :

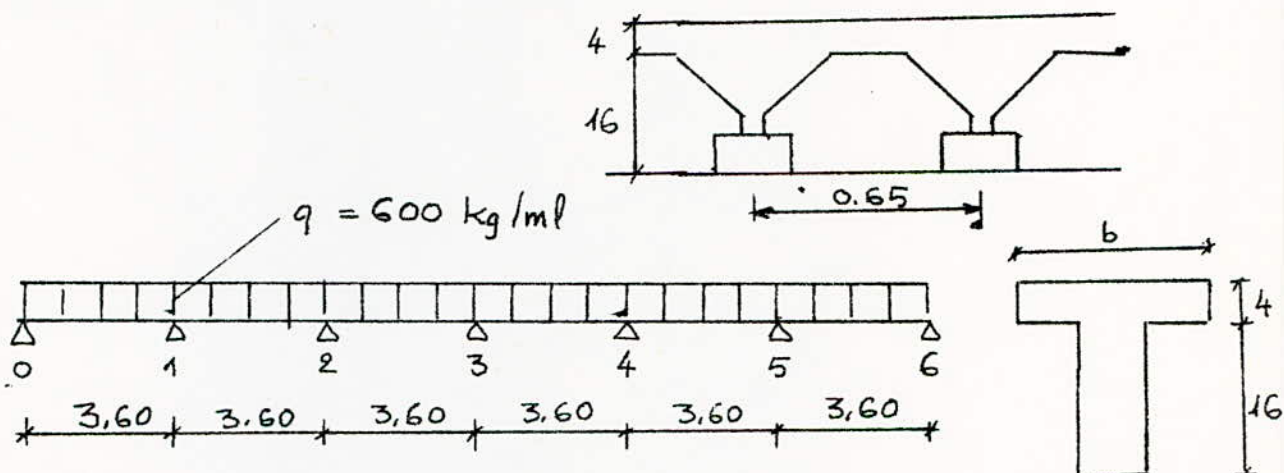
- Son poids propre et poids du plancher.
- Surcharge d'exploitation

elle sera sollicitée du première genre $G + 1,2 P$
 surface revenant à chaque poutrelle: $0,65 \times l$
 où $q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65$

$$G + 1,2 P = 803 + 120 = 923 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = 923 \times 0,65 = 600 \text{ kg/ml}.$$

Schema statique de la poutrelle type N₂ :



Pour calculer les moments sur appuis on utilise la méthode de Clapeyron :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$

$$M_0 = M_6 = 0$$

$$M_1 = M_5$$

$$M_2 = M_4$$

$$4M_1 l + M_2 l = -\frac{q l^3}{2}$$

$$M_1 l + 4M_2 l + M_3 l = -\frac{q l^3}{2}$$

$$M_2 l + 4M_3 l + M_4 l = -\frac{q l^3}{2}$$

$$M_1 = \frac{-11}{104} q l^2 \quad ; \quad M_2 = -\frac{q l^2}{13} \quad ; \quad M_3 = \frac{-9}{104} q l^2$$

$$= -822,5 \text{ kg.m} \quad = -598 \text{ kg.m} \quad = 673 \text{ kg.m.}$$

les moments en travées seront déterminés en utilisant la relation pour la travée $i-j$

$$M = \mu + M_i + \frac{M_j - M_i}{l} \cdot x$$

M : moment en travée de la poutre hyperstatique.
 μ : " " à l'abscisse x de la travée isostatique

$$\mu = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

travée 0-1 :

$$M = \frac{41}{104} q l x - \frac{q x^2}{2}$$

$$T = \frac{41}{104} q l - q x$$

le moment est max pour $T=0 \rightarrow x=1,42$

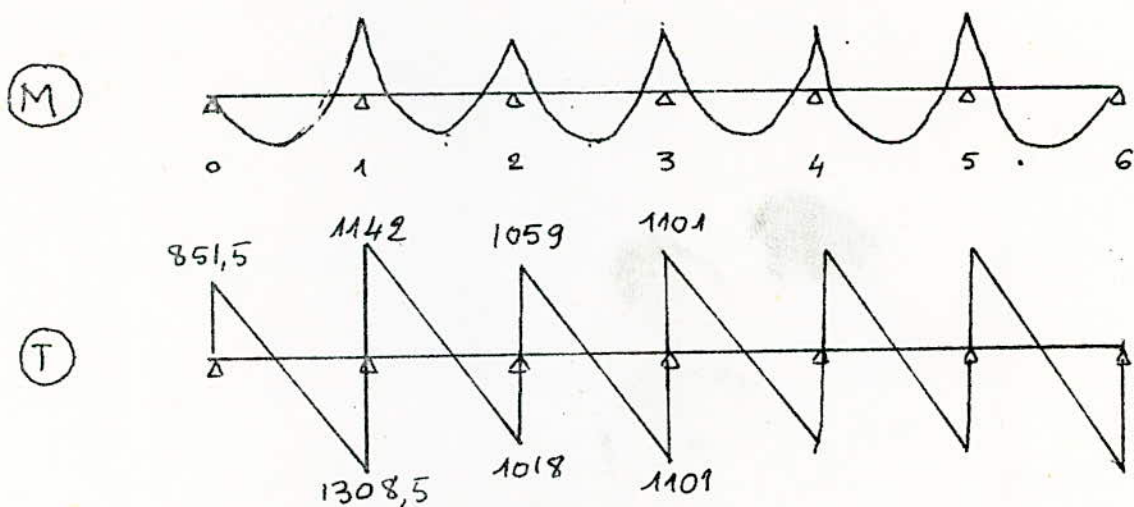
- $M_{\max} = 604,3 \text{ kg.m}$
- $T_0 = 851,5 \text{ kg.}$
- $T_{1g} = -1308,5 \text{ kg.}$

travée 1-2 :

- $M_{\max} = 265 \text{ kg.m}$
- $T_{1d} = 1142 \text{ kg.}$
- $T_{2g} = -1018 \text{ kg.}$

travée 2-3 :

- $M_{\max} = 336,5 \text{ kg.m.}$
- $T_{2d} = 1059 \text{ kg.}$
- $T_{3g} = -1101$



Détermination de la largeur de compression (CCBA 68 art 23,3)

(1) $b_1 \leq \frac{l}{3}$ l : distance entre 2 poutrelles voisines
 l_0 : portée entre nus des appuis

(2) $b_1 \leq \frac{l_0}{10}$

(3) $6h_0 < b_1 < 8h_0$ h_0 : épaisseur du hourdis

(4) $b_1 \leq 32,5 \text{ cm}$

(5) $b_1 < 33 \text{ cm}$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

On prendra $b_1 = 24 \text{ cm}$

d'où $b = 24 \times 2 + 14$

$$b = 62 \text{ cm}$$

Calcul des armatures :-

armatures longitudinales

On les calcul avec la valeur du moment la plus grande

en travées :

$$M_{\max} = 604,3 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 60430}{2800 \cdot 62 \cdot (18)^2} = 0,0161 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9438 \\ k = 74 \\ \alpha = 0,1685 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1685 \cdot 18 = 3,03 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on assimile la section à une section rectangulaire pour calculer les armatures telle que $\begin{cases} b = 62 \text{ cm.} \\ h = 18 \text{ cm.} \end{cases}$

$K > \bar{K}$ pas d'aciers comprimés

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{60430}{2800 \cdot 0,9438 \cdot 18} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$M = 822,5 \text{ kg.m}$, section rectangulaire de dimension $14 \times 20 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 82250}{2800 \cdot 14 \cdot (18)^2} = 0,971 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,875 \\ k = 25,7 \\ \alpha = 0,37 \end{cases}$$

$$A = \frac{82250}{2800 \cdot 0,875 \cdot 18} = 1,86 \text{ cm}^2$$

pour faciliter l'exécution on prendra 1T16 = 2,01 cm²

Calcul a la verification :Contraintes :

- en travée : $A = 2,35 \text{ cm}^2$

$$w = 100 \frac{A}{bh} = 0,21 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 52,7 \\ \varepsilon = 0,9263 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = \frac{60430}{2,35 \times 0,9263 \times 18} = 1542 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 29 < \bar{\sigma}'_b$$

- à l'appui : $A = 2,01 \text{ cm}^2$

$$w = 100 \cdot \frac{A}{bh} = \frac{201}{14 \times 18} = 0,797 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 24,1 \\ \varepsilon = 0,8721 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = \frac{82250}{2,01 \times 0,8721 \times 18} = 2607 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 108 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié.}$$

Condition de non fragilité du Béton : (CCBA 68 art 52)

- en travée : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$
$$A \geq 0,69 \times 62 \times 18 \times \frac{5,8}{4200} = 1,06.$$

- à l'appui
$$A \geq 0,69 \times 14 \times 18 \times \frac{5,8}{4200} = 0,24 \text{ vérifié}$$

Fleche :(CCBA 68 art 58-4)
aucune justification de fleche n'est pas à considerer si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 h} \geq \frac{36}{\sigma_{en}} ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

 h_t : hauteur totale de la section l : portée libre M_t : moment max au travée M_0 : " " isostatique A : section d'armatures tendues h : hauteur totale

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{3,60} = 0,056 > \frac{M_t}{15 M_0} = 0,04 \text{ vérifié}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \text{ vérifié.}$$

$$A \leq \frac{b_0 h \cdot 36}{\sigma_{en}} = \frac{14 \times 18 \times 36}{4200} = 2,16 \text{ vérifié}$$

fissuration :

A	ω	ϕ	σ_1	σ_2
2,35	0,042	10	7099	2829
2,01				

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Adherence :

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{1308}{9,48 \times 15,75} = 8,8 < 17,7 \text{ vérifié}$$

armatures transversales (CCBA 68 art 25).

$$T_{\max} = 1308,5 \text{ kg.}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1308,5}{14 \times 15,75} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

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

Contrainte admissible des armatures :-

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \quad \rho_a = \frac{2}{3} \text{ reprise de bétonnage}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On prendra des étriers } \phi 6 \quad A = 0,56 \text{ cm}^2$$

écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h_1 = 0,2 \times 18 = 4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 11,67 \text{ cm} \end{cases}$$

L'espacement transversale :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{1308,5} = 10,78 \sim 10 \text{ cm}$$

On prendra $t = 10 \text{ cm}$ pour la moitié de la largeur de la poutrelle on aura :

$$5. \quad + 2 \times 10 + 11 \times 13.$$

Ferraillage de la table de compression (CCBA 68 art 58-2)

La table de compression est armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm " " " " " " " " " " " "
- 33 cm " " " " " " " " " " " "

Soit un treillis soudé de $20 \times 30 \text{ } \phi 4$
 Soit l_n l'écartement de deux axes des nervures voisines
 compris entre 50 et 80.

$$A \geq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot P_n \quad \text{avec: } \begin{cases} \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \\ l_n = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{43}{\sigma_{en}} l_n = \frac{43 \times 65}{530} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

$$A \perp = 0,628 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{vérifié.}$$

donc on peut adapter des mailles $(20 \times 30) \phi = 4$.

POUTRELLE TYPE N₁

Elle est constituée de deux travées égales à 3,60 m

$$q = (G + 1,2 P) \times 0,65 = 600 \text{ kg/ml}$$

schéma statique :

Pour déterminer les efforts on utilisera la méthode de Clapeyron.

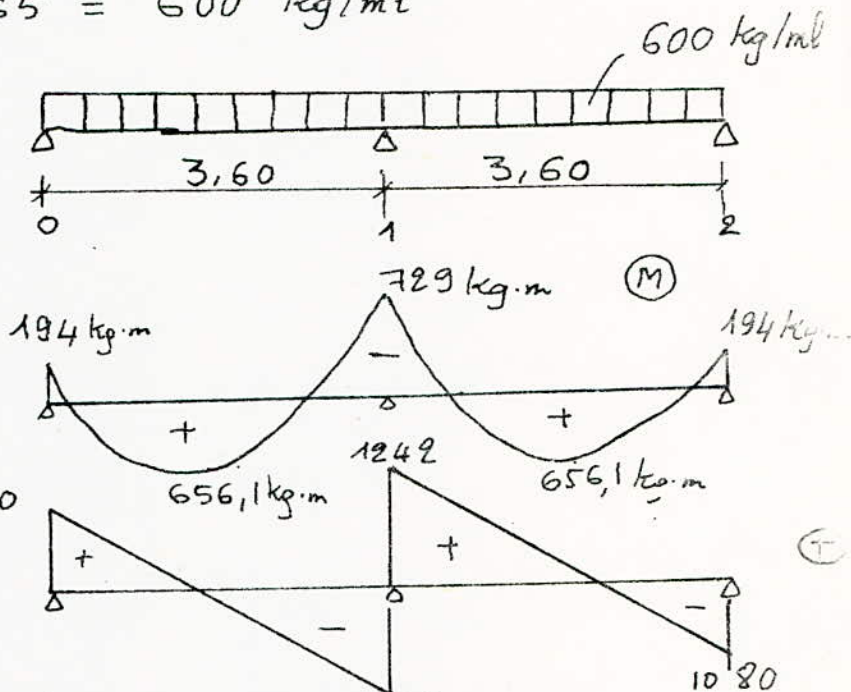
$$M_1 = -729 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 656,1 \text{ kg.m}$$

$$M_0 = M_2 = 194,4 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = 1080 \text{ kg}$$

$$T_{19} = 1242 \text{ kg.}$$



Détermination de la table de compression: d'après le calcul précédent on adoptera $b = 62 \text{ cm}$

Calcul des armatures :

en utilise la méthode de (Pierre Charon).

En travée :

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 65610}{2800 \times 62 \times (18)^2} = 0,0175$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9417 \\ k = 70,8 \\ \alpha = 0,1750 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,1750 \times 18 = 3,15 < 4 \text{ cm}$, l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera assimilée à une section rectangulaire de caractéristiques.

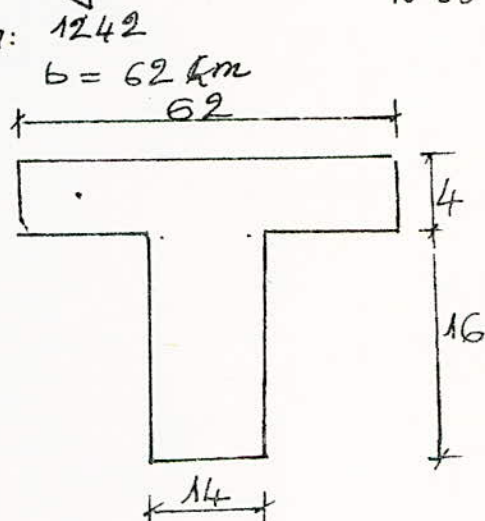
$$\begin{cases} b = 62 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{65610}{2800 \times 0,9417 \times 18} = 1,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

A l'appui : section rectangulaire $14 \times 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \times 72900}{2800 \times 14 \times (18)^2} = 0,086 \rightarrow \begin{cases} k = 27,3 \\ \varepsilon = 0,8818 \end{cases}$$

$$A = \frac{72900}{2800 \times 18 \times 0,8818} = 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$$



Calcul à la vérification :Contrainte :

en travée : d'après l'étude de la poutrelle précédente

$$\sigma_a = \frac{65610}{2,35 \times 0,9263 \times 18} = 1674 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

à l'appui : vérifié. calcul précédent

Condition de non fragilité : vérifié

fleche : vérifié. calcul précédent

adhérence : vérifié

armatures transversales :

$T_{max} = 1242 \text{ kg}$
contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_o \cdot z} = \frac{1242}{14 \times 15,75} = 5,63 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible des armatures

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

On prendra $\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$
écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 4 \text{ cm} \\ t_2 = 11,67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l'espacement des étriers :

$$t = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{1242} = 11,4 \text{ cm}$$

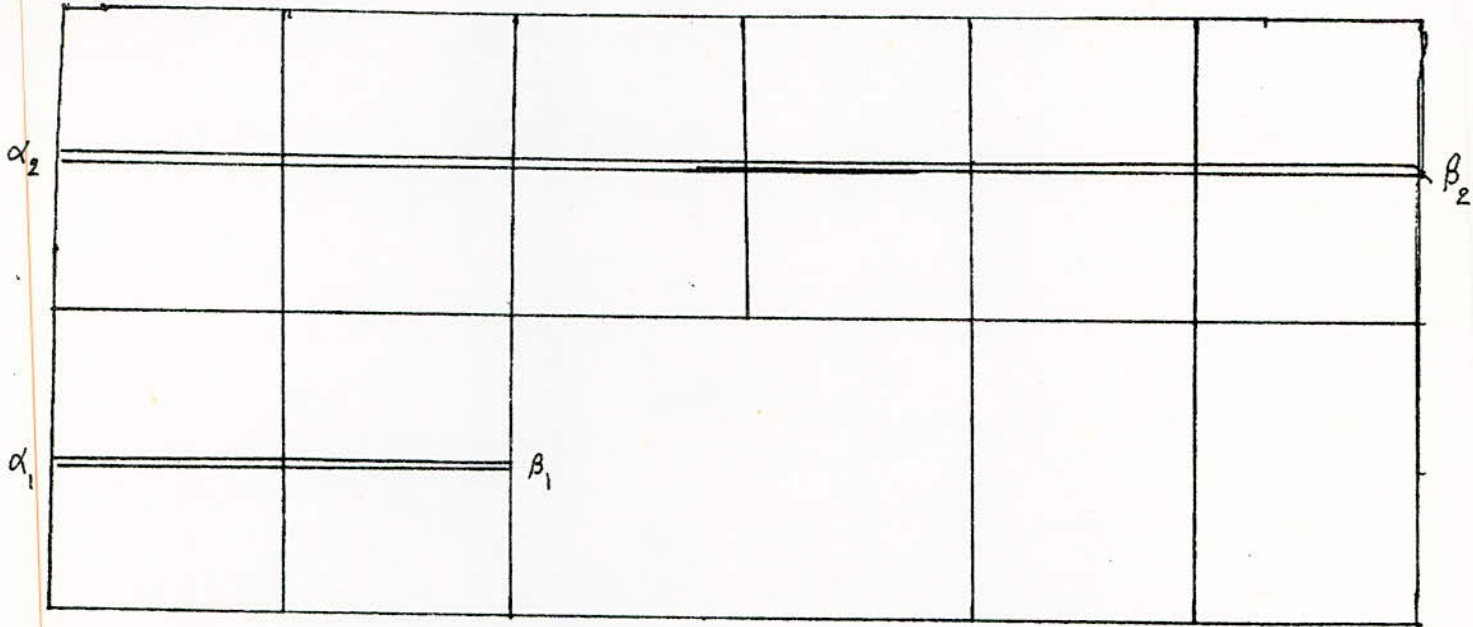
On prendra $t = 11 \text{ cm}$, on aura :

$$5,5 + 2 \times 11 + 11 \times 13 \text{ jusqu'à moitié de la travée.}$$

Ferraillage de la table de compression :

elle est armée d'un quadrillage soudé de $20 \times 30 \phi 4$
d'après le calcul précédent.

CALCUL DES POUTRELLES DU PLANCHER ETAGE



On a deux genres des poutrelles, on considerant les charges revenant aux poutrelles :

$\alpha_1 \beta_1$ poutrelle à 2 travées.
 $\alpha_2 \beta_2$ " " 6 " "

Etude de la poutrelle $\alpha_1 \beta_1$

charges et surcharges revenant à $\alpha_1 \beta_1$:
 la surface revenant à chaque poutrelle : $0,65 \times l$

$$q = (G + 1,2 P) 0,65$$

$$q = (470 + 75 + 1,2 \times 250) 0,65 = 549,25 \text{ kg/ml.}$$

d'après le calcul précédent et par application du théorème des trois moments :

$$M_1 = -667,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

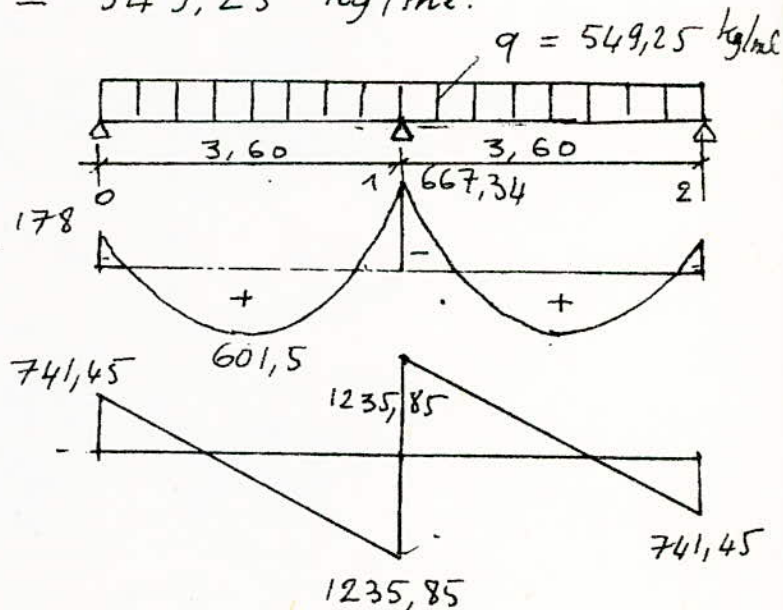
en travée :

$$M_{\text{max}} = 601,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_0 = 741,45 \text{ kg}$$

$$T_{19} = -1235,85 \text{ kg}$$

$$M_0 = M_2 = 178 \text{ kg}$$



Détermination de la table de compression
d'après le calcul précédent; on aura :

$$b = 62 \text{ cm}$$

Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

• en travée :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 60150}{2800 \times 62 \times 18^2} = 0.016 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0.9440 \\ k = 74.3 \\ \alpha = 0.1680 \end{array} \right.$$

$$y = \alpha k = 0.1680 \times 18 = 3.024 < 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on peut donc assimiler la section en T à une section rectangulaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 62 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$K > \bar{K}$ pas d'armature comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} = \frac{60150}{2800 \times 0.944 \times 18} = 1.26 \text{ cm}^2, \text{ on prendra } 3T10 \quad 2.35 \text{ cm}^2$$

• à l'appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot 667.34}{2800 \times 14 \times (18)^2} = 0.0788 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 28.9 \\ \varepsilon = 0.8861 \\ \alpha \end{array} \right.$$

$$A = \frac{66734}{2800 \times 0.8861 \times 18} = 1.49 \text{ cm}^2, \text{ on prendra } 1T14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

Vérification :

A	w	K	\varepsilon	\sigma_a	\sigma_b'
2,35	0,21	52,7	0,9263	1542	29
1,54	0,611	28,4	0,8848	2720,8	96

Vérfié

Condition de non fragilité du béton : vérifié d'après le calcul précédent

flèche : $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$ vérifié

$$A \leq 36 \cdot \frac{b_0 h}{\sigma_{en}} = 2.16 \text{ vérifié.}$$

$$\frac{h_t}{t} > \frac{1}{22.5} \text{ vérifié.}$$

fissuration : vérifiée d'après le calcul de la poutrelle terrasse

adhérence :

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{1235.85}{6.28 \times 15.75} = 12.5 < \bar{\tau}_d = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

$$T = 1235,85 \text{ kg.}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{z}} = \frac{1235,85}{14 \times 15,75} = 5,64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = 96 > \bar{\sigma}_{b_0}' \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\tau}_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b = 18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra } \phi 6 \quad A = 0,56 \text{ cm}^2.$$

Ecartement admissible :-

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 4 \text{ cm} \\ t_2 = 11,9 \text{ cm} \end{cases}$$

Espacement des armatures transversales :-

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{z} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{1235,85} = 11,4 \text{ cm.}$$

On prendra $t = 11 \text{ cm}$, on conserve cette écartement pour respecter l'espacement doit être inférieur à la hauteur

$$5,5 + 2 \times 11 + 11 \times 13$$

Ferraillage de la table de compression :

elle est armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

20 cm pour les armatures \perp aux nervures

33 cm " " " "

On prendra un treillis soudé de "20 x 30" $\phi 6 \text{ mm}$, telle que

$$A \geq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} f_n = 0,53$$

$$A_{\perp} = 0,628 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifié.}$$

Calcul de la poutrelle $\alpha_2 \beta_2$.

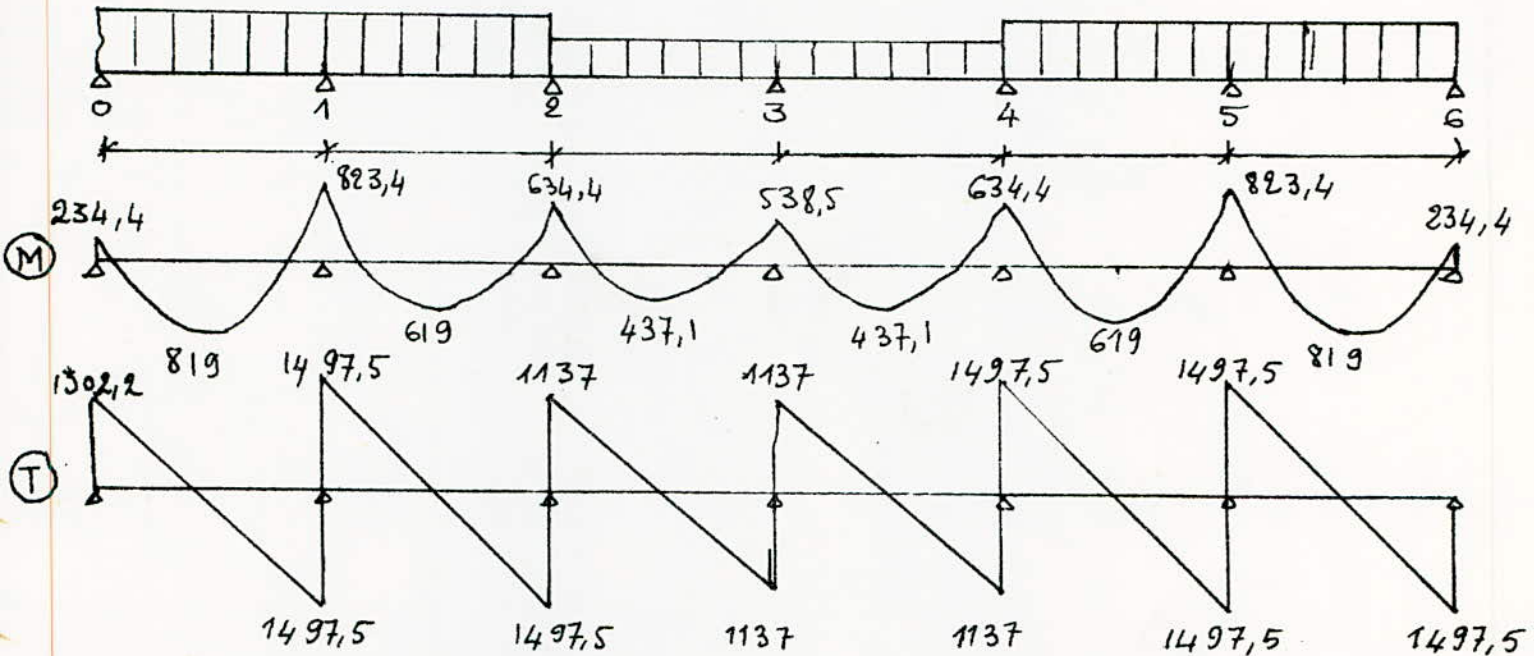
elle est constituée de 6 travées uniformément chargées charge revenant à chaque travée : 0-1, 1-2, 4-5, 5-6.

$$q + 1,25 = (813 + 300) \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1113 \times 0,65 = 723,45 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = 549,25 \text{ kg/ml. pour les travées 2-3, 3,4}$$

pour déterminer les efforts, on applique l'équation des trois moments.

schema statique :

Determination de la largeur de compression :
 d'après le calcul précédent on a établi la largeur de la table
 de compression $b = 62 \text{ cm}$

Calcul des armatures :armatures longitudinales :

. en travée : $M = 819 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 81900}{2800 \times 62 \times (18)^2} = 0,0218 \rightarrow \begin{cases} k = 62,5 \\ \alpha = 0,1935 \\ \epsilon = 0,9325 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1935 \times 18 = 3,48 < 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression
 on peut donc assimiler le section en T à une section
 rectangulaire: $b = 62 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{81900}{2800 \times 0,9325 \times 18} = 1,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 3T10 = \\ 2,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

. à l'appui : $M = 823,4 \text{ kg.m}$, section rectangulaire 14×20

$$\mu = \frac{15 \times 82340}{2800 \times 14 \times (18)^2} = 0,0972 \rightarrow \begin{cases} k = 25,2 \\ \alpha = 0,3731 \\ \epsilon = 0,8756 \end{cases}$$

$$A = \frac{82340}{2800 \times 0,8756 \times 18} = 1,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Verification :Contrainte :

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 ; w = 0,21 ; k = 52,7 ; \varepsilon = 0,9263$$

$$\sigma_a = 2090 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_b' = 40 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 ; w = 0,797 ; k = 24,1 ; \varepsilon = 0,8721$$

$$\sigma_a = 2609,6 < \bar{\sigma}_a ; \sigma_b' = 108 \text{ kg/cm}^2$$

fragilite' du beton : verifie'.

fleche : verifie'.

fissuration : verifie' d'apres le calcul de la poutrelle terrasse.

adherence : $\sigma_d = \frac{T}{n p z} = \frac{14975}{9,42 \times 15,75} = 10,1 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$

armatures transversales :

$$T = 1497,5 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{1497,5}{14 \times 15,75} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \sigma_b \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_b} \right) = 17 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prendra } \phi 6$$

ecartement :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 15,75 \times 1600}{1497,5} = 9,42 \text{ cm}$$

On prend $t = 9 \text{ cm}$
 le 1^{er} cours d'etrier est situe' a 4,5 cm de l'appui
 $4,5 + 2 \times 9 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 8 \times 13$

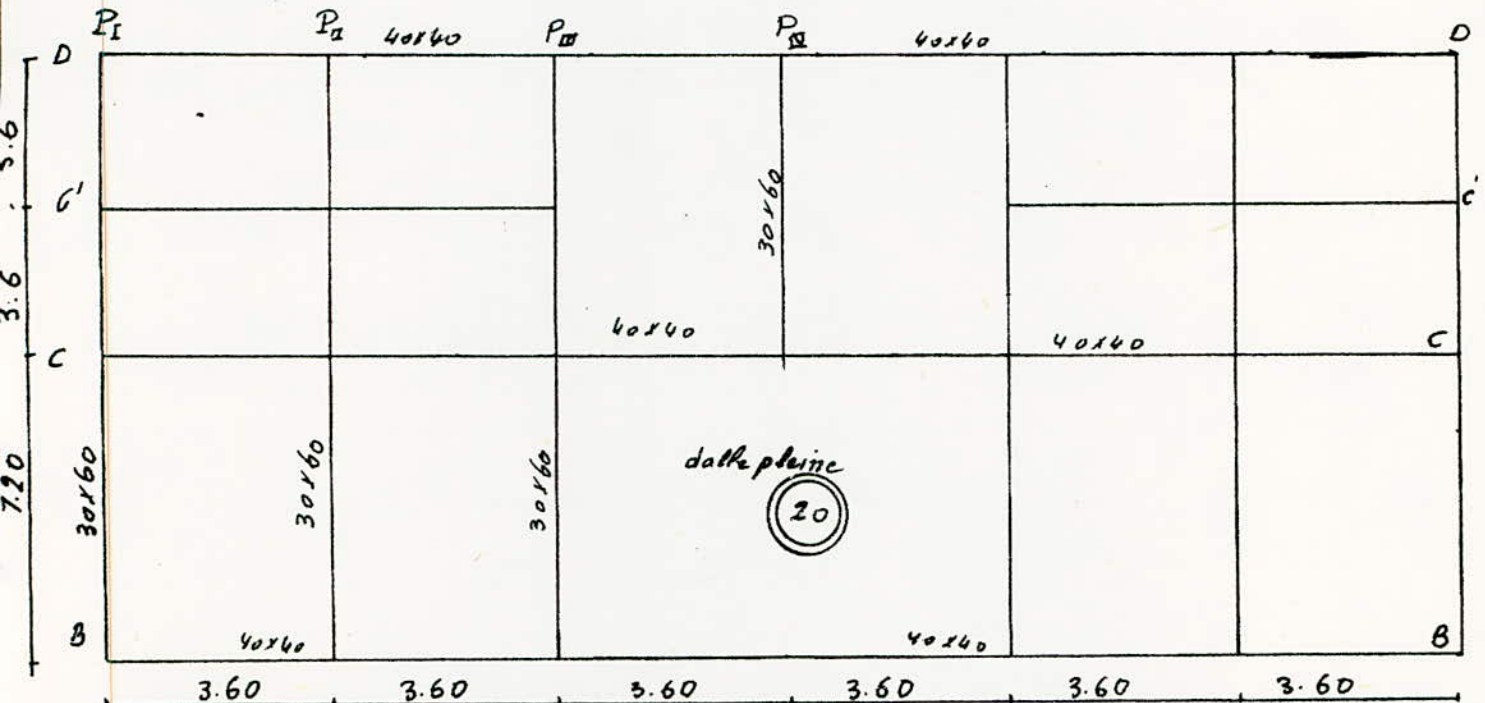
Ferraillage de la table de compression :

On adoptera le même ferraillage que precedement
 cad treillis soude' de $(20 \times 30) \phi 4 \text{ mm}$.

CALCUL DES EFFORTS

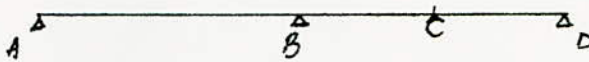
PLANCHER TERRASSE

VUE EN PLAN



VUE La symetrie de notre batiment, on peut considerer une poutre derivee et 3 poutres intermediaires : P_I ; P_{II} ; P_{III} ; P_{IV}

CALCUL DE P_I

charges revenant à P_I . 
travée A-B.

plancher + acrotérie : 1490 kg/ml
 p.p. poutre : 450 kg/ml
 surcharges : $S_b = 100 \text{ kg/m}^2$
 en considerant la sollicitation du 1^{er} genre.
 $g_i = g + 1,2S = 2138 \text{ kg/ml}$

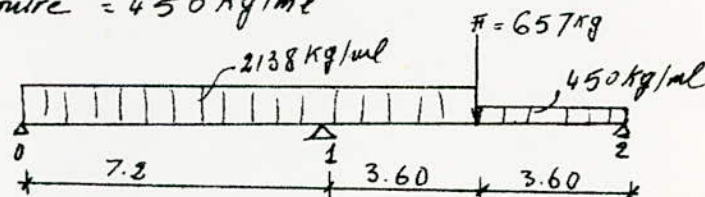
partie B-D

$g = 2138 \text{ kg/ml}$ et une force appliquee au point C (milieu de la travée)
 due à la poutre C' $F = 657 \text{ kg}$.

partie C-D

p.p. de la poutre = 450 kg/ml

Schema statique



l'equation des 3 moments: $M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \left[\frac{S_1 a_1}{l_1} + \frac{S_2 b_2}{l_2} \right]$

$M_0 = M_2 = 0$ (appuis simples)

$l_1 = l_2 = 7.2 \text{ m}$

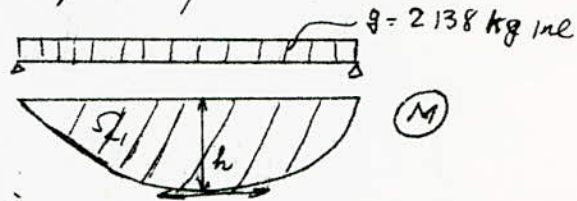
on a une seule inconnue M_1

Détermination de Ω_1 et Ω_2

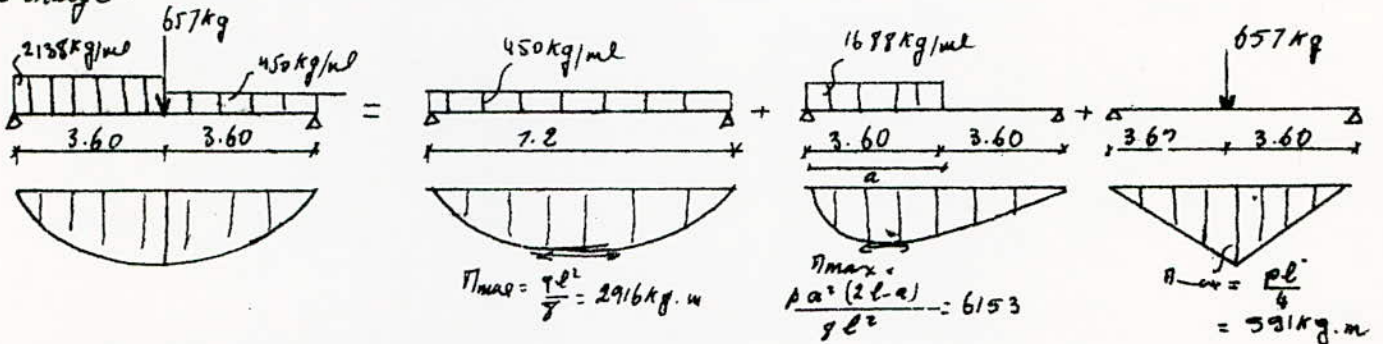
on considère les diagrammes des moments pour chaque travée considérée isostatique.

$\Omega_1 = \frac{2}{3} l h = \frac{2}{3} l q \frac{l^2}{8}$

$\Omega_1 = \frac{q l^3}{12} = 66500$



pour déterminer Ω_2 correspondant à la travée BC en considérant la superposition des diagrammes relative à chaque cas de charge.



$\Omega_2 = \frac{591 \times 7.2}{2} + \frac{2}{3} 7.2 \times 2916 + \frac{2}{3} 7.2 \times 6153$

$\frac{\Omega_2 l_2}{l_2} = \frac{591 \times 7.2 \times 7.2}{2 \times 7.2} + \frac{2}{3} \frac{7.2 \times 2916 \times 4.5}{7.2} + \frac{2}{3} \frac{7.2 \times 2916 \times 7.2}{7.2} = 27586$

d'où l'équation des moments sera:

$4 M_1 l = -6 [27586 + 33250] \rightarrow M_1 = -12674.2 \text{ kg.m}$

Détermination des efforts pour chaque travée

en utilisant la relation pour la travée i-j: $M = p + M_i + \frac{M_j - M_i}{l} x$

où M: moment en unaliscisse de la travée hyperstatique.

p: " à l'aliscisse x de la travée isostatique de référence

$p = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

Travée 0-1

$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} - \frac{12674.2}{l} x$

$T = q \frac{l}{2} - q x - \frac{12674.2}{l}$

Max max pour T=0

$\rightarrow x = 2.8 \text{ m}$

$M_{max} = 8241 \text{ kg.m}$

$T_0 = 5936 \text{ kg}$

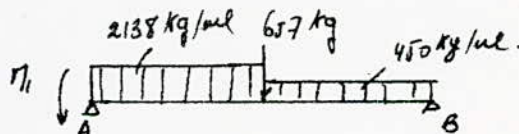
$T_{1g} = -9457.6 \text{ kg}$

Travée 1-2

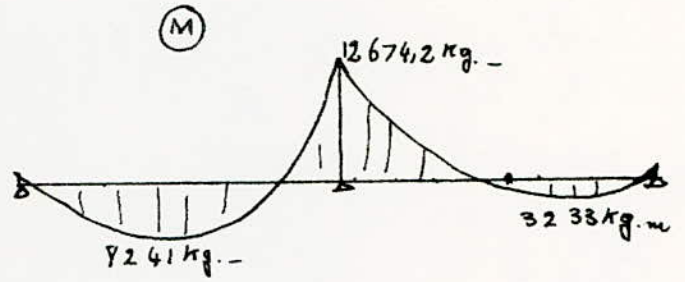
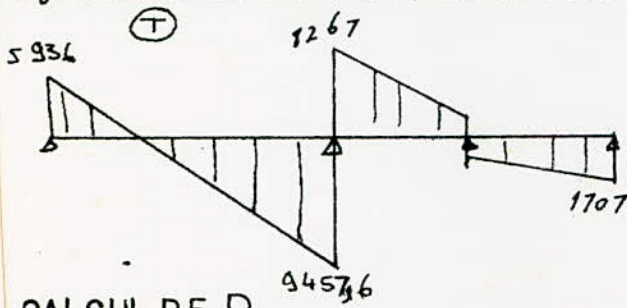
$R_A = T_{1d} = 9267 \text{ kg}$

$T_2 = -1707 \text{ kg}$

$M_{max} = 3233 \text{ kg.m}$

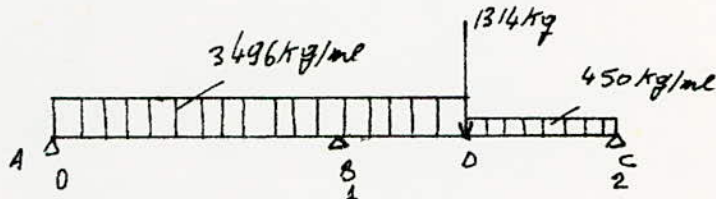


Diagrammes des moments et des efforts tranchants



CALCUL DE P II

charges revenant à P II
travée A-B



plancher + p.p de la poutre : 3100 kg/m
 $125 \times 120 \times 3,3 = 396 \text{ kg/m}$
 $q = 3496 \text{ kg/m}$

B-D $q = 3496 \text{ kg/m}$

D-C p.p. = 450 kg/m

une force appliquée au pt D due à la poutre C'.

l'équation des 3 moments :

$$4M_1 l = -6 \left[\alpha_1 \frac{a_1}{l} + \alpha_2 \frac{b_2}{l} \right]$$

d'après le calcul précédent on obtiendra :

$$\alpha_1 = 109739,6$$

$$\alpha_1 \frac{a_1}{l} = 54370 ; \alpha_2 \frac{b_2}{l} = 44565$$

$$4M_1 l = -6 [54370 + 44565] \rightarrow M_1 = -20611 \text{ kg.m}$$

Travée 0-1

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} - \frac{20611}{l} \cdot x$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx - \frac{20611}{l}$$

Meil max pour $T=0 \Rightarrow x = 2,8 \text{ m}$

$M_{max} = 13520 \text{ kg.m}$

$T_0 = 9723 \text{ kg}$

$T_1 = -15448 \text{ kg}$

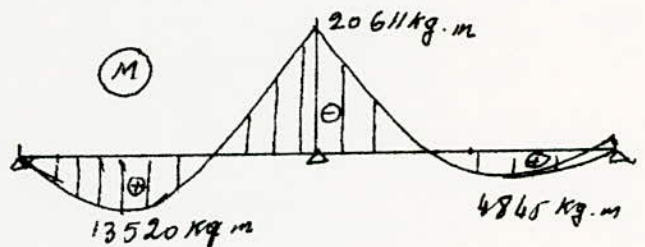
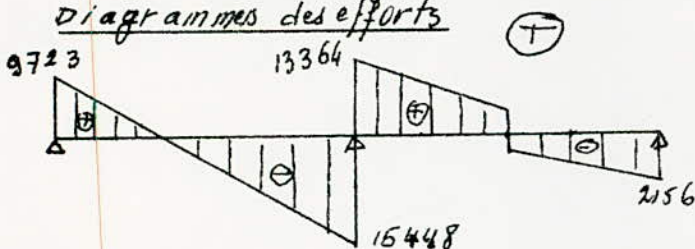
Travée 1-2

$M_{max} = 4845 \text{ kg.m}$

$T_{1d} = 13364 \text{ kg}$

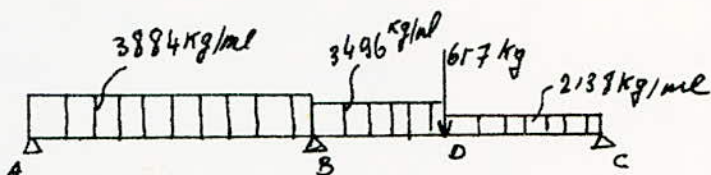
$T_2 = 2156 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



CALCUL DE P III

charges revenant à P sur travée A-B



dalle pleine + pl. corp creux

$$\begin{aligned} & (803 + 1038) \frac{3.3}{2} \text{ kg/ml} \\ & \text{p.p. poutre } 450 \text{ kg/ml} \\ & \text{Surcharge } \frac{1,2 \times 53 \times 100}{2} \\ & \quad \downarrow \\ & \quad = 3884 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Travée B-C

$$\begin{aligned} \text{B-D : plancher} & : 803 \times 3.3 \text{ kg/ml} \\ \text{p.p. poutre} & : 450 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge} & \quad \frac{396}{2} \text{ kg/ml} \\ & \quad \downarrow \\ & \quad g = 3496 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D-C : plancher} & : 803 \times 1.65 \text{ kg/ml} \\ \text{p.p. poutre} & : 450 \text{ -} \\ \text{Surcharge} & \quad 199 \text{ -} \\ & \quad \downarrow \\ & \quad g = 2138 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

force localisée due à C' $F = 657 \text{ kg}$.

l'équation des 3 moments:

$$4M_B l = -6 \left[\frac{\Sigma q_1 a_1^2}{2} + \frac{\Sigma q_2 b_2^2}{2} \right]$$

$$= -6 [60604 + 32939]$$

$$M_B = -19446.5 \text{ kg.m}$$

efforts de chaque travée

Travée 0-1

$$M = \frac{q l^2}{2} x - \frac{q x^2}{2} - \frac{19446.5}{l} x$$

$$T = \frac{q l}{2} - q x - \frac{19446.5}{l}$$

Max pour $x = 2.9 \text{ m}$

• $M_{max} = 16384 \text{ kg.m}$

• $T_0 = 11281 \text{ kg}$

• $T_1 = -16684 \text{ kg}$

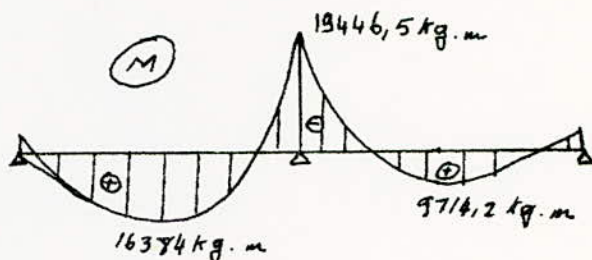
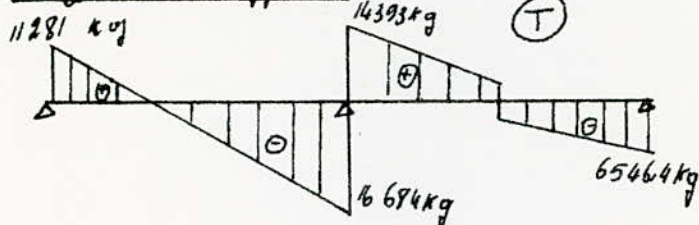
Travée 1-2

• $M_{max} = 9714.2 \text{ kg.m}$

• $T_{1d} = 14393 \text{ kg}$

• $T_2 = -6546.4 \text{ kg}$

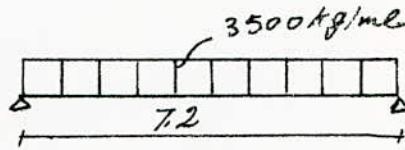
Diagrammes des efforts



CALCUL DE P_{IV}

charges revenant à P_{IV}

- plancher : $803 \times 3.3 \text{ kg/ml}$
 - p.p. poutre : 450 -
 - surcharges $\frac{1.2 \times 100 \times 3.3}{-}$
- $$q = 3500 \text{ kg/ml}$$



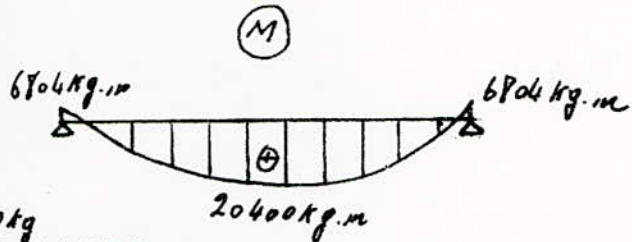
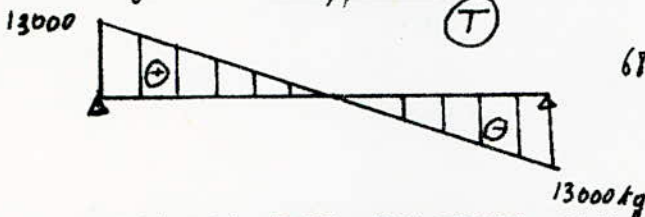
$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{3500 \times 7.2^2}{8} = 22680 \text{ kg.m}$$

$$M_E = 0.95 M_0 = 20400 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 6804 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = 13000 \text{ kg}$$

Diagrammes des efforts



CALCUL DES POUTRES CHAINAGES

POUTRE D-D

charges correspondantes à chaque travée :

Travées : 0-1 ; 1-2 ; 4-5 ; 5-6

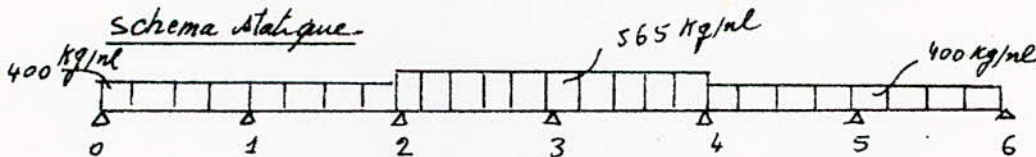
$$p.p. = 0.6 \times 0.6 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml}$$

Travées : 2-3 ; 3-4

$$p.p. = 400 \text{ kg/ml}$$

$$\text{aérolevé } 165 \text{ kg/ml}$$

$$q = 565 \text{ kg/ml}$$



vue la symétrie de la poutre on déduit :

$$M_0 = M_6 = 0$$

$$M_1 = M_5$$

$$M_2 = M_4$$

pour la détermination des efforts on utilisera

la méthode exacte de CLAUPEYRON. d'où les équations des 3 moments :

$$4M_1 l + M_2 l = -9 \frac{q l^3}{2}$$

$$M_1 l + 4M_2 l + M_3 l = -\frac{(q_1 + q_2)}{2} l^3$$

$$M_2 l + 4M_3 l + M_4 l = -9 \frac{q_2 l^3}{2}$$

La résolution de ce système d'équations nous donnera :

$$M_1 = \frac{(-109, +39,2)}{104} l^2 ; \quad M_2 = \frac{-3}{26} (9, +9,1) l^2 ; \quad M_3 = \frac{(-79,2 + 69,1)}{104} l^2$$

$$M_1 = -297 \text{ kg.m} \quad M_2 = -1443 \text{ kg.m} \quad M_3 = -194 \text{ kg.m.}$$

efforts correspondants à chaque travée

Travée 0-1

$$M = \frac{(429 + 39,2)}{104} l x - \frac{9, x^2}{2}$$

$$T = \frac{(429 + 39,2)}{104} l - 9, x$$

Max pour $T=0 \quad x=1,6 \text{ m}$

• $M_{\text{max}} = 512 \text{ kg.m}$

• $T_0 = 640 \text{ kg}$

• $T_{1g} = -800 \text{ kg}$

Travée 1-2

$$M = \frac{(509 - 159,2)}{104} l x - \frac{9, x^2}{2} + \frac{(-109 + 39,2)}{104} l^2$$

$$T = \frac{(509 - 159,2)}{104} l - 9, x$$

Max pour $x=1 \text{ m}$

• $M_{\text{max}} = -88,3 \text{ kg.m}$

• $T_{1d} = 399 \text{ kg}$

• $T_{2g} = -1041 \text{ kg}$

Travée 2-3

$$M = \frac{(719,2 + 189,1)}{104} l x - \frac{9, x^2}{2} - \frac{3}{26} (9, +9,1) l^2$$

$$T = \frac{(719,2 + 189,1)}{104} l - 9, x$$

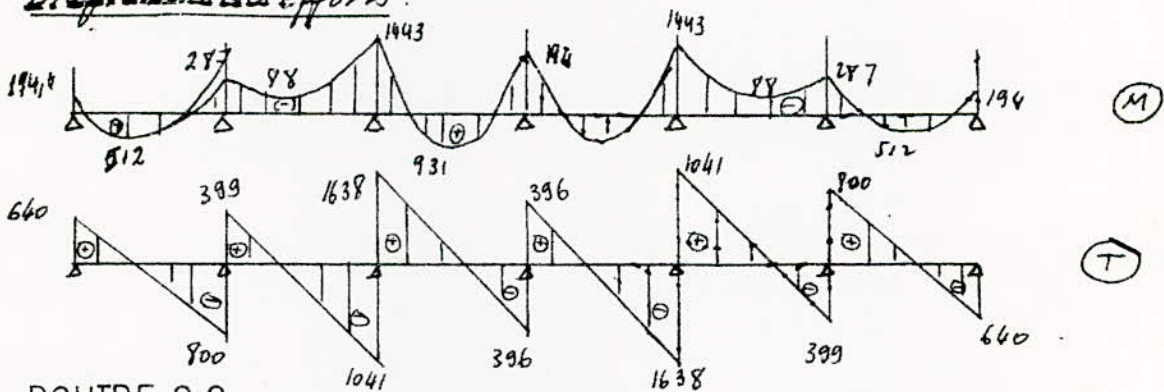
Max pour $x=2,9 \text{ m}$

• $M_{\text{max}} = 931 \text{ kg.m}$

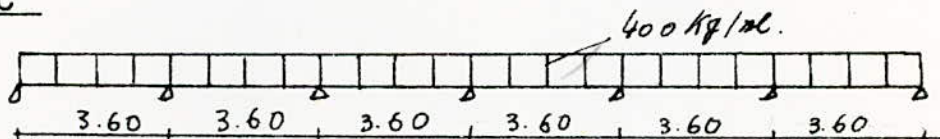
• $T_{2d} = 1638 \text{ kg}$

• $T_{3g} = -396 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



POUTRE C-C



Les équations des 3 nœuds

$$4M_1 l + M_2 l = -9 l^3 / 2$$

$$M_1 l + 4M_2 l + M_3 l = -9 l^3 / 2$$

$$M_2 l + 4M_3 l + M_4 l = -9 l^3 / 2$$

La résolution de ce système d'équations nous donnera :

$$M_1 = -\frac{11}{104} q l^2 ; \quad M_2 = -\frac{9 l^2}{13} ; \quad M_3 = -\frac{9}{104} q l^2$$

$M_1 = -548 \text{ kg.m} ; \quad M_2 = -399 \text{ kg.m} ; \quad M_3 = -449 \text{ kg.m}$
efforts pour chaque travée

Travée 0-1

$$M = \frac{41}{104} q l x - \frac{9 x^2}{2}$$

$$T = \frac{41}{104} q l - 9 x \quad \text{Mest max pour } x = 1,42 \text{ m}$$

- $M_{\max} = 403 \text{ kg.m}$
- $T_0 = 568 \text{ kg}$
- $T_g = -772 \text{ kg}$
- $M_0 = M_6 = -194,4 \text{ kg.m}$

Travée 1-2

$$M = \frac{715 q l x}{1352} - \frac{9 x^2}{2} - \frac{11 q l^2}{104}$$

$$T = \frac{715 q l}{1352} - 9 x \quad \text{Mest max pour } x = 1,9 \text{ m}$$

- $M_{\max} = 177 \text{ kg.m}$
- $T_{1d} = 760 \text{ kg}$
- $T_{2g} = -680 \text{ kg}$

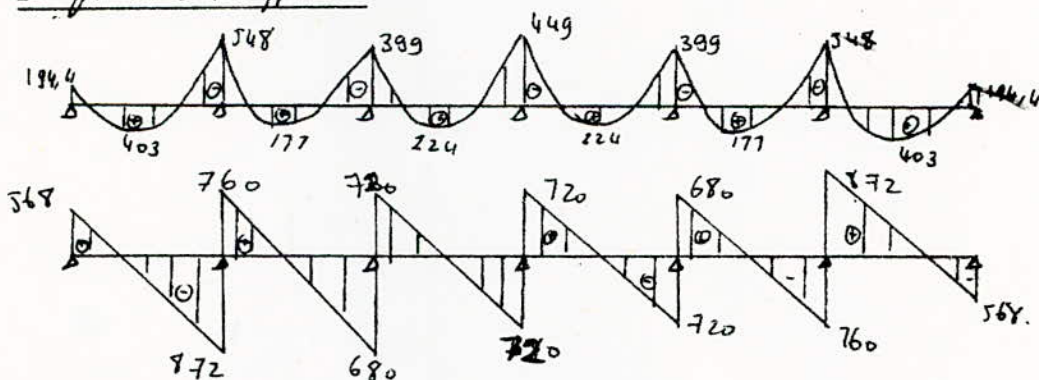
Travée 2-3

$$M = \frac{663 q l x}{1352} - \frac{9 x^2}{2} - \frac{9 l^2}{13}$$

$$T = \frac{663 q l}{1352} - 9 x \quad \text{Mest max pour } x = 1,8 \text{ m}$$

- $M_{\max} = 224 \text{ kg.m}$
- $T_{2d} = 720 \text{ kg}$
- $T_{3g} = -720 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



POUTRE B-B

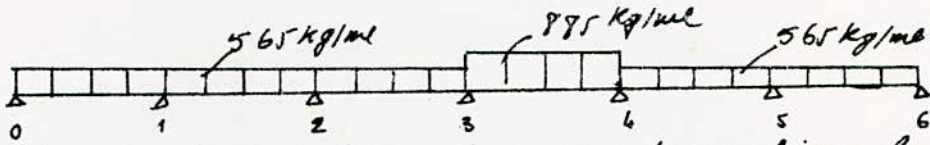
charges revenant à chaque travée

Travées : 0-1 ; 1-2 ; 2-3 ; 4-5 ; 5-6

$$q_1 = 400 + 165 = 565 \text{ kg/ml}$$

Travées : 3-4

$$P.P + \text{réaction de la dalle de couverture de l'escalier} = 985 \text{ kg/ml}$$



Le rapport de deux travées contiguës = 1 on peut donc appliquer la méthode forfaitaire

$$M_{iso1} = 648 \text{ kg.m}$$

$$M_{iso2} = 1434 \text{ kg.m}$$

$$M_0 = M_6 = 0.2 M_{iso1} = 130 \text{ kg.m}$$

$$M_1 = M_5 = 0.6 \cdot M_{iso1} = 389 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 0.5 M_{iso1} = 324 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.5 M_{iso2} = 717 \text{ kg.m}$$

on applique la formule: $M_6 + \frac{\pi_6 + \pi_5}{2} \geq 1.15 M_0$ on peut en déduire les moments entravés.

$$M_{01} = 486 \text{ kg.m} = M_{56}$$

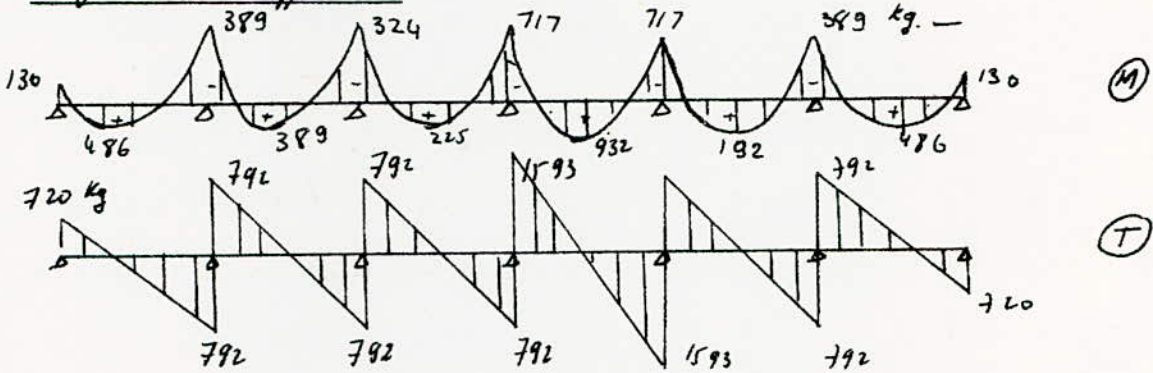
$$M_{12} = 389 \text{ kg.m}$$

$$M_{23} = 225 \text{ kg.m}$$

$$M_{34} = 932 \text{ kg.m}$$

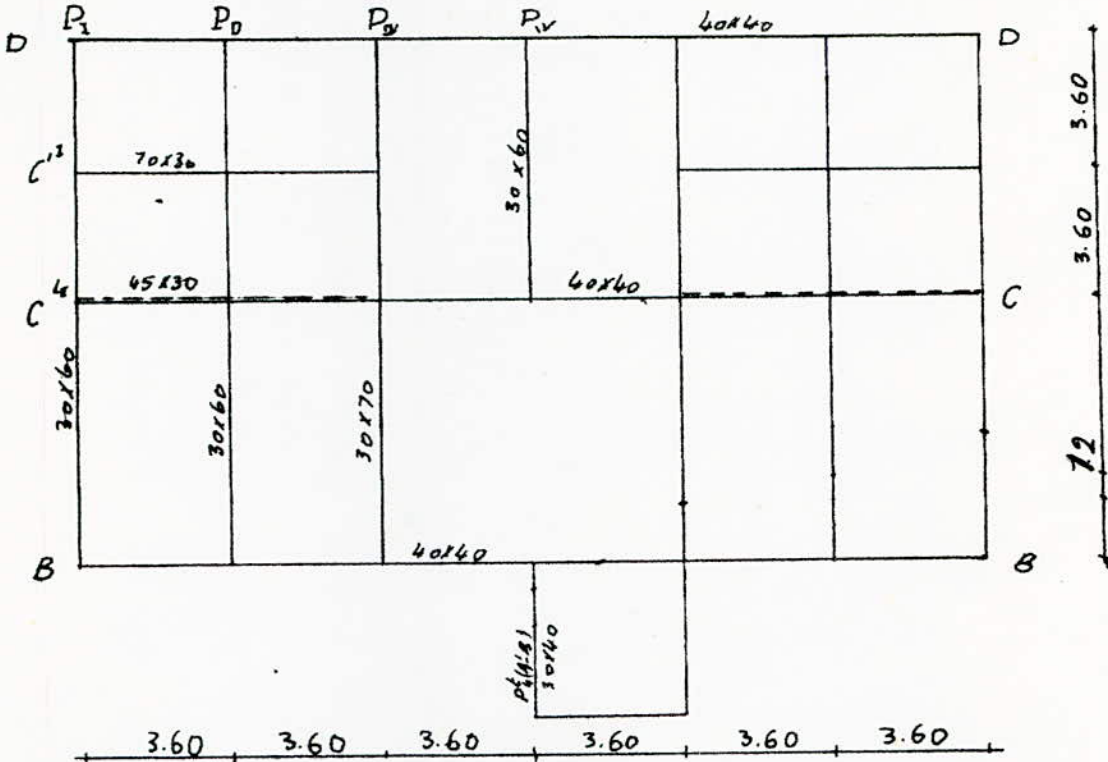
$$M_{45} = 192 \text{ kg.m}$$

Diagrammes des efforts



PLANCHER ETAGE

VUE EN PLAN



N.B: Les poutres C¹ et L₂ sont destinées à supporter l'escalier de la salle de jeux. La poutre p₄ (A-B) est destinée à assurer la stabilité avec la cage de l'escalier et de supporter la maçonnerie en dessus.

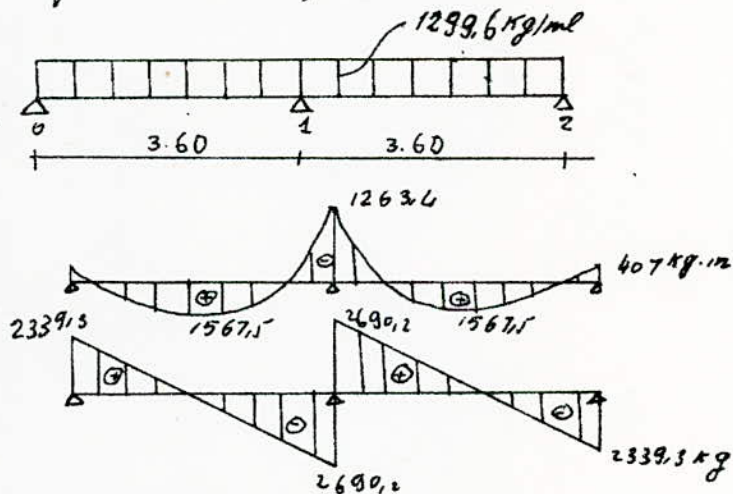
CALCUL DE C¹

Charges et surcharges:

- p.p. $0.3 \times 0.7 \times 2500 = 525 \text{ kg/ml}$
 - p. marches - - - - - 205 -
 - Revêtement - - - - - 105 -
 - acrotère - - - - - 165 -
 - Surcharge $1.2 \times 250 = 300 -$
- $g = 1299.6 \text{ kg/ml}$

en appliquant la méthode de CLAPEYRON on aura :

$M_1 = -1263.6 \text{ kg.m}$
 $M_2 = 1567.5 \text{ kg.m}$
 $T_0 = 2339.3 \text{ kg}$
 $T_1 = 2690.2 \text{ kg}$
 $M_0 = M_2 = 407 \text{ kg.m}$



(M)

(T)

POUTRE L₁

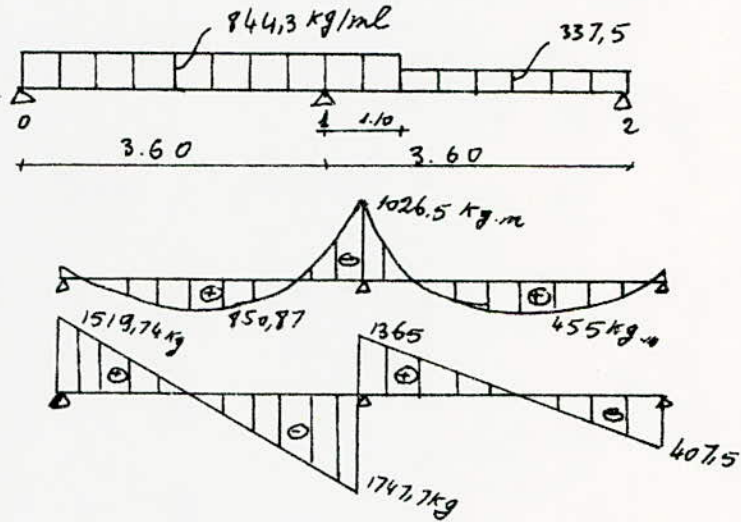
charges :

- p.p : $0,3 \times 0,65 \times 2500 = 337,5 \text{ kg/ml}$
 - escalier - - - - - 102,3 -
 - revêtement - - - - - 105 -
 - surcharges - - - - - 300 -
- $g = 844,3 \text{ kg/ml}$

Schema statique

d'après CLAPEYRON.

- $M_1 = -1026,5 \text{ kg.m}$
- $M_{01} = 850,87$ -
- $T_0 = 1519,74 \text{ kg}$
- $T_{1g} = 1747,7 \text{ kg}$
- $M_2 = 140 \text{ kg.m}$
- $M_{12} = 455 \text{ kg.m}$
- $T_{1d} = 1365 \text{ kg}$
- $T_2 = 407,5 \text{ kg}$



POUTRE P₁

charges sur P₁
Travée 0-1

- p.p . . . $0,3 \times 0,6 \times 2500 = 450 \text{ kg/ml}$
 - plancher - - - - - 775,5 "
 - cloison - - - - - 124 -
 - mur ext - - - - - 1684 -
 - surcharges - - - - - 495 -
- $g = 2950,5 \text{ kg/ml}$

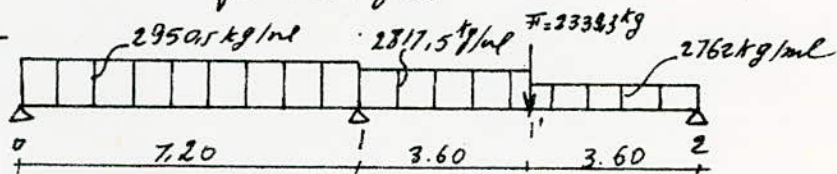
Travée 1-2

- 1-1'
 - p.p - - - - - 450 kg/ml
 - plancher + acrotère 940,5 kg/ml
 - p.p. bande + marches + revêtement: 932 -
 - S_a - - - - - 495 -
- $g = 2817,5 \text{ kg/ml}$

1'-2

- p.p. - - - - - 450 kg/ml
 - terrasse + acrotère + clois 1817 -
 - surcharges - - - - - 495 -
- $g = 2762 \text{ kg/ml}$

Schema statique



par application de la méthode de CLAPEYRON et le système de superposition des diagrammes des moments on aura :

$M_1 = -19739 \text{ kg.m}$

on en deduit les valeurs des efforts relatifs pour chaque travée

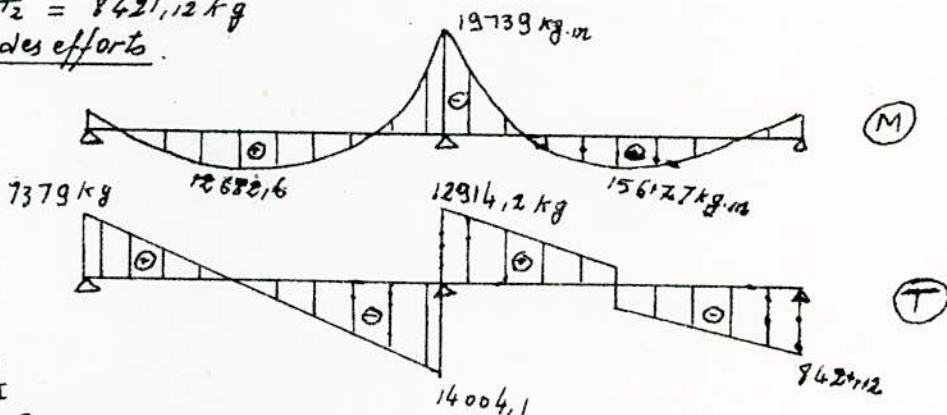
Travée 0-1

- $M_0 = 3623,6 \text{ kg.m}$
- $M_1 = 12682,6$
- $T_0 = 7379 \text{ kg}$
- $T_1 = 14004,1 \text{ kg}$

Travée 1-2

- $M_2 = 4462,2 \text{ kg.m}$
- $M_1 = 15617,7 \text{ kg.m}$
- $T_1 = 12914,2 \text{ kg}$
- $T_2 = 8421,12 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



POUTRE P_{II}

charges sur P_{II}

Travée 0-1

- p.p. porte 650 kg/m²
 - cloison - - - 247,5 -
 - plancher - - - 1551 -
 - mur interieur - - 434 -
 - Surcharges - - - 990 -
- $g = 3672,5 \text{ kg/ml}$

Travée 1-2

- 1-1' $g = 3238,5 \text{ kg/ml}$
- 1'-2 $g = 4122,5 \text{ kg/ml}$

Schema statique

methode des 3 moments nous donne:

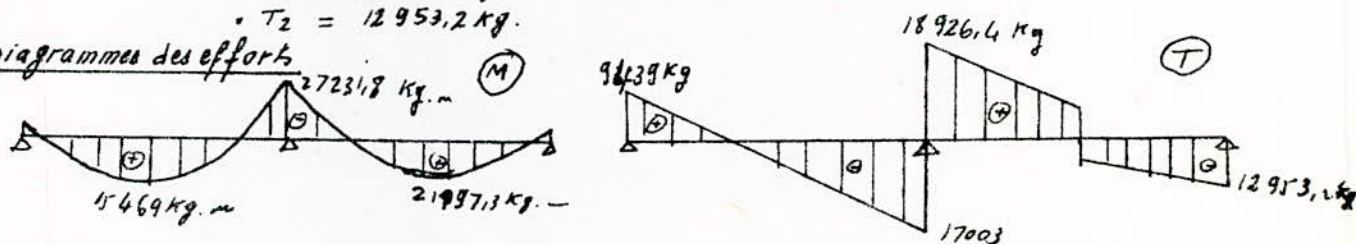
travée 0-1

- $M_0 = 4759,6 \text{ kg.m}$
- $M_1 = 15469$
- $T_0 = 9439 \text{ kg}$
- $T_1 = 17003 \text{ kg}$

Travée 1-2

- $M_2 = 6707 \text{ kg.m}$
- $M_1 = 21797,3 \text{ kg.m}$
- $T_1 = 17926,4 \text{ kg}$
- $T_2 = 12953,2 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



POUTRE P_{III}charges revenant à P_{III}Travée 0-1

• p.p. poutre	-----	450 kg/ml
• plancha	-----	1939
• cloison	-----	248
• mur intérieure	-----	434
• surcharge	-----	990

$$q = 4061 \text{ kg}$$

Travée 1-2

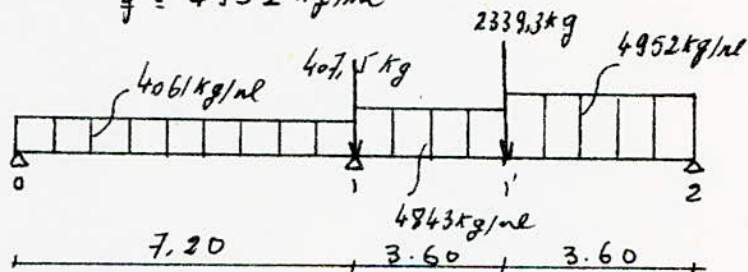
<u>1-1'</u> • p.p	525 kg/ml
• plancher	1551
• cloison	248
• Mur	1106
• esc + revêt	273
• bande 0.2 · 0.45 · 1100 =	225
• St	980

$$q = 4843 \text{ kg/ml}$$

1'-2

• p.p	-----	525 kg/ml
• plancher	-----	1993
• cloison	-----	248
• acrotère	-----	165
• mur	-----	1106
• surcharge	-----	990

$$q = 4952 \text{ kg/ml}$$

schema statique

l'équation des moments nous donne:

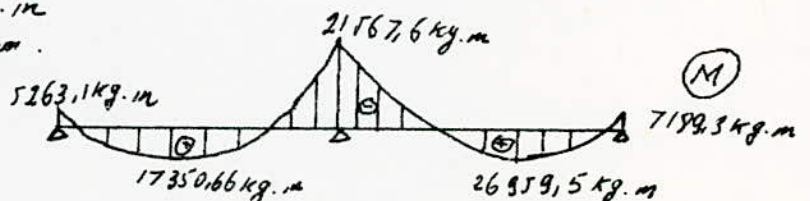
$$M_1 = -21567,6 \text{ kg.m}$$

efforts pour chaque travéeTravée 0-1

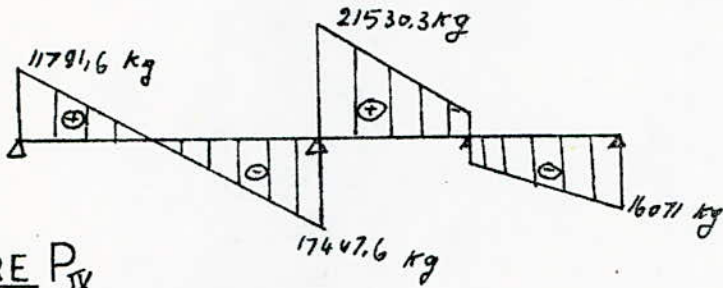
• T ₀	= 11791,6 kg
• T _{1g}	= -17447,6 kg
• M _{max}	= 17350,66 kg.m
• M ₀	= 5263,1 kg.m

Travée 1-2

• T _d	= 21530,3 kg
• T ₂	= 16071 kg
• M ₁	= 26959,5 kg.m
• M ₂	= 7199,3 kg.m

Diagrammes des efforts

(T)

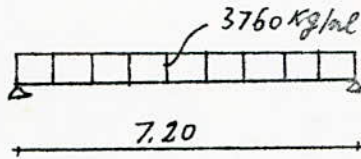


POUTRE P_{IV}

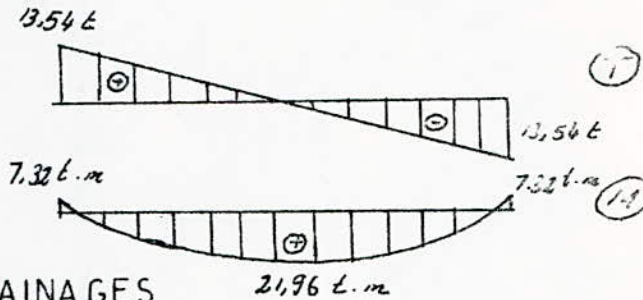
Charges revenant à cette poutre

$q = 3760 \text{ kg/ml}$
 $M_0 = q \frac{l^2}{2} = 24,4 \text{ t.m}$

$M_a = 7,32 \text{ t.m}$
 $M_b = 21,96 \text{ t.m}$
 $T = q \frac{l}{2} = 13,54 \text{ t}$



Diagrammes des efforts



CALCUL DES POUTRES CHAINAGES

POUTRE D-D

charges correspondantes à chaque travée.

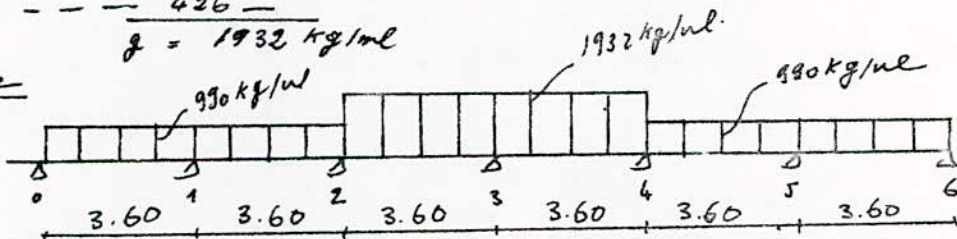
Travées: 0-1 ; 1-2 ; 4-5 ; 5-6

p.p:	0.4 x 0.4 x 2500 =	400 kg/ml
acrotère	-----	165 -----
	-----	434 -----
		$q = 990 \text{ kg/ml}$

Travées: 2-3 ; 3-4

p.p:	-----	400 kg/ml.
mur:	-----	406 -----
Terrasse	-----	426 -----
		$q = 1932 \text{ kg/ml}$

Schema statique



en appliquant la méthode de CLAPEYRON ; comme ds le cas du Plancher terrasse en déduit les efforts relatifs à chaque travée.

travée 0-1

$M_{max} = 1358 \text{ kg.m}$
 $T_0 = 1640 \text{ kg}$
 $T_{1q} = -1924 \text{ kg}$

$M_1 = -511 \text{ kg.m}$; $M_2 = -4369 \text{ kg.m}$; $M_3 = -945 \text{ kg.m}$

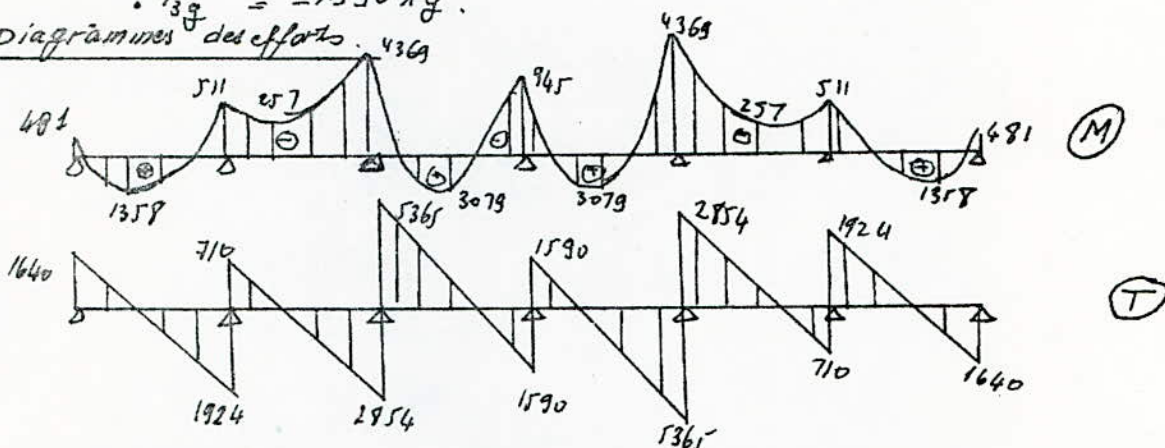
Travée 1-2

- $M_{max} = -257 \text{ kg.m}$
- $T_{ed} = 710 \text{ kg}$
- $T_{3g} = -2854 \text{ kg}$

Travée 2-3

- $M_{max} = 3079 \text{ kg.m}$
- $T_{ed} = 5365 \text{ kg}$
- $T_{3g} = -1590 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts

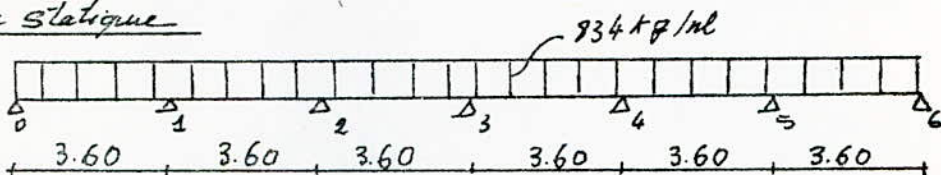


POUTRE C-C

charges revenant à c-c.

p. p + mur intérieur : $0.4 \times 0.4 \times 2500 + 155 \times 2.8 = 834 \text{ kg/ml}$

schema statique



d'après CLAPEYRON ORA : $M_5 = M_1 = -1143 \text{ kg}$; $M_2 = -931 \text{ kg.m} = M_4$
 $M_3 = M_4 = -935 \text{ kg.m}$

travée 0-1

- $M_{max} = 740 \text{ kg.m}$
- $T_0 = 1184,3 \text{ kg}$
- $T_{1g} = -1818 \text{ kg}$

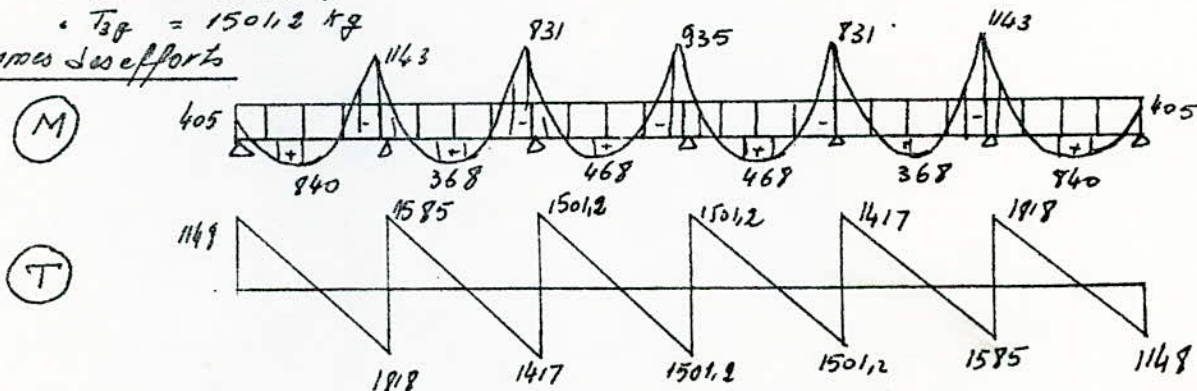
Travée 1-2

- $M_{max} = 369 \text{ kg.m}$
- $T_{ed} = 1585 \text{ kg}$
- $T_{2g} = 1417 \text{ kg}$

Travée 2-3

- $M_{max} = 468 \text{ kg.m}$
- $T_{ed} = 1501,2 \text{ kg}$
- $T_{3g} = 1501,2 \text{ kg}$

Diagrammes des efforts



POUTRE C-C

Charges pour chaque travée

Travées : 0-1 ; 1-2 ; 2-3 ; 4-5 ; 5-6

p.p + mur = 1506 kg/ml

Travée 3-4

pp : 400

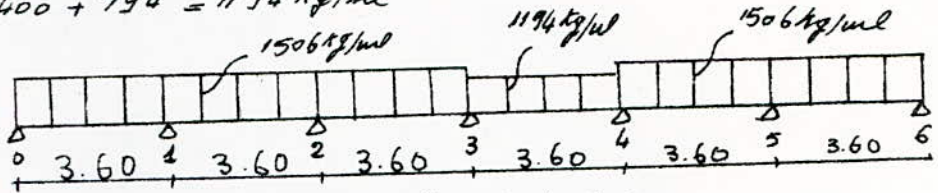
bac de sable : 373 kg/ml

reaction de l'escalier 794

$q = 400 + 794 = 1194 \text{ kg/ml}$

} → plus défavorable est celle de l'escalier

schéma statique



Le rapport entre 2

travées voisines est égal à 1 donc on peut appliquer la règle forfaitaire.

$M_{101} = \frac{qL^2}{8} = 2439,72 \text{ kg.m}$

$M_{102} = 1935 \text{ kg.m}$

$M_0 = M_6 = 488 \text{ kg.m}$

$M_1 = M_5 = 0,6 M_{101} = 1464 \text{ kg.m}$

$M_2 = 0,5 M_{101} = 1220 \text{ kg.m}$

$M_3 = M_4 = 0,5 M_{102} = 967 \text{ kg.m}$

moment en travée : $M_E + \frac{qL^2 + M_E}{2} = 1,15 M_0$

$M_{0,1} = 1830 \text{ kg.m} = M_{5,6}$

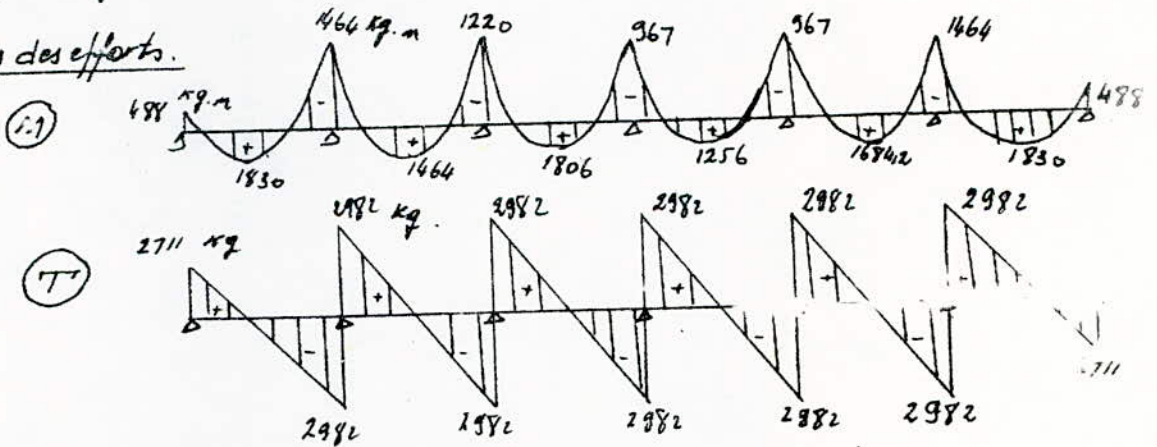
$M_{1,2} = 1464 \text{ kg.m}$

$M_{2,3} = 1806,2 \text{ kg.m}$

$M_{3,4} = 1258 \text{ kg.m}$

$M_{4,5} = 1694,2 \text{ kg.m}$

Diagrammes des efforts.



ETUDE AU SEISME

L'étude au seisme résulte de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
 - d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
 - d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe verticale (S_T)
- Système de forces horizontales : S_H

$$F = \sigma_x \cdot W \quad \text{avec} \quad \sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$W = G + \frac{P}{5} \quad \text{poids de charges permanentes + surcharges.}$$

- Système de forces verticales S_V

$$F = \pm \sigma_v \cdot W \quad \text{ou} \quad \sigma_v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\text{avec} \quad \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$$

- Torsion d'ensemble

à considérer si $\eta = \frac{l_v}{l_b} > 2,5$ où l_v : longueur du bâtiment
 l_b : largeur "

$$\text{dans notre cas: } \eta = \frac{22}{19,2} = 1,1 < 2,5$$

Détermination des coefficients sismiques

α : Coeffi. d'intensité

$$\alpha = 0,5$$

β : Coeff. de réponse ; dépend :

- de la période du mode de vibration de la construction dans la direction étudiée
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$$

Le contreventement étant assuré par une ossature en béton armé : $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$

H : hauteur du bâtiment

L_x : longueur

l : largeur

$$T_L = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad ; \quad T_b = 0,09 \frac{H}{\sqrt{l}}$$

$H = 9,10 \text{ m}$ à partir de la fondation

$$L = 22 \text{ m} \quad ; \quad l = 19,2 \text{ m}$$

$$T_L = 0,09 \times \frac{9,10}{\sqrt{22}} = 0,175 \quad \Rightarrow \quad \beta_L = 0,116$$

$$T_b = 0,09 \times \frac{9,10}{\sqrt{19,2}} = 0,185 \quad \Rightarrow \quad \beta_b = 0,114$$

on a tj : $0,085 < \beta < 1$ on prendra donc $\beta_L = \beta_b = 0,11$

γ : Coeffi. de distribution

$$\gamma_r = \frac{3r}{2r+1}$$

n : nombre de planchers.

$$n = 2$$

r : le plancher considéré

r	1	2
γ_r	0,6	1,2

δ : Coeff. de fondation

$$\delta = 1,15 \quad (\text{semelles isolées})$$

$$\sigma_L = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_r \cdot \delta$$

$$\sigma_E = \alpha \cdot \beta_e \cdot \gamma_r \cdot \delta \quad \text{avec } \sigma_v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \max(\sigma_L, \sigma_E)$$

NIV	σ_L	σ_E	σ_v
2	0,069	0,069	0,0976
1	0,0345	0,0345	0,0689

Détermination des poids w correspondant à chaque niveau

Plancher terrasse : Surface = 318,72 m².

charges permanentes :

- plancher creux : 803 kg/m²
- dalle pleine ----- 1038 kg/m²
- poutre ----- 450 kg/ml
- acrotère ----- 165 kg/ml
- chaînages ----- 17 t
- Total : 395,51 t

Surcharges : 37,06 t

Plancher étage S = 432,4 m².

charges permanentes :

- Corps creux 470 kg/m²
- dalle pleine 705 -
- terrasse accessible 738 -
- poutres 55,1 t
- chaînages 28,456 t
- murs extérieures 49,77 t
- " intérieurs 14,51 t
- cloison 31,68 t
- poteaux 17,64 t
- acrotère 8,316 t
- escalier 10,20 t
- Total : 440,34 t

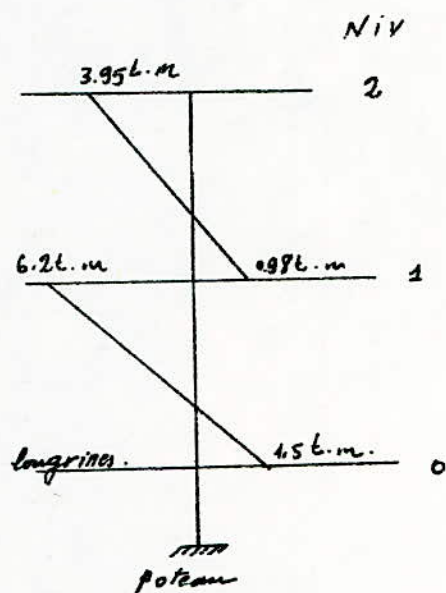
Surcharges : 105,6 t

Évaluation des forces sismiques horizontales

NIV	G (t)	P (t)	$\frac{P}{G}$ (t)	$W = G + \frac{P}{5}$	$F_H = \sigma_v \times W$	T	$\frac{T}{n \cdot p \cdot \sigma_{max}}$	$12 \times T$
2	395,51	37,06	0,094	402,922	27,802	-	-	-
1	440,34	105,6	0,24	461,46	15,92	27,802	1,324	1,59
0						43,722	2,082	2,5

suite du tableau

NIV	Moments au t ^o du poteau 62xT x 9,2h	Moment à la base du poteau 62xT x 9,2h
	2	3,95 t.m
1	6,26 t.m	0,98 t.m
0		1,5 t.m



N.B. : on neglige l'effet du sisme vertical vis a vis du poids du batiment qui est en effet de soulèvement .

FERRAILLAGE DES POUTRES

PLANCHER TERRASSE

CALCUL DE LA DALLE PLEINE (C.C.B.A. 68 A₂)

$$l_x = l_y = 6,90 \text{ m} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \text{ la dalle porte dans les 2 sens.}$$

L'échelle fonctionnelle du C.C.B.A. 68 A₂ nous donne P_x et P_y en fonction de ρ .

$$P_x = 0,0423 \quad ; \quad P_y = 1$$

charges venant à cette dalle.

$$q = G + 1,2 S \quad \text{avec } G = 1038 \text{ kg/m}^2 \quad S = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (terrasse non accessible)}$$

$$q = 1038 + 120 = 1158 \text{ kg/m}^2$$

Les moments développés au milieu des bandes centrales $1 \text{ m} \times l_x$ et $1 \text{ m} \times l_y$

$$\begin{cases} M_{0x} = P_x q l_x^2 \\ M_{0y} = P_y M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 0,0423 \times 1158 \times 6,9^2 = 2332 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

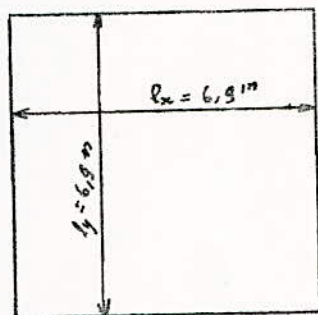
Moments en travée

$$M_{1x} = M_{1y} = 0,85 \times M_{0x} = 1982 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

Moments à l'appui

$$M_{2x} = M_{2y} = 0,25 M_{0x} = 583 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

$$T = \frac{q}{3l} = \frac{1158}{3 \times 6,90} = 56 \text{ kg}$$



Détermination des armatures

$$A_{1y} = A_{1x} = \frac{M_{1x}}{\sigma_s \sigma_a} = \frac{198200}{0,86 \times 2100 \times 18} = 4,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra } 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2x} = A_{2y} = \frac{M_{2x}}{\sigma_s \sigma_a} = \frac{58300}{0,86 \cdot 18 \cdot 2100} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prendra } 8T8/\text{ml} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications

Condition de non fragilité (C.C.B.A. 68 art 52)

$$\frac{A_s}{b h_x} \geq \frac{\gamma_s}{2} (2 - \rho) \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

A : section d'acier par bande de largeur b de 2 sens

h : hauteur utile

h₀ : épaisseur de la dalle.

$\frac{\gamma_s}{2}$ = 0,36 acier brut de laminage
= 0,54 aciers écrouis.

en travée

$$\frac{A_{1x}}{b h_x} = \frac{9,04}{100 \times 18} = 5,022 \cdot 10^{-3} > \frac{0,54}{2} (2-1) \frac{5,8}{2100} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 6,9 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$$

$$\frac{A_{1y}}{b h_y} = \frac{9,04}{100 \times 18} = 5,38 \cdot 10^{-3} > 6,9 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$$

à l'appui

$$\frac{A_{2x}}{b h_x} = \frac{4,02}{100 \times 18} = 2,23 \cdot 10^{-3} > 6,9 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$$

$$\frac{A_{2y}}{b h_y} = \frac{4,02}{100 \times 18} = 2,39 \cdot 10^{-3} > 6,9 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$$

Contrainte

entravée
 $\bar{\omega}_1 = \frac{100 A}{b h} = \frac{9,04 \times 100}{100 \times 17} = 0,502 \rightarrow k = 31,9$
 $\epsilon = 0,8934$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{4 \epsilon k} = \frac{199200}{9,04 \times 0,8934 \times 17} = 1363 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié.}$$

à l'appui

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 4,02}{100 \times 17} = 0,223 \rightarrow k = 51$$

$$\epsilon = 0,9242$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{58300}{4,02 \times 0,9242 \times 17} = 872 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié.}$$

Effort tranchant:

$$t_{b, \max} \frac{T}{b \bar{\sigma}} = \frac{56}{100 \times 0,86 \times 17,4} = 0,04 < 1,15 \bar{\sigma}_0 = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié.

armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 56 - \frac{58300}{15} < 0$$

Les armatures - longitudinales ne sont pas nécessaires.

POUTRE C'

Caractéristiques géométriques 30 x 40 cm²

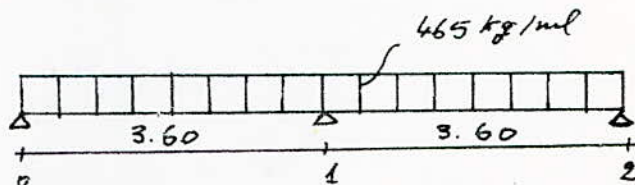
Charges:

• p.p : 0,3 x 0,4 x 2500 = 300 kg/ml

• Acrotère

$$\frac{165}{15} = 11$$

$$q = 465 \text{ kg/ml.}$$

Schema Statique

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{465 \times 3,6^2}{8} = 735,3 \text{ kg.m}$$

$$M_1 = 0,6 M_0 = 441,2 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 0,95 M_0 = 625 \text{ kg.m}$$

$$T = 837 \text{ kg.}$$

Ferraille

entravée

$$\rho = \frac{15 \times 62500}{2800 \times 30 \times 36^2} = 9,6 \cdot 10^{-3} \rightarrow k = 104$$

$$\epsilon = 0,9580$$

$$A = \frac{62500}{2800 \times 0,958 \times 36} = 0,65 \text{ cm}^2$$

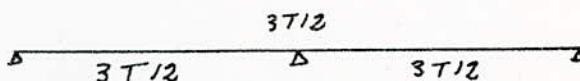
on prendra 3 T12 = 3,39 cm²

à l'appui

$$\rho = \frac{15 \times 44120}{2800 \times 30 \times 36^2} = 6,1 \cdot 10^{-3} \rightarrow k = 126$$

$$\epsilon = 0,9645$$

$$A = \frac{44120}{2800 \times 0,9645 \times 36} = 0,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra 3 T12} = 3,39 \text{ cm}^2$$



VerificationsFleche

$$A \leq \frac{b l 43}{\sigma_{en}} = \frac{30 \times 36 \times 43}{4200} = 11 \text{ cm}^2 \text{ verifie'}$$

Condition de non fragilite'

$$A \geq b l 46 \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{l_e}{l} \right)^2$$

$$A \geq 30 \times 36 \times 0,56 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{40}{36} \right)^2 = 2,48 \text{ verifie'}$$

Contrainte

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{10M}{B_f} = \frac{339}{30 \times 36} = 0,314 \rightarrow \kappa = 42$$

$$c = 0,9123$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A B c} = \frac{62500}{3,39 \times 0,9123 \times 36} = 561 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 13 < \bar{\sigma}'_b \text{ verifie'}$$

Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{30 \times 8} = 0,014$$

$$\sigma_1 = 2,4 \times 1023 = 2455 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_0 f = 2455 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2455 \text{ kg/cm}^2$ on trouve que $A = 3,39 \text{ cm}^2$ reste valide

Adherance:

$$\frac{T}{A B c} = \frac{837}{11,30 \times 31,5} = 2,35 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures inferieures

$$\frac{T + M}{B} = 837 - \frac{44120}{31,5} < 0 \text{ les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

Armatures transversales:

$$T = 837 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b c} = \frac{837}{30 \times 31,5} = 0,9 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b \text{ verifie'}$$

$$\bar{\sigma}_{ab} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra (le cadre + le trier } \phi 8) = 3,0 \text{ kg/cm}^2$$

écartement admissible:

$$\bar{z} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 9,2 l = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = l \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a} \right) = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

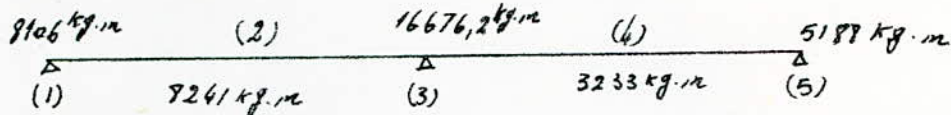
espacement des cadres:

$$t = \frac{A_c \cdot \bar{\sigma}_{ab}}{T} = \frac{2,01 \times 31,5 \times 1600}{837} = 121 \text{ cm}$$

on prendra $t = 20$ dont le 1^{er} cours sera situe' à 5 cm de l'appui

POUTRE P₁

en tenant compte de l'effet sismique aux appuis, on ferraillera les poutres d'après cette combinaison. on aura les valeurs des moments correspondantes à la poutre comme indiquées ci-dessous.



Caractéristiques géométriques de la section

$$h_f = 60 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}, d = 6 \text{ cm} \quad h = 56 \text{ cm}$$

Ferrailage

Section (1) $M = 8106 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 810600}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,1046 \rightarrow k = 40,2$$

$$e = 0,9094$$

$\kappa > \bar{\kappa} = \frac{\sigma_a}{\sigma_a'} = 20,35 \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = \frac{810600}{2800 \times 0,9094 \times 56} = 5,68 \text{ cm}^2$$

Section 2

$$\mu = \frac{15 \cdot 824100}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,10475 \rightarrow k = 39,5$$

$$e = 0,9092$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{824100}{2800 \times 0,9082 \times 56} = 5,78 \text{ cm}^2$$

Section 3

$$\mu = \frac{15 \cdot 1667620}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,1095 \rightarrow k = 25,6$$

$$e = 0,8768$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{1667620}{2800 \cdot 0,8768 \cdot 56} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Section 4

$$\mu = \frac{15 \cdot 323300}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,1074 \rightarrow k = 68,3$$

$$e = 0,9403$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{323300}{2800 \cdot 0,9403 \cdot 56} = 2,18 \text{ cm}^2$$

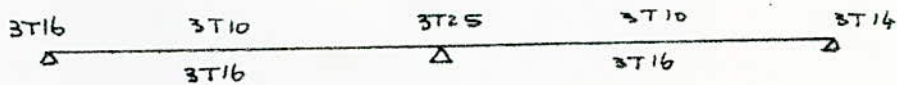
Section 5

$$\mu = \frac{15 \cdot 518700}{2800 \times 30 \times 56^2} = 0,10295 \rightarrow k = 52,5$$

$$e = 0,9259$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{518700}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 56} = 3,57 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptéesVerifications- F. flèche

La vérification de flèche est inutile si :

$$(1) \frac{h_f}{l} > \frac{1}{16} \quad (2) \frac{h_f}{l} > \frac{M_0}{10 M_0} \quad (3) \frac{\Delta}{6h} < \frac{43}{5000}$$

(1) et (2) sont vérifiées

$$(3) A \leq \frac{436h}{5000} = \frac{43 \times 30 \times 56}{4200} = 17,2 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} \geq \frac{4}{3} \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h}\right)^2$$

$$A \geq 30 \times 60 \times 0,54 \times \frac{5,2 \times 10^4}{2800} \left(\frac{60}{56}\right)^2 = 2,16 \text{ cm}^2$$

FISSURATION

Le C.C.B.A. 68 impose une limite à la contrainte admissible de l'acier

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

σ_1, σ_2 sont données par les abaques en fonction de $\omega = \frac{A}{B_p}$

A	$\omega_p = A/B_p$	ϕ		σ_1	σ_2
6,03	0,025	16		3000	2239
14,73	0,061	25		3636	1792
4,62	0,019	14		2856	2396

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

Adherence (C.C.B.A. 68 art 29)

$$\bar{\sigma}_c = 24 \bar{\sigma}_b \quad \text{ou } \psi = 1,5 \text{ (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_c = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{T}{12P_3} = \frac{9457,6}{15,072 \times 49} = 12,81 < \bar{\sigma}_c \text{ vérifié}$$

condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$$

c_0 : étant la largeur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$$c_0 = \frac{2 \times 9457,6}{30 \times 69} = 5,6 < 30 \text{ cm}$$

$$c_0 = \frac{2 \times 9457,6}{30 \times 69} = 10 < 30 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Armatures inférieures

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$$

A: section d'armatures inférieures.

$$T + \frac{M}{3} = 9457,6 - \frac{1867620}{49} < 0$$

Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.

Contrainte

A (cm ²)	ω	κ	E	σ_a	σ'_b
6,03	0,859	38,8	0,9071	2690	69,3
14,73	0,877	22,7	0,8674	2330	102,7
4,62	0,275	45,3	0,9171	2186	48

$$\omega = 100 \frac{A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa}$$

Vérifié

• Armatures transversales

on fait le calcul pour T_{max} et l'on adoptera pour toute la poutre.
 $T_{max} = 9457,6 \text{ kg}$.

• Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{9457,6}{30 \times 49} = 6,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 103 \text{ kg/cm}^2 \text{ on a } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \text{ donc } \bar{\tau}_b = \left(1,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(1,5 - \frac{103}{69}\right) 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

• contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{er} \quad \text{avec } \rho_a = \frac{2}{3} \text{ (reprise de bétonnage)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on choisira (cadre + tétin } \Phi 8) = 2,0 \text{ cm}^2$$

• écartement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 37 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{9457,6} = 16,66 \text{ cm}$$

on prendra $t = 16 \text{ cm}$ on aura: $9 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 4 \times 20 + 5 \times 25$ jusqu'à la mortee' de la travée et on continuera symétriquement.

• Calcul de R_t à torsion sous l'effet de la dalle de couverture du débordement

Calcul du moment de torsion:

$$M_t = \frac{\rho \cdot \rho^2}{2}$$

$$\text{avec } \rho = 250 + 120 = 370 \text{ kg/ml} \Rightarrow M_t = \frac{370 \times 12}{2} = 195 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

contrainte tangentielle de torsion est maximale au milieu des grands côtés' de la section droite de la poutre.

$$\tau_{brn} = \frac{k \cdot M_t}{a^2 \cdot b} \quad ; \quad M_t: \text{moment de torsion agissant dans la section}$$

k : donne' par le tableau en fonction de b/a

$$\frac{b}{a} = \frac{60}{30} = 2 \rightarrow k = 4,07 \rightarrow \tau_{brn} = \frac{4,07 \times 19500}{30^2 \times 60} = 1,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{b}{a} = 2 < 3,5 \Rightarrow \bar{\omega}_t = \bar{\omega}_b = \frac{a+b}{3b} \times \frac{\tau_{brn}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{30+60}{3 \times 60} \times \frac{1,39}{2100} = 2,48 \cdot 10^{-4}$$

Comme $B = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$ nous avons:

- pour les armatures longitudinales

$$A_s = B \times \bar{\omega}_t = 1800 \times 2,48 \cdot 10^{-4} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- pour les armatures transversales:

$$\text{Volume/cm} = \omega_t \times B \times t = 0,45 \text{ cm}^3$$

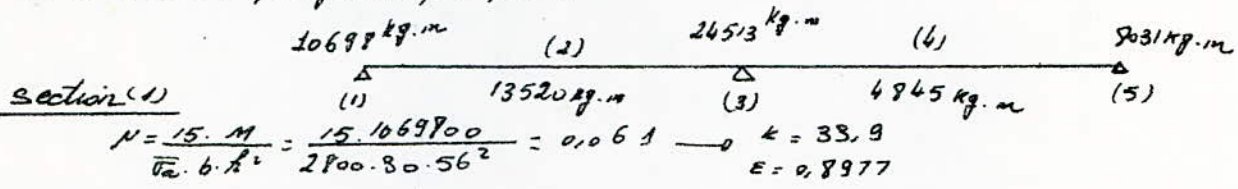
avec des cadres en $\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}$ le volume d'un cadre a pour valeur:

$$0,5 (26+56) \times 2 = 72 \text{ cm}^3$$

l'espacement des cadres: $e = \frac{V_c}{v} = \frac{72}{0,45} = 162$ ce qui prouve que l'effet de la torsion est négligeable, on conservera donc le même armillage de la poutre.

POUTRE P₁

• mêmes caractéristiques géométriques que P₂



$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1069700}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,061 \rightarrow k = 33,9$$

$$E = 0,8977$$

$k > \bar{k}$ pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{1069700}{2800 \cdot 0,8977 \cdot 56} = 9,72 \text{ cm}^2$$

Section (2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 1352000}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0769 \rightarrow k = 29,3$$

$$E = 0,8871$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{1352000}{2800 \cdot 0,8871 \cdot 56} = 9,72 \text{ cm}^2$$

Section (3)

$$\mu = \frac{15 \cdot 2451300}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,139 \rightarrow k = 19,9$$

$$E = 0,8567$$

$k < \bar{k}$ des aciers comprimés sont nécessaires.

on prend $k = \bar{k} = 20,33 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \left| \begin{array}{l} \mu' = 0,1819 \\ E = 0,8587 \end{array} \right.$

$$M_1 = \mu' \bar{\sigma}_b' b h^2 = 0,1819 \times 137,7 \times 30 \times 56^2 = 2356481 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 94819 \text{ kg.cm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{12 \bar{\sigma}_b' (h-d')}{y} \quad \text{avec} \quad y = \alpha h = \frac{12 \bar{\sigma}_b' b}{12 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \times h = 23,7 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{15 \times 137,7 (23,7 - 4)}{23,7} = 1717 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{94819}{(56-4) \times 1717} = 1,062 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a E h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{2356481}{2800 \cdot 0,8587 \cdot 56} + \frac{94819}{(56-4) \cdot 2800} = 17,15 \text{ cm}^2$$

Section (4)

$$\mu = \frac{15 \cdot 484500}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0276 \rightarrow k = 54,4$$

$$E = 0,9280$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{484500}{2800 \cdot 0,928 \cdot 56} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Section (5)

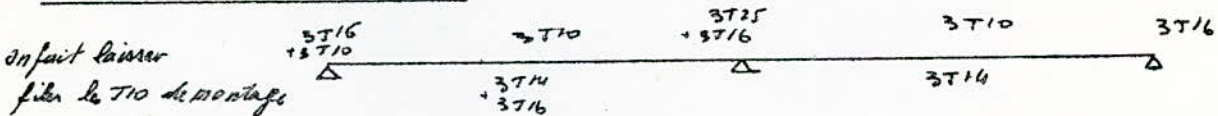
$$\mu = \frac{15 \cdot 903100}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0657 \rightarrow k = 40,4$$

$$E = 0,8088$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{903100}{2800 \cdot 0,8088 \cdot 56} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



on fait passer
filas le T10 de montage
jus qu'au appui.
Verification

• H légit

$$A < 17,7 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Condition de non fragilité

$$A > 2,16 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Contrainte

A	$\bar{\omega}$	κ	E	$\bar{\sigma}_a$	σ'_b
8,38	0,5	31,9	98834	2552	80
10,65	0,63	27,8	98832	2567	9213
4,62	0,275	45,3	99170	2042	45

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa}$$

vérifié

appui intermédiaire

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 2 A' (y-d)^2 + 2 A (y-h)^2 \quad y = 23,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 23,7^3 + 15 \cdot 4,62 (23,7-4)^2 + 15 \cdot 18,75 (23,7-56)^2$$

$$= 453440,5 \text{ cm}^4$$

$$\kappa = \frac{M}{I} = \frac{2451300}{453440,5} = 5,4$$

$$\sigma'_b = \kappa \cdot y = 5,4 \cdot 23,7 = 128 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = \kappa \cdot d (y-d) = 5,4 \cdot 15 (23,7-4) = 1596 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \kappa \cdot d (h-y) = 5,4 \cdot 15 (56-23,7) = 2616 < \sigma_a$$

vérifié.

Armatures

A	$w = \frac{A}{b h}$	ϕ	σ_s	σ_s
8,38	0,035	16	3888	2239
10,65	0,044	16	4584	2239
18,75	0,078	25	4207	1792

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

vérifié

Absorption

$$\bar{c}_d = \frac{T}{\eta P_3} = \frac{15448}{23,55 \cdot 49} = 13,7 < 17,7 \text{ vérifié.}$$

Condition aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$T = 15448 \text{ kg} \Rightarrow c_0 = \frac{2 \cdot 15448}{30 \cdot 69} = 15 < 30 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Armatures inférieures

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/3$$

$$T + M/3 = 15448 - \frac{2451300}{49} < 0 \text{ Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction}$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 15448 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle

$$c_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{15448}{30 \cdot 49} = 10,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 128 \text{ kg/cm}^2 \text{ alors } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{c}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_{b0} = 15,3 \text{ kg/cm}^2$$

$c_b < \bar{c}_b$ vérifié

• contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

on choisira (scabie + 1er choix $\phi 8$) = 2,0/cm²

• écartement admissible

$$\bar{e} = \max \begin{cases} e_1 = 11,2 \\ e_2 = 25 \end{cases}$$

• espacement des cadres transversales

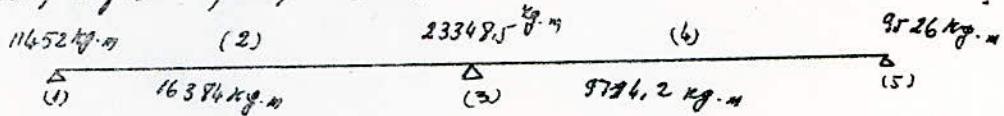
$$t = \frac{M \cdot \bar{e} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

$$t = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{15447} = 10,2 \text{ cm}$$

on prendra $t = 10 \text{ cm}$ dont le 1^{er} cours d'acier sera placé à 5 cm de l'appui
 on aura: $5 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 4 \times 20 + 2 \times 25$ jus qu'au milieu de la travée
 et on continuera symétriquement.

POUTRE P_I

mêmes caractéristiques géométriques que P₂ et P₃



• Section (1)

$$\mu = \frac{15 \times 1145200}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0652 \rightarrow k = 32,5$$

$$E = 98947$$

$k > \bar{k}$ pas d'acier comprimés

$$A = \frac{1145200}{2800 \cdot 98947 \cdot 56} = 9,16 \text{ cm}^2$$

• Section (2)

$$\mu = \frac{15 \times 1638400}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0933 \rightarrow k = 25,9$$

$$E = 98777$$

pas d'acier comprimés.

$$A = \frac{1638400}{2800 \cdot 98777 \cdot 56} = 11,9 \text{ cm}^2$$

• Section (3)

$$\mu = \frac{15 \times 2334850}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,133 \rightarrow k = 20,5$$

$$E = 98592$$

pas d'acier comprimés.

$$A = \frac{2334850}{2800 \cdot 98592 \cdot 56} = 17,3 \text{ cm}^2$$

• Section (4)

$$\mu = \frac{15 \times 971420}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0553 \rightarrow k = 36$$

$$E = 9902$$

$$A = \frac{971420}{2800 \cdot 9902 \cdot 56} = 6,77 \text{ cm}^2$$

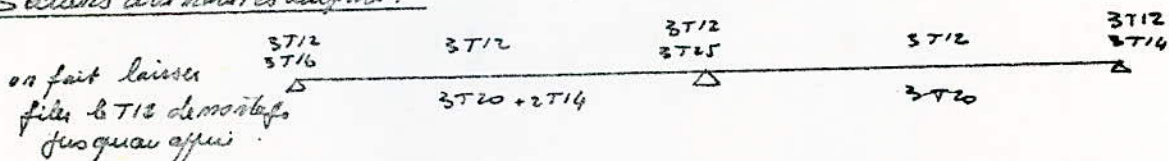
• Section (5)

$$\mu = \frac{15 \times 952600}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0542 \rightarrow k = 36,4$$

$$E = 99017$$

$$A = \frac{952600}{2800 \cdot 99017 \cdot 56} = 6,73 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées.



on fait laisser
 files 3T12 de moitié
 jus qu'au appui.

verifications

flèche : vérifié.

fragilité : vérifié.

fiabilité

A	$\bar{w} = \frac{A}{B_f}$	θ	σ_1	σ_2
9,43	0,039	16	4207	2239
12,5	0,052	20	4104	2002
18,12	0,076	25	4148	1793
9,42	0,039	20	3366	2002
6,97	0,029	14	3852	2386

$$\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_0 = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

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

Adhérence

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{T}{A B_3} = \frac{16684}{27632 \times 49} = 12,32 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{6546,4}{10,84 \times 49} = 7,7 < \bar{\sigma}_1 \text{ vérifié}$$

conditions aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$$

$$c_0 = \frac{2 \times 16684}{30 \times 69} = 16 < 30 \text{ cm vérifié}$$

Armatures inférieures

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$$

$$T + \frac{M}{3} = 16684 - \frac{2334850}{49} < 0$$

les armatures ne seront soumises à aucune force de traction

Contraintes

A	w	K	f	σ_a	σ_b
9,43	0,561	29,7	0,8884	2444	82
12,5	0,744	25,1	0,8754	2674	106
18,12	1,078	19,9	0,8567	2686	134
6,97	0,415	35,6	0,9012	2708	76

vérifié

Armatures Transversales

$$T_{\max} = 16684 \text{ kg}$$

contrainte tangentielle

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot 3} = \frac{16684}{30 \times 49} = 11,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_0 \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b}\right) = 14,84 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{on prendra (1 cadre + 1 étrier Ø8)} = 2,10 \text{ t/cm}^2$$

écartement admissible

$$\bar{e} = \max \begin{cases} e_1 = 162 \text{ cm} \\ e_2 = 230 \text{ cm} \end{cases}$$

espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{16684} = 9,4 \text{ cm}$$

on prendra $t = 9 \text{ cm}$

le 1^{er} cours d'étrier sera situé à $\frac{9}{2} = 4,5 \text{ cm}$ de l'appui ; on aura pour le reste :

$4,5 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 5 \times 20$ jus qu'au milieu de la travée et on continuera symétriquement.

POUTRE P₂

mêmes caractéristiques géométriques que P₁

entravée

$$\mu = \frac{15 \times 20,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,116 \rightarrow k = 22,4$$

pas d'acier comprimé.

$$E = 0,8663$$

$$A = \frac{20,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8663 \cdot 56} = 15,02 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\mu = \frac{15 \times 10,70 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0609 \rightarrow k = 33,9$$

$$E = 0,8977$$

$$A = \frac{10,70 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8977 \cdot 56} = 7,6 \text{ cm}^2$$

Scothois d'armatures adoptés

vérifications

Flèche :

vérifié

fragilité

vérifié

non entraîné

$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{13000}{15,072 \times 49} = 17 < 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

conditions aux appuis

$$G = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \times 13000}{30 \cdot 69} = 12,5 < 30 \text{ cm vérifié}$$

Armatures inférieures

$$\frac{T + M}{S} = 13000 - \frac{1070000}{49} < 0$$

les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.

contraintes

A	w	k	e	σ_a	σ_b
15,71	0,935	21,8	0,8641	2685	123
9,38	0,499	32	0,8936	2552	80

vérifié.

Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{15,71}{30 \times 8} = 0,065$$

$$\sigma_i = 4727 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 2002 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{op} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Armatures transversales

$$T_{max} = 13 \text{ t}$$

contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{13000}{30 \cdot 40} = 11,11 < 3,5 \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ vérifié.}$$

contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on choisira (cadre + têtes) } \Phi 8 = 2,0 \text{ cm}$$

écartement admissible des armatures transversales

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_c \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{13000} = 12,3 \text{ cm}$$

on prendra $t = 12 \text{ cm}$ dont le 1^{er} cours d'acier sera situé à $\frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$, il reste :
 $6 + 4 \times 12 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 9 \times 20$ jus qu'à la moitié du travée puis on reprendra symétriquement.

FERRAILLAGE DES POUTRES CHAINAGESPOUTRE D-D

on adoptera que l'effet sismique sera repris transversalement par les poutres et longitudinalement par les poutres chaînées ; ce qui conduira à tenir compte de son effet aux appuis et on ferrillera les poutres d'après cette combinaison.

$$\begin{array}{cccccccc} 4144,4 \text{ kg.m} & (2) & 4237 & 88 & 5393 & (6) & 4144 & - & - & - \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccccc} (1) & 5120 \text{ kg.m} & (3) & (4) & (5) & 931 & \end{array}$$

caractéristiques géométriques $40 \times 40 \text{ cm}^2$ $d = 40 \text{ cm}$ $h = 36 \text{ cm}$

FerrailageSection (1)

$$\mu = \frac{15 \times 414440}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0428 \rightarrow \begin{cases} k = 42 \\ \epsilon = 0,9123 \end{cases}$$

$$A = \frac{414440}{2800 \cdot 0,9123 \cdot 36} = 4,51 \text{ cm}^2$$

Section (2)

$$\mu = \frac{15 \times 51200}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0053 \rightarrow \begin{cases} k = 136 \\ \epsilon = 0,9669 \end{cases}$$

$$A = \frac{51200}{2800 \cdot 0,9669 \cdot 36} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section (3)} \quad \mu = \frac{15 \times 423700}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0438 \rightarrow \begin{cases} k = 414 \\ \epsilon = 0,9114 \end{cases}$$

$$A = \frac{423700}{2800 \cdot 0,9114 \cdot 36} = 4,61 \text{ cm}^2$$

• Section (4)

$$\mu = \frac{15 \times 8800}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0009 \rightarrow k = 34,0$$

$$E = 0,9859$$

$$A = \frac{8800}{2800 \cdot 0,9859 \cdot 36} = 0,1 \text{ cm}^2$$

• Section (5)

$$\mu = \frac{15 \times 539300}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0557 \rightarrow k = 35,8$$

$$E = 0,9016$$

$$A = \frac{539300}{2800 \cdot 0,9016 \cdot 36} = 5,93 \text{ cm}^2$$

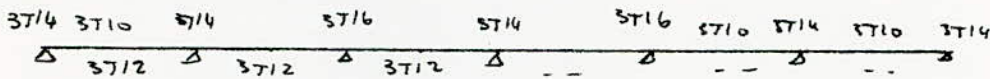
• Section (6)

$$\mu = \frac{15 \times 93100}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0096 \rightarrow k = 98,5$$

$$E = 0,9560$$

$$A = \frac{93100}{2800 \cdot 0,9560 \cdot 36} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



• Verification

• flèche

$$A \leq \frac{43bh}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 40 \times 36}{4200} = 14,74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

• fragilité

$$A \geq bh \times \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_a} \left(\frac{k_0}{k} \right)^2 = 40 \times 36 \times 0,54 \times 5,8 \left(\frac{40}{36} \right)^2 = 1,98 \text{ cm}^2 \text{ vérifié!}$$

• non-entraînement

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{11P_3} = \frac{1638}{15,072315} = 3,45 < \bar{\sigma}_s = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

• conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 1638}{40 \times 64} = 1,2 < 40 \text{ cm vérifié.}$$

• Armatures inférieures

$$\frac{T + M}{3} = 1638 - \frac{539300}{31,5} < 0 \text{ Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

• Contraintes

A	w	K	E	σ_a	σ'_b
3,39	0,235	49,5	0,9225	827	17
4,62	0,32	41,4	0,9114	2795	67,5
2,35	0,163	60,8	0,934	///	2
6,03	0,418	35,5	0,9101	2757	77,7

$$w = 100 \frac{A}{bh}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{Aeh}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Vérifié

Armatures transversales

$$T_{max} = 1638 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1638}{40 \times 31,5} = 1,3 < 20,3 = \tau_0$$

Contrainte admissible des armatures tangentielles

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prendra (1 cadre + 4 tiges } \varnothing 8) = 2,0 \text{ cm}^2$$

Écartement admissible

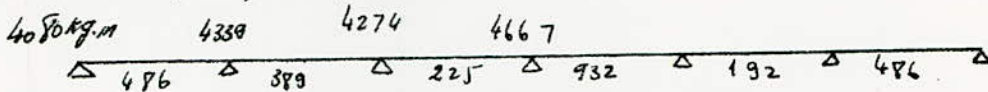
$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 d = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = l \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 33,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$.

à une longueur de 90 cm de l'appui on prendra $t = 10 \text{ cm}$ et on continuera de $t = 20 \text{ cm}$ jusqu'à au la moitié de la travée pour reprendre l'effet négatif.

POUTRE B-B

mêmes caractéristiques que le précédent.

Ferrailage

en travée: on fait le calcul avec la valeur la plus défavorable et on retient du résultat pour toutes les travées.

$$M = 932 \text{ kg.m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 93200}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0096 \rightarrow k = 98,5 \quad E = 99560$$

$$A = \frac{93200}{2800 \cdot 0,99560 \cdot 36} = 0,97 \text{ cm}^2$$

à l'appui intermédiaire

$$M = 4667 \text{ kg.m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 466700}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0472 \rightarrow k = 39,2 \quad E = 99077$$

$$A = \frac{466700}{2800 \cdot 0,99077 \cdot 36} = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$M = 4338 \text{ kg.m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 433800}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0448 \rightarrow k = 40,8 \quad E = 99104$$

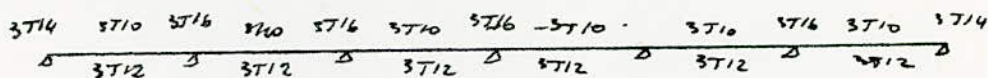
$$A = \frac{433800}{2800 \cdot 0,99104 \cdot 36} = 4,7 \text{ cm}^2$$

à l'appui de rive

$$M = 4080 \text{ kg.m}$$

$$\nu = \frac{15 \times 408000}{2800 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,0422 \rightarrow k = 42,4 \quad E = 99129$$

$$A = \frac{408000}{2800 \cdot 0,99129 \cdot 36} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées

VerificationsFleche

verifié

Condition de fragilité

verifié

Adherence

$$\xi_j = \frac{T}{n p_s} = \frac{1593}{474,768} = 3,35 < 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée!}$$

Conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_{b0}} = \frac{2 \times 1593}{40 \times 69} = 1,2 < 40 \text{ cm verifié}$$

Armatures inferieures

$$\frac{T+M}{3} = \frac{1593 - \frac{166700}{31,5}}{3} < 0 \text{ Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

Contraintes

A	w	K	E	σ_a	σ'_b
3,39	0,235	49,5	0,9225	828	17
6,03	0,418	95,5	0,9010	2386	67
4,62	0,32	41,4	0,9114	2691,6	65

verifiés

Armatures transversales

$$T_{max} = 1593 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1593}{40 \cdot 31,5} = 1,3 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ verifié}$$

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra (1 cache } \emptyset 8 + 1 \text{ cheui } \emptyset 8) = 2,0 \text{ cm}^2$$

Écartement admissible

$$E = \max \begin{cases} t_1 = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = 33,5 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$ (même remarque que précédemment)
on adoptera ce même ferrailage pour le poteau c.c.

N.B Dans les poteaux, à partir du vu de l'appui et sur une longueur égale au demi-périmètre de la section droite de l'âme de la partie étudiée, les armatures transversales doivent être telles que toutes les files longitudinales soient individuellement entravées par une armature s'opposant à leur flambement.
(P.S. art 2.312.3)

PLANCHER ETAGE

CALCUL DE LA DALLE PLEINE

$$l_x = l_y = 6.90 \text{ m} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \quad \text{la dalle porte dans les 2 sens.}$$

d'après le C.C.B.A. 68 A3 on a : μ_x et μ_y en fonction de $\rho = 1$

$$\left| \begin{array}{l} \mu_x = 0,0423 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

charges sollicitant la dalle

$$g = 705 \text{ kg/m}^2 + 75$$

$$S_u = 250 \text{ kg/m}^2 \quad q = G + \frac{1}{2} S = 705 + 75 + 1,2 \times 250 = 1080 \text{ kg/m}^2$$

les moments développés au milieu des bandes centrales $1 \text{ m} \times l_x$ et $1 \text{ m} \times l_y$

$$\left| \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 0,0423 \times 1080 \times 6,9^2 = 2175 \text{ kg.m/m}$$

moments en travées

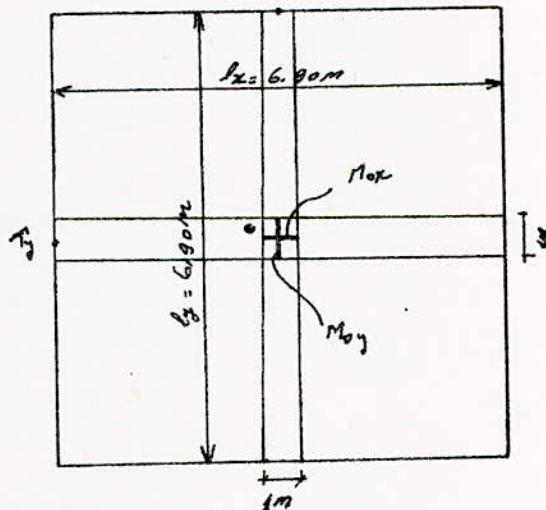
$$M_{1x} = M_{1y} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 2175 = 1630 \text{ kg/m}$$

moments à l'appui

$$M_{2x} = M_{2y} = 0,25 M_{0x} = 0,25 \times 2175 = 544 \text{ kg.m/m}$$

effort tranchant

$$T_y = T_x = \frac{q}{3l} = \frac{1080}{3 \times 6,90} = 52,2 \text{ kg} \quad \text{au milieu de } l_x \text{ et } l_y.$$



Détermination des armatures

$$A_{lx} = A_{ly} = \frac{M_{1x}}{\sigma_s \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{163000}{0,96 \cdot 18 \cdot 2800} = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prendra } 8T12 = 9,06 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{2x} = A_{2y} = \frac{M_{2x}}{\sigma_s \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{54400}{0,96 \cdot 18 \cdot 2800} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prendra } 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

verificationsCondition de non fragilité

en travée

$$\frac{A_x}{b \cdot h_x} \geq \frac{\gamma_u}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$A_x \geq b \cdot h_x \frac{\gamma_u}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 = 1,242 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq b \cdot h_y \frac{\gamma_u}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 = 1,33 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiés.}$$

en chapeau: vérifiéContrainte

en travée

$$A = 9,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{100 A}{b h} = \frac{904}{100 \cdot 18} = 0,502 \rightarrow \begin{matrix} k = 31,9 \\ E = 9,9934 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{184900}{9,06 \cdot 9,9934 \cdot 18} = 1,271 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 40 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié.}$$

à l'appui

$$A = 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{100 A}{b h} = \frac{402}{200 \cdot 18} = 0,223 \rightarrow \begin{matrix} k = 51 \\ E = 9,9262 \end{matrix}$$

$$\sigma_b = \frac{54400}{4,02 \cdot 9,9262 \cdot 18} = 813 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{813}{51} = 16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié.}$$

Effort tranchant

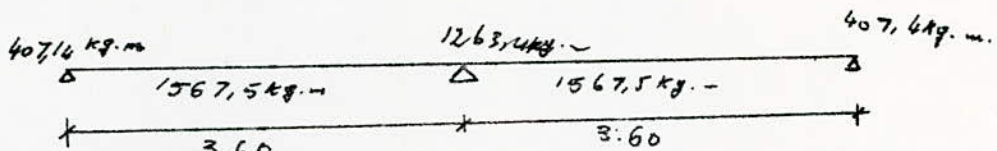
$$\tau_{b \max} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{52,2}{100 \cdot 986 \cdot 17,4} = 0,03 < 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{vérifié}$$

Armatures inférieures

Les armatures tangentielles ne sont pas nécessaires.

$$\tau + \frac{M}{z} = 52,2 - \frac{54400}{15} < 0$$

POUTRE [15

Calcul des armatures longitudinalesen travée

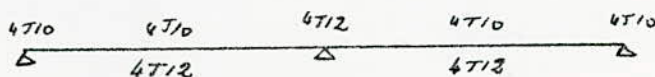
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 156750}{2800 \times 170 \times 26^2} = 0,0177 \rightarrow \begin{matrix} k = 70 \\ E = 9,9412 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{156750}{2800 \cdot 9,9412 \cdot 26} = 2,29 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\mu = \frac{15 \times 126342}{2800 \times 170 \times 26^2} = 0,0143 \rightarrow \begin{matrix} k = 79 \\ E = 9,9468 \end{matrix}$$

$$A = \frac{126342}{2800 \cdot 9,9468 \cdot 26} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées

• Calcul à la vérification

• Flèche

$$A \leq \frac{b h^3}{\sigma_{br}} = \frac{43 \times 70 \times 26}{4200} = 18,6 \text{ vérifiée.}$$

• Condition de non fragilité

$$A \geq b h \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h}\right)^2 = 70 \times 26 \times 9,54 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{30}{26}\right)^2 = 2,71 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

• Fissuration

A	$\bar{\omega}_f$	ϕ	σ_1	σ_2
4,62	$8,07 \cdot 10^{-3}$	12	1481	2584
4,62	$7,07 \cdot 10^{-3}$	12	1481	2584

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

en refait le calcul de la section d'armatures on trouvera que 6T12 reste valable en travée et à l'appui

• Adhérence

$$\bar{\tau}_s = \frac{T}{n \cdot P_3} = \frac{2339,28}{11,072 \cdot 22,75} = 6,8 < 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

• Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 2690,17 - \frac{126342}{22,75} < 0 \text{ les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

• Contraintes

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \omega = \frac{100 A}{b h} = 0,248 \rightarrow k = 48 \quad E = 99206$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E k} = \frac{156750}{4,52 \cdot 99206 \cdot 26} = 1449,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 30 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifiée.}$$

• Armatures transversales

$$T_{\max} = 2690,2 \text{ kg}$$

• Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot 3} = \frac{2690,2}{70 \cdot 22,75} = 1,68 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

• Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on choisira (2 cadres } \phi 8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Écartement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 5,2 \\ t_2 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

• Espacement des cadres transversales

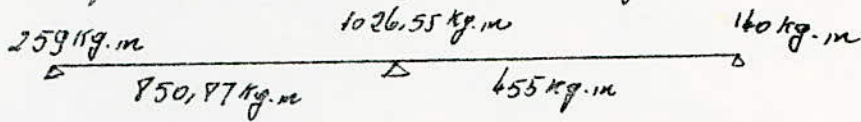
$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{2,01 \times 22,75 \times 1600}{2690,2} = 27 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 20 \text{ cm}$

le 1^{er} cours des cadres sera situé à 5 cm de l'appui.

POUTRE L

N.B : cette poutre est prévue pour supporter l'escalier ; elle se calculera indépendamment mais on le feraille avec la poutre chaînage c-c.

Ferrailage

en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 850.87}{2800 \times 45 \times 26^2} = 0,015 \rightarrow k = 77$$

$$E = 9,9457$$

$$A = \frac{850.87}{2800 \times 9,9457 \times 26} = 1,26 \text{ cm}^2$$

à l'appui

$$\mu = \frac{15 \times 102655}{2800 \times 45 \times 26^2} = 0,018 \rightarrow k = 69,5$$

$$E = 9,9408$$

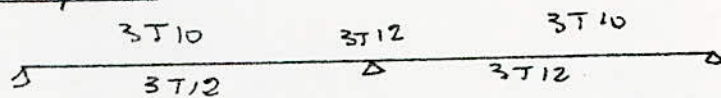
$$A = \frac{102655}{2800 \times 9,9408 \times 26} = 1,5 \text{ cm}^2$$

à l'appui de rive

$$\mu = \frac{15 \times 25900}{2800 \times 45 \times 26^2} = 0,0046 \rightarrow k = 146$$

$$E = 9,9690$$

$$A = \frac{25900}{2800 \times 9,9690 \times 26} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptéesVerificationsFlexion

$$A \leq \frac{43 \times 45 \times 26}{4200} = 11,0 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

fragilité

$$A \geq 0,8 \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h} \right)^2 = 1,74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Fissuration

$$w_f = \frac{A}{s_f} = \frac{3,39}{65 \times 8} = 0,0094 \text{ (fissuration non systématique)}$$

$$\sigma_s = 2043 \times 1,265 = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_a = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul de la section d'armatures avec $\bar{\sigma}_a = 2584 \text{ kg/cm}^2$ on trouve que 3T12 = 3,39 cm² reste valable.

Adhérence

$$C_2 = \frac{T}{n p_3} = \frac{1747,7}{11,304 \times 23,75} = 6,9 < \bar{C}_2 \text{ vérifié}$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{z} = \frac{1747,7 - 102655}{22,75} < 0 \text{ des armatures ne seront soumises à aucune force de traction}$$

contraintes

$$w = 100 \frac{A}{b h} = \frac{339}{45 \times 26} = 0,289 \rightarrow k = 64$$

$$E = 9,9153$$

$$\sigma_a = \frac{102655}{339 \times 0,9153 \times 26} = 1272 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 29 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié}$$

• Armatures inférieures

$$T_{\max} = 1747,7 \text{ kg}$$

• Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1747,7}{45 \cdot 22,75} = 1,75 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

• Contrainte admissible des armatures

$$\bar{\sigma}_{af} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ or prendra (cadre + 10 tuis } \emptyset 8) = 2,0 \text{ cm}^2$$

L'écartement des armatures transversales

$$\bar{e} = \text{--- cm} \left| \begin{array}{l} t_1 = 3,2 \\ t_2 = 23,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$t = 20 \text{ cm}$ dont 10¹ cours sera situés à 5 cm de l'appui.

POUTRE P₁

Caractéristiques géométriques 30 x 60 cm $h = 56 \text{ cm}$.

$$\begin{array}{ccc} 8743,6 \text{ kg}\cdot\text{m} & (2) & 24959 \text{ kg}\cdot\text{m} & (4) & 9682,2 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ \Delta & & \Delta & & \Delta \\ (1) & 12683 \text{ kg}\cdot\text{m} & (3) & 15617,7 \text{ kg}\cdot\text{m} & (5) \end{array}$$

• Section (1)

$$\mu = \frac{15 \cdot 874360}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0503 \rightarrow k = 38,2$$

$$E = 0,9060$$

$k > \bar{k}$ pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{874360}{2800 \cdot 0,9060 \cdot 56} = 6,23 \text{ cm}^2$$

Section (2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 1268300}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,072 \rightarrow k = 30,5$$

$$E = 0,9801$$

pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{1268300}{2800 \cdot 0,9801 \cdot 56} = 9,087 \text{ cm}^2$$

Section (3)

$$\mu = \frac{15 \cdot 2495900}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,142 \rightarrow k = 19,6$$

$$E = 0,8535$$

$k < \bar{k} = 20,33$ des aciers comprimés sont nécessaires.

$$\text{or prend } k = \bar{k} = 20,3 \Rightarrow \mu' = 0,1819$$

$$E = 0,8588$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad d = d' = 4 \text{ cm}$$

$$M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = 2356481 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 2495900 - 2356481 = 139419 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{20,3 \cdot (y - d')}{\#} = 1771 \text{ kg/cm}^2 \quad (y = 23,7 \text{ cm})$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a} = \frac{139419}{(56 - 4) \cdot 1771} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_1}{\sigma_a \epsilon_k} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{2356481}{2900 \cdot 0,8889 \cdot 56} + \frac{139914}{52 \cdot 2900} = 18,46 \text{ cm}^2$$

Section (4)

$$\mu = \frac{15 \times 1561770}{2900 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0889 \rightarrow k = 26,7$$

$$\epsilon = 0,8801$$

$$A = \frac{1561770}{2900 \cdot 0,8801 \cdot 56} = 11,32 \text{ cm}^2$$

Section (5)

$$\mu = \frac{15 \times 968220}{2900 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0551 \rightarrow k = 36$$

$$\epsilon = 0,9020$$

$$A = \frac{968220}{2900 \cdot 0,9020 \cdot 56} = 6,85 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées

• on fait laisser
filés les T10 de montage jus qu'à l'appui.

$\begin{array}{cccccc} \begin{array}{c} 3T14 \\ 3T10 \\ \Delta \end{array} & & 3T10 & & \begin{array}{c} 3T25 \\ 3T16 \\ \Delta \end{array} & & 3T10 & & \begin{array}{c} 3T14 \\ 3T10 \\ \Delta \end{array} \\ \hline & & 5T16 & & & & 6T16 & & \end{array}$

Verifications

• Flèche

verifié.

• fragilité

verifié.

• Fissuration

A	$w = \frac{A}{89}$	ϕ	σ_1	σ_2
6,97	0,029	14	3852	2396
10,05	0,042	16	4435,2	2289
18,75	0,078	25	4207	1792
12,10	0,25	16	4999	2239

$$\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifié.}$$

• Adherence

$$\bar{\sigma}_j = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = \frac{T}{\pi P_3} = \frac{8431,12}{35,13 \times 49} = 6,8 < \bar{\sigma}_j$$

$$\sigma_j = \frac{14004,1}{30,14 \cdot 49} = 9,5 < \bar{\sigma}_j \text{ verifié.}$$

• Conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{3T}{b \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{3 \cdot 14004,1}{30 \cdot 69} = 13,5 \text{ cm} < 30 \text{ cm verifié.}$$

• Armatures inférieures

$$\frac{T + T'}{3} = \frac{14004,1 - 2495900}{49} < 0 \text{ les barres ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

contrainte

A	ω	K	ϵ	σ_a	σ'_b
6,97	0,415	35,6	0,9012	2514	70,6
10,05	0,599	28,7	0,8956	2545	88,66
12,10	0,720	25,7	0,8771	2628	102

$$\omega = \frac{d \cdot \sigma_a}{\sigma'_b}$$

$$\sigma_a = \frac{T}{A \cdot \epsilon}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

à l'appui intermédiaire

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 2A' (y-d)^2 + 2A (y-l)^2$$

$$= \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 23,7^3 + 15 \cdot 6,03 (23,7-l)^2 + 15 \cdot 18,75 (23,7-16)^2$$

$$I = 461648,6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = 5,4$$

$$\sigma'_b = K \cdot y = 5,4 \times 23,7 = 128 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = K \cdot \epsilon (y-d) = 5,4 \times 15 (23,7-4) = 1596 < \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma_a = K \cdot \epsilon (h-y) = 5,4 \times 15 (36-23,7) = 2616,3 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié.}$$

Armatures transversales.

$$T_{\text{max}} = 14004,08 \text{ kg}$$

contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{14004,08}{30 \times 49} = 9,5 \text{ kg/cm}^2$$

on a $\sigma'_b = 128 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$ ce qui entraîne $\bar{\tau}_b = (6,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = (6,5 - \frac{128}{69}) \cdot 5,5 = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prendra (câche + tôle) } \Phi 8 = 210 \text{ cm}^2$$

écartement admissible

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} l_1 = 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ l_2 = h(1 - 0,15 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}) = 29,66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

espacement des armatures transversales

$$e = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\text{max}}} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{4004,08} = 11 \text{ cm}$$

on aura : 5 + 4x10 + 4x11 + 4x13 + 4x16 + 4x20 + 2x25 jus qu'au milieu de la travée et continuera symétriquement.

on ferraille la 2^e travée de la même façon d'armatures transversales.

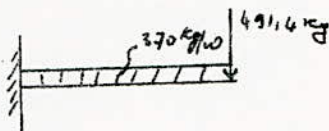
Calcul de la poutre P₂ à la torsion

La torsion est due au déplacement de la mur, qui est encastree sur la poutre P₁.

Détermination du moment de torsion:

charges:

- $0,1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}$
- charge veuse de 15 cm
 $210 \times 1,3 = 273 \times 1,7 = 491,4 \text{ kg}$.
- $S = 1,2 \times 100 = 120$.



$$M = -P \frac{l^2}{2} - F \times l$$

$$= \frac{370 \cdot 1,2^2}{2} + 491,4 = 676,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Contrainte tangentielle de torsion

$$\tau_{tors} = \frac{k \cdot M_t}{a^2 \cdot b}$$

comme $b/a = 60/30 = 2 \rightarrow k = 4,07$

$$\tau_{tors} = \frac{4,07 \times 676,4}{30^2 \times 60} = 5,098 \text{ kg/cm}^2$$

$$b/a = 2 < 3,5 \Rightarrow \bar{\omega}_p = \bar{\omega}_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{tors}}{\sigma_a}$$

$$\bar{\omega}_p = \bar{\omega}_t = \frac{30+60}{3 \times 60} \times \frac{5,098}{2800} = 9,10 \cdot 10^{-4}$$

Section du béton : $B = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$

oraura: pour les armatures longitudinales : $A_g = B \times \bar{\omega}_p = 1800 \times 9,10 \cdot 10^{-4} = 1,64 \text{ cm}^2$

- pour les armatures transversales:

Volume cm^3 : $\bar{\omega}_t \times B \times l = 1,64 \text{ cm}^2$

avec des cadres en $\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

Volume d'un Cadre:

$$0,5 (26+56) \times 2 = 82 \text{ cm}^2$$

espacement des cadres:

$$e = \frac{82}{1,64} = 50,1 \text{ cm}$$

puisque l'espacement des armatures transversales ne peut pas dépasser la plus petite dimension de la section du béton $b = 30 \text{ cm}$, vu que l'écartement des armatures transversales de la poutre sous la sollicitation en flexion simple est inférieure que 30 cm , ils suffisent pour reprendre l'effet de torsion.

POUTRE P_{II}

valeurs des moments.	Δ (1)	Δ (2)	Δ (3)	Δ (4)	Δ (5)
	9879,6 kg.m	15469 kg.m	32451,8 kg.m	21797,3 kg.m	49271 kg.m

Ferrailage

Section (1)

$$\mu = \frac{15 \times 997960}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0568 \rightarrow k = 35,4$$

$$E = 99008$$

$k > \bar{k} = 20,33$ pas d'acier comprimés.

$$A = \frac{997960}{2800 \cdot 99008 \cdot 56} = 7,06 \text{ cm}^2$$

• Section (2)

$$\mu = \frac{15 \cdot 1546900}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,088 \rightarrow k = 26,9 \quad \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$E = 98907$$

$$A = \frac{1546900}{2800 \cdot 0,8807 \cdot 56} = 11,3 \text{ cm}^2$$

• Section (3)

$$\mu = \frac{15 \cdot 3245180}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,185 \rightarrow k = 16,3$$

$k < \bar{k}$ des aciers comprimés sont nécessaires.

on prend $k = \bar{k} = 20,33 \rightarrow \mu' = 0,1819$

$$E = 0,8588$$

$$M_1 = 2356481 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\Delta M = M_2 - M_1 = 3245180 - 2356481 = 888699 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

on prendra : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow d = d' = 4 \text{ cm}$

$$\sigma'_a = 1717 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{calcul précédent})$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d')\sigma'_a} = \frac{888699}{(56-4)1717} = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_1}{\sigma_a E h} + \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\sigma}_a} = \frac{2356481}{2800 \cdot 98907 \cdot 56} + \frac{888699}{52 \cdot 2800} = 23,5 \text{ cm}^2$$

• Section (4)

$$\mu = 0,124 \rightarrow k = 255 \quad \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$E = 0,8630$$

$$A = \frac{2179730}{2800 \cdot 0,863 \cdot 56} = 16,1 \text{ cm}^2$$

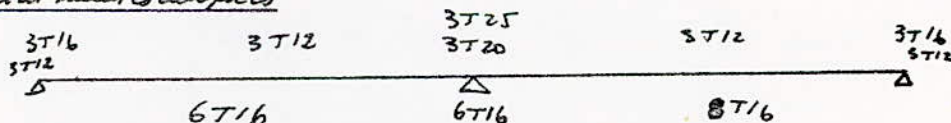
• Section (5)

$$\mu = \frac{15 \cdot 1192700}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0679 \rightarrow k = 31,7 \quad \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$E = 98929$$

$$A = \frac{1192700}{2800 \cdot 0,8929 \cdot 56} = 8,52 \text{ cm}^2$$

• sections d'armatures adoptées



• Verifications

• Fliche : vérifié

• fragilité : vérifié

• Adherence $\bar{\sigma}_s = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{n p s} = \frac{1892614}{1108} = 17 < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifié}$$

• Condition aux appuis

$$c_o = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 1892614}{30 \cdot 69} = 18,3 < 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 18926,4 - \frac{3245180}{49} < 0 \quad \text{Les armatures ne sont soumises à aucune force de traction.}$$

Fissuration

A	$w = \frac{A}{8f}$	\varnothing	σ_1	σ_2
9,42	0,039	16	4200	2239
12,10	0,05	16	4999	2259
24,15	0,1	25	4800	1792
18,13	0,076	16	6477,6	2259

$$\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Contraintes

A	w	K	ϵ	σ_a	σ'_b
9,42	0,56	29,9	0,8996	2129	712
12,10	0,72	25,6	0,8768	2604	102
18,13	0,96	21,5	0,8630	2796	130

$$w = \frac{100 A}{bR}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{Aek}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Section (3) $A = 24,15 \text{ cm}^2$

$$I = 571012 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{3245180}{571012} = 5,68$$

$$\sigma'_b = K \cdot y = 5,68 \times 23,7 = 134,6 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = Kz(y - d') = 5,68 \cdot 15(23,7 - 4) = 1678 < \bar{\sigma}'_a$$

$$\bar{\sigma}_a = Kz(h - y) = 5,68 \times 15(56 - 23,7) = 2752 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 18926,4 \text{ kg.m}$$

on fait le ferrailage pour T_{\max} et l'on adoptera pour toute la poutre.

Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{18926,4}{30,49} = 12,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a que: } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifié.}$$

Contrainte admissible des armatures

$$\bar{\tau}_{a6} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prendra (1 Cadre + 4 trévi @ 8) = 200' cm}$$

• écartement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 11,2 \\ t_2 = 18,7 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \sigma_a \cdot t}{T_{\text{max}}} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{18926,4} = 8,3 \text{ cm}$$

on prendra $t = 8 \text{ cm}$ on aura :

4 + 4x8 + 4x9 + 4x10 + 4x11 + 4x13 + 4x16 + 3x20 jus qu'au milieu de la travée.

POUTRE P_{III}

Caractéristiques géométriques : $b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 70 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_a = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

valeurs des moments :

10483 kg.m	(2)	26787,6 kg.m	(4)	12409,3
Δ		Δ		Δ
(1)	17350,66 kg.m	(3)	26959,5	(5)

Section (1)

$$\mu = \frac{15 \times 1048300}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,0443 \rightarrow \kappa = 61,2 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$\alpha = 0,9111$$

$$A = \frac{1048300}{2800 \cdot 0,9111 \cdot 65} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Section (2)

$$\mu = \frac{15 \times 1735066}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,0733 \rightarrow \kappa = 30,2 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$E = 0,8894$$

$$A = \frac{1735066}{2800 \cdot 0,8894 \cdot 65} = 10,72 \text{ cm}^2$$

Section (3)

$$\mu = \frac{15 \times 26787,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,113 \rightarrow \kappa = 22,8 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$E = 0,8677$$

$$A = \frac{2678760}{2800 \cdot 0,8677 \cdot 65} = 16,96 \text{ cm}^2$$

Section (4)

$$\mu = \frac{15 \times 2695950}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,114 \rightarrow \kappa = 22,7 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$E = 0,8674$$

$$A = \frac{2695950}{2800 \cdot 0,8674 \cdot 65} = 17 \text{ cm}^2$$

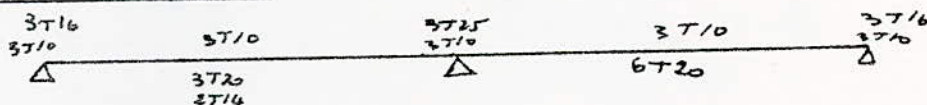
Section (5)

$$\mu = \frac{15 \times 1240930}{2800 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,052 \rightarrow \kappa = 37,4$$

$$E = 0,9046$$

$$A = \frac{1240930}{2800 \cdot 0,9046 \cdot 65} = 7,54 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



• Verifications

• Flèche

$$A \leq \frac{436R}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{43 \times 30 \times 65}{4200} = 20 \text{ cm}^2$$

• fragilité vérifié.

• Fissuration

A	w	∅	σ ₁	σ ₂
9,38	0,028	16	3281	2239
12,5	0,042	20	3593	2002
18,85	0,063	20	4638	2002
17,08	0,057	25	3506	1792

$$\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

• Adherence

$$\bar{\tau}_j = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_j = \frac{T}{n \cdot P_s} = \frac{21530,3}{2153} = 10 < \bar{\tau}_j \text{ vérifié.}$$

• Conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \sigma'_{b0}} = \frac{2 \times 21530,3}{30 \times 69} = 20,8 < 30 \text{ cm vérifié.}$$

• Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 21530,3 - \frac{2678760}{76,875} < 0 \text{ les armatures ne seront soumises à aucune force de traction}$$

• contraintes

A	w	K	E	σ _a	σ' _b
9,38	0,43	34,9	0,8998	2139	64,3
12,5	0,641	27,5	0,8924	2420	98
18,85	0,967	21,3	0,8623	2552	119
17,08	0,876	22,6	0,8671	2782	123

$$w = \frac{400 \cdot A}{b \cdot h}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

vérifié.

• Armatures transversales

$$T_{\max} = 21530,28 \text{ kg.}$$

• contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{21530,28}{30 \cdot 56,875} = 12,62 < 17,8 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

• contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{ab} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ OR choisie (cadre + treuil } \emptyset 8) = 210 \text{ cm}^2$$

• écartement admissible

$$\bar{e} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 13 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right) = 31 \text{ cm} \end{cases}$$

• es placement des cadres

$$t = \frac{h \cdot \bar{\sigma}_a t}{T_{av}} = \frac{301 \cdot 56,875 \cdot 1600}{21530,28} = 8,5 \text{ cm}$$

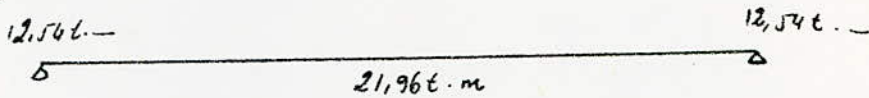
on prendra $t = 8 \text{ cm}$ on aura :

$$4 + 4 \times 8 + 4 \times 9 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 3 \times 20$$

POUTRE P_{IV}

caractéristiques géométriques $30 \times 60 \text{ cm}^2$ $h = 56 \text{ cm}$

valeurs des moments



• Ferrailage

à l'appui

$$\mu = \frac{15 \times 12,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,0714 \rightarrow \begin{cases} k = 30,7 \\ \epsilon = 0,8906 \end{cases}$$

$k > \bar{k} = 20,33$ pas d'aciers comprimés

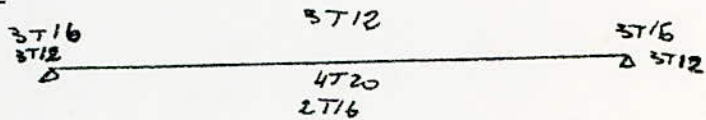
$$A = \frac{12,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8906 \cdot 56^2} = 8,9 \text{ cm}^2$$

en travée

$$\mu = \frac{15 \times 21,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,125 \rightarrow \begin{cases} k = 21,4 \\ \epsilon = 0,8626 \end{cases} \text{ pas d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{21,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8626 \cdot 56^2} = 16,23 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



• vérifications

• Flèche

verifié

• fragilité

$A > 2,16$ verifié

• Fissuration

A	$\omega = \frac{A}{\rho_f}$	ϕ	σ_1	σ_2
9,42	0,039	16	4166	2289
16,59	0,069	20	3919	2002

$$\bar{\sigma}_{ap} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifié}$$

• Adherence

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p_s} = \frac{13540}{1234} = 10,97 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

• conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \times 13540}{30 \times 69} = 13 < 30 \text{ cm vérifié.}$$

• Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{3} = 13540 - \frac{1254000}{49} < 0 \quad \text{Les armatures ne seront pas mises en à aucune force de traction.}$$

• Contrainte

A	w	K	E	σ_a	σ'_b
9,42	0,56	29,9	0,9886	2675	89
16,59	0,987	21,1	0,8615	2744	130

• Armatures transversales

$$T_{\max} = 13540 \text{ kg}$$

• Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{13540}{30 \cdot 69} = 9,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \bar{\sigma}_0 \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 19,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifié.}$$

• Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

on choisit (1 cadre + 1 étrier $\phi 8$) = 2,0 l'axe

• écartement admissible

$$z = \max \begin{cases} t_1 = 112 \text{ cm} \\ t_2 = 29 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des cadres transversales

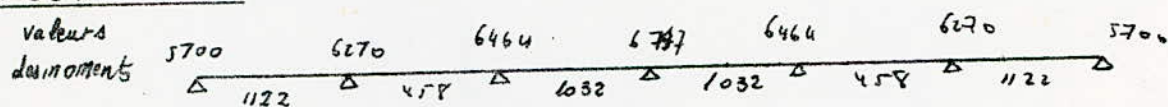
$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{2,01 \times 69 \times 1600}{13540} = 11,61 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 10$ dont le 1^{er} cours sera situé à $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$
on aura pour le reste jus qu'à la moitié de la poutre :

$$5 + 4 \times 10 + 4 \times 11 + 4 \times 13 + 4 \times 16 + 4 \times 20 + 2 \times 25.$$

FERRAILLAGE DES POUTRES CHAINAGES

POUTRE D-D



Ferraillages

appui de rive

$$\mu = \frac{15 \times 5700 \times 0,00}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0589 \rightarrow \begin{matrix} k = 34,6 \\ \epsilon = 0,8992 \end{matrix}$$

$$A = \frac{5700 \times 0,00}{2800 \times 0,8992 \times 36} = 6,3 \text{ cm}^2$$

appui intermediaire

$$\mu = \frac{15 \times 6747 \times 0,00}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0702 \rightarrow \begin{matrix} k = 31 \\ \epsilon = 0,8913 \end{matrix}$$

$$A = \frac{6747 \times 0,00}{2800 \times 0,8913 \times 36} = 7,5 \text{ cm}^2$$

en travée

$$\mu = \frac{15 \times 1122 \times 0,00}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0116 \rightarrow \begin{matrix} k = 89 \\ \epsilon = 0,9519 \end{matrix}$$

$$A = \frac{1122 \times 0,00}{2800 \times 0,9519 \times 36} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



Verifications

• flèche

$$A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 36 \times 40}{4200} = 11 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

• fragilité

$$A \geq b h \eta \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 = 40 \times 36 \times 0,56 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{40}{36} \right)^2 = 1,99 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

• fissuration

A	w	Ø	σ ₁	σ ₂
3,39	0,01	12	1980	2584
7,38	0,026	16	3096	2239

$$\bar{\sigma}_{af} = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ verifié}$$

on refait le calcul de la section d'armatures relativement à la section où $\pi = 1122 \text{ kg}$...
 avec $\bar{\sigma}_a = 2584 \text{ kg/cm}^2$.
 on trouve que $A = 3T12$ reste valable.

• Adherence

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{\eta p_3} = \frac{2803,3}{474,768} = 5,9 < \bar{\sigma}_a = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

• Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{z} = 2803 - \frac{679710}{31,5} < 0 \quad \text{Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

• Contraintes

A	w	K	E	σ_a	σ'_b
3,39	0,235	49,5	0,9225	997	20
8,38	0,582	29,2	0,8869	2546	71

$$w = 100 \frac{H}{b_n}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A e h} \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

verifier

• Armatures transversales

$T_{max} = 2803,2 \text{ kg}$
on fait le ferrailage avec T_{ax} et l'on adoptera pour toutes les travées.

• Contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{2803,2}{30 \cdot 31,5} = 2,2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \quad \text{verifié}$$

• Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on choisira (cadre + treuil Ø8)} = 2,01 \text{ cm}^2$$

• écartement admissible :

$$E = \max \begin{cases} t_1 = 7,2 \\ t_2 = 31,9 \end{cases}$$

• espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 31,5 \times 1600}{2803,2} = 36 \text{ cm}$$

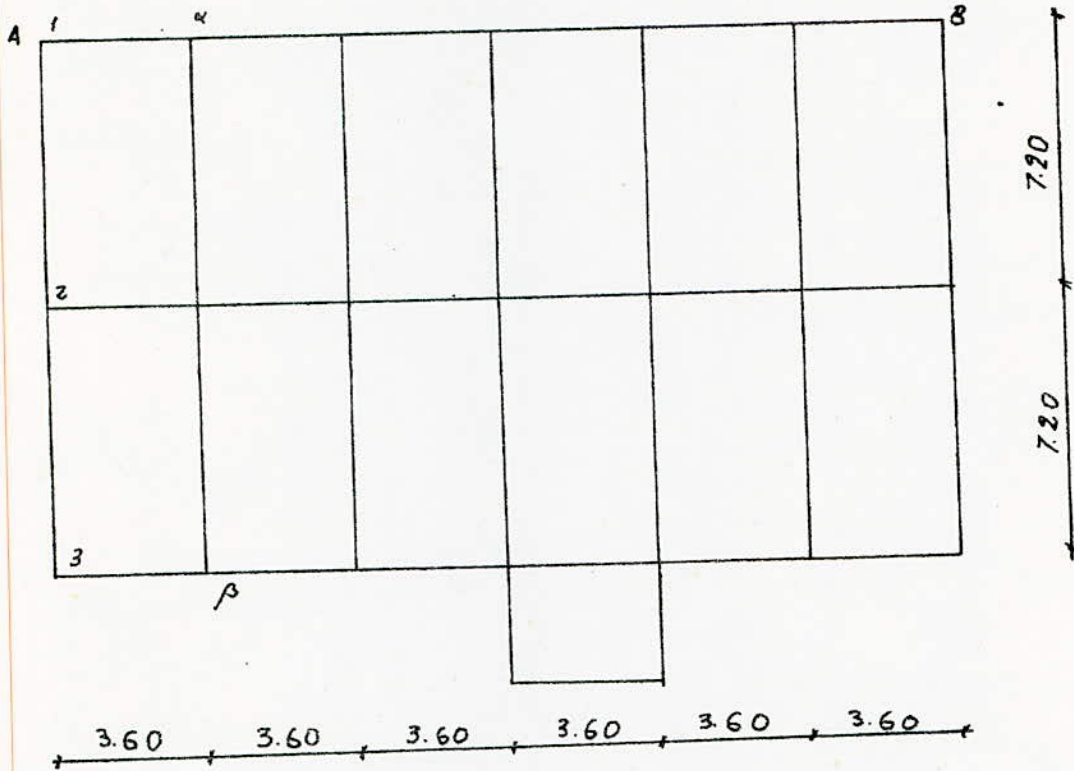
on adoptera : $5 + 6 \times 12,5 + 3 \times 25$ jusqu'à au milieu de la travée.

on adoptera le même ferrailage pour les autres parties c-c et B-B, puisqu'on a les valeurs des moments voisines.

N.B pour la partie D-D et pour les 2 travées centrales où se repose la dalle au vent pour l'entrée postérieure on dispose 2T10 au milieu de sa hauteur pour reprendre l'effet de la torsion due à la dalle.

CALCUL DES LONGRINES

VUE EN PLAN



2 types de longrines :

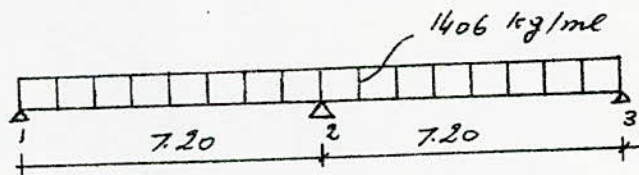
- 1 - Longrine transversale de caractéristiques :
2 travées égales de 7.2 m ; section transversale 30 x 40 cm
- 2 - Longrine longitudinale de caractéristiques :
6 : travées égales de 3.6 m ; section transversale : 30 x 40 cm.

Etude de la longrine 1

charges :

$$\begin{aligned} p.p &: 0.3 \times 0.4 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml} \\ \text{mur} &: 395 \times 2.8 = 1106 \text{ kg/ml} \\ \underline{p} &= 1406 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Schema statique



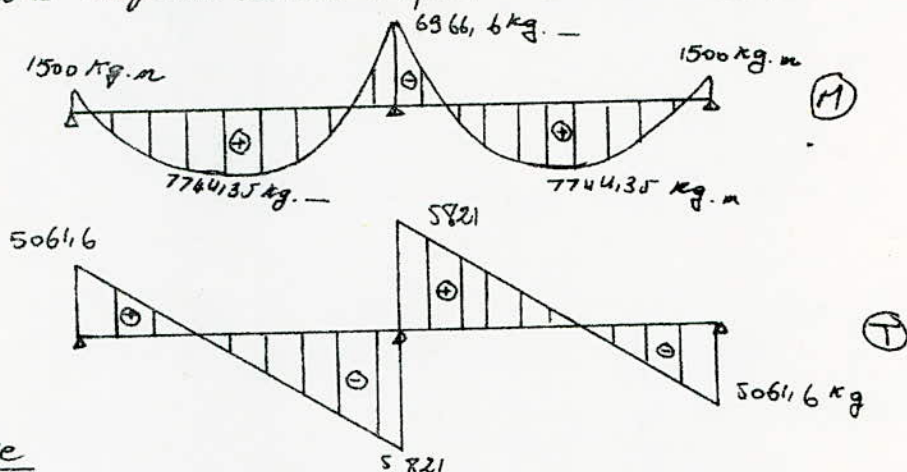
$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1406 \times 7.2^2}{8} = 9111 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 0.6 \cdot M_0 = 5466.6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_L = 0.85 \cdot M_0 = 7744.35 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

• on suppose que les longrines vont reprendre l'effet du seisme développé à base du poteau, on va les tenir compte aux nœuds dont les valeurs des moments relatives à cette longrine seront d'après cette combinaison :



• Ferrailage

• appui de rive

$$\mu = \frac{15 \cdot 150000}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0207 \rightarrow \kappa = 64,3$$

$$E = 0,9369$$

$$A = \frac{150000}{2800 \cdot 0,9369 \cdot 36} = 1,59 \text{ cm}^2$$

• EN travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 774435}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,107 \rightarrow \kappa = 23,7$$

$$E = 0,97708 \quad \text{pas d'acier comprimés}$$

$$A = \frac{774435}{2800 \cdot 0,97708 \cdot 36} = 8,82 \text{ cm}^2$$

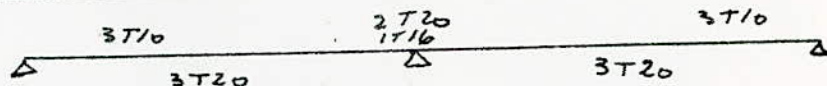
• appui intermédiaire

$$\mu = \frac{15 \cdot 696660}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0960 \rightarrow \kappa = 25,4$$

$$E = 0,97762$$

$$A = \frac{696660}{2800 \cdot 0,97762 \cdot 36} = 7,99 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptées



Verifications

• Flèche

$$A \leq \frac{430h}{\sigma_{ser}} = \frac{43 \times 30136}{4200} = 11 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

• fragilité

$$A \geq 0,4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h}{\kappa} \right)^2 = 30 \times 36 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{40}{36} \right)^2 = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

Contraintes

A	w	K	ε	σ_a	σ'_b
2,35	0,2176	51,5	0,9248	1917	37
9,42	0,8722	22,8	0,8677	2632	115
9,29	0,767	24,6	0,7737	2672	108,6

$$w = \frac{100 A}{b R}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A e k} ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

verifié

Fissuration

A	$w = \frac{A}{\sigma_f}$	ϕ	σ_1	σ_2
2,35	0,0098	10	2192	2830
9,42	0,04	20	3427	2002
9,29	0,034	20	3046	2002

$$\bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifié}$$

Adherence

$$\tau_{aj} = \frac{T}{2Pz} = \frac{5061}{19,84 \cdot 31,5} = 8,53 < \bar{\tau}_{aj} = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

conditions aux appuis

$$c_0 = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 5061,6}{30 \cdot 69} = 5 < 30 \text{ cm verifié}$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{z} = 5821 - \frac{696660}{31,5} < 0 \text{ Les armatures ne seront soumises à aucune force de traction.}$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 5821 \text{ kg}$$

contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5821}{30 \cdot 31,5} = 6,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 108,6 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \bar{\sigma}_b \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 17 \text{ kg/cm}^2$$

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

contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ on choisira (Acadre + 16trier-Ø8) = 210/cm}^2$$

écartement admissible

$$\bar{L} = \max \begin{cases} l_1 = 7,2 \text{ cm} \\ l_2 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \times 31,5 \times 1600}{5821} = 17,4 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 17 \text{ cm}$ on aura le ferrailage suivant.

$9 \times 8 + 4 \times 16 + 9 \times 20$ jus qu'au moitié de la travée.

• N.B :

on réduit l'espacement des armatures transversales au niveau des nœuds à $\frac{t}{2}$ à une distance de demi-périmètre de la section transversale de la longueur pour reprendre l'effet torsion.

• étude de la longrine 3

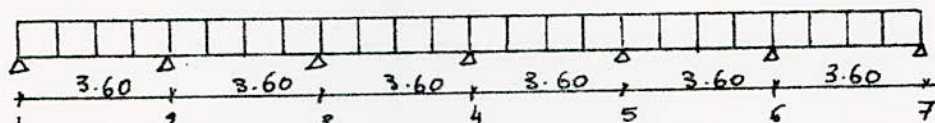
charges :

p.p : $0,3 \times 0,6 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml}$

mur : 1106 kg/ml

$g = 1406 \text{ kg/ml}$.

Schema statique



$$M_0 = \frac{g l^2}{8} = \frac{1406 \times 3,6^2}{8} = 2277 \text{ kg.m}$$

Le rapport entre 2 travées voisines est égal à 1 compris entre 0,8 et 1,25 \Rightarrow on peut appliquer la méthode forfaitaire.

$$M_2 = M_6 = 0,6 M_0 = 1366,8 \text{ kg.m}$$

$$M_4 = M_3 = M_5 = 0,5 M_0 = 1139 \text{ kg.m}$$

$$M_{12} = M_{67} = 1936,3 \text{ kg.m}$$

$$M_{23} = M_{56} = 1366,7 \text{ kg.m}$$

$$M_{34} = M_{45} = 1480,7 \text{ kg.m}$$

on a toujours la condition : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 115 M_0$ est vérifiée

en tenant compte de l'effet torsion horizontal on aura les valeurs de moment suivants :

$$\begin{array}{cccccccc} 1500 \text{ kg.m} & 2867 & 2639 & 2639 & 2639 & 2867 & 1500 \text{ kg.m} & \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \end{array}$$

$$\begin{array}{cccccccc} 1936,3 & 1366,8 & 1480,7 & 1480,7 & 1366,8 & 1936,3 & & \end{array}$$

(M)

$$\begin{array}{cccccccc} 2530,8 & 2784 & 2784 & 2784 & 2784 & 2784 & 2530,8 & \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \end{array}$$

$$\begin{array}{cccccccc} 2784 & 2784 & 2784 & 2784 & 2784 & 2784 & 2530,8 & \end{array}$$

(T)

• Ferrailage

appui dérivé

3 T10 d'après le calcul précédent.

entravée

$$\rho = \frac{15 \times 193630}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0267 \rightarrow k = 55,5$$

pas d'aciers comprimés.

$$E = 0,9291$$

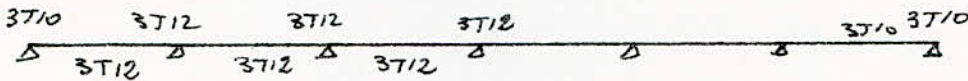
$$A = \frac{193630}{2800 \cdot 0,9291 \cdot 36} = 2,07 \text{ cm}^2$$

à l'appui intermédiaire

$$\rho = \frac{15 \times 286700}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0395 \rightarrow k = 44,1$$

$$E = 0,9154$$

$$A = \frac{286700}{2800 \cdot 0,9154 \cdot 36} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures adoptéesVerificationscontrainte

A	w	k	E	σ_a	σ'_b
3,39	0,314	42	0,9123	2575	61

verifié

Fleche

verifié

fragilité

verifié

Fissuration

A	$w_s = A/s_f$	ϕ	σ_s	σ_c
3,39	0,014	12	2456	2585

$$\bar{\sigma}_{of} = \sigma_c = 2585 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2585 \text{ kg/cm}^2$ on trouve que 3T12 est valable.Adherence

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{A \rho_s} = \frac{2784}{356,1} = 8 < 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifié}$$

conditions aux appuis

$$c_o = \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{o0}} = \frac{2 \times 2784}{30 \times 69} = 2,68 < 30 \text{ cm verifié}$$

Armatures inférieures

$$T + \frac{M}{j} = 2784 - \frac{286700}{31,5} < 0 \text{ verifié}$$

• Armatures transversales

$$T_{max} = 2784 \text{ kg}$$

• contrainte tangentielle

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2784}{30 \cdot 31,5} = 2,9 < 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ vérifié}$$

• contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_t = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ or choisira (1 cadre + tuteur } \varnothing 8) = 2,0 \text{ / cm}^2$$

• écartement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 7,2 \text{ cm} \\ t_2 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

• espacement des armatures

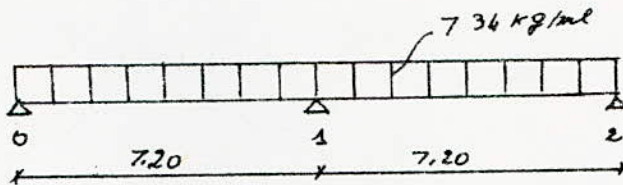
$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_t}{T_{max}} = \frac{2,0 \cdot 31,5 \cdot 1600}{2784} = 36,4 \text{ cm}$$

on prendra $t = 25 \text{ cm}$; on aura :

$6 \times 12 + 4 \times 20 + 1 \times 25$ jus qu'au milieu de la travée.

Etude de la poutre intérieure. (α, β)

Charges: p.p : $0,3 \times 0,6 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml}$
 murint : $155 \times 2,8 = 434 \text{ —}$
 $q = 734$

Schema statique

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{734 \times 7.2^2}{8} = 4756 \text{ kg.m}$$

$$M_1 = 0,6 M_0 = 2854 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 0,85 M_0 = 4043 \text{ kg.m}$$

calcul des armatures

en travée : $\mu = \frac{15 \times 404300}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0557 \rightarrow K = 35,8$
 $\epsilon = 0,9016$

$$A = \frac{404300}{2800 \cdot 0,9016 \cdot 36} = 4,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

en chapeau : $\mu = \frac{15 \times 285400}{2800 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,0393 \rightarrow K = 44,2$
 $\epsilon = 0,9155$

$$A = \frac{285400}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 36} = 3,09 \rightarrow 3T12 = 3,30 \text{ cm}^2$$

verifications

• Flèche : vérifiée.

• fragilité : vérifiée.

• Adherence

$$\frac{T}{n p_3} = \frac{2642,4}{413,432} = 6,36 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifiée.}$$

• Fissuration

en chapeau : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{A_f} = \frac{3,39}{3018} = 0,011 \rightarrow \sigma_1 = 2,4 \times 1023 = 2455 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 1,265 \times 2043 = 2584 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_f = \sigma_2 = 2584 \text{ kg/cm}^2$$

on refait le calcul de la section d'armatures avec $\bar{\sigma}_f = 2584 \text{ kg/cm}^2$
 on trouve que 3T12 reste valable.

en travée : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{A_f} = \frac{4,62}{3018} = 0,015 \rightarrow \sigma_1 = 2,4 \times 1140 = 2736 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 1,265 \times 1994 = 2536 \text{ —}$

$\bar{\sigma}_f = \sigma_1 = 2736 \text{ kg/cm}^2$ on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_f = 2736 \text{ kg/cm}^2$
 on trouve que 3T14 reste valable.

Contrainte :

$$w_1 = \frac{100 A}{bh} = \frac{339}{30 \cdot 36} = 0,314 \rightarrow k = 42$$

$$E = 0,9123$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEk} = \frac{295400}{3,29 \cdot 0,9123 \cdot 36} = 2563 \text{ kg/cm}^2 < 2584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 61 < \bar{\sigma}'_b$$

$$w_2 = \frac{462}{30 \cdot 36} = 0,428 \rightarrow k = 35$$

$$E = 0,9$$

$$\sigma_a = \frac{404300}{4,62 \cdot 0,9 \cdot 36} = 2700 \text{ kg/cm}^2 < 2736 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 77 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{verifié}$$

Armatures transversales.

$$T = 3038,5 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra 1 cadre + 1 étrier $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot s} = \frac{3038,5}{30 \cdot 31,5} = 3,2 < \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) \bar{\sigma}_b = 19,6 \text{ kg/cm}^2$$

écartement admissible

$$\bar{t} = \max t_i = 0,2 \cdot 36 = 7,2 \text{ cm}$$

$$t_L = k \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) = 30 \text{ cm}$$

espacement des armatures transversales.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 31,5 \cdot 1600}{3038,5} = 33,36 \text{ cm}$$

on prendra $t = 20 \text{ cm}$.

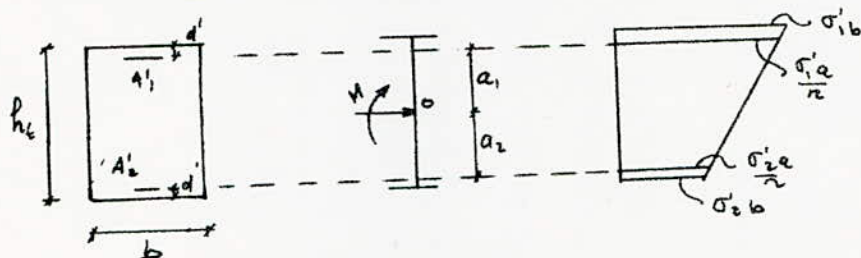
CALCUL DES POTEAUX

- Les poteaux seront calculés en flexion composée, dont les efforts tranchants seront négligeables.
- Le ferrailage des poteaux sera fait par l'effort le plus défavorable et par niveau.
- Leurs dimensions ont été imposées : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

Détermination des armatures longitudinales

Méthode de Calcul

- généralement 3 cas peuvent se présenter :
1. Section entièrement comprimée $\text{si } e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_e}{6}$



$d' = \delta'_c \cdot h_e$
 M : moment / centre de gravité du béton seul

$M_{a1} = M - N \cdot a_1$: moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au c.d.g. des armatures les plus comprimées.

$M_{a2} = M + N \cdot a_2$: moment des forces extérieures agissant à gauche de la section / c.d.g. des armatures les moins comprimées.

on armera la section d'une manière asymétrique $A'_1 = A'_2 = A'$

on prendra $\sigma'_{ib} = \bar{\sigma}'_b$ (raison d'économie)

on pose : $\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_e}$; $e = \frac{M_0}{N}$; $\gamma = \frac{6 \cdot e \cdot \rho}{h}$; $\epsilon = 12(0.5 - \delta'_c)^2$

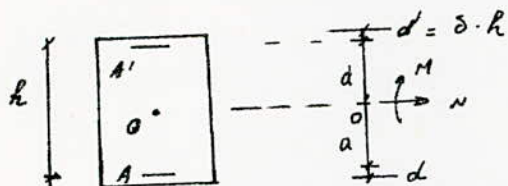
$\rho = \frac{2n \cdot A'}{b \cdot h_e}$; $c = \frac{1 - \rho - \gamma}{\epsilon}$; $D = 0.5(1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + c)$

e, b, h_e en cm ; A' (cm²) ; N (kgf) ; $\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm²)

$\sigma'_b = \frac{N}{b h_e + 2n A'} + \frac{M_0 \cdot \frac{h_e}{2}}{I}$ de la forme $u^2 + 2D u + c = 0$

$u = -D + \sqrt{D^2 - c} = 0 \Rightarrow A = \frac{N \cdot b \cdot h_e}{2n}$

2. Section partiellement comprimée $e_0 > \frac{h_e}{6}$



M_a^c : moment des forces situés à gauche de la section par rapport aux armatures comprimées

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

$M_a^t = M + N \cdot a$; $M_a^c = M - N \cdot a'$; $N' > 0$ compression ; $N' < 0$ traction

$\rho_1 = \frac{n \cdot M_a^t}{\bar{\sigma}'_a \cdot b \cdot h^2}$; $\rho_2 = \frac{n \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}'_a \cdot b \cdot h^2}$

L'abaque établi à partir de $\bar{\sigma}_a$ correspondant à δ' nous donne l'abscisse K du point d'intersection des courbes N'_1 et N'_2 :
 Si $K > K_0$: on lit la valeur $w = w'$ correspondant à l'intersection de N'_1 et N'_2

Si $K < K_0$ on calcule :

$$N'_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} \quad \text{et} \quad N'_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$$

L'abaque établi à partir de $\bar{\sigma}'_b$ et correspondant au même δ' nous donne la valeur de $w = w'$ correspondant à l'intersection de N'_1 et N'_2 .

on vérifie les contraintes : $A = A' = \frac{b h w}{100}$

$$\left| \begin{array}{l} \sigma'_a = n \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = n \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

3. Cas de la compression simple

Pièces courtes : $\lambda = \frac{l_c}{a} \leq 14,4$ pour les sections rectangulaires.
 $l_c = 0,9 l_0$: longueur de flambement.

Les règles C.C. 3.A.68 art 32.2 ont fixé un pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A'_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

A'_l : section totale d'armatures longitudinales

$\theta_1 = 1,8$ poteau d'angle.
 $= 1,4$ " de rive
 $= 1$ " intérieur

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

l_c : longueur de flambement
 a : plus petite dimension de la section transversale
 c : enrobage des armatures longitudinales

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma'_{ér}}$$

$\sigma'_{ér}$: limite d'élasticité des armatures longitudinales exprimée en bars.

Détermination de $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{27}$$

$\alpha = 1$ ciment C.P.A. 325

$\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué

$\gamma = 1$

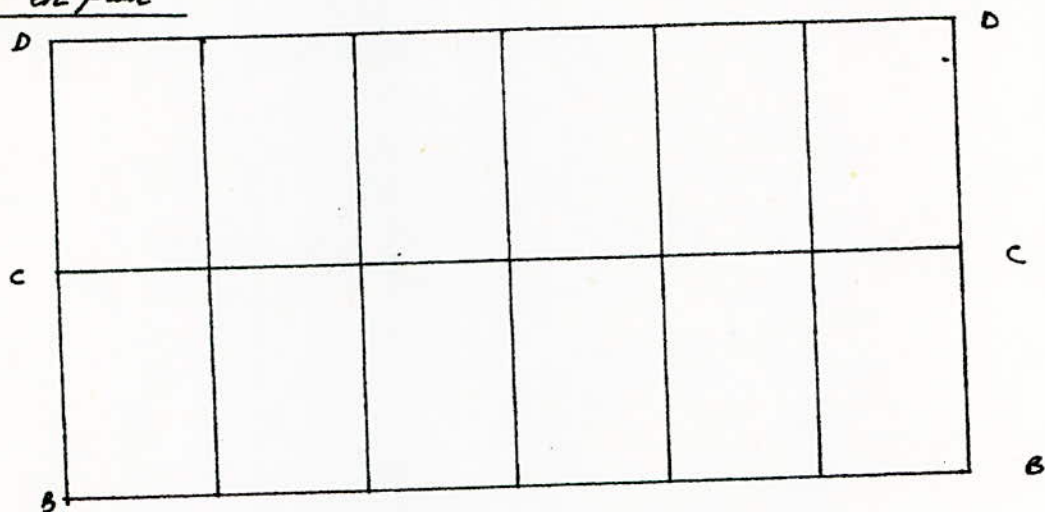
$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{array} \right.$

$\sigma'_{27} = 270 \text{ bars}$

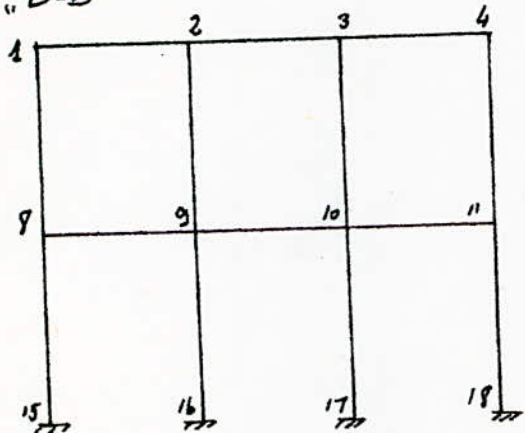
$e_1 = \frac{h_0}{6} \quad e_0 = \frac{M}{N}$

• pour le calcul des poteaux on considère 3 files des poteaux comme indiqué ci-dessous. et le calcul sera fait sous forme des tableaux, en flexion composée; section partiellement comprimée, en considérant les deux sens: transversales et longitudinales

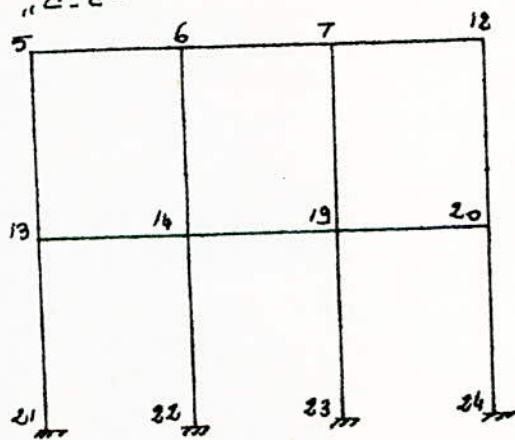
vue en plan



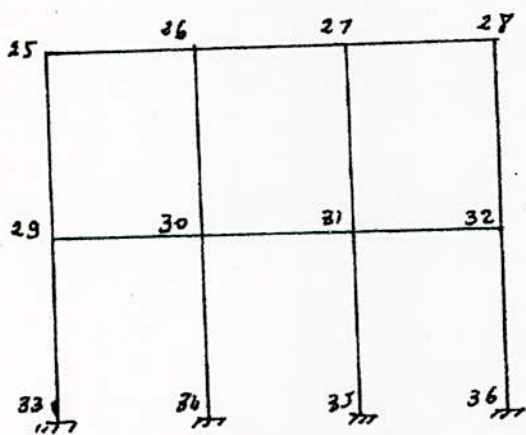
"D-D"



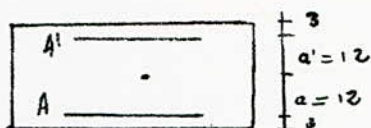
"C-c"



"B-b"

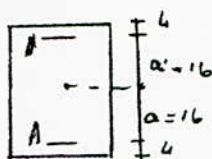


$\delta' = 0,1$
Seria „D-D”



NIV	II 1-9	I 9-15	II 2-9	I 9-16	II 3-10	I 10-17	II 4-11	I 11-18
M_{b-m}	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
$N(t)$	2,62	13,62	3,12	20,62	9	30,32	14,32	34,32
e_0	116,5	35	98	23,3	34	15,83	21,82	14
\bar{r}_0	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	133,11
M_a^{b-m}	4,3	7,83	4,32	8,67	5,03	9,84	5,67	10,32
M_a^{c-m}	2,31	4,6	3,57	3,664	2,84	2,47	2,19	1,98
μ_1	0,079	0,144	0,0794	0,159	0,0924	0,181	0,104	0,19
μ_2	0,0424	0,0845	0,0656	0,0673	0,0522	0,0454	0,0402	0,0364
k_0	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33
k	32	24	33,8	21,8	30	19,2	28	18
μ'_1						0,125		0,266
μ'_2						0,0615		0,051
$w=w'$	0,3	0,64	0,48	0,52	0,4	0,22	0,3	0,48
$A=A'$	3,24	6,91	5,184	5,62	4,32	2,376	3,24	5,184
σ'_a	1418	1528,5	1393,5	1559	1446	1595	1473	1557
σ_a	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066	1997
A_{min}	1	5,09	1,167	7,713	3,37	11,3	5,36	12,8
sect. adop.	6T16	4T20+2T16	6T16	6T16	6T16	4T20+2T16	6T16	4T20+2T16

$\delta' = 0,1$



NIV	II 1-9	I 9-15	II 2-9	I 9-16	II 3-10	I 10-17	II 4-11	I 11-18
M_{b-m}	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
$N(t)$	2,62	13,62	3,12	20,62	9	20,32	14,32	34,32
e_0	116,5	35	98	23,3	34	15,83	21,32	14
\bar{r}_0	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	133,11
M_a^{b-m}	4,37	8,38	4,45	9,5	5,39	11,05	6,34	11,7
M_a^{c-m}	3,53	4,021	3,451	2,9	2,51	4,35	1,66	0,71
μ_1	0,06	0,115	0,061	0,131	0,014	0,153	0,086	0,161
μ_2	0,049	0,055	0,048	0,04	0,0305	0,019	0,023	0,01
k_0	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3
k	39,5	26	38,5	23,8	32,8	19,9	29	19
μ'_1						0,21		0,022
μ'_2						0,025		0,013
$w=w'$	0,36	0,43	0,34	0,32	0,26	0,2	0,18	0,09
$A=A'$	3,9	4,64	3,7	3,5	2,81	2,16	1,9	0,97
σ'_a	1315	1501	1329	1531	1407	1585	1253	1544
σ_a	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066	1997
A_{min}	1	3,9	0,89	5,9	2,6	8,68	4,1	9,81
sect. adop.	4T16	4T20	4T16	4T16	4T16	4T20	4T16	4T20

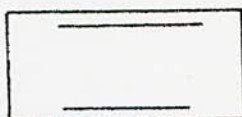
$$\delta' = 0,1$$

serie „c-c''

NIV	II 5-13	I 13-21	II 6-14	I 14-22	II 7-19	I 19-23	II 12-20	I 20-24
M ₆ ¹²	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
N ₆	18,5	47	30	70,5	32,23	74,55	14,44	31,78
C ₀	21,35	93,2	13,2	8,8	12,25	8,32	27,35	19,51
\bar{V}_b	137,7	129,44	129,44	109,24	125	107	137,7	137,7
M ₆ ^t	6,17	11,84	7,55	14,66	7,82	15,15	5,7	10
M ₆ ^c	1,73	0,56	0,35	-2,26	0,1	-2,75	2,22	2,39
M ₁	0,113	0,217	0,139	0,269	0,144	0,278	0,205	0,184
M ₂	0,032	0,01	0,006	-0,042	0,002	-0,05	0,041	0,044
K ₀	20,33	21,63	21,63	25,63	22,38	26,17	20,33	20,33
K	25,2	16,5	20,4	12,3	19,6	12,3	27,2	18,8
μ_1		0,31	0,2	0,46	0,31	0,49		0,25
M ₂		0,015	0,009	-0,071	0,003	-0,088		0,06
$\omega = \omega'$	0,26	0,54	0,4	1,22	0,22	1,4	0,33	0,46
A = A'	2,81	5,83	4,32	13,176	2,4	14,56	3,56	4,97
σ'_a	1512	1534	1484	1340	1444	1313	1484	1600
σ_a	2066	1942	1942	1639	1877	1605	2066	2066
A _{min}	5,38	13,67	6,23	14,64	6,69	15,48	3	6,6
Sect. oclp	6T16	4T20 + 2T16	6T16	6T25	6T16	6T25	6T16	6T16

NIV	II 5-13	I 13-21	II 6-14	I 14-22	II 7-19	I 19-23	II 12-20	I 20-24
M ₆ ¹²	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
N ₆	18,5	47	30	70,5	32,23	74,55	14,44	31,78
C ₀	21,35	93,2	13,2	8,8	12,25	8,32	27,35	19,51
\bar{V}_b	137,7	129,44	129,44	109,24	125	107	137,7	137,7
M ₆ ^t	6,91	13,72	9,75	17,48	9,11	18,13	6,26	11,28
M ₆ ^c	0,89	-1,32	-0,85	-5,08	-1,21	-5,73	1,64	1,12
M ₁	0,095	0,19	0,12	0,24	0,13	0,25	0,086	0,155
M ₂	0,014	-0,018	-0,012	-0,07	-0,027	-0,08	0,023	0,015
K ₀	20,33	21,63	21,63	25,63	22,38	26,17	20,33	20,33
K	26,5	16	22	13,5	20,8	13,2	29,3	19,3
μ_1		0,27		0,35	0,18	0,36		0,22
M ₂		-0,026		-0,1	-0,024	-0,11		-0,022
$\omega = \omega'$	0,12	<0	<0	0,22	<0	0,22	0,18	0,21
A = A'	1,3	<0	<0	2,4	<0	2,4	1,944	2,3
σ'_a	1494	1540	1463	1327	1429	1303	1455	1593
σ_a	2066	1942	1942	1639	1877	1605	2066	2066
A _{min}	4,29	10,9	4,97	11,7	5,34	12,36	2,39	5,27
Sect. oclp	4T16	4T20	4T16	4T25	4T16	4T25	4T16	4T16

$$\delta' = 0,1$$



Serie „B-B”

Niv	II 25-29	I 29-33	II 26-30	I 30-34	II 27-31	I 31-35	II 28-32	I 32-36
M ₁ -M	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
N (D)	735	19,2	11,96	29,1	13,5	32	16	35
e ₀	53,74	34,1	33	22,1	29,3	19,4	24,7	17,7
T ₀	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7
M ₀ ^t	4,93	8,38	5,39	9,57	5,57	10,04	5,87	10,4
M ₀ ^c	3,1	4,02	2,52	2,83	2,33	2,36	2,03	2
M ₁	0,089	0,154	0,099	0,176	0,1	0,184	0,11	0,19
M ₂	0,057	0,074	0,046	0,052	0,043	0,043	0,037	0,037
K ₀	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33	20,33
K	31	22	28	19,5	27,8	18,5	25,5	18
M ₁				0,24		0,25		0,26
M ₂				0,07		0,059		0,05
w = w'	0,42	0,56	0,32	0,46	0,31	0,46	0,28	0,46
σ ₀	1432	1556	1473	1590	1476	1604	1508	1611
σ _a	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066
A = A'	4,154	6,048	3,5	4,97	3,35	4,97	3,024	4,97
A _{min}	2,75	5,29	3,48	8,17	3,925	9,3	4,165	10,17
Sectadap	6T16	6T16	6T16	6T16	6T16	4T20 + 2T16	6T16	4T20 + 2T16



Niv	II 25-29	I 29-33	II 26-30	I 30-34	II 27-31	I 31-35	II 28-32	I 32-36
M ₁ -M	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2	3,95	6,2
N (D)	735	19,2	11,96	29,1	13,5	32	16	35
e ₀	53,74	34,1	33	22,1	29,3	19,4	24,7	17,7
T ₀	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7	137,7
M ₀ ^t	5,13	9,11	5,86	10,7	6,11	11,32	6,51	11,8
M ₀ ^c	2,77	3,3	2,04	1,7	1,79	1,08	1,39	0,6
M ₁	0,071	0,126	0,081	0,15	0,094	0,16	0,09	0,163
M ₂	0,038	0,045	0,028	0,023	0,025	0,015	0,02	0,0083
K ₀	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3
K	34,5	24,3	31	20,4	29,6	19	29,2	18,8
M ₁						0,21		0,22
M ₂						0,02		0,011
w = w'	0,28	0,34	0,2	0,21	0,19	0,18	0,16	0,16
A = A'	3,024	3,7	2,16	2,27	2,05	1,94	1,73	1,73
σ ₀	1384	1524	1432	1578	1451	1597	1471	1600
σ _a	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066	2066
A _{min}	2,7	5,2	3,48	9,05	3,87	9,16	4,58	10,02
Sectadap	4T16	4T16	4T16	4T16	4T16	4T20	4T16	4T20

Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux :

- s'opposent à l'expansion latérale du béton.
- relient les barres longitudinales entre-elles.
- augmente la résistance du poteau : - à la compression.
- au flambement.

et permettent la position adéquate des armatures longitudinales.
espacement des armatures.

zone courante (où il n'y a pas de recouvrement)

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_0}{\sigma'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_0}{\sigma'_{b0}}\right) \phi_{lmin} \end{cases}$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_{lmax} : diamètre des armatures longitudinales maximales

ϕ_{lmin} : " " " minimales

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

En pratique

$$t \leq 15 \phi_{lmin} \quad \text{pour } \phi_{lmin} = 1,6 \text{ cm} \implies t \leq 24 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{lmax} \quad \text{pour } \phi_{lmax} = 2,5 \text{ cm} \implies \phi_t \geq 7,5 \text{ mm}$$

on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Zone de recouvrement

soit v : le nombre des cours disposés sur le recouvrement de 2 barres.

$$v \geq 3$$

$$v > 1,4 \frac{\phi_{lmax}^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma'_{e1}}{\sigma'_{e2}}$$

N.B : le règlement parasismique (art 2.312) recommande de réduire l'espacement des armatures transversales à ses $\frac{4}{5}$ de part et d'autre des nœuds et sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la hauteur libre du poteau.

$$l_d = 50 \cdot \phi_{max}$$

Tableau donnant les espacements des cadres transversaux

on a trouvé d'après le calcul 3 types de poteaux selon la section d'armatures adoptée

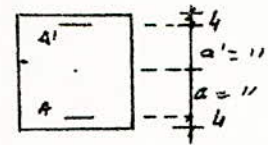
type	NIV	A
P _I	II	6T16
	I	6T16
P _{II}	II	6T16
	I	4T20+2T16
P _{III}	II	6T16
	I	6T25

poteau	ϕ_e mm	l_3 ^{cm} courant	l_3 ^{cm} relau.	ν	l_d ^{cm}
P _I	8	24	19,2	3	80
P _{II}	8	24	19,2	3	100
P _{III}	8	24	19,2	4	125

POTEAUX DE L'ESCALIER

	sens longitudinal		sens transversal	
	3,95 ^{II}	6,2 ^I	3,95 ^{II}	12,61 ^I
M	4,41	15,41	4,41	15,41
C ₀	89,6	40,2	89,6	81,8
S _b	137,7	137,7	137,7	137,7
M _a ^E	4,44	7,9	4,44	14,31
M _a ^C	3,46	4,5	3,46	40,91
N ₁	0,117	0,209	0,117	0,378
N ₂	0,091	0,119	0,091	0,288
K ₀	20,33	20,33	20,33	20,33
K	28	19,2	29	16
N ₁		0,283		0,512
N ₂		0,161		0,391
w = w'	0,69	0,95	0,69	2,5
A = A'	5,38	7,41	5,38	19,50
σ _a	1296	1439	1296	1498
σ _a	2066	2066	2066	2066
A _{min}	0,5	2	0,5	2
Sect adopté	4T20	4T25	4T20	9T25

$$\delta' = 0,1$$

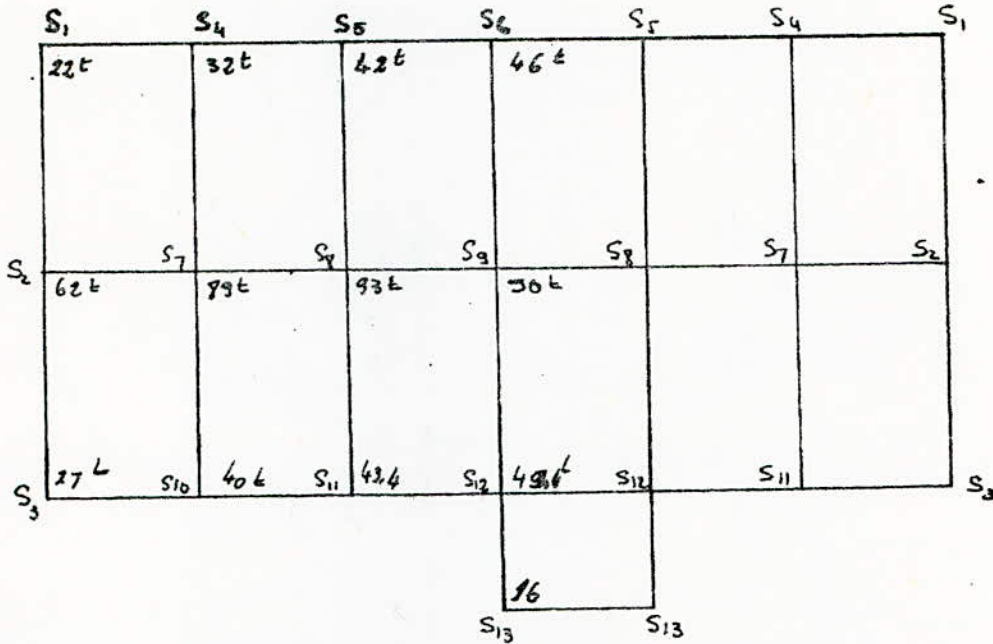


Armatures transversales

potéau	Φ_t	t_{3c}^{cm}	t_{3r}^m	v	ld^{cm}
II	9mm	25	20	5	100
I	8 "	25	20	7	125

FONDACTIONS

VUE EN PLAN



N.B : L'effet dû au sisme horizontal étant considéré repris par les longrines, ce qui entraîne ; que les semelles seront calculées en compression simple.
la contrainte du sol est $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$.

ce sont des semelles isolées sous poteaux de sections rectangulaires.
on utilisera pour la détermination de la section d'armatures la méthode des bielles.

EXPOSÉ théorique de la méthode1° a) Dimensionnement

$$\text{soit } \bar{\sigma}_s = f.$$

$$l_1 \times l_2 \geq \frac{N}{f} \quad \text{on a que:}$$

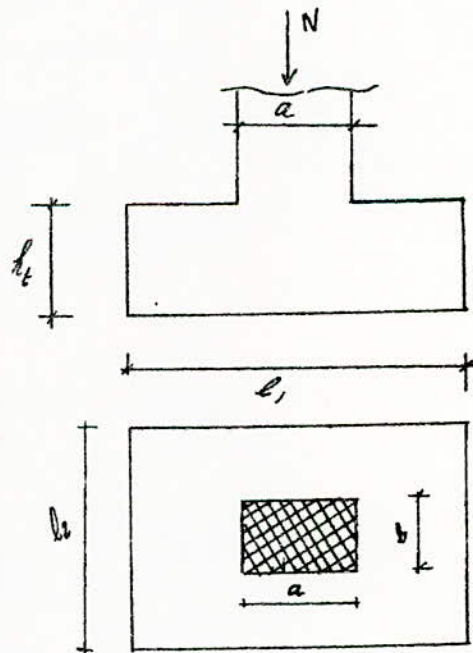
$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{a}{b} = k \Rightarrow l_1 = k l_2$$

$$k l_2^2 \geq \frac{N}{f} \Rightarrow l_2 \geq \sqrt{\frac{N}{k f}}$$

d'où l_1

b) calcul de la hauteur utile

$$h_t = h + d \quad \text{ou } h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1 - a}{4} \\ \frac{l_2 - b}{4} \end{array} \right.$$



2°) Calcul des armatures

en utilisant la méthode des bielles.

$$F_1 = \frac{N(l_1 - a)}{\rho h} \Rightarrow A_1 = \frac{F_1}{\sigma_a}$$

$$F_2 = \frac{N(l_2 - b)}{\rho h} \Rightarrow A_2 = \frac{F_2}{\sigma_a}$$

Le calcul sera fait sous forme des tableau en détaillant le calcul de S_1 :

1°) Dimensionnement

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{a}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \Rightarrow l_1 = 1,33 l_2$$

$$l_1 \times l_2 = \frac{N}{\rho} \Rightarrow 1,33 l_2^2 = \frac{N}{\rho} \Rightarrow l_2 = \sqrt{\frac{N}{1,33 \rho}}$$

$$l_2 = \sqrt{\frac{22000}{1,33 \cdot 2}} = 90,8 \text{ cm}$$

on prendra $\left\{ \begin{array}{l} l_2 = 95 \text{ cm} \\ l_1 = 130 \text{ cm} \end{array} \right.$

calcul de la hauteur h_t

$$h_t = h + 5 \text{ cm}$$

on a $h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1 - a}{4} = \frac{130 - 40}{4} = 22,5 \text{ cm} \\ \frac{l_2 - b}{4} = \frac{95 - 30}{4} = 16,25 \text{ cm} \end{array} \right.$

on adoptera $h = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$

2°) Calcul des armatures

$$F_1 = \frac{N(l_1 - a)}{\rho h} = \frac{22000(130 - 40)}{2 \times 25} = 9900 \text{ kg}$$

$$A_1 = \frac{F_1}{\sigma_a} = \frac{9900}{2800} = 3,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 T/2$$

$$F_2 = \frac{N(l_2 - b)}{\rho h} = \frac{22000(95 - 30)}{2 \times 25} = 7150 \text{ kg}$$

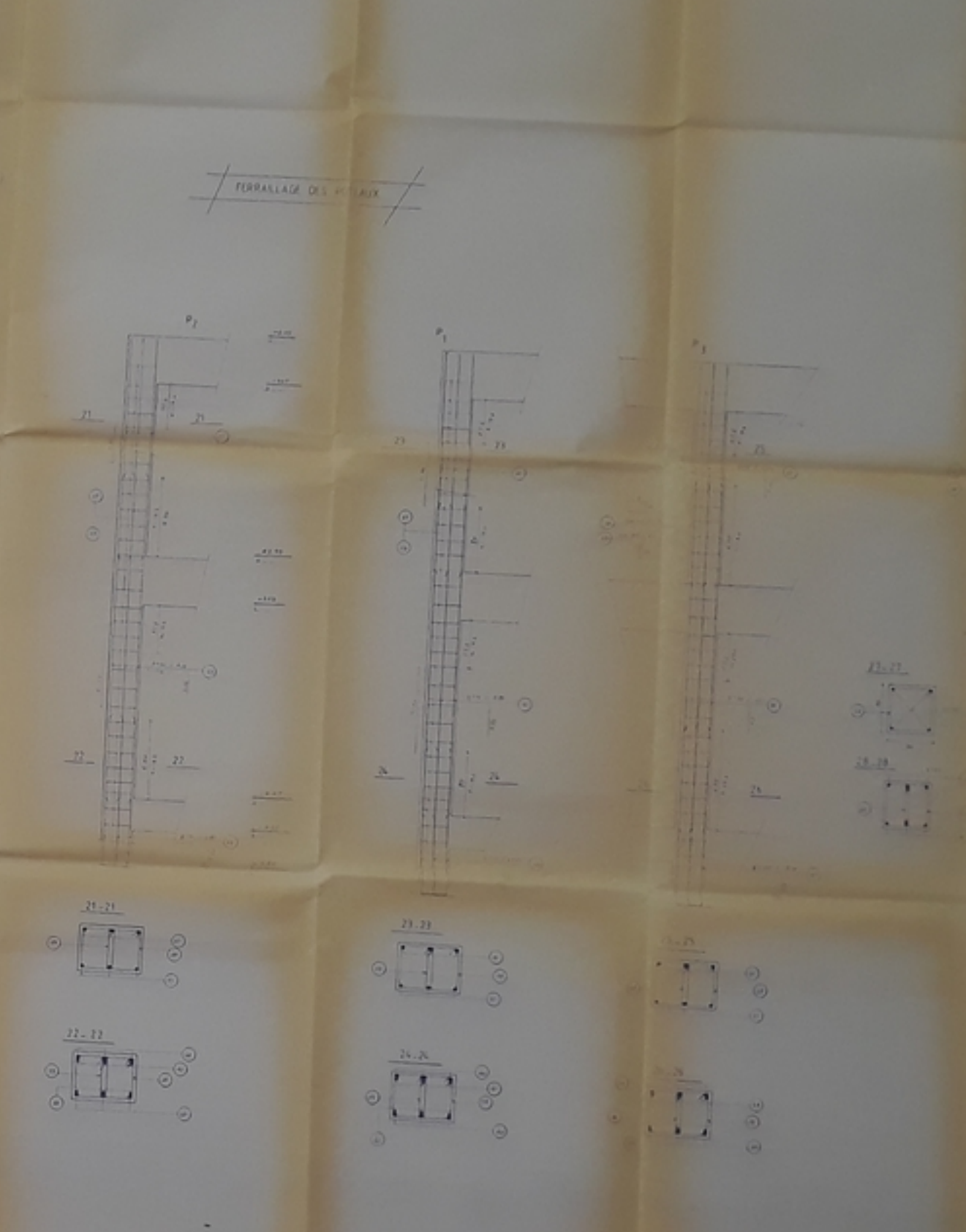
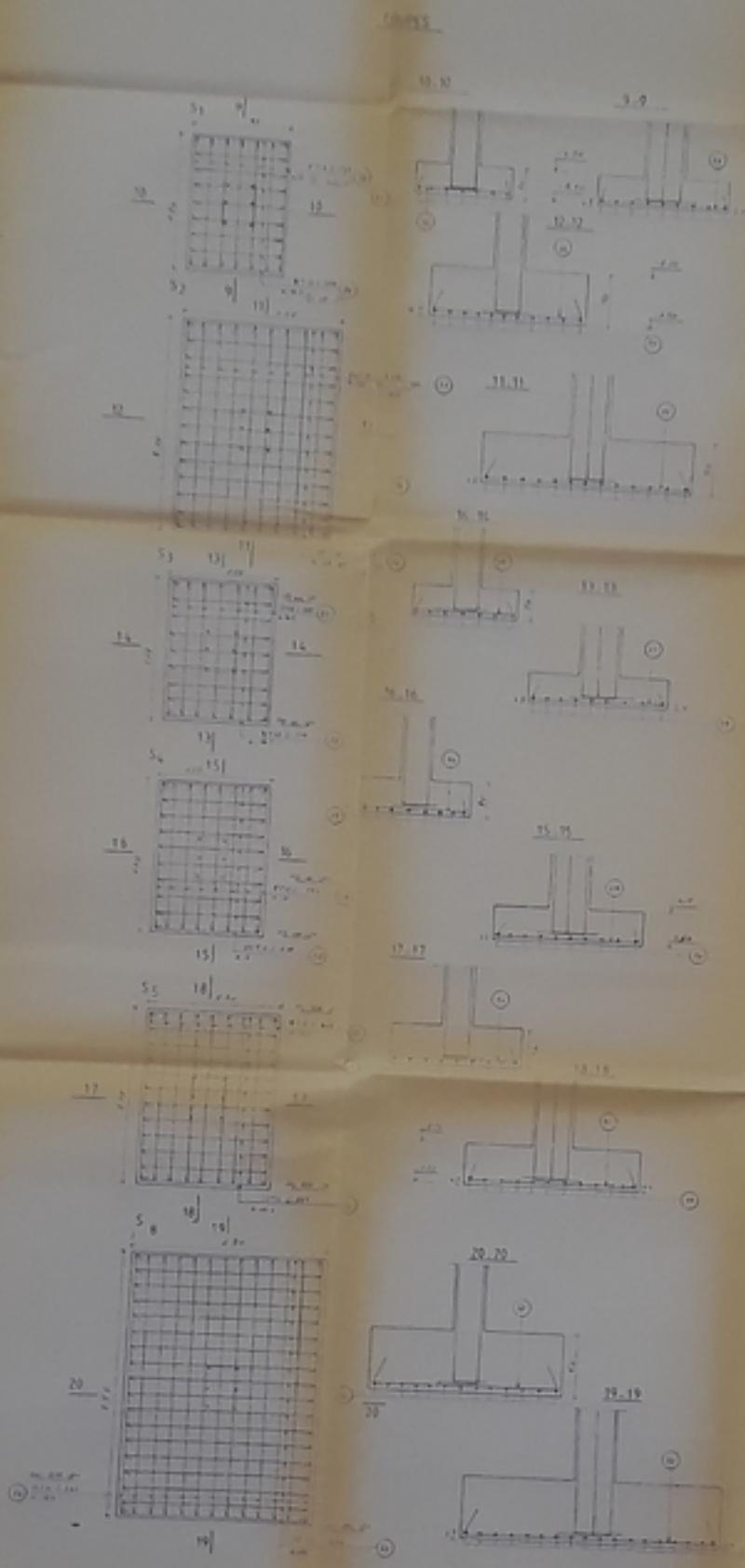
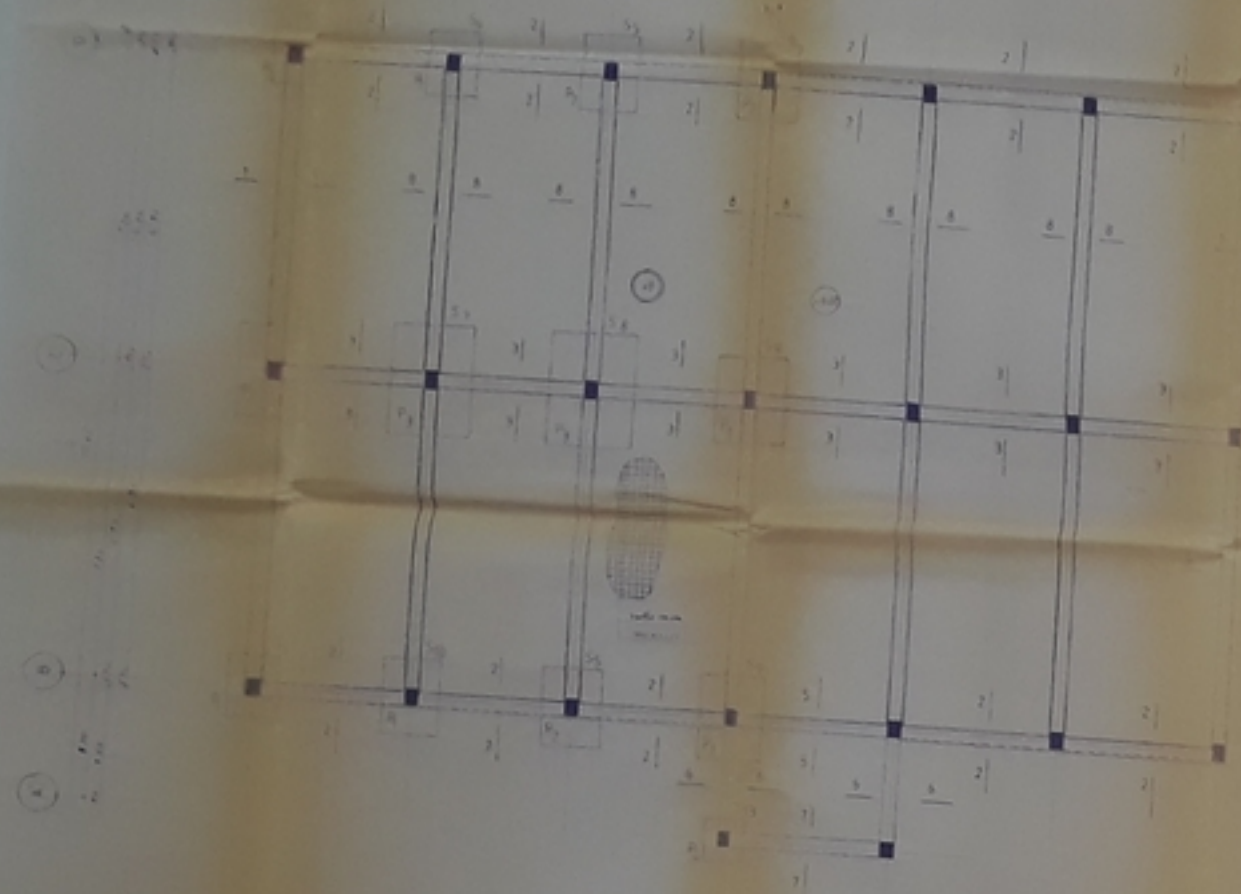
$$A_2 = \frac{F_2}{\sigma_a} = \frac{7150}{2800} = 2,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 T/2$$

Section	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉	S ₁₀	S ₁₁	S ₁₂	S ₁₃
N (t)	62	27	32	42	46	79	93	50	40	43.4	49.4	16
A ₁ cm	155	105	110	130	135	195	190	140	125	130	140	90
A ₂ cm	210	140	150	175	180	250	255	190	170	175	190	90
A	45	25	30	35	35	35	55	40	35	35	40	20
A _L	50	30	35	40	40	60	60	45	60	40	45	25
H ₁ f	29,3	13,5	15	20,3	23	42,5	45,44	23,44	19	21	23,2	6
H ₂ f	22	10,13	11	15	17,3	31,4	34	27,2	14	16	17	6
A ₁ cm ²	10,46	4,82	5,36	7,25	8,21	15,18	16,23	9,37	6,786	7,5	8,286	2,5
A ₂ cm ²	7,96	3,62	3,93	5,36	6,18	11,24	12,4	6,14	5	5,71	6,071	2,5
Section A ₁	10T12	7T12	8T12	9T12	9T12	12T12	14T12	9T12	8T12	9T12	9T12	7T12
adopts A ₂	13T12	9T12	10T12	12T12	12T12	16T12	17T12	12T12	10T12	12T12	12T12	7T12

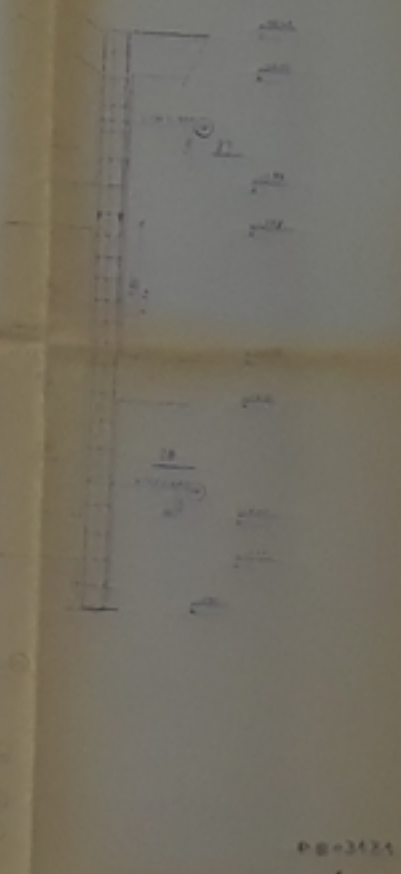
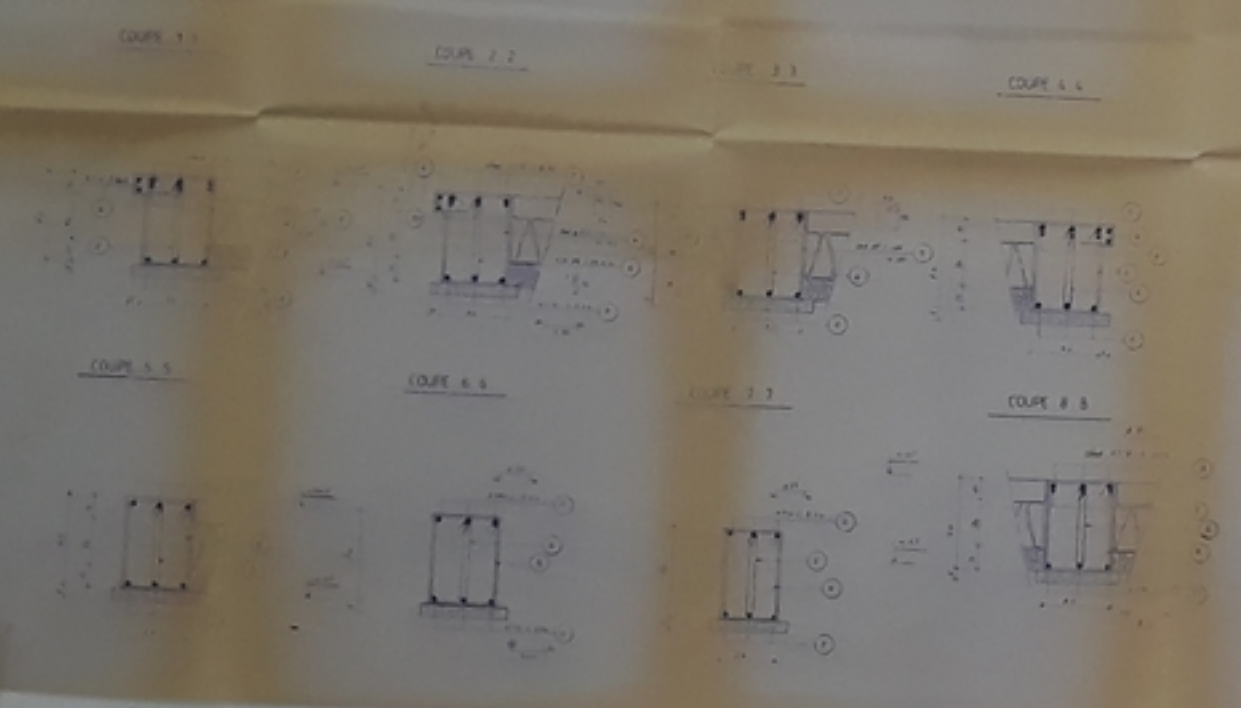
BIBLIOGRAPHIE

- . REGLES TECHNIQUES C.C.I.B.A. 68
- . CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME
P.CHARON
- . REGLES PARASISMIQUES 69
- . AIDE MEMOIRE DUNOD R.D.M.
- . " " " B.A.
- . COURS BETON I MARQUANI
- . " BETON III BELLAZOUGUI

FERRAILLAGE



FERRAILLAGE DES PILES



PROJET DE TRAVAUX

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

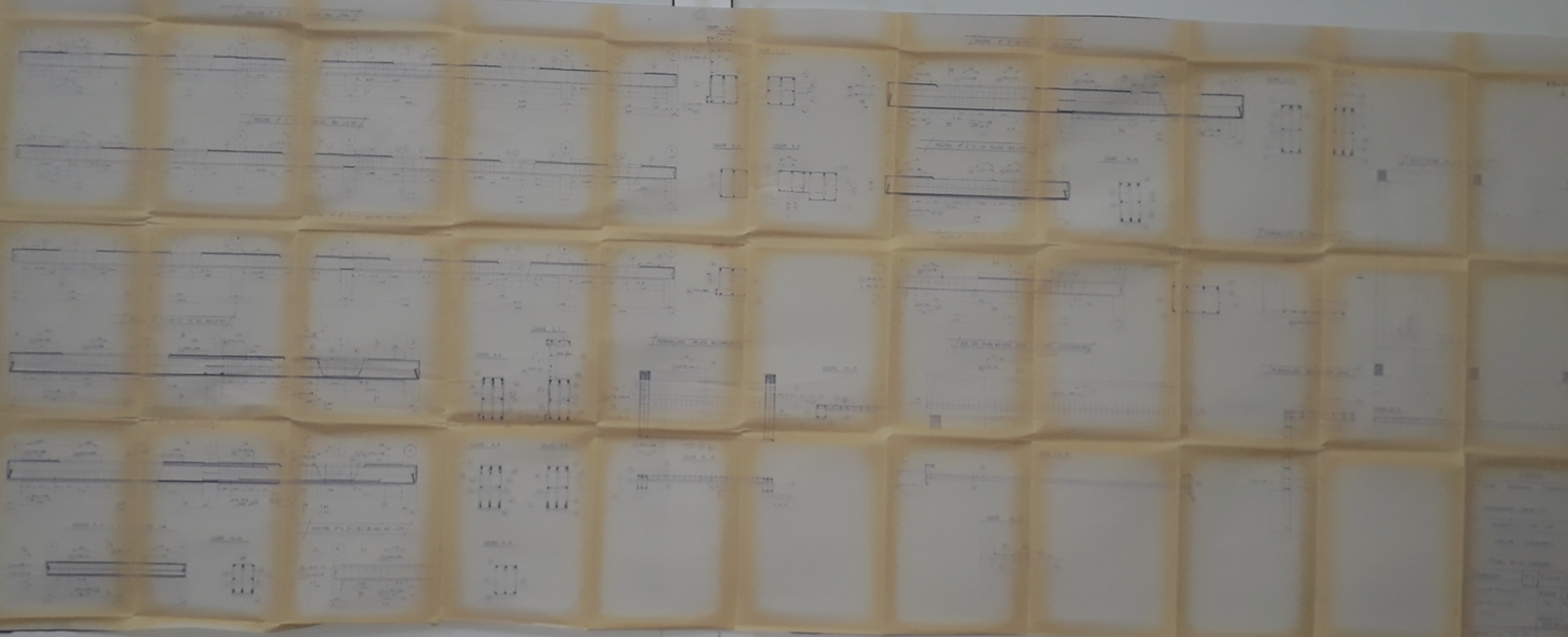
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

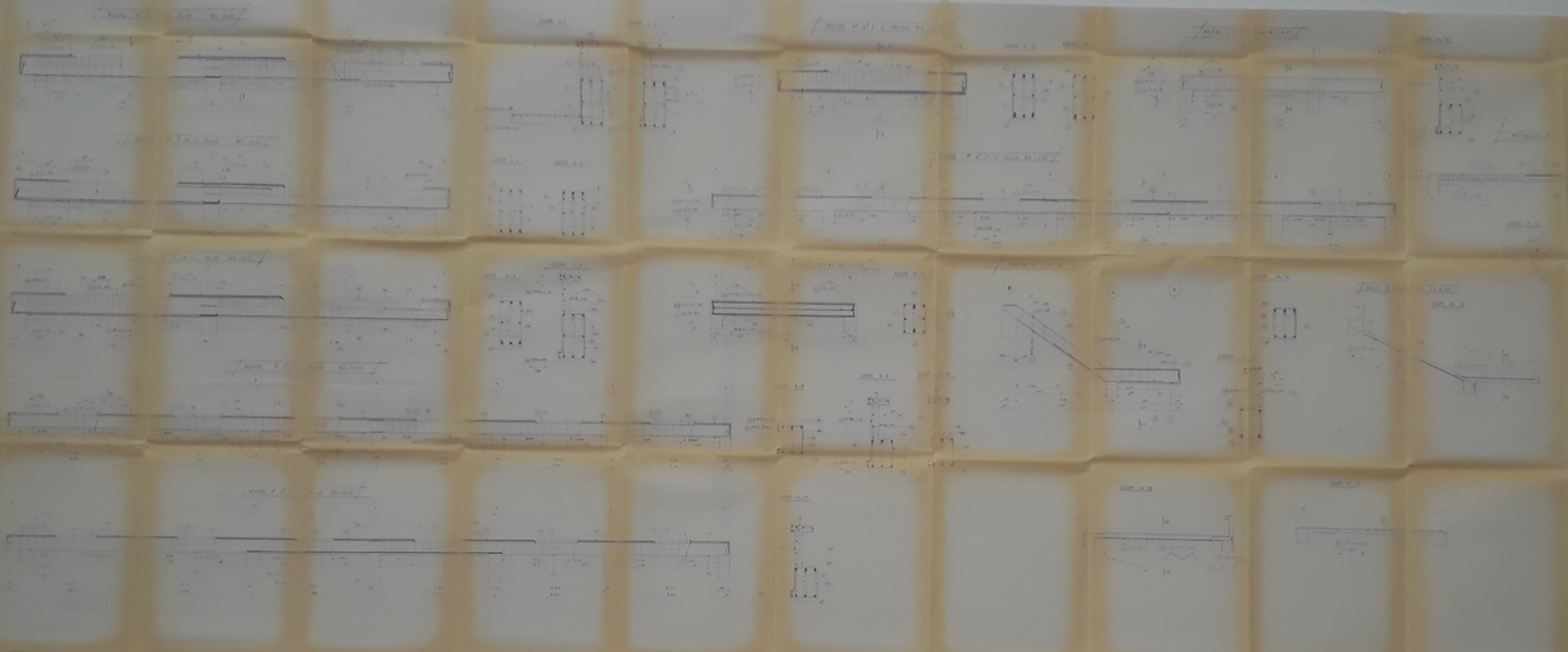
PROMOTION 1981

CRÉCHE D'ÉLÈVES

PROJET DE TRAVAUX

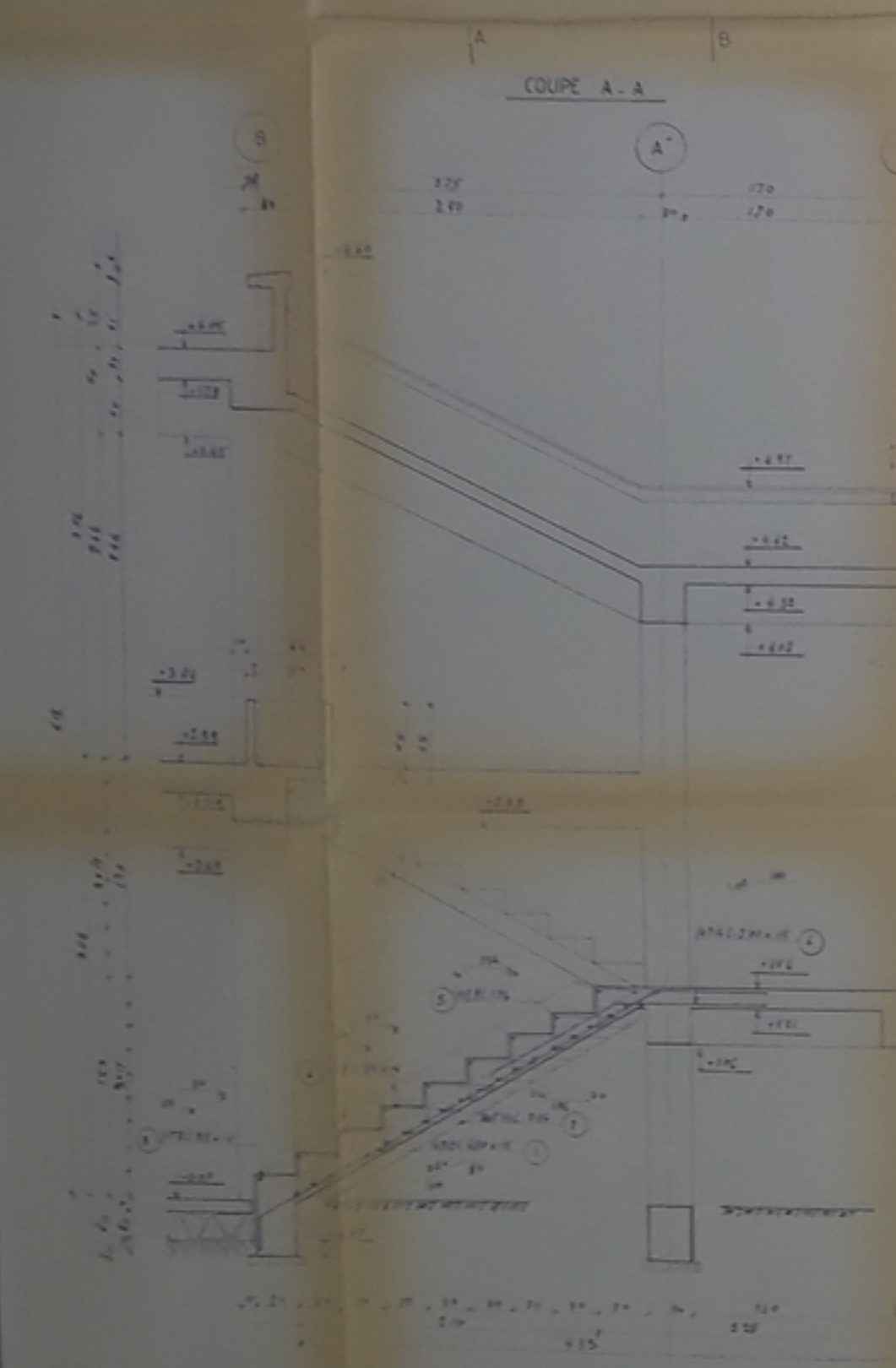
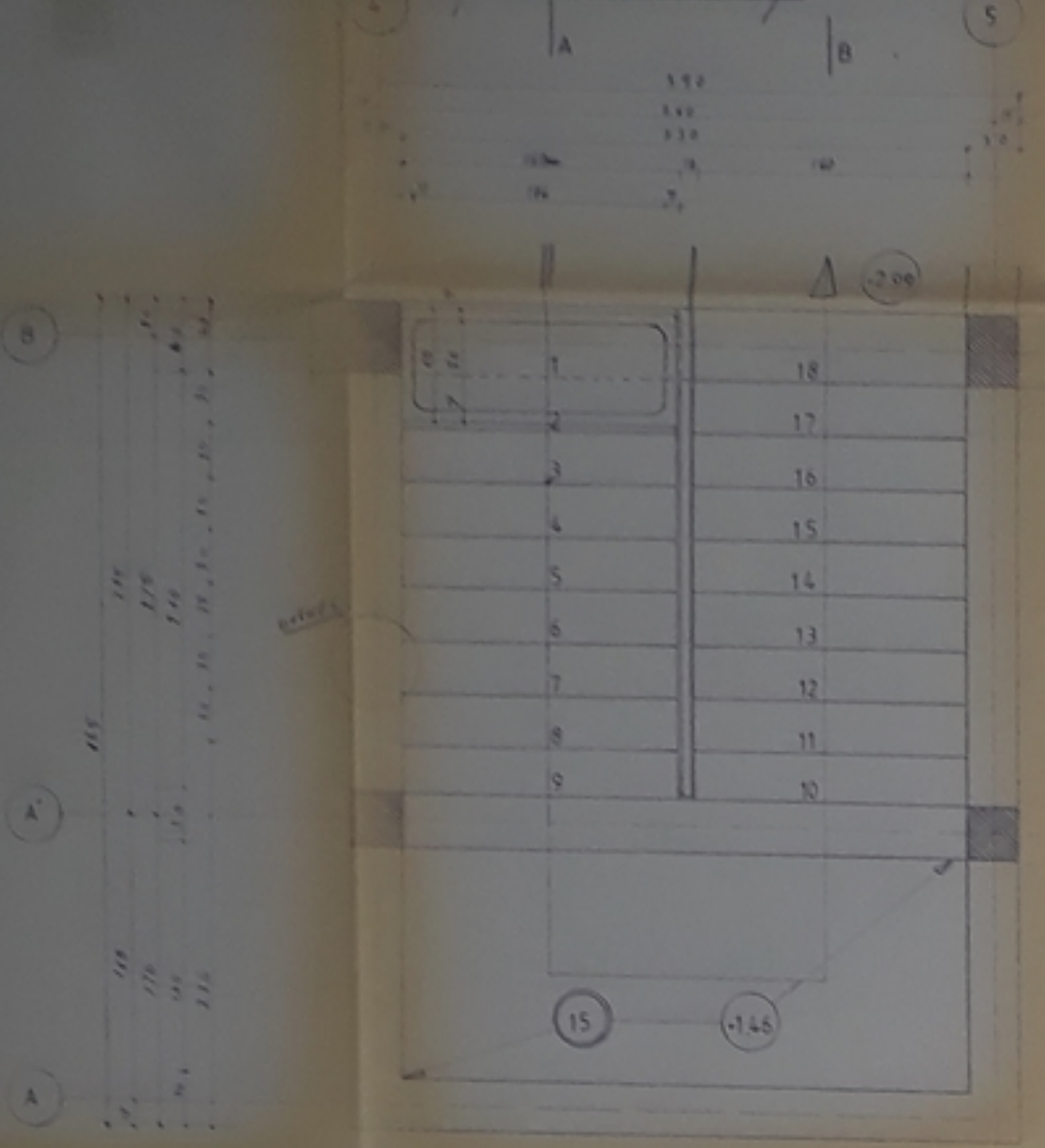
Désignation	N°	Volume Calculé
NOM DE L'ÉLÈVE	Étude	SAISIE
ADRESSE COURRIER	NO	REVISION
DATE		DATE DE TRAVAIL



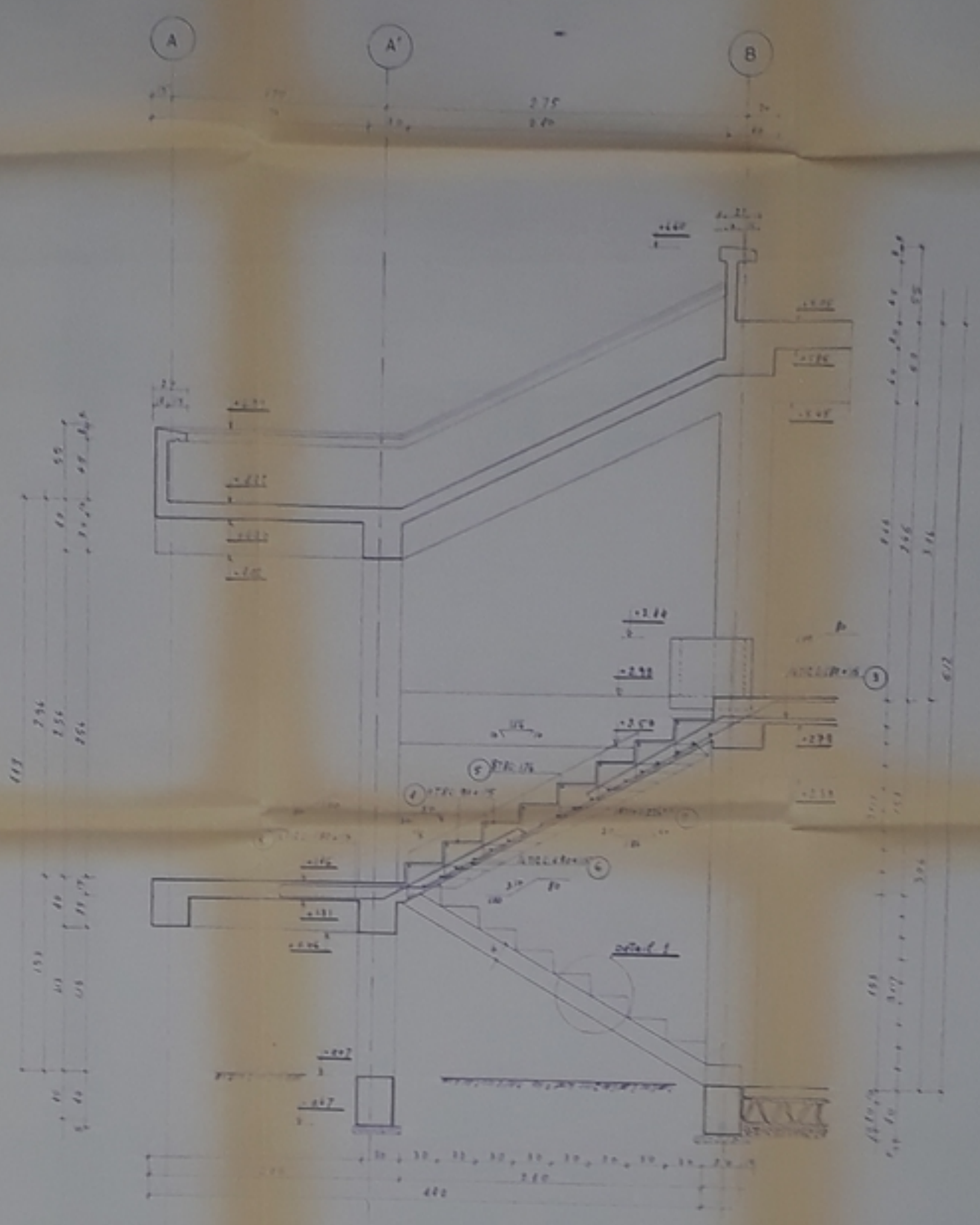


INDEX	
Page No.	Part Name
1	SHAFT
2	GEAR
3	BEARING
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...

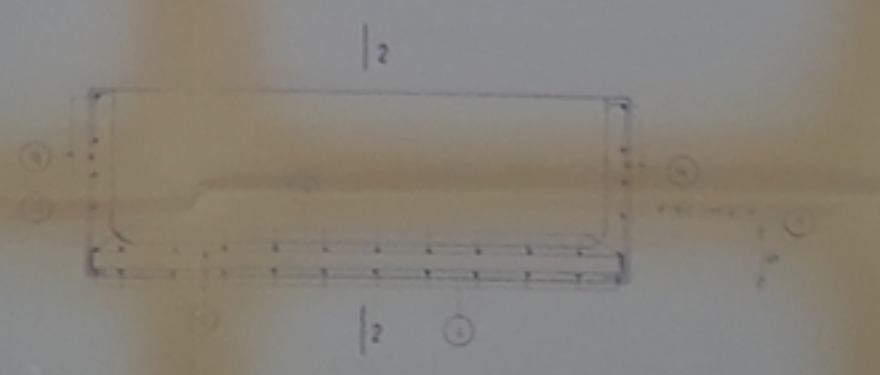
VUE EN PLAN ESCALIER



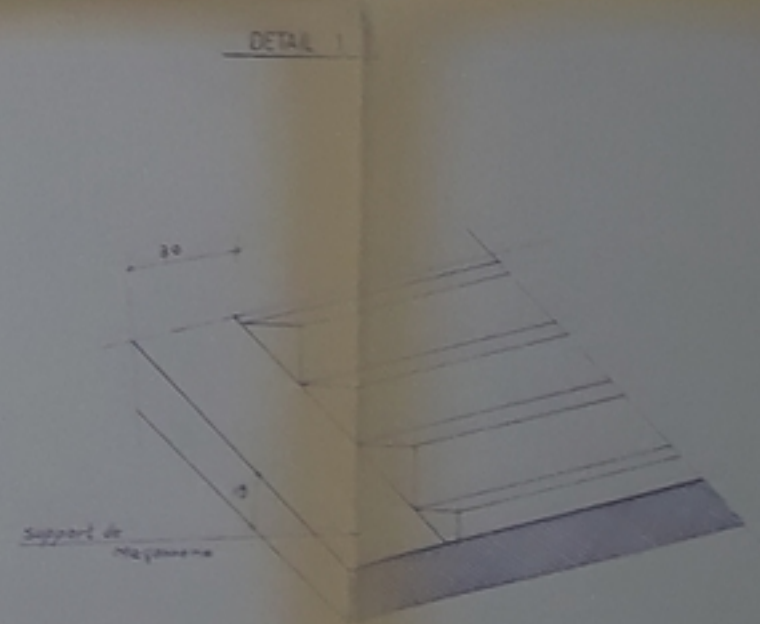
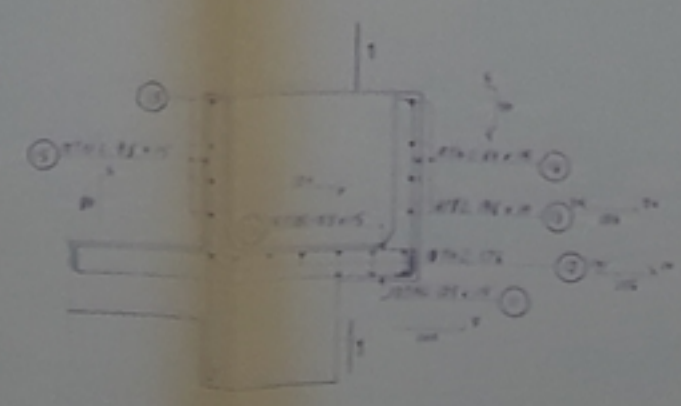
COUPE B-B



FERRAILLAGE BAC A FLEURS
COUPE 1-1



COUPE 2-2



PB03134
- 4 -

Université des Sciences et de Technologie		
D'ALGER		
Ecole Nationale Polytechnique		
Département : Génie Civil		
PROMOTION JUNI 1981		
CRECHE D'ENFANTS		
Projet de 100 places		
Designation	N°	Proposé CASOUB
PLAN DE OFFRE		Etude SAAD
FERRAILLAGE		Par MUSSON
ESCALIER		Dirigé par BEN MOUSSA
Echelle 1/20		

