

UNIVERSITÉ D'ALGER

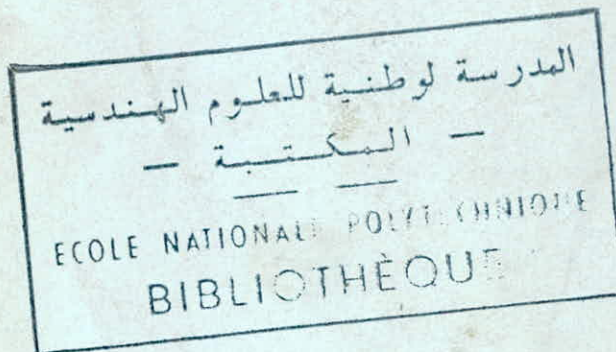
8/79

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

12x

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



A.P.C. BARAKI

WILAYA D'ALGER

Sujet de :

D N C

O M R C

Etude de :

B. GHEDIRA - MEZDAD

R. HAMMAR

Dirigés par :

Professeur

N.M. BEJINARIU

UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

A.P.C. BARAKI
WILAYA D'ALGER

Sujet de :

D N C

O M R C

Etude de :

B. GHEDIRA - MEZDAD

R. HAMMAR

Dirigés par :

Professeur

N.M. BEJINARIU

Promotion Janvier 1979

Remerciements

Nous remercions toute les personnes qui nous ont aidés à élaborer ce projet. Nous remercions particulièrement Monsieur BESINARIU - notre promoteur - dont les conseils judicieux nous ont été d'une grande utilité.

Ghedira Mezdad Belkacem.

Hammar Rabah.

En hommage à Meriem

B. Ghedira Mezdad.

-
- A mes parents.
 - A mes frères .
 - A tous mes Amis.

R. HAMMAR.

Sommaire

	Pages
. Chapitre I	
Etude architecturale	2
Caractéristiques des matériaux	4
Charges et surcharges	7
. Chapitre II	
Escalier	9
Acrotère	16
Poutrelles	18
Table de compression	29
. Chapitre III	
Etude au séisme	30
Portiques sous charges horizontales (Bowman)	39
Portiques sous charges verticales (Cacquet)	57
Poutres suivant le sens transversal	112
Poutres suivant le sens longitudinal	125
Poteaux suivant le sens transversal	142
Poteaux suivant le sens longitudinal	152
. Chapitre IV	
Fondations	157
. Bibliographie	162

Planches.

Architecture :

Plan 1	Rez - de - Chaussée
Plan 2	1 ^{er} étage.
Plan 3	2 ^e étage.
Plan 4	Coupe 1-1.
Plan 5	Coupe 2-2.

Coffrage - Ferrailage

Plan 1	Fondations
Plan 2	Planchers.
Plan 3	Poutres transversales
Plan 4	Poutres longitudinales
Plan 5	Poteaux.
Plan 6	Escalier.

Chapitre I

A. Etude architecturale.

1. Présentation de l'ouvrage.

Le bâtiment proposé est une mairie implantée à Baraki dans le wilaya d'Alger. L'édifice assurera deux fonctions: on dispose de bureaux aux rez-de-chaussée et première étage, et un logement au deuxième. Les dimensions du bloc à étudier sont:

- la longueur : $L = 25,20 \text{ m.}$
- la largeur : $l = 25,20 \text{ m.}$
- la hauteur : $H = 9,60 \text{ m.}$
- la hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs est de $3,20 \text{ m.}$

2. Taux de travail du sol.

Les essais au pénétromètre dynamique ont donné une contrainte au sol de 2 kg/cm^2 . On adoptera cette valeur pour le calcul des fondations.

3. Béton armé.

- Le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CCBA 68) ainsi qu'à tous les règlements en vigueur.

- Dans la mesure du possible, on utilisera un béton de composition classique à savoir:

- 350 kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_s \leq 5 \text{ mm.}$
- 800 l de pierraille $D_g \leq 25 \text{ mm.}$

dans un m^3 de béton.

- Les armatures seront constituées par de l'acier doux et acier à haute adhérence (Tor) conformément aux normes en vigueur. L'acier utilisé sera parfaitement propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente, de peinture et de graisse.

- On préparera de façon mécanique le béton et on disposera sur le chantier de matériel adéquat pour permettre des prélèvements d'échantillon ou à des fins de contrôle.

4. L'ossature.

L'ouvrage reposera directement sur le sol par l'intermédiaire d'une

- couche de béton de propreté (8 à 10 cm d'épaisseur) placée sous les semelles.

- les poutres constituent les éléments résistants.
- les murs extérieurs - à double cloison - et les murs intérieurs - simple cloison - assureront les différentes séparations.

5. Les Planchers.

On adoptera des planchers à corps creux : hourdi et dalle de compression reposant sur des portées préfabriquées.

Le plancher sous-terrasse sera analogue aux autres, avec, en plus, des isolations thermique et hydrofuge, et une forme de pente.
Dans tous les cas, on nettoiera le plancher inférieur aussitôt le plancher immédiatement au-dessus décoffré.

6. L'escalier.

Il reposera sur une voile mince de 20 cm d'épaisseur. Sa réalisation s'effectuera étage par étage de façon à limiter l'emploi des échelles.
Le matériau utilisé sera le béton armé pour la palette porteuse, le palier et les marches. Ces derniers seront revêtus d'un carrelage.

7. La maçonnerie.

- Murs extérieurs :
 - . une cloison en briques creuses 20 cm.
 - . une couche d'air 5 cm.
 - . une cloison en briques creuses 10 cm.
- Murs intérieurs :
 - . une cloison de séparation 10 cm.

8. Le revêtement.

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage granito pour les autres pièces.

B. Caractéristiques des matériaux.

1. Béton.

- CPA 250/325 avec contrôle atténué.
- Granulats : C_g : 5/15 mm.
- Résistance nominale de compression : $\sigma'_{28} = 270$ bars.
- " " " traction : $\sigma_{28} = 23,2$ bars.
- Contrainte admissible à la compression : [CCBA 68 Art 9/4]

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \sigma'_n \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \beta \gamma \delta$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour béton de classe 325}$$

$$\beta = 5/6 \quad \text{contrôle atténué}$$

$$\gamma = 1 \quad f_{km} > 4 c_g \text{ dans tous les cas } (e_{min} = 12 \text{ cm})$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 & \text{en compression simple.} \\ 0,60 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$$

$$\delta = 0,60 \quad : \text{ effort normal de traction avec flexion composée}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 (1 + e_0/3e_1) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \delta > 0,60 \end{cases} \quad : \text{ Compression en flexion composée}$$

e_0 = excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.

e_1 = distance de la limite du noyau central au cdg de la section de béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Les valeurs de δ sont données à l'article 9-46 du CCBA 68. Les valeurs sont à multiplier par le coefficient (1,5) correspondant aux sollicitations pondérées du 2^e genre. (Art 9-47).

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple} \\ 0,5 < \varepsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } F'_b / B' \leq \bar{\sigma}'_b \quad (1) \end{cases}$$

ε prenant la valeur maximale compatible avec la relation (1)

En résumé :

- Contraintes de compression admissibles

$$\text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_{b0} = \frac{5}{6} \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars.}$$

$$\text{Sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars.}$$

- Contraintes admissibles en flexion.

$$\text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars.}$$

$$\text{Sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 205 \text{ bars.}$$

- Contrainte de référence en traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28} \quad \theta = (0,018 + 2,1/\sigma'_{28})$$

$$\text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous } SP_2 : \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

2. Les aciers.

On en dispose de 2 catégories:

2.1. Aciers doux:

ronds lisses de nuance FeE24 c-a-d $\sigma_{eu} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles de traction:

$$\text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

2.2. Aciers à haute adhérence (TOR).

Nuance: Fe 40 ($\Phi \leq 20 \text{ mm}$) : $\sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\Phi > 20 \text{ mm}$: $\sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\Phi \leq 20 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Sous } SP_2 : \bar{\sigma}_a = \sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

3. Compatibilité Acier-béton. (C CBA 68 Art 18).

des aciers ne peut utilisés que si $\bar{\sigma}'_b > 20 (1 + 1,25 \psi_d)$

ψ_d = plus haut coefficient de scellement parmi ceux des aciers en barres à haute adhérence employés.

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$$

η_d = Valeur du coefficient de scellement fixé par les fiches d'accréditation.

$$\eta_d = \sqrt{2} \quad \text{si} \quad \psi_d = 1,5$$

$$\text{d'où : } \bar{\sigma}'_b > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$$

Il est à noter également que les contraintes admissibles à retenir doivent satisfaire la condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{a0} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \frac{n}{\Phi} \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{n}{\Phi} \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{a0}$ = contrainte admissible donnée par Cen.

$$\eta \left\{ \begin{array}{l} = 1 \quad \text{aciers doux} \\ = 1,6 \quad \text{aciers H.A.} \end{array} \right.$$

Φ : diamètre maximal (en mm) des aciers tendus.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \begin{array}{l} A = \text{section d'aciers tendus} \\ B_f = \text{section de béton fissurée.} \end{array}$$

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de référence du béton.

$$k = \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 10^6 \\ 1 \cdot 10^6 \\ 1,5 \cdot 10^6 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{fissuration très nuisible.} \\ \text{" nuisible.} \\ \text{" peu nuisible.} \end{array}$$

CHAPITRE II

CALCUL DES ELEMENTS

charges Permanentes des planchers:

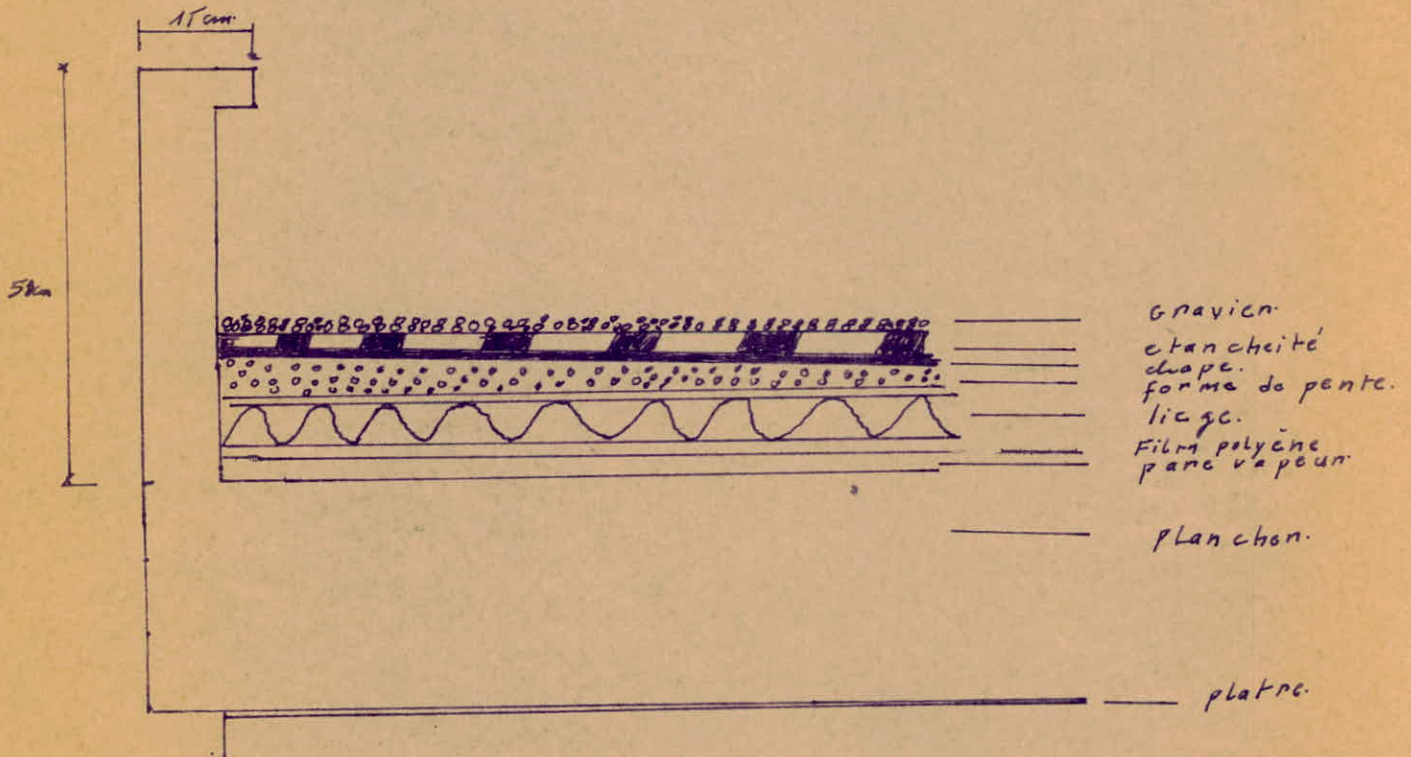
1- plancher TERRASSE:

protection:	gravier ou sable: 4 cm à 1700 kg/m ³	68 kg/m ²
étanchéité:	- chape de surfacage:	30 "
	- étanchéité	20 "
forme de pente:	béton maigre:	42 "
isolations:	- thermique:	
	- liège et fibre.	15 "
	- plâtre:	31 "
Plancher:	- dalle de béton armé 5 cm.	} ————— 415 "
	- Hourdis 25 cm.	
	- poutrelles préfabriquées	

$G_0 = \text{total} = 611 \text{ Kg/m}^2$

2- Acrotères en béton armé: par m.l. $2400 \times 0,50 \times 0,10 = 124 \text{ Kg./m.l.}$

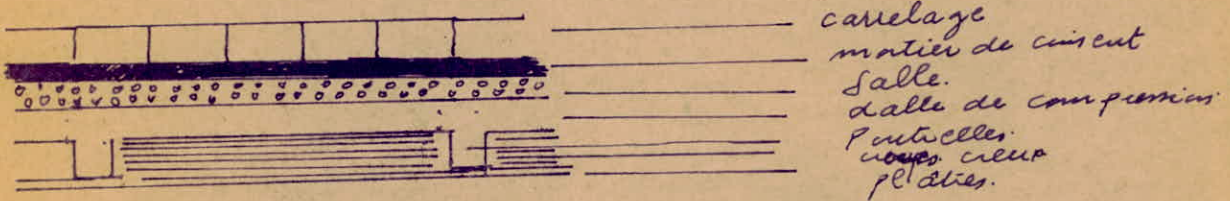
Coupe plancher TERRASSE:



3- plancher courant: charges permanentes

<u>Revêtement</u> :	- cannelage: (1,5 à 20 kg/m ²)	_____	33 kg/m ²
	- mortier de ciment	_____	24 "
	- table:	_____	32 "
<u>plancher</u> :	- dalle de compression:	_____	415 "
	- Hourdis:	_____	
	- poutrelles:	_____	
<u>plafonds</u> :	- plâtre:	_____	21 "
<u>Cloisons</u> :	-	_____	75 "
		Total:	600 kg/m²

coupe plancher courant:



carrélage
mortier de ciment
dalle.
dalle de compression
Particules
poutrelles creuses
plâtres.

4- Les surcharges:

- Terrain non accessible:	_____	100 kg/m ²
- Terrain accessible au public:	_____	500 kg/m ²
- plancher courant: usage bureaux:	_____	250 kg/m ²

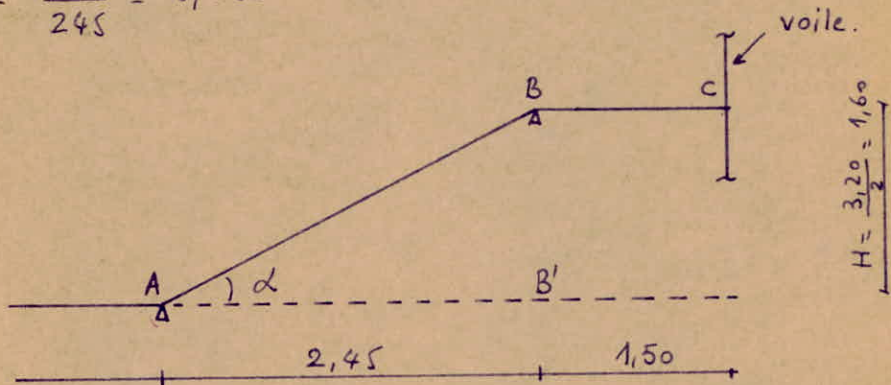
I - L'escalier.

Le calcul sera exécuté pour deux étages consécutifs. Les éléments résistants sont : un voile mince (25 cm d'épaisseur), deux pontes au niveau des étages et une porte palière.

1. Caractéristiques géométriques.

$$\tan \alpha = \frac{H}{AB'} = \frac{160}{245} = 0,653$$

$$\alpha = 33^\circ$$



h = hauteur de la marche
 g = largeur de la contre-marche

Soit : $n = 10$ contre-marches.
 $n - 1 = 9$ marches.

$$H = n h \quad \rightarrow \quad h = H/n = 160/10 = 16 \text{ cm.}$$

$$g = AB'/(n-1) = 245/9 \approx 27 \text{ cm.}$$

Vérification de : $2g + h \approx 64 \text{ cm}$

$$2 \cdot 27 + 16 = 70 \text{ cm.}$$

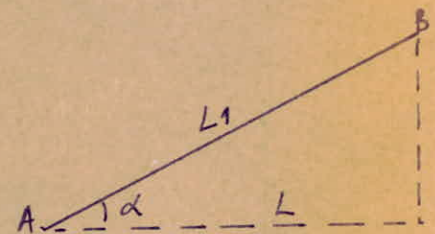
2. Calcul de la volée AB.

2.1. Épaisseur : e_v

$$L_1/30 \leq e_v \leq L_1/20$$

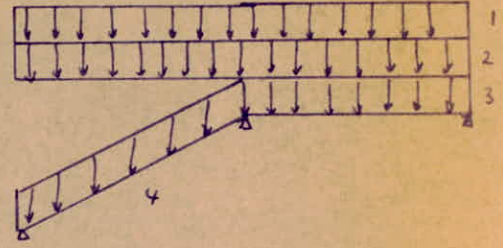
$$L_1 = L/\cos \alpha = 2,45/\cos 33^\circ = 2,92 \text{ m.}$$

$$9,7 < e_v < 14,6$$



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

- 1: Surcharge d'exploitation
- 2: Carrelage + mortier
- 3: Plaque
- 4: poillasse.



2.2. Moments

On exécute les calculs pour une largeur de 1,00 m, en considérant les charges projetées sur l'horizontale.

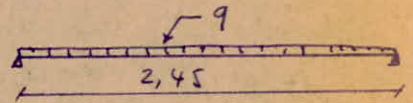
- Poids propre : $\frac{0,12 \cdot 1,00 \cdot 2500}{\cos 33^\circ} = 358 \text{ kg/ml. horizontal.}$
- Marches ²⁷ ₁₆ : $\frac{1}{2} \cdot 2200 \cdot 0,16 = 176 \text{ kg/ml.}$
- Revêtement : (mortier + carrelage) = $40 + 55 = 95 \text{ kg/ml.}$
- Surcharge : 400 kg/ml

$$G = 358 + 176 + 95 = 629 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$q = G + 1,2P = 629 + 1,2 \cdot 400 = 1109 \text{ kg/ml.}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1109 \cdot \frac{2,45^2}{8} = 832,1 \text{ kgm/ml.}$$



En travée :

$$M_E = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 832,1 = 707,28 \text{ kgm/ml.}$$

En appui :

$$M_a = 0,30 M_0 = 0,30 \cdot 832,1 = 249,63 \text{ kgm/ml.}$$

2.3. Ferrailage

2.3.1. En travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 707,28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0592 = 0,0592$$

$$k = 34,5 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 2800 / 34,5 = 81 \text{ kg/cm}^2 < 157 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0,8990$$

$$A = \frac{70728}{2800 \cdot 0,8990 \cdot 8} = 3,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T } 10 \text{ p.m. } (3,92 \text{ cm}^2)$$

2.3.2. Sur appuis.

$$\mu = \frac{15 \cdot 24963}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0209$$

$$k = 64 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 2800 / 64 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0,9367$$

$$A = \frac{24963}{2800 \cdot 0,9367 \cdot 8} = 1,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T } 8 \text{ p.m. } (2,51 \text{ cm}^2)$$

2.3.3. Armatures transversales: A_t

$$M_A = M_B \rightarrow T = q \frac{l}{2} = 1109 \frac{2,45}{2} = 1359 \text{ kg.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_s} = \frac{1359 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 8} = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

} $\bar{\sigma}_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$
 } $\rightarrow A_t$: non nécessaires.

2.3.4. Vérfications.

- non fragilité.

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bu}} b h = 0,69 \frac{5,9}{4200} 100 \cdot 8 = 0,775 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- Flèche.

$$6,43 = A \leq \frac{43 \cdot 100 \cdot 8}{4200} = 8,19 \text{ cm}^2$$

- Aux Appuis.

$$A \bar{\sigma}_a = 6,43 \times 2800 > T + \frac{M}{8} = 1359 - \frac{249,63}{7} = 1323 \text{ kg.}$$

3. Poutre palière.

3.1. Dimensions

$$L = 400 \text{ cm.}$$

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

$$b = 20 \text{ cm.}$$

3.2. charges.

$$\text{Poids propre : } 0,20 \times 0,40 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$$

$$\frac{1}{2} \text{ Palière : } 0,20 \times \frac{1,50}{2} \times 2500 = 375 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement : } 89 \cdot \frac{1,50}{2} = 67 \text{ kg/ml}$$

$$2 \frac{1}{2} \text{ volée = T : } = 1359 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge : } 250 \times \frac{1,50}{2} = 1875 \text{ kg/ml}$$

$$q = q + 1,2 p = 2226 \text{ kg/ml.}$$

3.3. Efforts

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2226 \cdot \frac{4^2}{8} = 8,904 \text{ tm.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 8,904 = 7,568 \text{ tm.}$$

$$M_a = 0,30 M_0 = 0,30 \cdot 8,904 = 2,671 \text{ tm.}$$

3.4. Ferraillage.

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,568 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 27^2} = 0,278$$

$$k = 12,2 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 12,2 = 229 > 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 2800 / 137 = 20,4 \quad \alpha = 0,4237$$

$$\mu' = 0,1819 \quad \bar{\omega} = 1,038$$

$$\eta_1 = \alpha h = 0,4237 \cdot 27 = 11,44 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_b (\eta_1 - d') / \eta_1 = 15 [(11,44 - 3) / 8,44] \times 137 = 2055 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 137 = 3,633 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 7,568 - 3,633 = 3,935 \text{ t.m.}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{3,935 \cdot 10^5}{24 \cdot 2055} = 7,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ST14} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$A = \bar{\omega} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = 1,038 \frac{20 \cdot 27}{100} + \frac{3,935 \cdot 10^5}{27 \cdot 2800} = 10,08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ST16}$$

4. Plaque.

C'est une dalle pleine de dimensions: $4,00 \times 1,40 \times 0,15$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{4,00} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow$ on calcule une poutre rectangulaire de portée $l_x = 1,40$, une largeur $b = 1,00 \text{ m}$ et une hauteur $h_t = 0,15$

Poids propre: $0,15 \times 1,00 \times 2500 = 375 \text{ kg/ml.}$

Mortier + carrelage: $= 95 \text{ kg/ml.}$

Surcharge: $= 400 \text{ kg/ml.}$

$$q = G + 1,2P = 470 + 480 = 950 \text{ kg/ml}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 950 \cdot \frac{1,4^2}{8} = 232,75 \text{ kgm/ml.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,80 \cdot 232,75 = 194,84 \text{ kgm/ml.}$$

$$M_a = 0,30 M_0 = 0,40 \cdot 232,75 = 69,825 \text{ kgm/ml.}$$

- Armatures en travée:

$$\mu = \frac{15 \cdot 19484}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,072$$

$$k = 115$$

$$\varepsilon = 0,9615$$

$$A = \frac{19484}{2800 \cdot 0,9615 \cdot 12} = 0,603 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ST8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Des armatures de répartition (5TG pm) seront disposées suivant ly.

Pourcentage minimal d'armatures (CCBA 68 - Art 52).

$$1. \frac{A_x}{b h_x} \geq \psi_4 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$2. \frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$1. \frac{2,51}{100 \cdot 12} = 2,09 \cdot 10^{-3} > 0,35 \cdot 0,54 \left(1 - \frac{0,25}{2}\right) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{12}\right)^2 = 0,5 \cdot 10^{-3}$$

vérié

$$2. \frac{1,41}{100 \cdot 12} = 1,175 \cdot 10^{-3} > 0,35 \cdot 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{12}\right)^2 = 0,6 \cdot 10^{-3}$$

vérié.

Dalle: Rez. chaussée:

Dans l'espace de la cage d'escalier au rez-de-chaussée au lieu du plancher Houdi; on mettra une dalle pleine $e = 15 \text{ cm}$: car le voile gêne la disposition des poutrelles.

Schema: voir cage d'escalier.

Dimensions: $l_x = 400 \text{ cm}$
 $l_y = 578 \text{ cm}$.

La dalle sera encastree aux appuis.

charges permanentes:

Poids propre: $2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}$.
Sable sec: 32 Kg/m .
mortier: 24 Kg/m .
Carrelage: 33 Kg/m .
 $G = 464 \text{ Kg/m}$.

surcharges:

$250 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 250 \text{ Kg/m}$.

$q = G + 1,2 p = 764 \text{ Kg/m}$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{578} = 0,69 \rightarrow \text{C.C.B.A} \rightarrow \mu_x = 0,6739$
 $\mu_y = 0,538$

$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 = 0,6739 \times 764 \times (4)^2 = 904 \text{ Kg.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,538 \times 904 \text{ Kg.m} = 487 \text{ Kg.m}$

au milieu de la dalle:

$M_{tx} = 0,85 M_x = 768,4 \text{ Kg.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 414 \text{ Kg.m}$

$M_{a1} = 0,4 M_x = 361 \text{ Kg.m}$

$M_{a2} = 0,4 M_y = 194,8 \text{ Kg.m}$

Le premier lit suivant la petite longueur:

Section d'Acier:

1) A_x :

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 76840}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,03$$

$$E = 0,9254$$

$$K = 52 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{52} = 54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{76840 \text{ Kg.m}}{2800 \times 0,9254 \times 12} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T8$$

$$e = 12,5 \text{ cm}$$

$$2) \text{ } A_y: \mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 41400}{2800 \times 100 \times 11,5^2} = 0,0167$$

$$K = 72,5 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{72,5} = 38,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon = 0,9429$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{41400}{2800 \cdot 0,9429 \cdot 11,5} = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T8/m.}$$

espacement $t = 20 \text{ cm.}$

Aux appuis:

La dalle est partiellement encastree.
on prend le moment le plus grand.
 $M_a = 0,4 \text{ Mx.}$

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 36100}{2800 \times 100 \cdot (12)^2} = 0,0134.$$

$$k = 82 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 34,2 \text{ Kg/cm}^2$$

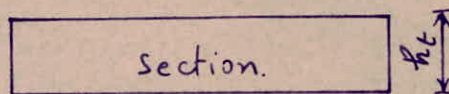
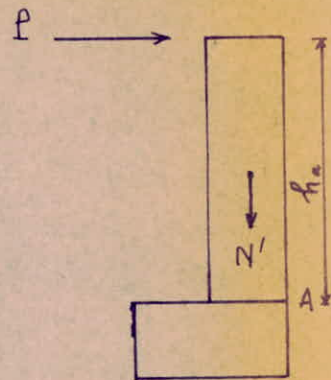
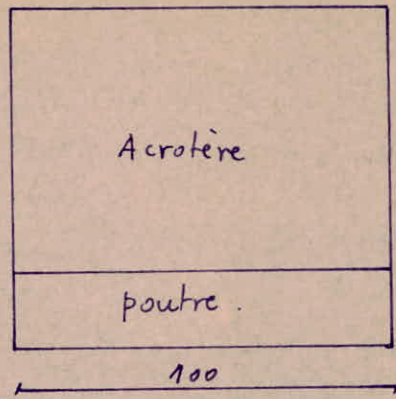
$$\epsilon = 0,9485.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{36100}{2800 \times 0,9485 \times 12} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

Par raison de construction: on prend 6 T8 par metre

II Acrotère.

L'acrotère a une épaisseur $h_t = 10 \text{ cm}$ et une hauteur $h_a = 50 \text{ cm}$.
 Pour la section étudiée, on considère une tranche de 100 cm .
 $b = 100 \text{ cm}$.



charge linéaire due au poids propre de l'acrotère : q_a .

$$q_a = 0,50 \times 0,10 \times 2500 = 125 \text{ kg/ul.}$$

$$N' = q_a \cdot 1,00 = 125 \text{ kg.}$$

En considérant la combinaison la plus défavorable ($G+1,2P$), on obtiendra le moment M/A :

$$M = 1,2 P \cdot h_a = 1,2 \cdot 100 \times 0,50 = 60 \text{ kgm}$$

Ferraillage en flexion composée :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6000}{125} = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 60 + 125 \cdot (5 - 2) = 435 \text{ kgm.}^?$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 435 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0364$$

$$K = 186 \rightarrow \delta' b < \bar{\delta}' b$$

$$\varepsilon = 0,9751$$

$$A = \frac{435 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9751 \cdot 8} = 1,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{2,51}{4,8 \times 100} = 0,005$$

On prend $k = 10^6$ car l'acier est soumis aux intempéries.

$$\sigma_1 = 10^6 \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,005}{1,05} = 952 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{10^6 \frac{1,6}{8} 5,9} = 2607 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

avec $R = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 425 \cdot 10^2}{2607 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,04990$$

$$k = 38,4 \rightarrow \sigma'_b = 2607 / 38,4 = 68 < 137$$

$$\varepsilon = 0,9064$$

$$A = \frac{425 \cdot 10^2}{2607 \cdot 0,9064 \cdot 7} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives et vu que l'écartement t_e entre barres doit satisfaire la relation:

$$t_e \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm})$$

On prendra $t_e \leq 30 \text{ cm}$.

On mettra 5 bars par mètre séparées de $t_e = 23,5 \text{ cm}$. ($c = 3 \text{ cm}$).

Aciers transversaux.

On prendra une section égale à 0,5% de la section de béton:

$$\text{Soit } A_t = \frac{0,5}{100} (50 \times 10) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Ecartement: t_e

$$t_e = \frac{50 - 6}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm}$$

$$5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

On prendra 5 T8 placés à 11 cm les uns des autres; l'encadrement c étant égal à 3 cm.

III. CALCUL des poutrelles

Tous les planchers de la construction sont constitués de poutrelles et Hourdis. Les poutrelles prennent appui sur les poteaux des patios longitudinaux. vu que les surcharges sont très variables du plancher Terrain non accessible au plancher Terrain accessible on utilisera 3 types de poutrelles.

1- Pré-dimensions des Poutrelles et Vérification de la flèche:

Poutrelles de plancher à hourdis creux: la justification de la flèche est inutile si:

$$(1) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{32,5}$$

$$(2) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0}$$

$$(3) \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{5 \text{ cm}}$$

h : hauteur utile de la poutrelle.

ht : hauteur totale de la poutrelle

l : portée libre de la poutrelle

M_t : moment max en travée

M_0 : moment d'appui

5 cm : contrainte nominale acier

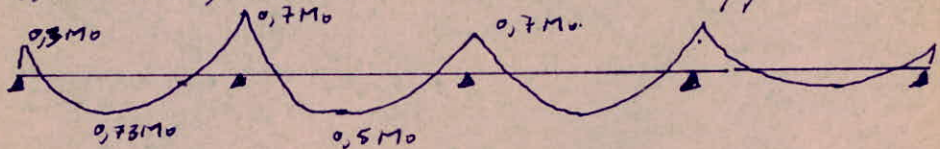
A : section d'acier

Dans notre cas: la portée libre des poutrelles est 6,00 m. identiques à 5 travées; et est donné que le poteau longitudinal est constitué de 5 travées identiques.

En utilisant la méthode forfaitaire du C.C.B.A; on pourra déterminer la hauteur totale ht des poutrelles qui sera compatible avec la flèche. et par conséquent le type de plancher à utiliser.

$$(1) \quad ht \geq \frac{l}{32,5} \Rightarrow ht \geq \frac{6,00}{32,5} = 27 \text{ cm} \quad \text{on prend } ht = 30 \text{ cm}$$

(2) En choisissant les moments de travée et d'appui



$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \frac{0,75}{1}$$

on a:

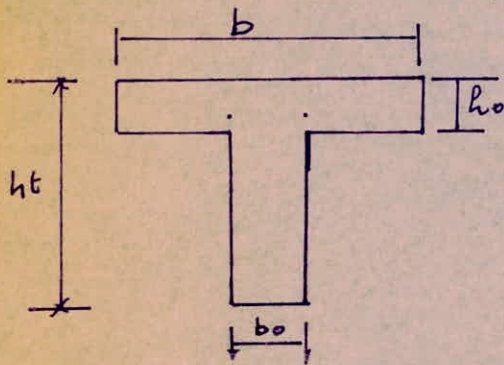
$$\frac{30}{600} \geq \frac{0,75}{15}$$

$$0,05 \geq 0,048 \text{ vérifié}$$

(3): sera vérifié ultérieurement lors du calcul de la section A.

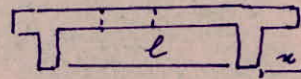
2- Dimension de la Table de compression:

La Poutrelles se calcule comme une section en T.
 cette section est tout à fait rationnelle puisqu'elle résulte de la suppression de la plus grande partie du béton tendue qui constitue un poids inutile.



b: la largeur de la table de compression est déterminée à l'aide des 4 critères du C.G.B.A. 68.

Art. 23.31:



noté u

l: distance entre nervures.

$$u \leq \frac{l}{2} \quad \text{avec } u = \frac{b - b_0}{2}$$

Art. 23.32:

$$u \leq \frac{l}{10} \quad \text{où } l: \text{ est la portée de la travée}$$

$$u \leq \frac{6.00}{10} = 60 \text{ cm.}$$

Art. 23.34:

$$6h_0 < u < 8h_0.$$

$$6 \times 5 < u < 8 \times 5$$

u: doit vérifier les 4 critères simultanément: on prendra:

$$u = 65 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2u + b_0$$

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

donc on aura le type de plancher défini: 25+5

Dimensions de poutrelle:

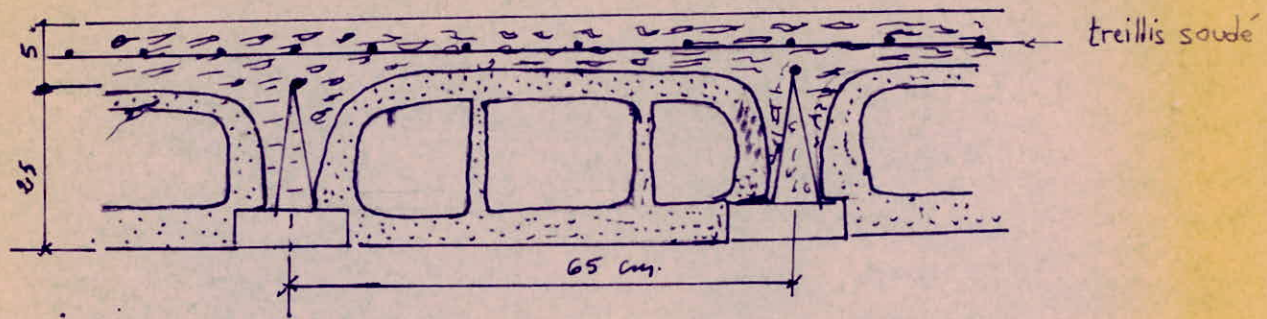
$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

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

Soit le type de plancher adopté:



3- Poutrelle type 1: TERRASSE NON ACCESSIBLE:

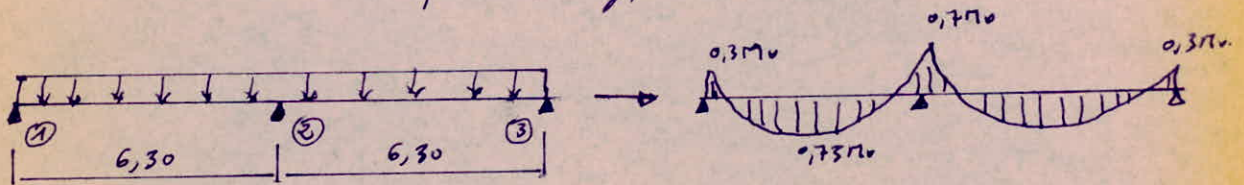
- Le Rapproch des 2 travées consécutives $\frac{l_2}{l_1} = 1$.
soit compris entre 0,8 et 1,25
- plancher à surcharges modérées.
- fixations non préjudiciables.
- E surcharges $< 1,26$ (raji) non pondérée
- sections constantes des éléments solidaires donc on appliquera la méthode forfaitaire.

La poutrelle continue supporte le poids propre du plancher dont elle fait partie avec les hourdis et la table de compression. Le calcul se fera au 1^{er} genre: $q = G + P$

$$G = 6,11 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 397 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 65 \text{ kg/ml.}$$

$$q = 462 \text{ kg/ml.}$$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{462 \times (6,30)^2}{8} = 2292 \text{ kg.m}$$

$$M_{1a} = 0,3 M_0 = 0,3 \times 2292 = 688 \text{ kg.m}$$

$$M_{2a} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 2292 = 1604 \text{ kg.m}$$

$$M_{3a} = 0,73 M_0 = 0,73 \times 2292 = 1674 \text{ kg.m}$$

verification de la relation: $M_b \geq 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{9l}$

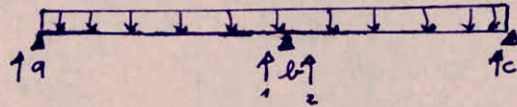
$$9l^2 = 810.$$

En effectuant:

$$M_b = 1673 \geq 1,15 \times 2292 - \frac{688 + 1604}{2} + \frac{(688 - 1604)^2}{8 \times 2292} = 1535,5$$

verifie

Calcul de l'effort tranchant:



$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{462 \times 6,30}{2} = 1455 \text{ kg.}$$

$$T_a = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 1455 + \frac{688 - 1604}{6,30} = 1316 \text{ kg.}$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l} = 1455 + \frac{1604 - 688}{6,30} = 1600 \text{ kg.}$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 1455 + \frac{1604 - 688}{6,30} = 1600 \text{ kg.}$$

CALCUL de la section d'acier. (Aide. Mem. B.A)

$$\frac{h_0}{h_t} = \frac{5}{3} = 0,17$$

$$b_0/b = \frac{12}{65} = 0,19$$

$\bar{\sigma}'_b = 102 \text{ kg/cm}^2$ (Tabl. 2.9.) valeur de $\bar{\sigma}'_b$ en flexion simple pour une section en T

$\bar{\sigma}_a = 2800$ " " " "

— détermination de l'axe neutre:

$$\epsilon = \frac{h_0}{h} = \frac{5}{27} = 0,185$$

$$\beta = \frac{b}{b - b_0} = \frac{65}{65 - 12} = 1,23.$$

$$\rho = \frac{6 M M \beta}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6 \times 15 \times 167300}{65 \cdot 27^2 \cdot 2800} = 0,113$$

à partir des abaques $\gamma = 0,19$

$$K = 0,21.$$

$$y = \gamma \cdot h = 0,19 \cdot 27 = 5,13.$$

l'axe tombe dans la nervure.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{K}{\rho} \bar{\sigma}_a = \frac{0,21}{0,113} \cdot 2800 = 39,2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{\tilde{\omega} \cdot b \cdot h}{\eta \beta} \quad \text{l'abaque: } \rightarrow \tilde{\omega} = 0,023.$$

$$A = \frac{0,023 \times 65 \times 27}{15 \times 1,33} = 2,18 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2T12 \quad (2,36 \text{ cm}^2).$$

- Vérification conditions de flèche: $A \leq \frac{36 \cdot b_0 \cdot L}{5 \text{ cm}}$

$$2,26 < \frac{36 \cdot 12 \cdot 27}{4200} = 2,78.$$

- Pourcentage minimal: (conditions de non fragilité).

$$A_2 = \tilde{\omega}_l(40) \cdot b_0 \cdot h; \quad \tilde{\omega}_l = 0,11.$$

$$A_2 = \frac{0,11 \times 12 \times 27}{100} = 0,4 \text{ cm}^2$$

$$A > A_2 \text{ vérifié}$$

→ Conditions de non entassement:

L'adhérence est toujours vérifiée pour les aciers tendus on la vérifie aux endroits critiques. C'est à dire aux appuis.

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{P \cdot z}$$

p: périmètre des barres:

$$p = 2\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,54.$$

$$z = \frac{7}{8} L = 0,875 \times 27 = 23,625$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{1600}{7,54 \cdot 23,625} = 8,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifié}$$

Armature transversale:

Ils sont toujours mis des perpendiculaires. évitent la fissuration au voisinage des appuis.

$$\bar{\sigma}_{b \text{ max}} = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1600}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 5,64 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

- on mettra des cadres perpendiculaires à la fibre moyenne.

- calcul de $\bar{\sigma}_{at}$: Art. 21.2.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3}$$

{ on a reprise de bétonnage.
Partielle Pro' fabriqué

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \times 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2$$

On utilise $\phi 8$ Fe 22: $A_t = 1,006 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,006 \times 0,875 \times 27 \times 1467}{1600} = 21,79 \text{ cm.}$$

$$t \text{ inf. } \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 27 \left(1 - \frac{0,3 \times 5,64}{5,2} \right) = 19,25 \\ \bar{E} = 0,2h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Soit $t = 20 \text{ cm.}$

* suite de ce que:

1 à 7,5

1 à 10

14 de 20.

297,5 cm demi-poutre

Armature des Appuis:

- Aux appuis la table de compression se trouve dans la zone tendue au point de vue calcul. nous avons une section rectangulaire 30×12 .

Appui a: $kh = \frac{h}{\sqrt{M/b^2}} = \frac{27}{\sqrt{\frac{6880}{12}}} = 0,35$

Table. « air et ré. »: $\sigma'_b = 62,5 < 137 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \tilde{\omega}(\sigma) \cdot b h = \frac{0,28 \times 12 \times 27}{100} = 0,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1T12.$$

Appui b:

$$kh = \frac{h}{\sqrt{M/b^2}} = \frac{27}{\sqrt{\frac{16040}{12}}} = 0,23 \Rightarrow \sigma'_b = 115 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \tilde{\omega}(\sigma) \cdot b h = \frac{0,72 \times 12 \times 27}{100} = 2,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T14.$$

conditions aux appuis de niveau

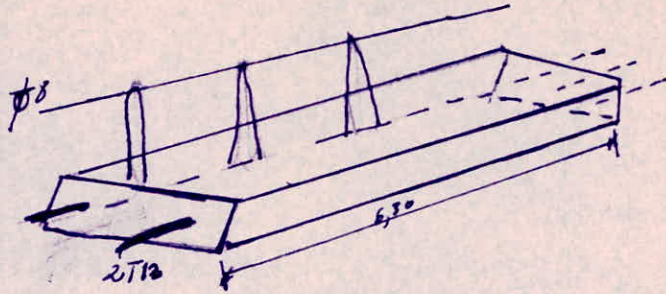
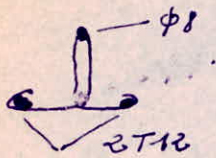
$$- T + \frac{M}{z} \leq A \cdot \sigma_A.$$

$$1316 + \frac{6880}{0,815 \cdot 27} < 0 \text{ par béton d'acier inf.}$$

traille de béton

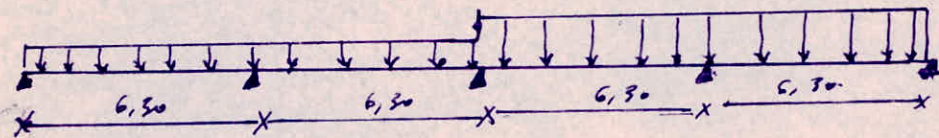
$$- c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{bo}} = \frac{2 \times 1316}{12 \cdot 61,5} = 3,2 \text{ cm.} \leq a = \text{largeur de l'appui} = 17 \text{ cm.}$$

Dans la poutrelle est préfabriqués sur chantier avec 2T12 + 2T8 de montage. et avec les écartements de cadres indiqués.



4. Poutrelles type 2: plancher courant; Tous les axes.

La poutrelle du type 2 sera Armée Avec le plus grand moment donné par le plancher courant. Le calcul se fait en flexion simple 1^{er} genre.



$$P_1 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 162 \text{ kg/m.}$$

$$P_2 = 500 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 325 \text{ kg/m.}$$

$$G_1 = 600 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 390 \text{ kg/m.}$$

$$G_2 = 611 \text{ kg/m}^2 \times 0,65 = 397 \text{ kg/m.}$$

$$Q_1 = 390 + 162 = 552 \text{ kg/m.}$$

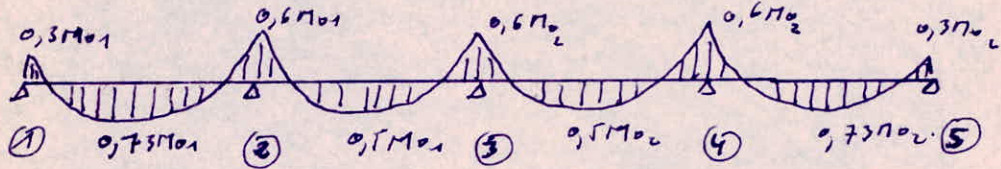
$$Q_2 = 397 + 325 = 722 \text{ kg/m.}$$

$$M_{01} = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{552 \times (6,30)^2}{8} = 2731$$

$$M_{02} = \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{722 \times (6,30)^2}{8} = 3582$$

choix des moments et vérifications suivant les recommandations du C.C.B.A.

Etant donné que $M_{t,max} = 0,73 M_0$ n'est pas par la conditions de flèche. on aura la répartition des moments suivant :



* vérification de la relation $M_t \geq 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{9R}$
 Pour la travée la plus chargée

$$M_5 = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 3582 = 1074,6 \text{ Kg.m.}$$

$$M_4 = 0,6 M_{02} = 0,6 \times 3582 = 2149 \text{ "}$$

$$M_t = 0,73 M_{02} = 0,73 \times 3582 = 2615 \text{ "}$$

$$M_t = 2615 \geq 1,15 \times 3582 - \frac{(1074,6 + 2149)}{2} + \frac{(2149 - 1074,6)^2}{8 \times 3582} = 2547$$

* Calcul des moments:

$$M_I = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 2738 = 821 \text{ Kg.m.} \quad \text{vérifier}$$

$$M_{t1} = 0,73 M_{01} = 0,73 \times 2738 = 1998 \text{ "}$$

$$M_{II} = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 2738 = 1642 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{t2} = 0,5 M_{01} = 0,5 \times 2738 = 1369 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{III} = M_{IV} = 0,6 M_{02} = 0,6 \times 3582 = 2149 \text{ "}$$

$$M_{t3} = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 3582 = 1791 \text{ "}$$

$$M_{t4} = 0,73 M_{02} = 0,73 \times 3582 = 2614 \text{ "}$$

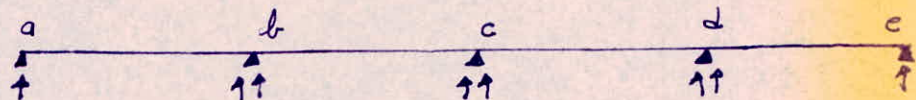
$$M_{V} = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 3582 = 1074 \text{ Kg.m.}$$

* Calcul des efforts tranchants:

en tenant compte des moments aux appuis.

$$T_{01} = \frac{q_1 \cdot l}{2} = \frac{552 \times 6,30}{2} = 1739 \text{ Kg.}$$

$$T_{02} = \frac{q_2 \cdot l}{2} = \frac{732 \times 6,30}{2} = 2314 \text{ Kg.}$$



$$T_a = T_{01} + \frac{M_w - M_e}{l} = 1739 + \frac{821 - 1642}{6,30} = 1609 \text{ Kg}$$

$$T_{b1} = T_{02} + \frac{M_{e1} - M_w}{l} = 1739 + \frac{1642 - 821}{6,30} = 1869 \text{ Kg.}$$

$$T_{L2} = T_{O1} + \frac{M_{W2} - M_{E2}}{L} = 1739 + \frac{1642 - 1642}{6,30} = 1739 \text{ kg}$$

$$T_{C1} = T_{O1} + \frac{M_{E2} - M_{W2}}{L} = 1739$$

$$T_{C2} = T_{O2} + \frac{M_{W3} - M_{E3}}{L} = \frac{2149 - 1074}{6,30} = 2274 + 171 = 2445 \text{ kg}$$

$$T_d = T_{O2} + \frac{M_{E3} - M_{W3}}{L} = 2274 + \frac{1074 - 2149}{6,30} = 2103 \text{ kg}$$

Calcul de la section de la poutrelle:

$$\mu = \frac{MM}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 199800}{2800 \cdot 12 \cdot (27)^2} = 0,1223 \Rightarrow \alpha = 0,4087$$

$$y_1 = \alpha \cdot h = 0,4087 \times 27 = 11,03 \text{ cm. l'axe neutre tombe dans la nervure.}$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{65} = 0,185$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{5}{27} = 0,185$$

$$\alpha = 0,4087$$

$$f = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,4087}{0,185} = 2,2 \quad \text{Abaque} \Rightarrow m = 0,509$$

$$\text{bras de levier } \bar{z} = h - m \cdot h_0 = 27 - 0,509 \times 5 = 24,46 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{z}} = \frac{199800}{24,46 \cdot 2800} = 2,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 + 1T8$$

$$\times \text{ Condition de non fragilité: } A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b_0 h = 0,69 \cdot \frac{5,7}{4200} \cdot 12 \cdot 27 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\times \text{ Condition de non entassement: } \sigma_d = \frac{T_{max}}{f \cdot \bar{z}} = \frac{1869}{10,047 \cdot 24,46} = 7,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Armature transversale:

contrainte de cisaillement max: $\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1869}{12 \cdot \frac{27}{3}} = 6,38 \text{ kg}$

contrainte de traction admissible

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2$

On utilise $\phi 8$ $A_c = 1,006$

$t = \frac{A_c \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,006 \cdot \frac{27}{3} \cdot 1467}{1869} = 18,65 \text{ cm}$

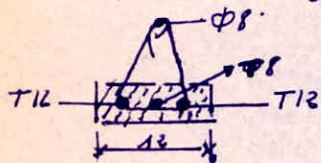
t. inf. $\text{Max}(\bar{\epsilon} = 0,2h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm}$

$\bar{\epsilon} = k(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma_b}) = 27(1 - \frac{0,3 \cdot 6,38}{5,9}) = 18,24 \text{ cm}$

$t = 18 \text{ cm}$

: $\begin{array}{l} 2 \times 7,5 \\ 1 \times 10 \\ 14 \times 20 \end{array}$

cdes demi-travé



type 3: Portnelle: TERRASSE Accessible:

$M_{t,max} = 2615 \text{ kg.m}$

$T_{max} = 2445 \text{ kg.m}$

$\mu = \frac{M T}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 261500}{2800 \cdot 12 \cdot 27^2} = 0,16$

$\alpha = 0,4532$

$y_1 = \alpha \cdot h = 0,4532 \cdot 27 = 12,2 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la nervure.

$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{65} = 0,185$

$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{5}{27} = 0,185$

$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,4532}{0,185} = 2,4 \rightarrow$ Abaque: $\rightarrow m = 0,546$

bras de levier $z = h - m h_0 = 27 - 0,546 \times 5 = 24,27$

$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{261500}{24,27 \cdot 2800} = 3,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{2T14 + 1T10}$

- non entraîné les bases:

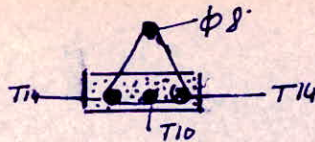
$\tau_d = \frac{T}{P \cdot z}$

$P = 2\pi \phi_1 + \pi \phi_2$

$P = 2 \times 3,14 \times 1,4 + 3,14 \times 1 = 11,932$

$\tau_d = \frac{2445}{11,932 \times 24,27} = 8,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Section de la poutrelle



Armature Transversale:

Contrainte de cisaillement max:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2445}{12 \cdot 24,27} = 8,4 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

Cadre \perp à la fibre moyenne.

Contrainte de traction admissible pour les Arm. Trans.

$$\bar{\sigma}_{at} = 1467 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Soit 1 cadre } \phi 8 \Rightarrow A_b = 1,006 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_b \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,006 \times 24,27 \cdot 1467}{2445} = 14,65 \text{ cm}$$

$$t \text{ min max } \left| \begin{array}{l} \bar{t} = 0,2h = 5,4 \text{ cm} \\ t = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 15,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cadres Pour demi-patés: 1 x 7,5

2 x 10

2 x 15

1 x 20

Sections d'acier aux appuis

Aux appuis la table de compression se tendue; on aura une section rectangulaire 12 x 30.

Appui I:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 82100}{2800 \cdot 12 \cdot 30^2} = 0,0502$$

$$K = 38,2$$

$$E = 0,9060$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{38,2} = 73,29 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{82100}{2800 \times 0,9060 \times 30} = 1,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T14$$

Appui II:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 164200}{2800 \cdot 12 \cdot 30^2} = 0,1$$

$$K = 34,7$$

$$E = 0,8741$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,7} = 113,36 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{164200}{2800 \cdot 0,8741 \cdot 30} = 2,48 \rightarrow 2T12$$

Appui III; IV:

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 214900}{2800 \cdot 12 \cdot 27^2} = 0,1316.$$

$$\varepsilon = 0,8596$$

$$k = 20,6$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{20,6} = 135,9 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{214900}{2800 \cdot 0,8596 \cdot 27} = 3,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12$$

Appui II

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 107400}{2800 \cdot 12 \cdot 27^2} = 0,0687$$

$$\varepsilon = 0,8945$$

$$k = 32,4$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{107400}{2800 \cdot 0,8945 \cdot 27} = 1,66 \rightarrow 2T12.$$

Ferraillage de la Table de Compression:

Elle sera ferraillée avec un treillis soudé vu que le plancher est à poutrelles et que ces dernières ont été calculées pour reprendre toutes les charges et surcharges des planchers.

C.C.B.A. Art. 58.2 Écartement entre axe des nervures l_n et Com pris entre 50 cm et 80 cm. (notre cas: $l_n = 65$) la section des

armatures perpendiculaires aux nervures en primes en cm^2 par mètre linéaire doit être au moins égale à:

$$A_s = 0,02 l_n \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} ; \quad \bar{\sigma}_{en} = 5200 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_n = 65 \text{ cm.}$$

$$A = 0,02 \cdot 65 \cdot \frac{2160}{5200} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

on prendra: $5\phi 5$ espacés $t = 20 \text{ cm.}$

— Armatures parallèles aux nervures du treillis soudé égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires
soit $5\phi 5$ espacés $t = 20 \text{ cm.}$

CHAPITRE III

ETUDE AU SEISME

Etude au Séisme.

1. Effets du séisme

des secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières. On conçoit pour cela trois composantes: une verticale et deux horizontales suivant des directions perpendiculaires. Ces composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique laquelle affecte les masses-mêmes de la construction.

Les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher. Dans l'évaluation des charges, soumises à l'action sismique, on compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré.

2. Recommandations de conception générale des bâtiments.

- Réduire autant que possible la hauteur de bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Eviter les grandes ouvertures.
- " les ensembles mal équilibrés.
- " les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prévoir, si possible un sous-sol rigide.
- Etablir de fondations profondes et soigneusement choisies pour une résistance meilleure aux effets de soulèvement.
- Veiller à ce que le centre de gravité de la construction soit le plus bas possible.
- Réaliser des nœuds rigides.
- Dans les poteaux, les recouvrements de barres en attente doivent être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres et réalisés sans crochet.
- Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.

3. Calcul sismique (Règles P.S. 69).

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictives dont les effets sont supposés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison:

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- " " " " verticales (S_V)
- " le couple de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_T).

Les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Les règles parasismiques permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

On effectuera les calculs pour deux portiques : un transversal et un longitudinal. On considèrera les plus chargés (portiques centraux).

Pour le calcul de sollicitations sismiques,
on déterminera d'abord les masses soumise à l'action sismique pour chaque portique.
Les règlements admettent, pour simplification, que dans de telles constructions, que toutes les masses sont concentrées aux niveaux des planchers. Les efforts seront consignés dans des tableaux.

3.1. Détermination des coefficients sismiques.

3.11. Coefficient d'intensité α

Il dépend de l'intensité nominale (i_n) pour laquelle est demandée la protection de la construction.

Le bâtiment est implanté à Baraki (Alger):
zone de sismicité moyenne :

$$\alpha = 1$$

3.12. Coefficient de réponse β

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend :

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- de la nature du sol de fondation.

* Evaluation de la période du mode fondamental : T
Le contreventement est assuré par une ossature en béton armé :

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

L_x = longueur dans le sens transversal x

Noté cas : $L_x = L_y = 25,20$ m.

H = hauteur du bâtiment = 9,60 m.

$$\Rightarrow T_x = T_y = 0,09 \frac{9,60}{\sqrt{25,20}} = 0,172 \text{ s.}$$

* Valeur de β

$$\beta = 0,065 \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{T}} = 0,065 \frac{1}{\sqrt{0,172}} \Rightarrow \boxed{\beta = 0,117}$$

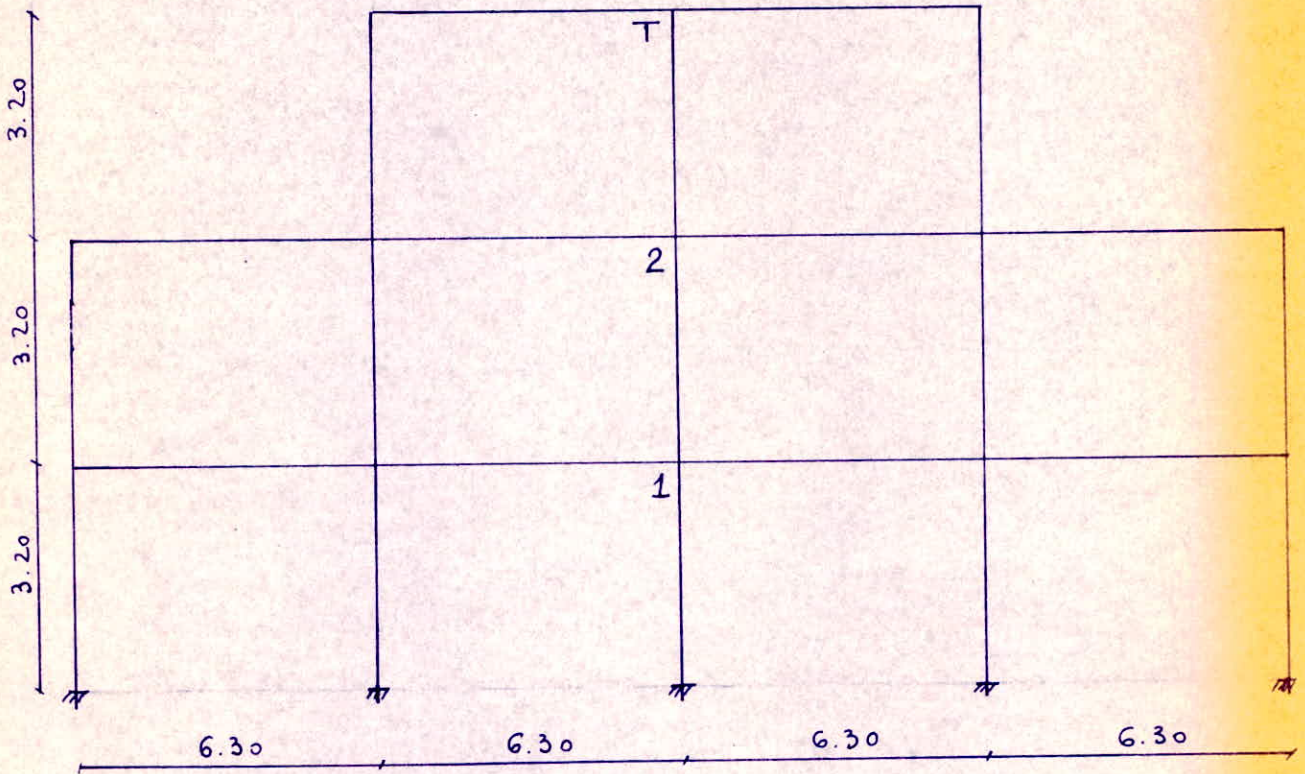
Nota: Les valeurs de β peuvent être lues directement sur des abaques (P.S. 69 fig 18 page 86).

3.13. Coefficient de distribution γ

Il est fonction de la structure; il caractérise au sein de cette dernière le comportement de la travée à laquelle il se rapporte. Il s'exprime par le nombre de planchers (n) et la largeur du plancher dans la construction.

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

Portique transversal.



avec $n = 3$

$$\text{Terrasse: } \gamma_3 = \frac{3 \cdot 3}{2 \cdot 3 + 1} = \frac{9}{7} = 1,286$$

$$\text{Niveau 2: } \gamma_2 = \frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 3 + 1} = \frac{6}{7} = 0,857$$

$$\text{Niveau 1: } \gamma_1 = \frac{3 \cdot 1}{2 \cdot 3 + 1} = \frac{3}{7} = 0,429$$

3.14 Coefficient de fondation δ

Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

- C'est un coefficient correcteur tenant compte de l'interaction sol-bâtiment pour le terrain de consistance moyenne et pour les zones superficielles $\delta = 1,15$.

Pour notre cas :

Terrain meuble à forte teneur en eau :

$$\delta = 1,25$$

3.15. Coefficient sismique σ

- Dans le sens transversal :

$$\sigma_E = \alpha \beta_E \gamma_r \delta$$

- Dans le sens longitudinal :

$$\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_r \delta$$

Notre cas :

$$\beta_E = \beta_L \Rightarrow \sigma_E = \sigma_L = \sigma_H$$

- Suivant le sens vertical :

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad [\sigma_H = \max(\sigma_E, \sigma_L)]$$

L'article 3.112.2 du P.S. 69 donne : $\alpha = 1$ si $\alpha \leq 1$.

$$\sigma_H = \alpha \beta \gamma_r \delta = 1 \times 0,117 \times 1,25 \times \gamma_r = 0,146 \gamma_r.$$

3.16 Valeurs de σ_H et σ_V .

Niveau	γ_r	σ_H	σ_V
T	1,286	0,188	0,188
2	0,857	0,125	0,125
1	0,429	0,063	0,063

Tableau 1.

Remarque:

les valeurs des coefficients portés sur le "tableau 1" sont aussi bien valables pour le pontique transversal que pour le pontique longitudinal.

3.2 Evaluation des charges et surcharges par plancher revenant au portique considéré.

Dimensions des poteaux : $35 \times 35 \times 290$

" poutres : $35 \times 60 \times 630$

3.21 Niveau Terrasse.

la surface revenant au portique central est hachurée sur la figure 1

on ne comptera que la moitié des :

- poteaux
- Murs extérieurs
- cloisons

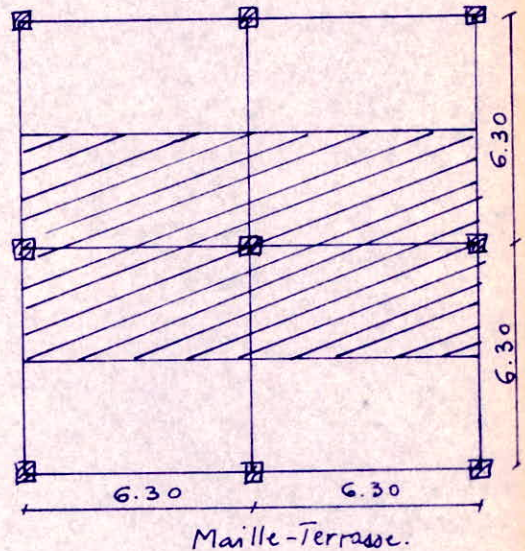


fig 1.

3.211. Charges Permanentes CP.

Plancher : $0,611 (6,30 \times 12,60) = 48,5 \text{ t}$
 Acrotères : $2,500 (0,1 \times 0,5 \times 6,30) \times 2 = 1,575 \text{ t}$
 5 Poutres : $2,500 (0,35 \times 0,60 \times 6,30) \times 5 = 16,538 \text{ t}$
 3 $\frac{1}{2}$ Poteaux : $2,500 (0,35 \times 0,35 \times 2,90) \times \frac{3}{2} = 1,333 \text{ t}$
 2 $\frac{2}{2}$ mur : $1,400 (0,20 \times 6,30 \times 2,90) \times 1 = 5,115 \text{ t}$
 1/2 cloison : $0,075 (6,30 \times 12,60) = 2,977 \text{ t}$

$$CP = 48,5 + 1,575 + 16,538 + 1,333 + 5,115 + 2,977 = 76,04 \text{ t}$$

$$\boxed{CP = 76,04 \text{ t}}$$

3.212. Surcharges : P.

Terrasse inaccessible : \Rightarrow surcharge de 100 kg/m^2

$$P = 0,100 (6,30 \times 12,60) = 7,94 \text{ t}$$

$$\boxed{P = 7,94 \text{ t}}$$

3. 213 Poids de la terrasse : W_T

$$W_T = CP + \frac{P}{5} = 76,04 + \frac{7,94}{5} = 77,628 \text{ t.}$$

$$W_T = 77,628 \text{ t}$$

3. 22 Niveau 2.

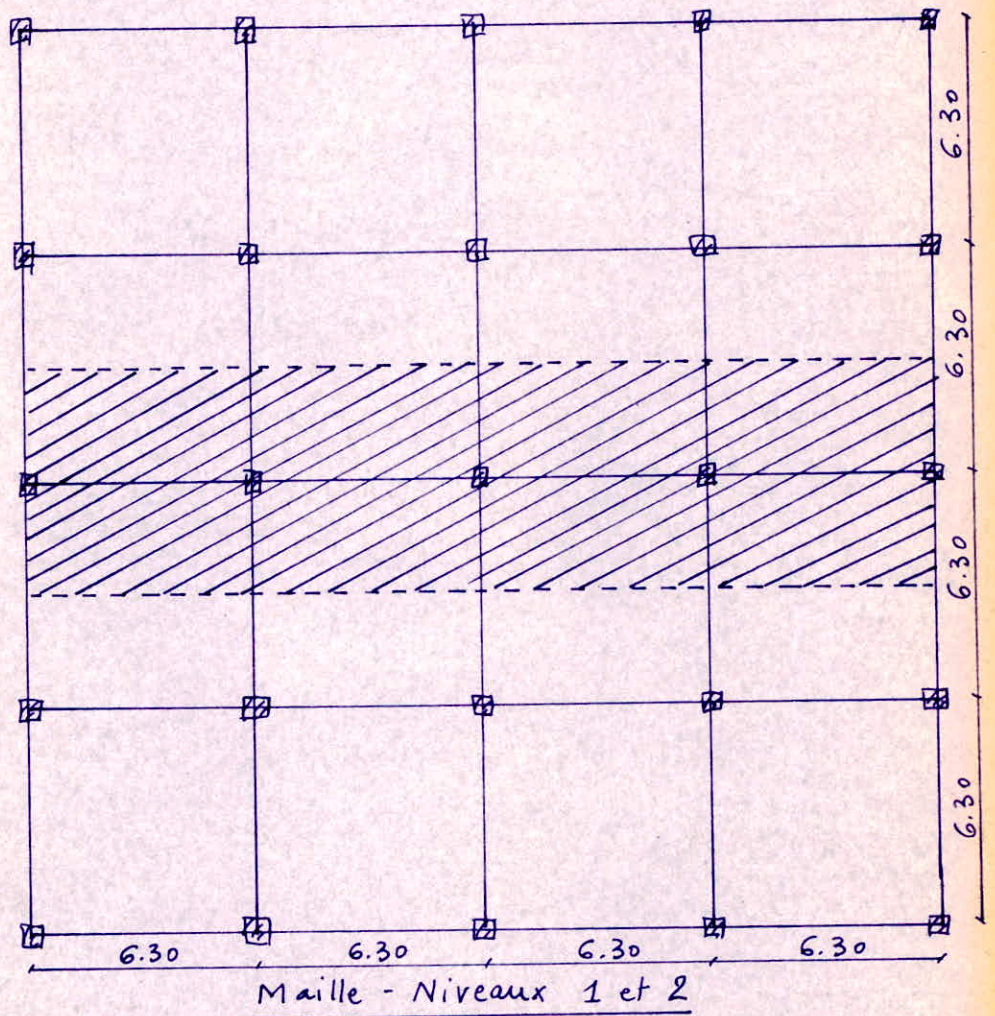


fig 2

La surface revenant au portique correspond à la partie hachurée de la figure 2.

Pour ce niveau, on compte :

3 poteaux (centraux) entiers et $2 \frac{1}{2}$ poteaux (rive) = 4 poteaux

$4 \frac{1}{2}$ murs ($2 \frac{1}{2}$ sup. et $2 \frac{1}{2}$ inf.).

Cloisons : 75 kg/m^2 répartie uniformément sur le plancher courant.

3.221 Charges Permanentes CP

Plancher-courant	$0,600 \times (6,30 \times 12,60) =$	47,628 t
" terrasse	$0,611 \times (6,30 \times 12,60) =$	48,501 t
Acrotères (2)	$2,500 \times (0,10 \times 0,50 \times 6,30) \times 2 =$	1,575 t
Poutres (9)	$2,500 \times (0,35 \times 0,60 \times 6,30) \times 9 =$	29,728 t
Poteaux (4)	$2,500 \times (0,35 \times 0,35 \times 2,90) \times 4 =$	3,553 t
Murs (2)	$1,400 \times (0,20 \times 2,90 \times 6,30) \times 2 =$	10,230 t

$$CP = 47,628 + 48,501 + 1,575 + 29,728 + 3,553 + 10,230 = 141,255 \text{ t}$$

$$CP = 141,255 \text{ t}$$

3.222. Surcharges P

Plancher courant :	$0,250 (6,30 \times 12,60) =$	19,845 t
Plancher terrasse :	$0,500 (6,30 \times 12,60) =$	39,690 t

$$P = 19,845 + 39,690 = 59,535 \text{ t}$$

$$P = 59,535 \text{ t}$$

3.223 Poids du Niveau 2 : W₂

$$W_2 = CP + \frac{P}{5} = 141,255 + \frac{59,535}{5} = 153,162 \text{ t}$$

$$W_2 = 153,162 \text{ t}$$

3.23 Niveau 1.

3.231 Charges Permanentes CP.

Plancher courant :	$0,600 (6,30 \times 25,20) =$	95,256 t
Poutres (9) :	$2,500 (0,35 \times 0,60 \times 6,30) \times 9 =$	29,768 t
Poteaux (5) :	$2,500 (0,35 \times 0,35 \times 2,90) \times 5 =$	4,441 t
Murs (2) :	$1,400 (0,20 \times 6,30 \times 2,90) \times 2 =$	10,230 t

$$CP = 95,256 + 29,768 + 4,441 + 10,230 = 139,695 \text{ t}$$

$$CP = 139,695 \text{ t}$$

3.232 Surcharges P.

$$P = 0,250 (6,30 \times 25,20) = 39,69 \text{ t}$$

$$\boxed{P = 39,69 \text{ t}}$$

3.233 Poids du Niveau 1 : W1

$$W_1 = CP + \frac{P}{5} = 139,695 + \frac{39,69}{5} = 147,633 \text{ t}$$

$$\boxed{W_1 = 147,633 \text{ t}}$$

3.3. Forces horizontales SI_H

Les forces horizontales sont de la forme: $F_i = \sigma_i W_i$

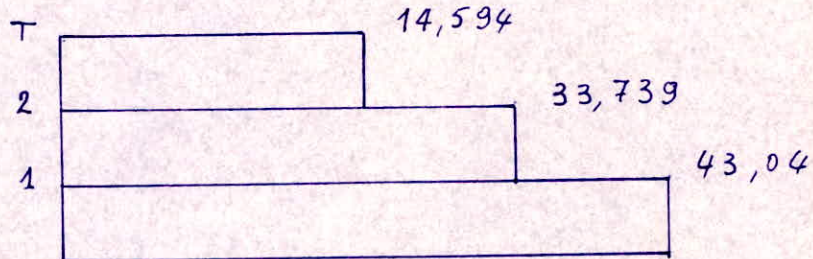
On dresse un tableau donnant les efforts horizontaux par niveau
3.31 Évaluation des forces horizontales.

Niveau	σ	W (t)	F (t)
T	0,188	77,628	14,594
2	0,125	153,162	19,145
1	0,063	147,633	9,301

tableau 2

Les valeurs de (σ , w) étant les mêmes pour chaque niveau et dans les 2 sens (transversal et longitudinal), les forces calculées sont également appliquées pour chaque niveau du portique longitudinal (voir page suivante).

3.32. Forces cumulées.



$$F_T = 14,594 \text{ t}$$

$$F_2 = 14,594 + 19,145 = 33,739 \text{ t}$$

$$F_3 = 14,594 + 19,145 + 9,301 = 43,04 \text{ t}$$

4. Calcul des portiques sous les efforts horizontaux

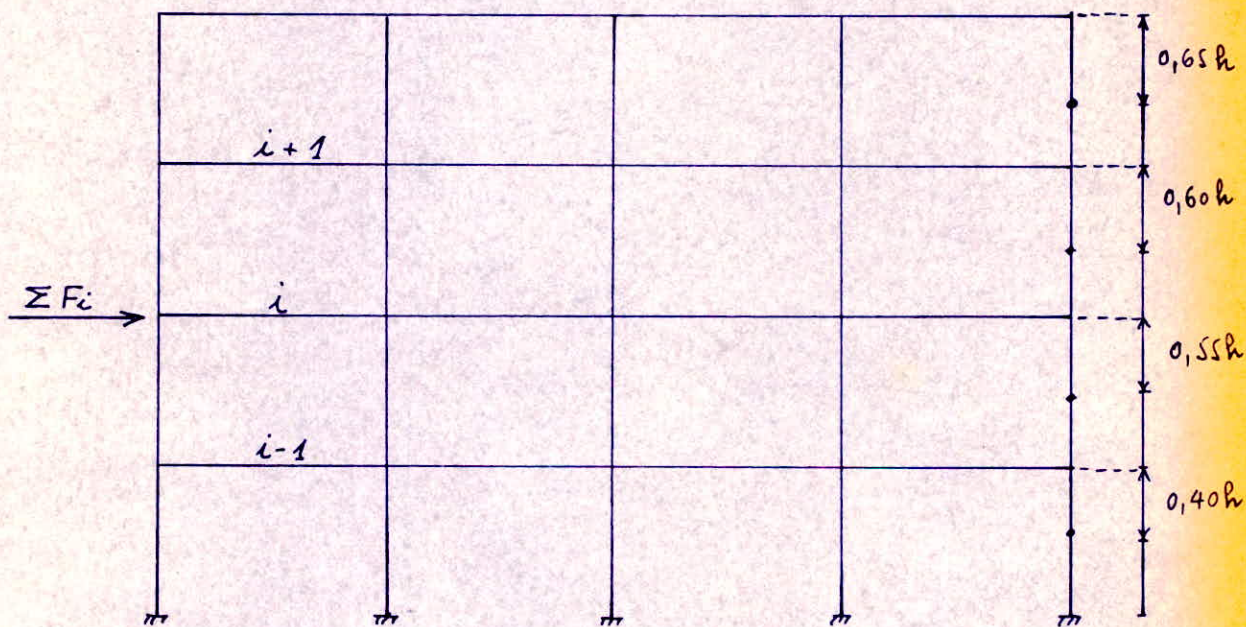
4.1. Méthode de Bowman.

On utilise la méthode de Bowman pour le calcul de portiques sous l'effet des efforts horizontaux. L'exposé de cette méthode est le suivant:

d'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux inertias des poteaux.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent:

- au dernier niveau, à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau, à $0,60h$ du sommet du poteau.
- au niveau directement au-dessous, à $0,55h$ du sommet du poteau.
- aux autres niveaux, sauf le 1^{er}, à $0,50h$ " "
- au premier niveau, à $0,40h$ du sommet du poteau.



Hypothèses de calcul.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs (rapport de l'inertie à la longueur) des différentes travées des poutres portées des planchers, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on admet que:

Hypothèse de raideur.

Pour un même niveau, la raideur de la poutre doit être supérieure au cinquième ($\frac{1}{5}$) de la raideur du poteau le plus raide.

- Raideur de la poutre: \mathcal{R}
- Inertie / x : \mathcal{J}
- Portée : \mathcal{L}

$$\mathcal{J} = \frac{35 \cdot 60^3}{12} \text{ cm}^4$$

$$\mathcal{L} = 630 - 2(17,5) \text{ cm}$$

$$\mathcal{R} = \frac{\mathcal{J}}{\mathcal{L}} = 1058,82 \text{ cm}^3$$

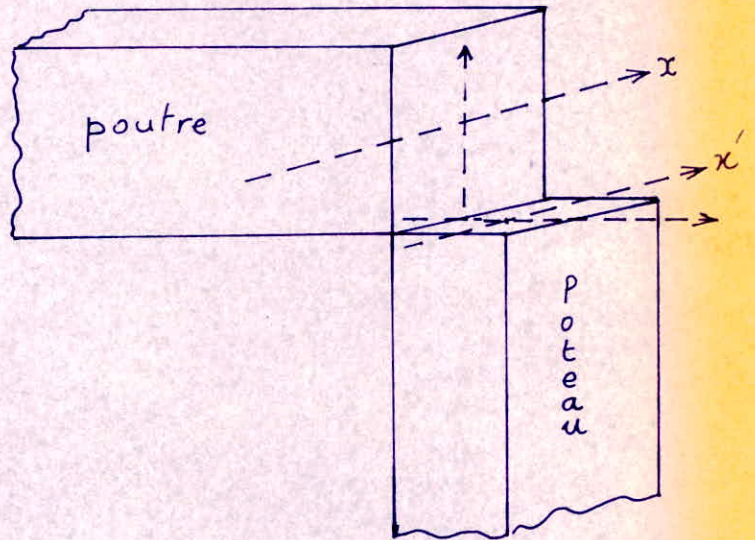
- Raideur du poteau: \mathcal{R}
- Inertie / x' : \mathcal{I}
- Hauteur : \mathcal{H}

$$\mathcal{I} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} \text{ cm}^4$$

$$\mathcal{H} = 320 \text{ cm}$$

$$\mathcal{R} = \frac{\mathcal{I}}{\mathcal{H}} = 390,8 \text{ cm}^3$$

on constate que $\mathcal{R} > \mathcal{R}$ à fortiori $\mathcal{R} > \frac{1}{5} \mathcal{R}$.



Notation.

l_g = portée libre de la travée de gauche.

l_d = " " " droite.

\mathcal{J}_g = Inertie de la poutre de gauche.

\mathcal{J}_d = " " " droite.

h = hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive, étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

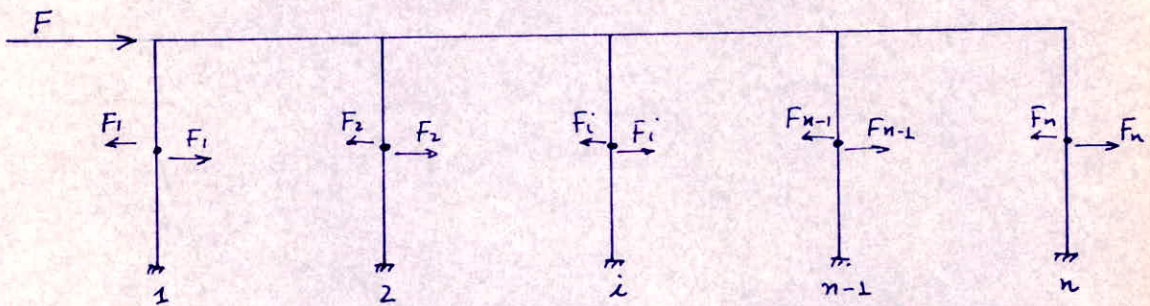
On écrit :

* Pour un niveau.

$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n$$

avec :
$$F_i = \frac{0,8 J_i \times F}{0,8 J_1 + J_2 + \dots + J_{n-1} + 0,8 J_n} \quad (\text{de même pour } F_n).$$

$$F_i = \frac{J_i \times F}{0,8 J_1 + J_2 + \dots + J_{n-1} + 0,8 J_n} \quad (i = 2, 3, \dots, n-1)$$



Les moments seront :

- A la base des poteaux : $M_{ib} = F_i \times (1-\lambda)h$

- Au sommet des poteaux : $M_{is} = F_i \times \lambda h$

Suivant le niveau considéré : $\lambda = (0,65; 0,60 \dots; 0,40)$.

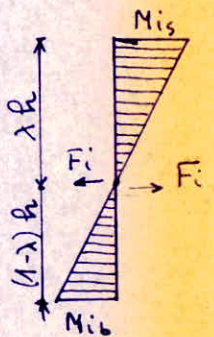
Pour les poutres :

- Nœud de la file 1 : $M_j = F_1 \lambda h$

- Nœud de la file 2 : $M_g = F_2 \lambda h \frac{K_g}{K_g + K_d}$ à gauche du nœud 2

: $M_d = F_2 \lambda h \frac{K_d}{K_g + K_d}$ à droite du nœud 2

avec $K_g = \frac{J_g}{l_g}$ et $K_d = \frac{J_d}{l_d}$.



* Pour un niveau intermédiaire.

Au niveau du plancher de rang j .

$$F = \sum F_j = F_j + F_{j+1} + \dots + F_m$$

où m désigne le dernier niveau.

A l'étage de rang $(j+1)$, on sait que l'effort $\sum F_j$ crée aux pieds des poteaux supportant le plancher de rang $(j+1)$, des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment:

Exemple:

le nœud appartenant à la file i et à l'étage j

$$M = -F_j \cdot h \quad \text{avec} \quad F_j = \frac{J_j \sum F_{j+1}}{0,8J_1 + J_2 + \dots + J_{n-1} + J_n}$$

On opère de même pour ce qui est de l'effort $\sum F_j$ lequel nous permet de calculer les moments en tête de poteaux supportant l'étage de rang j .

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_n (supérieurs) et M_s (inférieurs) correspondant à ce nœud.

Nœud Intermédiaire:

• $M_g = - (M_n + M_s) \frac{K_g}{K_g + K_d}$: M^t à gauche du nœud

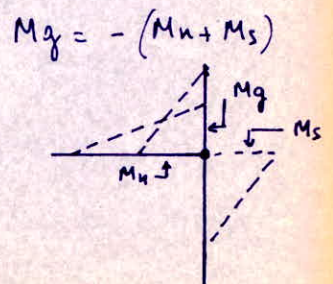
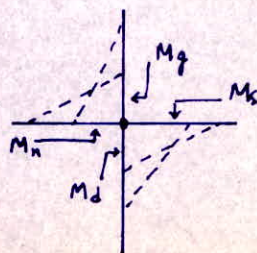
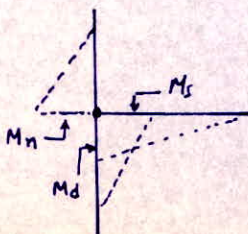
• $M_d = - (M_n + M_s) \frac{K_d}{K_g + K_d}$: M^t à droite du nœud

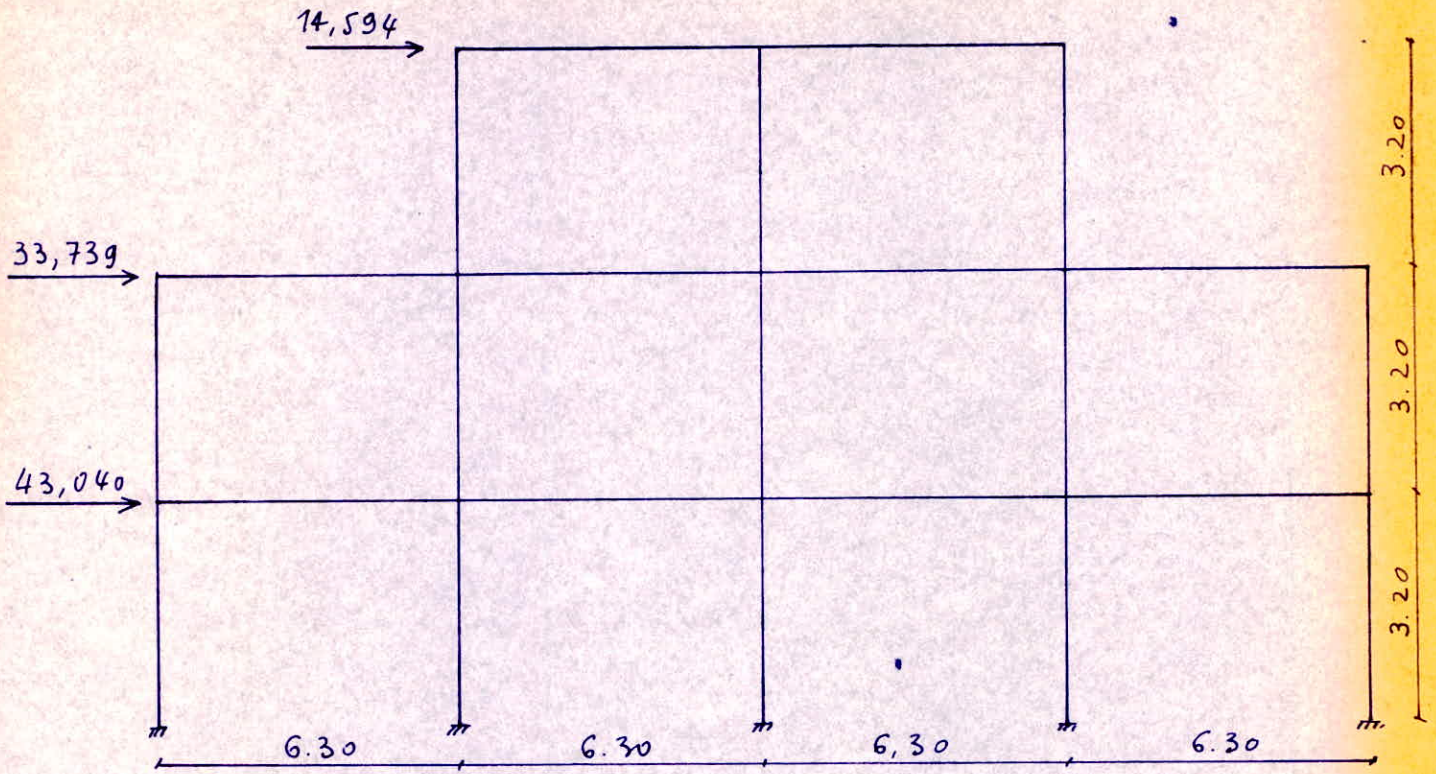
Nœud de rive.

- rive gauche $K_g = 0 \Rightarrow M_g = 0$

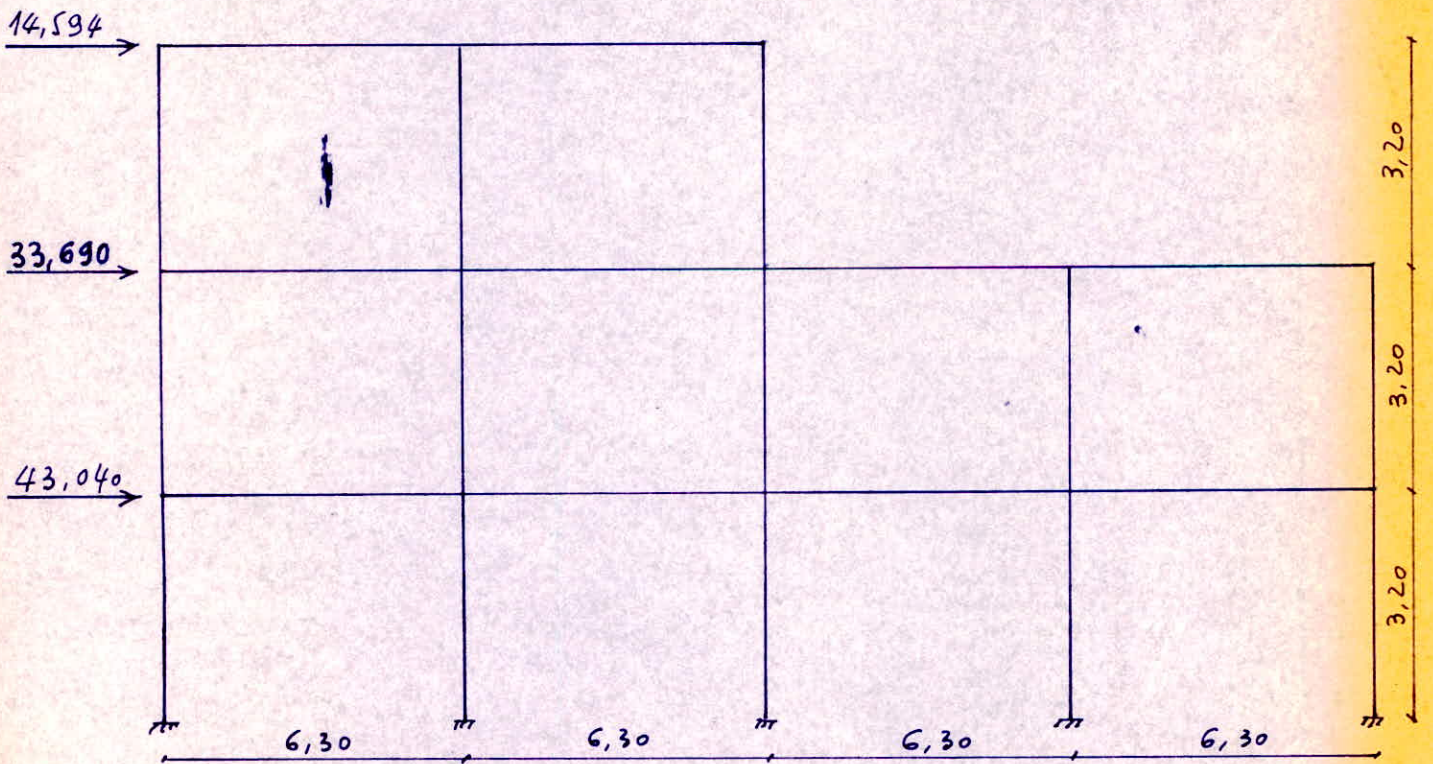
$K_d = J_d / l_d$ et $M_d = - (M_n + M_s)$

- rive droite $K_d = 0 \Rightarrow M_d = 0$





Portique transversal.



Portique longitudinal.

4.2 Efforts dans les poteaux.

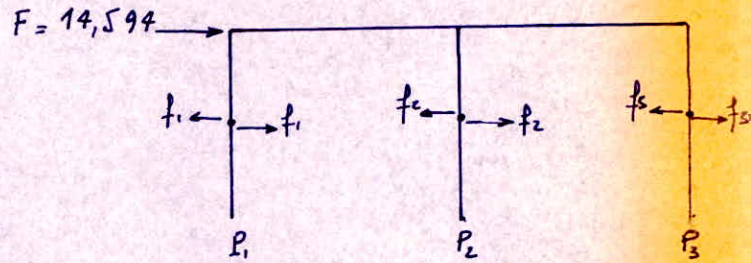
4.2.1. Niveau terrasse.

$$F = f_1 + f_2 + f_3$$

$$f_1 = f_3 = \frac{F \times 0,8 \times 0,8}{0,8 \times 0,8 + 0,8 \times 0,8 + 0,8 \times 0,8}$$

$$f_1 = f_3 = \frac{14,594 \times 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 4,49 \text{ t}$$

$$f_2 = \frac{F \times 0,8}{0,8 \times 0,8 + 0,8 \times 0,8 + 0,8 \times 0,8} = \frac{14,594}{2,6} = 5,61 \text{ t}$$



4.2.2. Niveau 2.

$$F = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5$$

$$f_1 = f_5 = \frac{0,8 \cdot 33,739}{0,8 + 1 + 1 + 1 + 0,8} = 5,86 \text{ t}$$

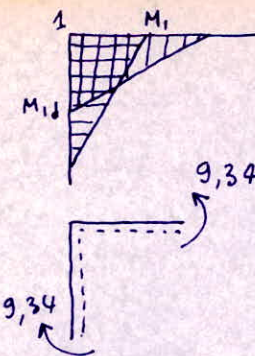
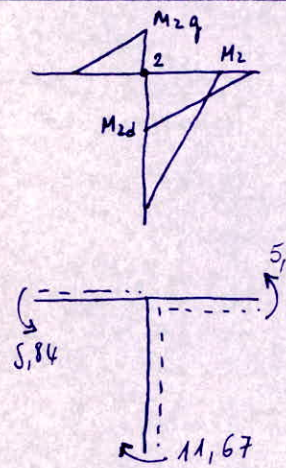
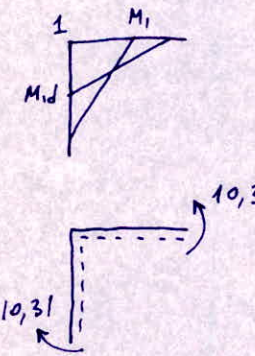
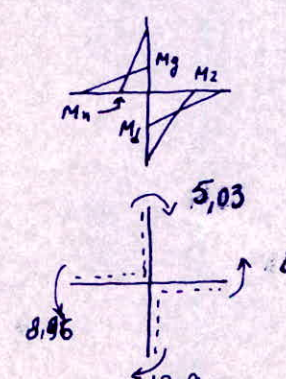
$$f_2 = f_3 = f_4 = \frac{33,739}{4,6} = 7,33 \text{ t}$$

4.2.3. Niveau 1

$$f_1 = f_5 = \frac{0,8 \cdot 43,04}{4,6} = 7,48 \text{ t}$$

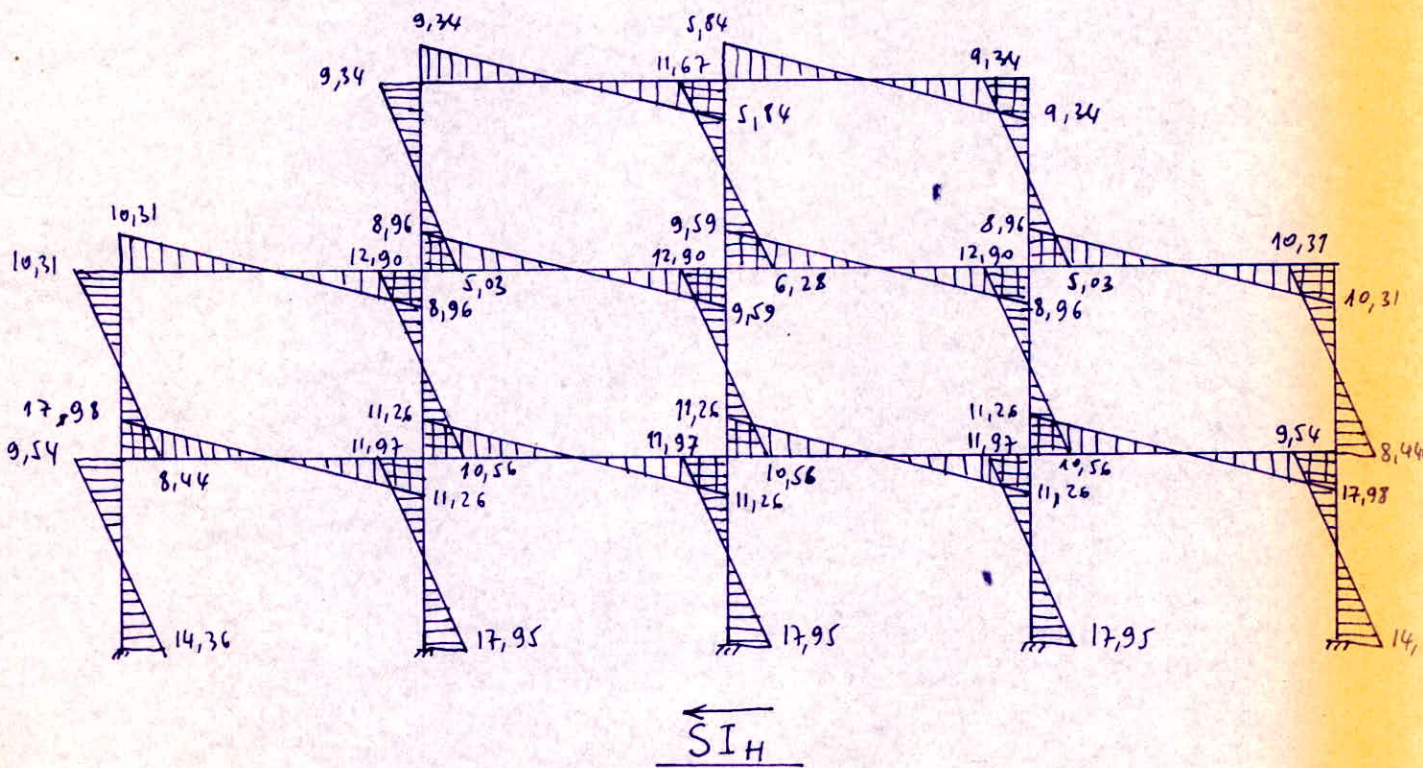
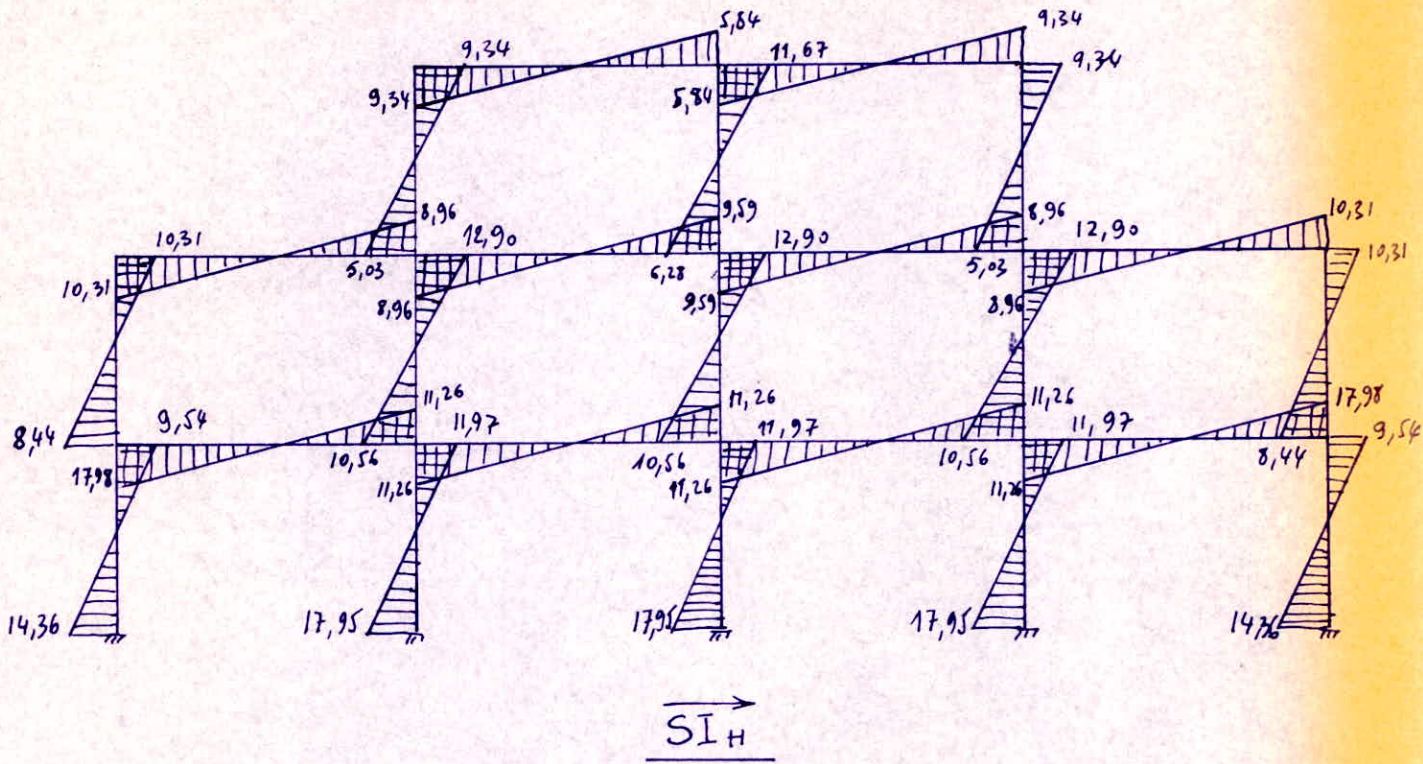
$$f_2 = f_3 = f_4 = \frac{43,04}{4,6} = 9,35 \text{ t}$$

4.3. Calcul des moments sous $\vec{S}I_H$

noeud	Niveau Terrasse.	
1 ou 3		$M_1 = M_3 = f_1 \lambda_e h = 4,49 \cdot 0,65 \cdot 3,20 = 9,34$ $M_{1d} = M_1 \frac{K_d}{K_g + K_d}$ $K_g = 0 \Rightarrow M_{1d} = M_1 = 9,34 \text{ tm.}$
2		$M_2 = f_2 \lambda_e h = 5,61 \cdot 0,65 \cdot 3,20 = 11,67$ $M_{2g} = M_2 \frac{K_g}{K_d + K_g} = M_{2d}$ <p>car $K_d = K_g$</p> $M_{2g} = M_{2d} = \frac{1}{2} M_2 = \frac{1}{2} 11,67 = 5,84$
Niveau 2		
1 ou 5		$M_1 = f_1 \lambda_e h = 5,86 \cdot 0,55 \cdot 3,20 = 10,31$ $M_{1d} = M_1 \frac{K_d}{K_g + K_d}$ $K_g = 0 \Rightarrow M_{1d} = M_1 = 10,31 \text{ tm}$
2 ou 4		$M_2 = f_2 \lambda_e h = 7,33 \cdot 0,55 \cdot 3,20 = 12,90$ $M_n = f_{2e} (1 - \lambda_e) h = 4,49 \cdot 0,35 \cdot 3,20 = 5,03$ $M_{2g} = (M_n + M_2) \frac{K_g}{K_d + K_g} = \frac{1}{2} (M_n + M_2)$ $M_{2g} = M_{2d} = (5,03 + 12,90) \frac{1}{2} = 8,96$

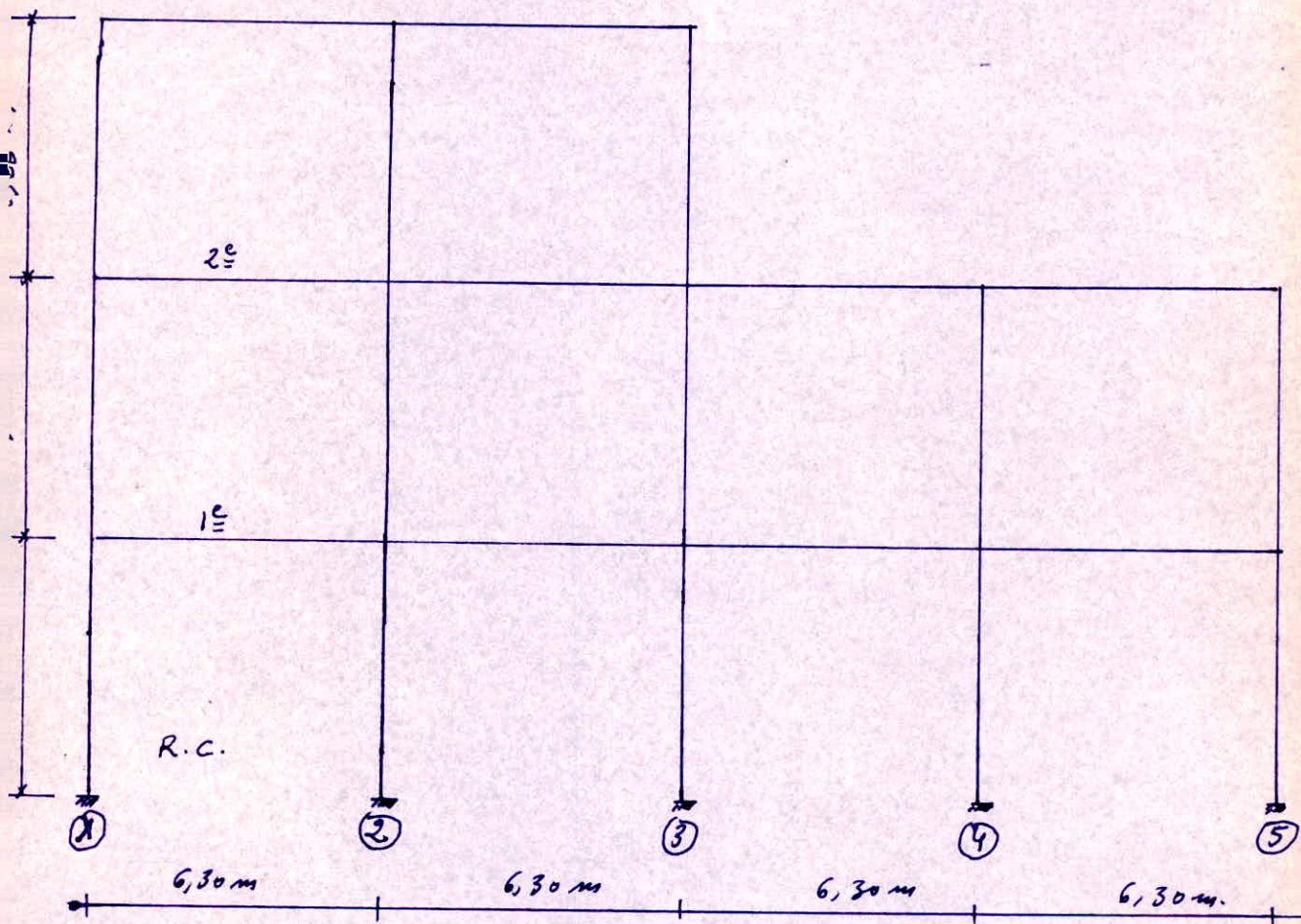
nœud	Niveau 2 (suite)	
3		$M_{3g} = f_3 \lambda_2 h = 7,33 \cdot 0,55 \cdot 3,20 = 12,90$ $M_{3d} = f_3 (-\lambda_1 + 1) h = 5,61 \cdot 0,35 \cdot 3,20 = 6,28$ $M_{3g} = M_{3d} = (M_{3g} + M_{3d}) \frac{1}{2} = (12,90 + 6,28) \frac{1}{2} = 9,59$
nœud	Niveau 1	
1 ou 5		$M_1 = f_1 \lambda_1 h = 7,48 \cdot 0,4 \cdot 3,20 = 9,54$ $M_n = f_{12} (1 - \lambda_2) h = 5,86 \cdot 0,45 \cdot 3,20 = 8,44$ $M_{d1} = (M_1 + M_n) \frac{K_d}{K_d + K_g}$ $K_g = 0 \Rightarrow M_{d1} = 9,54 + 8,44 = 17,98$
2 3 ou 4		$M_2 = f_2 \lambda_1 h = 9,35 \cdot 0,4 \cdot 3,20 = 11,97$ $M_n = f_{22} (1 - \lambda_2) h = 7,33 \cdot 0,45 \cdot 3,20 = 10,56$ $M_{2g} = M_{2d} = \frac{1}{2} (M_2 + M_n)$ $M_{2g} = M_{2d} = \frac{1}{2} (11,97 + 10,56) = 11,26$
R D C .		
1 ou 5		$M_1 = f_{11} (1 - \lambda_1) h = 7,48 \cdot 0,6 \cdot 3,20 = 14,36$
2 3 ou 4		$M_2 = f_{12} (1 - \lambda_1) h = 9,35 \cdot 0,6 \cdot 3,20 = 17,95$

Diagrammes des moments sous:



Pontique Longitudinal

Dimensions:



Dimensions: distance entre axe des poutres: 6,30 m.
distance entre face supérieure
des niveaux: 3,20 m.
un prédimensionnement nous donne:

Poteaux Rez. de chaussée: sections: 40 x 40 cm x cm

Poteaux. 1^{er} et 2^{er} étage: sections: 35 x 35 cm x cm.

Dimensions des Poutres:

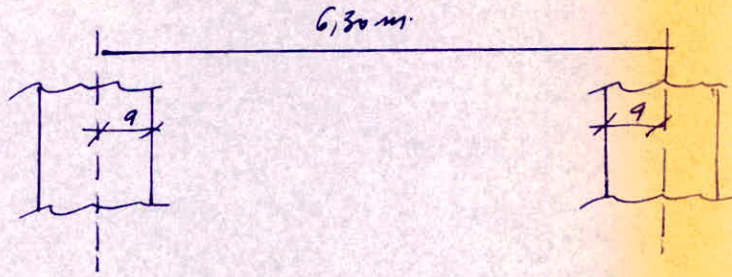
Sait: h_t : la hauteur totale des poutres
 b : la largeur de la poutre

pré-dimensionnement:

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{6,30}{15} \leq h_t \leq \frac{6,30}{10}$$

$$42 \text{ cm} \leq h_t \leq 63 \text{ cm}$$



Section des poutres: $b \times h_t = 35 \times 60 \text{ cm} \times \text{cm}$.

EVALUATION des charges et surcharges par plancher Revenant au pontique considéré

1. NIVEAU TERRASSE: charges permanentes et surcharges identiques à celle calculer dans le pontique transversal.

$$C.P = 76,04 \text{ t.} \quad (\text{charges permanentes})$$

$$P = 7,94 \text{ t.} \quad (\text{surcharges})$$

$$W.T = C.P + \frac{P}{5} = 76,04 + \frac{7,94}{5} = 77,628 \text{ t.} \quad (\text{Poids de la Terrasse})$$

1.2. Niveaux:

La surface hachurée correspondant à la partie revenant au pontique transversal est identique à celle du pontique longitudinal.

charges permanentes

Plancher courant:	$600 \text{ kg/m}^3 \times (12,60) \times 6,30$	=	47628	kg
Poutres	$2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,35 \times 0,60 [12,60 + 3 \times 6,30]$	=	16537,5	"
Poteaux:	$2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,35 \times 0,35 \times 2,90 \times 3$	=	2664,4	"
murs:	$1400 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \times 2,90 \times 2(6,30)$	=	10231,2	"
Terrasse Accessible:	$611 \text{ kg/m}^3 \times 12,60 \times 6,30$	=	48501	"
poutres	$2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,35 \times 0,60 (12,60 + 2 \cdot 6,30)$	=	13230	"
Poteaux:	$2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,35 \times 0,35 \times 2,90 \times \frac{2}{2}$	=	888	"
murs:	$1400 \text{ kg/m}^3 \times 0,10 \times 0,50 \times 6,30$	=	787,5	"
C.p. Total:			<u>140,87</u>	t

surcharges:

Plancher courant:	$0,250 \cdot (6,30 \times 12,60)$	=	19,845 t.
Terrasse Accessible:	$0,500 (6,30 \times 12,60)$	=	39,690 t.
Total:			<u>59,535 t.</u>

Poids du niveau 2: W_2

$$W_2 = C.p + \frac{P}{5} = 140,87 + \frac{59,535}{5} = 152,77 \text{ t.}$$

4-3. Niveau I charges permanentes et surcharges sont identiques à celle rencontrées dans le portique transversal.

charges permanentes:

$$C.p = 139,695 \text{ t.}$$

$$\text{sur charges} : P = 39,69 \text{ t.}$$

$$\text{Poids du niveau 1: } W_1 = C.p + \frac{P}{5} = 139,695 + \frac{39,69}{5} = 147,633 \text{ t.}$$

Re'capitulatif des coefficients sismiques déjà calculés dans le patique transversal.

- coefficient d'intensité $\alpha = 1$.
- " de réponse $\beta = 0,117$.
- coefficient de distribution: δ :
 - Niveau Terrasse: $\delta_3 = 1,286$
 - Niveau 2: $\delta_2 = 0,857$
 - Niveau 1: $\delta_1 = 0,429$.
- coefficient de fondation: $\zeta = 1,25$
- coefficient sismique: $\sigma_e = \alpha \beta \delta \zeta$:

Les calculs effectués déjà: donnent les valeurs de σ_H et σ_V .

Niveau	δ_e	σ_H	σ_V
T (3)	1,286	0,188	0,188
2	0,857	0,125	0,125
1	0,429	0,063	0,063

Forces horizontales SIH

forces horizontales/plancher: $F_i = \sigma_i w_i$

Niveau	σ_i	w_i	F_i
T (3)	0,188	77,628	14,594
2	0,125	152,77	19,096
1	0,063	147,633	9,301

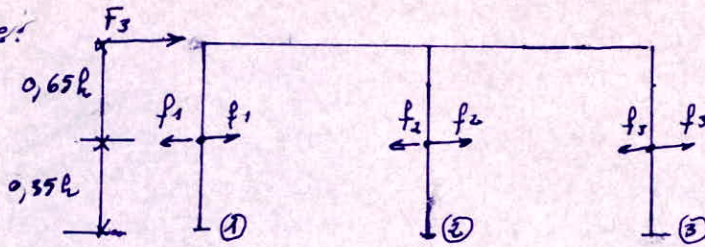
2-1 Forces cumulees

F_3	14,594 t
F_2	33,690 t
F_1	42,99 t

Note but consiste à déterminer les forces requises par chaque poteau:

Niveau terrasse:

$$I_i = I$$

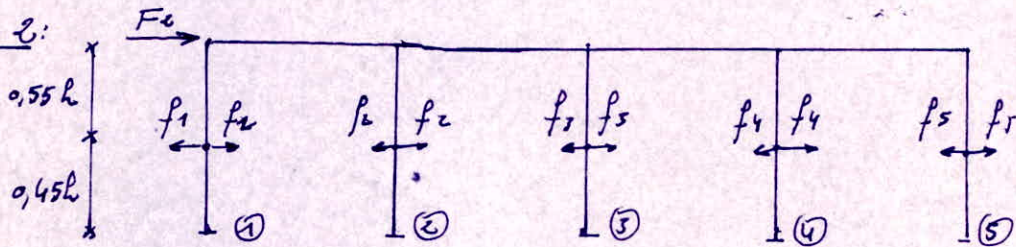


$$F_3 = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3$$

$$f_1 = f_3 = \frac{F_3 \times 0,8 J_1}{0,8 J_1 + J_2 + 0,8 J_1} = \frac{14,594 \times 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 4,49 \text{ t}$$

$$f_2 = \frac{F_3 \times J_1}{0,8 J_1 + J_2 + 0,8 J_1} = \frac{14,594}{2,6} = 5,62 \text{ t}$$

Niveau 2:

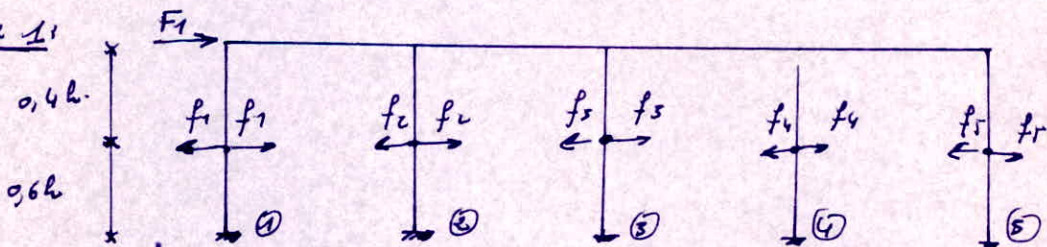


$$F_2 = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5$$

$$f_1 = f_5 = \frac{F_2 \times 0,8 J_1}{0,8 J_1 + 3 J_1 + 0,8 J_1} = \frac{33,690 \times 0,8}{4,6} = 5,85 \text{ t}$$

$$f_2 = f_3 = f_4 = \frac{F_2 \times J_1}{0,8 J_1 + 3 J_1 + 0,8 J_1} = \frac{33,690}{4,6} = 7,32 \text{ t}$$

Niveau 1:



$$F_1 = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5$$

$$f_1 = f_5 = \frac{F_1 \times 0,8}{4,6} = \frac{42,99}{4,6} = 9,345 \text{ t}$$

$$f_2 = f_3 = f_4 = \frac{F_1 \times J_1}{4,6 J_1} = \frac{42,99}{4,6} = 9,345 \text{ t}$$

Calcul des moments sous l'action des forces horizontales



- au droit des articulations des efforts égaux et opposés constituant un système en équilibre.
- on détermine les moments dans les travées et dans les poteaux en faisant l'équilibre des nœuds:

Nœuds.	Niveau 3: Terrasse:	
1, et 3		$M_{i,3} = f_1 \times 0,65h = 4,49 \times 0,65 \times 3,20 = 9,34 \text{ t.m}$ $M_s = 0$ $M_{d,3} = (M_s + M_i) \frac{k_d}{k_d + k_g} = 9,34 \text{ t.m}$
2		$M_i = f_2 \times 0,65h = 5,68 \times 0,65 \times 3,20 = 11,69 \text{ t.m}$ $M_g = M_d = \frac{11,69}{2} = 5,845$
Niveau 2:		
1		$M_s = f_1 \times 0,35h = 5,86 \times 0,35 \times 3,20 = 6,56 \text{ t.m}$ $M_i = f_1 \times 0,55h = 5,86 \times 0,55 \times 3,20 = 10,314 \text{ t.m}$ $M_d = M_g = (M_s + M_i) \frac{k_d}{k_g + k_d} = (6,56 + 10,314) = 16,877 \text{ t.m}$
2		$M_i = f_2 \times 0,55h = 7,322 \times 0,55 \times 3,20 = 12,887$ $M_s = f_2 \times 0,35h = 7,322 \times 0,35 \times 3,20 = 8,20$ $M_g = M_d = (M_i + M_s) \frac{1}{2} = 10,543 \text{ t.m}$
3		$M_i = f_3 \times 0,55h = 7,322 \times 0,55 \times 3,20 = 12,887 \text{ t.m}$ $M_s = f_3 \times 0,35h = 8,20$ $M_g = M_d = 10,543 \text{ t.m}$

noeuds suite Niveau 2:

④

$M_i = f_4 \times 0,55h = 12,887 \text{ t.m}$
 $M_s = f_3 \times 0,35 \cdot 0 \text{ t.m}$
 $M_g = M_d = (M_s + M_i) \frac{1}{2} = 6,4435 \text{ t.m}$

⑤

$M_i = f_5 \times 0,55 \times h = 5,85 \times 0,55 \times 3,20 = 10,30 \text{ t.m}$
 $M_s = 0$
 $M_g = (M_s + M_i) \frac{k_g}{k_d + k_g} = 10,314 \text{ t.m}$

Niveau 1:

1 et 5.

$M_i = f_1 \times 0,6h = 7,476 \times 0,6 \times 3,20 = 9,57 \text{ t.m}$
 $M_s = f_1 \times 0,45h = 7,476 \times 0,45 \times 3,20 = 10,765$
 $M_d = (M_s + M_i) \frac{k_d}{k_d + k_g} = 20,335 \text{ t.m}$

2, 3, 4.

$M_i = f_2 \times 0,4h = 9,345 \times 0,4 \times 3,20 = 11,962 \text{ t.m}$
 $M_s = f_2 \times 0,45h = 9,345 \times 0,45 \times 3,20 = 13,457 \text{ t.m}$
 $M_g = (M_s + M_i) \frac{1}{2} = 12,709 \text{ t.m}$

à la base des poteaux: 1 et 5: $f_1 \times 0,6h = 7,476 \times 0,6 \times 3,20 = 14,354 \text{ t.m}$
 4, 3, 2: $f_2 \times 0,6h = 9,345 \times 0,6 \times 3,20 = 17,942 \text{ t.m}$

Diagramme des moments de \vec{S}_{IH} : Les chiffres en (t.m)

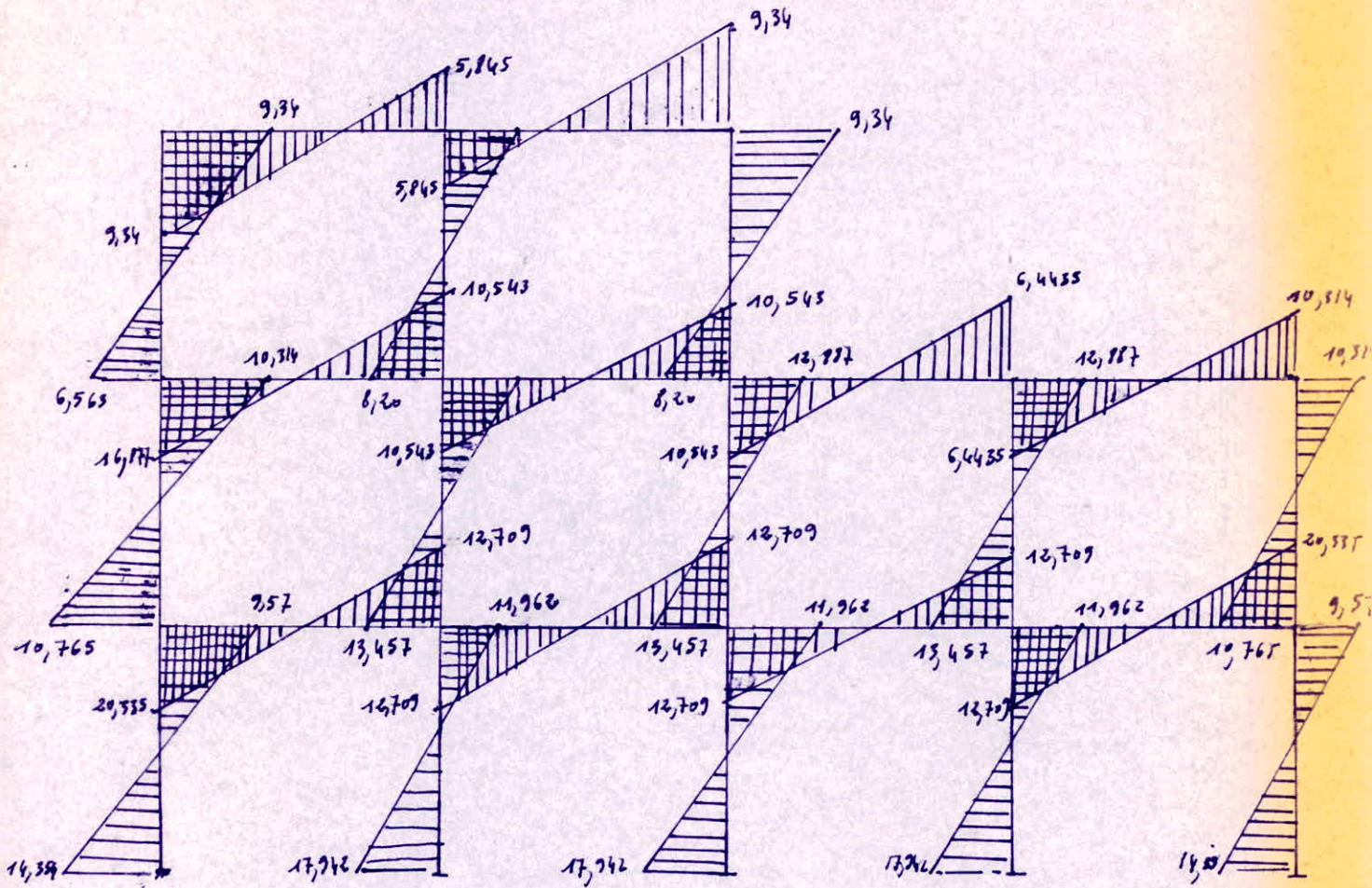
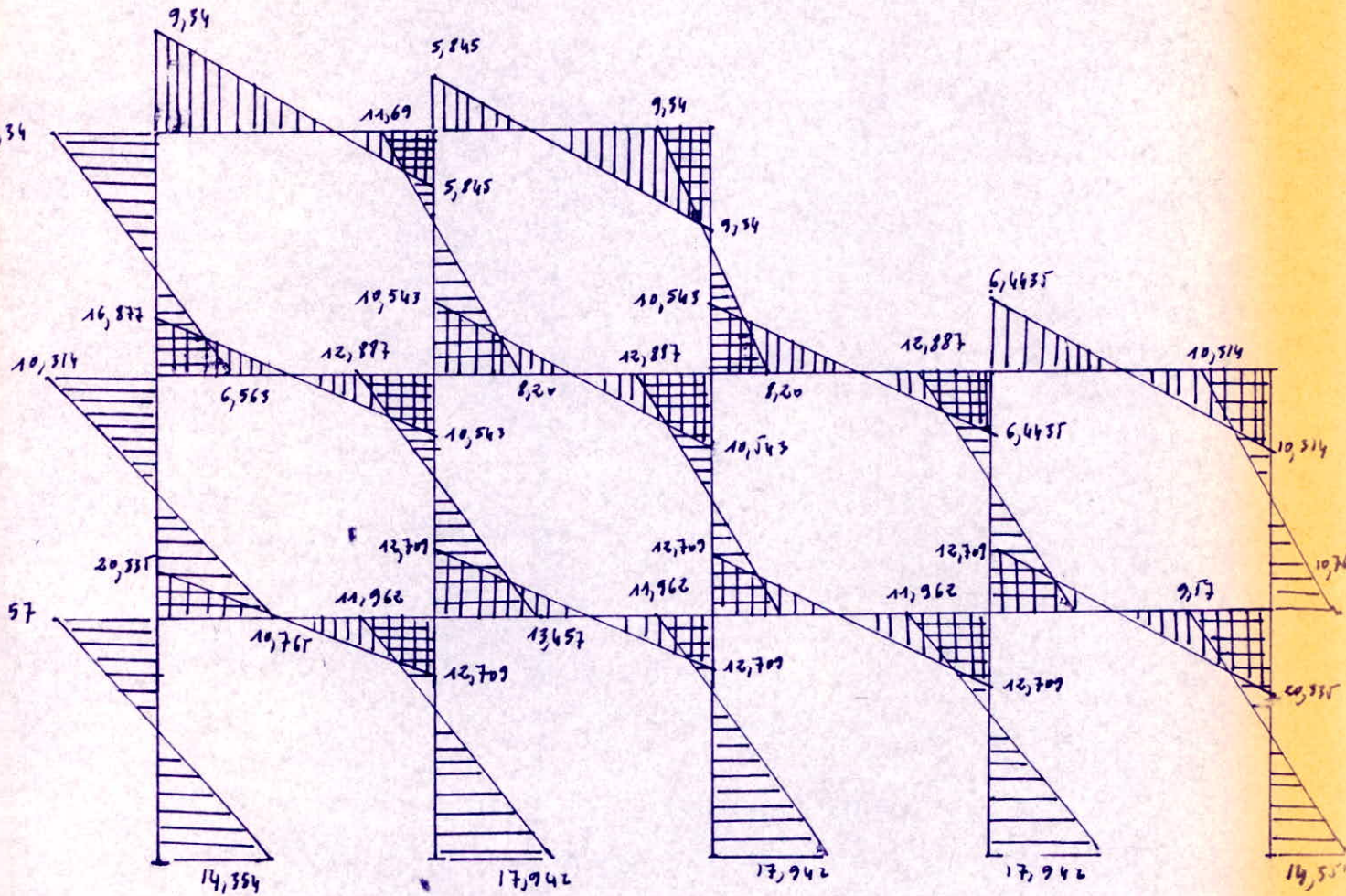


Diagramme des moments de SiH Les chiffres en (f. m)



Calcul des Portiques sous Les charges verticales.

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera exécuté suivant la méthode de Caquot exposée en Annexe A du CCBA 68. Les portiques constituant l'ossature du bâtiment sont soumis à leurs poids propres, aux poids de planches ainsi que leurs surcharges et enfin aux surcharges sismiques.

Pour le calcul relatif à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées du second genre qui sont plus défavorables.

Les règles parasismiques considèrent que dans le cas des bâtiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance à partir des charges suivantes :

- charges permanentes
- $\frac{1}{3}$ surcharge d'exploitation
- éventuellement l'excédent sur 35 daN/m^2 de la surcharge de la mezzanine normale.

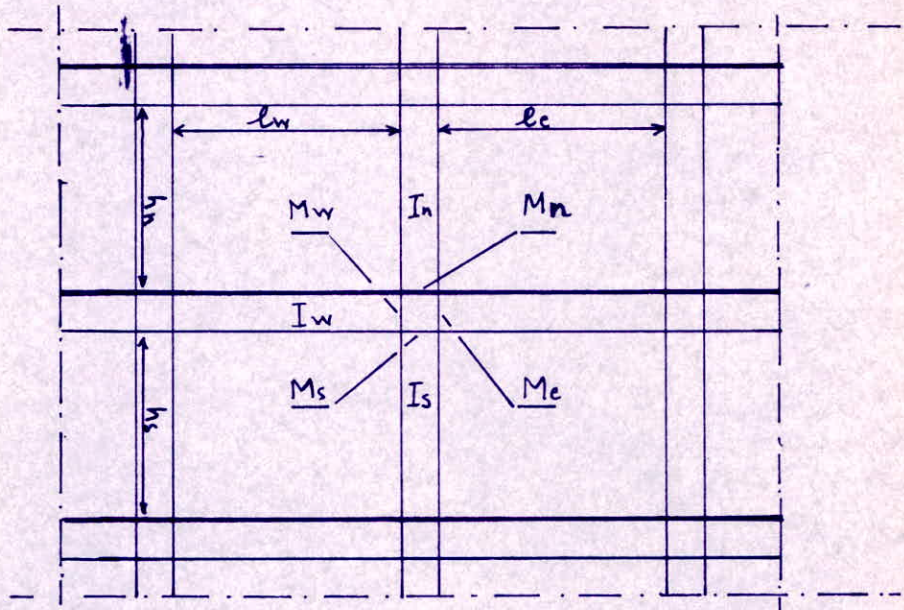
La sollicitation à prendre en compte pour chaque élément est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

$$G + 1,2 P \text{ pour le } 1^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$G + P + SI_v \text{ " } 2^{\text{e}} \text{ genre.}$$

On appliquera la méthode de Caquot pour l'évaluation des moments sous pondant à une charge $q = 1 \text{ t/ml}$; les résultats pour les diverses sollicitations seront portés sur des tableaux.

1 Exposé de la méthode de Caquot.



On considère des hauteurs fictives pour les poteaux: h'_i

- $h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher.
- $h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$

et des portées fictives pour les poutres: l'_j

* Travées intermédiaires:

$$l'_w = 0,8 l_w \quad (\text{travée de gauche pour le nœud})$$

$$l'_e = 0,8 l_e \quad (\text{travée de droite " " "})$$

Soit :

q_w = charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche

q_e = sur la travée de droite

Q_w = charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w des son de l'appui.

$Q_e =$ à la distance a_e de l'appui en question.

$$\text{on a : } M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l'_w \cdot \sum K_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l'_e \sum K_e Q_e$$

Les valeurs de K_w (K_e) sont données - pour les ponts à section constante - par l'échelle fonctionnelle à l'aide du rapport (a/l).

I_w, I_e, I_n, I_s sont les moments d'inertie respectifs de la travée, de gauche, de droite et des poteaux supérieur et inférieur.

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad ; \quad K_n = \frac{I_n}{h_n} \quad ; \quad K_s = \frac{I_s}{h_s}$$

$$D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

Les moments calculés aux uns des appuis sont donnés en valeur absolue :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

M_w et M_e sont négatifs sur les travées.

Pour les poteaux on considère que la fibre tendue se trouve du côté correspondant à la plus grande valeur absolue de M_w ou M_e ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

* Travées de rive.

. moind de rive : gauche

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

$$M_{w1} = 0 \quad \text{car } M'_{w1} = 0$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - M'_{w1}) \frac{K_{s1}}{D_1} \quad \text{si } M'_{w1} \neq 0$$

avec $M'_{e1} = \frac{1}{8,5} q_{e1} l'_{e1}{}^2 + l'_{e1} \sum K_{e1} Q_{e1}$

. Nœud voisin du nœud de rive:

La longueur l'_{w2} de la travée fictive de rive (gauche par exemple) est prise égale à :

$$\psi_1 l_{w2} = l'_{w2} \quad 0,8 \leq \psi_1 \leq 1$$

$$0,8 l_{e2} = l'_{e2}$$

$$\psi_1 = 0,8$$

$$\text{si } (K_{s1} + K_{n1}) \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\psi_1 = 1 - \frac{(K_{s1} + K_{n1})}{7,5 K_{e1}}$$

$$\text{si } (K_{s1} + K_{n1}) < 1,5 K_{e1}$$

si la travée voisine de la travée de rive est elle-même travée de rive :

$$\psi_3 l_{e2} = l'_{e2}$$

$$\psi_3 = 0,8$$

$$\text{si } (K_{s3} + K_{n3}) \geq 1,5 K_{e3}$$

$$\psi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{e3}}$$

$$\text{si } (K_{s3} + K_{n3}) < 1,5 K_{e3}$$

2. Détermination des moments

dans les nœuds.

On considérera une charge linéaire : $q = 1 \text{ t/ml}$
 Les moments trouvés sous $q = 1$ seront multipliés par la valeur de la charge réelle correspondant à chacune des sollicitations.

Pour notre cas :

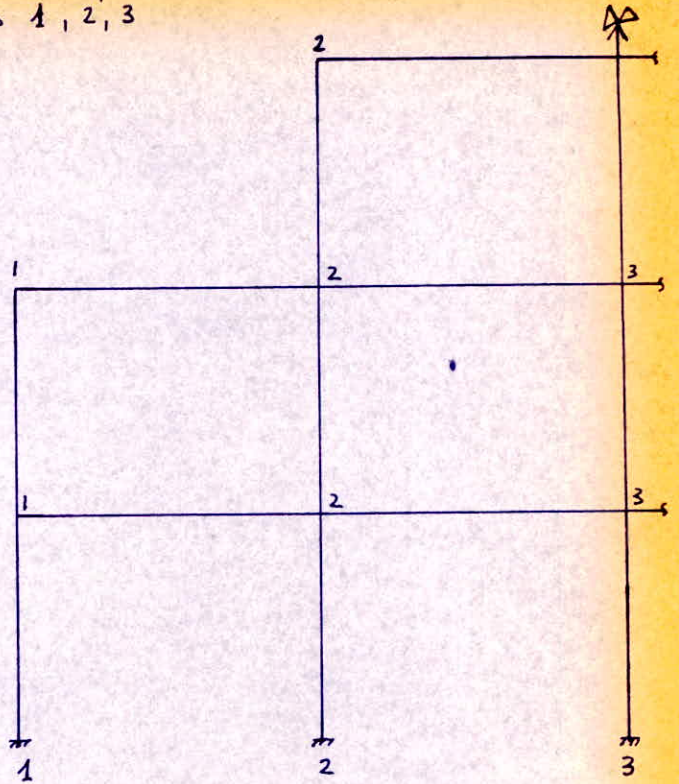
$$Q_w = Q_e = 0$$

$$M_n = 0 \text{ pour le dernier plancher}$$

$$M_w = 0 \text{ pour un nœud de rive gauche.}$$

$$M_e = 0 \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{droite.}$$

de portique transversal étant symétrique
on effectuera les calculs pour les fils 1, 2, 3



- Niveau Terrasse.

Nœud 2

$$I_{e2} = \frac{35 \cdot 60^3}{12} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'_{e2}} = \frac{63 \cdot 10^4}{0,8 \cdot l_{e2}} = \frac{63 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 5,95} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} = \frac{12,5 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 290} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} K_{e2} \\ K_{s2} \end{array} \right\} \Rightarrow D_2 = 1862,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{e2} = M'_{e2} \left(1 - \frac{K_{e2}}{D_2} \right) = 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{1862,3} \right) = 0,771 \text{ tm}$$

$$M'_{e2} = q_{e2} \frac{l'_{e2}}{8,5} = 1 \cdot \frac{4,76^2}{8,5} = 2,666 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = 2,666 \left(\frac{538,8}{1862,3} \right) = 0,771 \text{ tm}$$

Ces résultats sont également valable pour le nœud 4 (symétrique de 2).

sont

$$M_{e2} = 0,771 \text{ tm.}$$

$$M_{w4} = 0,771 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = 0,771 \text{ tm.}$$

$$M_{s4} = 0,771 \text{ tm}$$

Nœud 3.

La travée voisine est elle-même travée de rive.
d'où :

$$K_{s3} = \frac{I_{s3}}{h'_{s3}} = \frac{12,5 \cdot 10^4}{232} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{w3} = K_{e3} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{n3} = 0 \quad (\text{niveau terrasse}).$$

$$\Rightarrow K_{s3} + K_{n3} = (538,8 + 0) < 1,5 \cdot 1323,5$$

$$\gamma_3 = 1 - \frac{K_{s3} + 0}{7,5 K_{w3}} = 1 - \frac{538,8}{7,5 \cdot 1323,5} = 0,946$$

$$l'_{e3} = 0,946 \cdot 5,95 = 5,629 \text{ m.}$$

$$I_{e3} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e3} = 5,629 \text{ m}$$

$$I_{w3} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{w3} = 5,629 \text{ m}$$

$$I_{s3} = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$h'_{s3} = 2,32 \text{ m.}$$

$$K_{e3} = \frac{63 \cdot 10^4}{562,9} = 1119,2 \text{ cm}^3$$

$$K_{w3} = K_{w2} = 1119,2 \text{ cm}^3$$

$$K_{s3} = \frac{12,5 \cdot 10^4}{232} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$D_3 = \frac{2}{3} (1119,2) + 538,8 = 2777,2 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e3} = q_{e3} \frac{l'^2_{e3}}{8,5} = 1 \cdot \frac{5,629^2}{8,5} = 3,728 \text{ tm.}$$

$$M'_{w3} = q_{w3} \frac{l'^2_{w3}}{8,5} = 1 \cdot \frac{5,629^2}{8,5} = 3,728 \text{ tm.}$$

$$M_{w3} = M'_{e3} \frac{K_{w3}}{D_3} + M'_{w3} \left(1 - \frac{K_{w3}}{D_3}\right) = 3,728 \frac{1119,2}{2777,2} + 3,728 \left(1 - \frac{1119,2}{2777,2}\right)$$

$$M_{w3} = 3,728 \text{ tm.}$$

$$M_{e3} = M'_{e3} \left(1 - \frac{K_{e3}}{D_3}\right) + M'_{w3} \frac{K_{e3}}{D_3} = 3,728 \left(1 - \frac{1119,2}{2777,2}\right) + 3,728 \left(\frac{1119,2}{2777,2}\right)$$

$$M_{s3} = (M'_{e3} - M'_{w3}) \frac{K_{s3}}{D_3} = 0 \quad (M'_{e3} = M'_{w3})$$

$$M_{w3} = M_{w2} = 3,728 \text{ t.m.}$$

$$M_{s3} = 0$$

Niveau 2

Nœud 1

On a le même cas de figure que pour le nœud 2 du niveau-terrasse puisque $\psi_1 = \psi_3$

$$M_{e1} = 0,771 \text{ t.m.}$$

$$M_{s1} = 0,771 \text{ t.m.}$$

Nœud 2

$$I_{e2} = I_{w2} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s2} = I_{n2} = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{w2} = 0,8 l_{w2} = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m}$$

$$l'_{e2} = \psi_1 l_{e2} = 0,946 \cdot 5,95 = 5,629 \text{ m}$$

$$h'_{s2} = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m}$$

$$h'_{n2} = 0,9 \cdot 2,90 = 2,61 \text{ m}$$

$$K_{w2} = 63 \cdot 10^4 / 4,76 = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{e2} = 63 \cdot 10^4 / 5,629 = 1119,2 \text{ cm}^3$$

$$K_{s2} = 12,5 \cdot 10^4 / 2,32 = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{n2} = 12,5 \cdot 10^4 / 2,61 = 478,9 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} K_{w2} \\ K_{e2} \\ K_{s2} \\ K_{n2} \end{array} \right\} D_2 = \sum K_i = 3460,4 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w2} = q_{w2} \frac{l'_{w2}}{8,5} = 1 \cdot \frac{4,76^2}{8,5} = 2,666 \text{ t.m.}$$

$$M'_{e2} = q_{e2} \frac{l'_{e2}}{8,5} = 1 \cdot \frac{5,629^2}{8,5} = 3,728 \text{ t.m.}$$

$$M_{w2} = 3,728 \frac{1323,5}{3460,4} + 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{3460,4}\right) = 3,072 \text{ t.m.}$$

$$M_{e2} = 3,728 \left(1 - \frac{1119,2}{3460,4}\right) + 2,666 \left(\frac{1119,2}{3460,4}\right) = 3,385 \text{ t.m.}$$

$$M_{S2} = \frac{K_{S2}}{D_2} (M'_{e2} - M'_{w2}) = \frac{538,8}{3460,4} (3,728, -2,666) = 0,165 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = \frac{K_{n2}}{D_2} (M'_{e2} - M'_{w2}) = \frac{478,9}{3460,4} (3,728 - 2,666) = 0,147 \text{ tm.}$$

$$M_{w2} = 3,072$$

$$M_{e2} = 3,385$$

$$M_{S2} = 0,165$$

$$M_{n2} = 0,147$$

Nœud 3.

$$l'_{w3} = 0,8 l_{w3} = 4,76 \text{ m}$$

$$l'_{e3} = 0,8 l_{e3} = 4,76 \text{ m}$$

$$h'_{s3} = 0,8 h_{s3} = 2,32 \text{ m}$$

$$h'_{n3} = 0,9 h_{n3} = 2,61 \text{ m}$$

$$K_{w3} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{e3} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{s3} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{n3} = 478,9 \text{ cm}^3$$

$$D_3 = 3664,7 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e3} = M'_{w3} = q_{w3} \frac{l'^2_{w3}}{8,5} = 1 \cdot \frac{4,76^2}{8,5} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M_{w3} = 2,666 \frac{1323,5}{3664,7} + 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{3664,7}\right) = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M_{e3} = 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{3664,7}\right) + 2,666 \cdot \frac{1323,5}{3664,7} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M'_{e3} = M'_{w3} \Rightarrow M_{n3} = M_{S3} = 0$$

$$M_{w3} = 2,666 \text{ tm}$$

$$M_{e3} = 2,666 \text{ tm}$$

$$M_{n3} = 0$$

$$M_{S3} = 0$$

Niveau 1

Nœud 1

$$I_{e1} = I_{w2} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s1} = I_{n1} = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{e1} = 0,8 l_{e1} = 476 \text{ cm}$$

$$K_{e1} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$h'_{s1} = 0,8 h_{s1} = 232 \text{ cm}$$

$$K_{s1} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$h'_{n1} = 0,8 h_{n1} = 232 \text{ cm}$$

$$K_{n1} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$D_1 = 2407,1 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e1} = 1 \cdot \frac{l'_{e1}}{8,5} = \frac{4,76^2}{8,5} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M'_{w1} = 0$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) = 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{2401,1}\right) = 1,196 \text{ tm.}$$

$$M_{s1} = 2,666 \frac{538,8}{2401,1} = 0,598 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = 2,666 \frac{538,8}{2401,1} = 0,598 \text{ tm.}$$

$$M_{e1} = 1,196 \text{ tm.}$$

$$M_{w1} = 0$$

$$M_{s1} = 0,598 \text{ tm.}$$

$$M_{n1} = 0,598 \text{ tm.}$$

Novud 2.

Calcul de γ_1

$$K_{n1} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{s1} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$K_{e1} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{n1} + K_{s1} \leq 1,5 \cdot K_{e1}$$

$$(538,8) \cdot 2 = 1077,6 < 1,5 \cdot 1323,5$$

$$\gamma_1 = 1 - \frac{1077,6}{7,5 \cdot 1323,5} = 0,891$$

$$I_{e2} = I_{w2} = 63 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{n2} = I_{s2} = 12,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l'_{w2} = 0,8 l_{w2} = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m}$$

$$l'_{e2} = \gamma_1 l_{e2} = 0,891 \cdot 5,95 = 5,30 \text{ m}$$

$$h'_{s2} = h'_{n2} = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

$$K_{w2} = 63 \cdot 10^4 / 476 = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{e2} = 63 \cdot 10^4 / 530 = 1188,7 \text{ cm}^3$$

$$K_{s2} = K_{n2} = 12,5 \cdot 10^4 / 232 = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$D_2 = 3529,9 \text{ cm}^3.$$

$$M'_{w2} = 1 \cdot \frac{4,76^2}{8,5} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M'_{e2} = 1 \cdot \frac{5,30^2}{8,5} = 3,305 \text{ tm}$$

$$M_{w2} = 3,305 \frac{1323,5}{3529,9} + 2,666 \left(1 - \frac{1323,5}{3529,9}\right) = 2,906 \text{ tm}$$

$$M_{e2} = 3,305 \left(1 - \frac{1188,7}{3529,9} \right) + 2,666 \left(\frac{1188,7}{3529,9} \right) = 3,09 \text{ tm.}$$

$$M_{s2} = \frac{538,8}{3529,9} (3,305 - 2,666) = 0,098 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = \frac{478,9}{3529,9} (3,305 - 2,666) = 0,087 \text{ tm.}$$

$$M_{w2} = 2,906 \text{ tm.}$$

$$M_{e2} = 3,090 \text{ tm.}$$

$$M_{s2} = 0,098 \text{ tm.}$$

$$M_{n2} = 0,087 \text{ tm.}$$

Noeud 3

$$l'_{w3} = l'_{e3} = 476 \text{ cm}$$

$$h'_{s3} = h'_{n3} = 232 \text{ cm}$$

$$K_{w3} = K_{e3} = 1323,5 \text{ cm}^3$$

$$K_{s3} = K_{n3} = 538,8 \text{ cm}^3$$

$$I_{w3} = I_{e3} = 63,10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{s3} = I_{n3} = 12,510^4 \text{ cm}^4$$

$$D_3 = 3724,6 \text{ cm}^3$$

$$M'_{w3} = M'_{e3} = 2,666 \text{ tm}$$

$$M_{s3} = M_{n3} = 0$$

$$M_{w3} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M_{e3} = 2,666 \text{ tm.}$$

$$M_{s3} = 0$$

$$M_{n3} = 0$$

3 Calcul de SIV.

On a la relation:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \\ \alpha &= 1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \pm \sigma_H = \sigma_v$$

$$S_{IH_i} = \sigma_H W_i \quad \Rightarrow \quad S_{IV_i} = \sigma_v W_i = \sigma_H W_i$$

W_i = Poids du plancher i .

S_{IH_i} = Effort sismique sur le plancher i .

Nota: (\pm) donne le sens de l'effort sismique $\left\{ \begin{array}{l} \text{vers le haut : } (-) \\ \text{" bas : } (+) \end{array} \right\}$

4. Charges et surcharges linéaires.

4.1. Niveau Terrasse.

$$q_G = CP / l = 76,04 / 12,60 = 6,035 \text{ t/ml}$$

$$q_P = P / l = 7,94 / 12,60 = 0,63 \text{ t/ml}$$

$$q_{SI_v} = SI_v / l = 14,594 / 12,60 = 1,161 \text{ t/ml}$$

4.2. Niveau 2.

On a 2 cas de charge : 1 plancher courant et 1 terrasse accessible.

- Plancher-terrasse : $q_{G_1} = 77,732 / 12,60 = 6,17 \text{ t/ml}$.

- Plancher-courant : $q_{G_2} = 70,137 / 12,60 = 5,566 \text{ t/ml}$.

Cas défavorable : $q_G = \max(q_{G_1}, q_{G_2}) = 6,17 \text{ t/ml}$.

$$q_{P_1} = 39,69 / 12,60 = 3,15 \text{ t/ml}$$

$$q_{P_2} = 19,845 / 12,60 = 1,576 \text{ t/ml}$$

Cas défavorable : $q_P = q_{P_2} = 1,576 \text{ t/ml}$.

$$q_{SI_v} = 19,145 / 25,20 = 0,76 \text{ t/ml}$$

4.3. Niveau 1.

$$q_G = 139,695 / 25,20 = 5,543 \text{ t/ml}$$

$$q_P = 39,69 / 25,20 = 1,575 \text{ t/ml}$$

$$q_{SI_v} = 9,301 / 25,20 = 0,369 \text{ t/ml}$$

On dresse dans ce qui suit des tableaux donnant les moments aux nœuds sous les différentes charges en considérant les diverses combinaisons.

Niveau	Terrasse			2					1					
	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
lw	-	6.30	6.30	-	6.30	6.30	6.30	6.30	-	6.30	6.30	6.30	6.30	
le	6.30	6.30	-	6.30	6.30	6.30	6.30	/	6.30	6.30	6.30	6.30	/	
hn	-	-	-	-	2,90	2,90	2,90	-	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	
hs	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	
$I_w \times 10^4$	-	63	63	-	63	63	63	63	-	63	63	63	63	
$I_s \times 10^4$	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	
l'w	-	5,629	4,76	-	4,76	4,76	4,76	4,76	/	4,76	4,76	5,30	4,76	
l'e	4,76	5,629	-	4,76	5,629	4,76	5,629	-	4,76	5,30	4,76	4,76	-	
h'n	-	-	-	-	2,61	2,61	2,61	-	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	
h's	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	
Kw	-	1323,5	1323,5	-	1323,5	1323,5	1323,5	1323,5	-	1323,5	1323,5	1188,7	1323,5	
Ke	1323,5	1323,5	-	1323,5	1119,2	1323,5	1119,2	-	1323,5	1188,7	1323,5	1323,5	-	
Kn	-	-	-	-	478,9	478,9	478,9	-	538,8	478,9	538,9	478,9	538,9	
Ks	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	538,8	
D	1862,3	2777,2	1862,3	1862,3	3460,4	3664,7	3460,4	1862,3	2401,1	3529,9	3724,6	3529,9	2401,1	
$q = 1 \text{ t/ml}$	M'w	-	3,728	2,666	-	2,666	2,666	2,666	2,666	-	2,666	2,666	3,305	2,666
	M'e	2,666	3,728	-	2,666	3,728	2,666	3,728	-	2,666	3,305	2,666	2,666	-
	Mw	-	3,728	0,771	-	3,072	2,666	3,382	0,771	-	2,906	2,666	3,090	1,196
	Me	0,771	3,728	-	0,771	3,382	2,666	3,072	-	1,196	3,09	2,666	2,906	-
	Mn	-	-	-	-	0,147	0	0,147	-	0,598	0,098	0	0,098	0,598
	Ms	0,771	0	0,771	0,771	0,765	0	0,765	0,771	0,598	0,087	0	0,087	0,598

	Niveau	Terrasse			2					1				
		2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
<u>Sous G</u>	M _w	/	22,5	4,65	/	18,95	16,45	20,89	4,76	/	16,12	14,78	17,13	6,63
q _T = 6,035	M _e	4,65	22,5	/	4,76	20,89	16,45	18,95	/	6,63	17,13	14,78	16,12	/
q ₂ = 6,17	M _n	/	/	/	/	0,95	0	0,91	/	3,31	0,54	0	0,54	3,31
q ₁ = 5,543	M _s	4,65	0	4,65	4,76	1,02	0	1,02	4,76	3,31	0,48	0	0,48	3,31
<u>Sous P</u>	M _w	/	2,35	0,49	/	9,68	8,4	10,66	2,43	/	4,58	4,2	4,87	1,88
q _T = 0,63	M _e	0,49	2,35	/	2,43	10,66	8,4	9,48	/	1,88	4,87	4,2	4,58	/
q ₂ = 3,15	M _n	/	/	/	/	0,46	0	0,46	/	0,94	0,15	0	0,15	0,94
q ₁ = 1,575	M _s	0,49	0	0,49	2,43	0,52	0	0,52	2,43	0,94	0,14	0	0,14	0,94
<u>Sous SI_v</u>	M _w	/	4,23	0,9	/	2,335	2,026	2,57	0,586	/	1,072	0,984	1,14	0,441
q _T = 1,167	M _e	0,9	4,23	/	0,586	2,57	2,026	2,335	/	0,441	1,14	0,984	1,07	/
q ₂ = 0,76	M _n	/	/	/	/	0,111	0	0,111	/	0,221	0,036	0	0,036	0,221
q ₁ = 0,369	M _s	0,9	0	0,9	0,586	0,127	0	0,127	0,586	0,221	0,032	0	0,032	0,221
<u>G+1,2 P</u>	M _w	/	25,32	5,24	/	30,57	26,53	33,68	7,67	/	22,13	20,30	23,53	9,11
q _T = 6,791	M _e	5,24	25,32	/	7,67	33,68	26,53	30,57	/	9,11	23,53	20,30	22,13	/
q ₂ = 9,95	M _n	/	/	/	/	1,46	0	1,46	/	4,55	0,75	0	0,75	4,55
q ₁ = 7,433	M _s	5,24	0	5,24	7,67	1,64	0	1,64	7,67	4,55	0,66	0	0,66	4,55
<u>G+P+SI_v</u>	M _w	/	29,175	6,034	/	30,966	26,873	34,09	1,784	/	15,693	19,96	23,135	8,954
q _T = 7,826	M _e	6,034	29,175	/	1,784	34,09	26,873	30,966	/	8,954	23,135	19,96	15,693	/
q ₂ = 10,08	M _n	/	/	/	/	1,482	0	1,482	/	4,477	0,734	0	0,734	4,477
q ₁ = 7,487	M _s	6,034	0	6,034	1,784	1,663	0	1,663	1,784	4,477	0,651	0	0,651	4,477

$G + P/5$	M_w	—	22,97	4,75	—	20,89	18,13	23	5,24	/	17,02	15,62	18,10	7,0
$q_T = 6,161$	M_e	4,75	22,97	—	5,24	23	18,13	20,89	/	7,0	18,1	15,62	17,02	/
$q_2 = 6,80$	M_n	—	—	—	—	1,00	0	1,00	/	3,50	0,57	0	0,57	3,50
$q_1 = 5,858$	M_s	4,75	0	4,75	5,24	1,12	0	1,12	5,24	3,50	0,51	0	0,51	3,5

5. Les poutres.

Moments en travées.

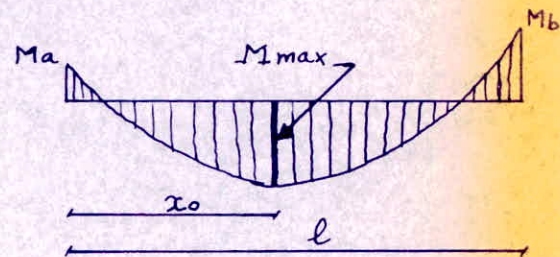
Efforts tranchants.

On adopte - pour le pontique transversal - la méthode analytique pour les calculs des moments en travée et des efforts tranchants.
 M_b et M_a sont comptés avec leurs signes.

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \frac{1}{l} [M_a(l-x) + M_b x].$$

$$T(x) = q \frac{l}{2} - qx + \frac{1}{l} (M_b - M_a).$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_b - M_a}{ql}$$



5.1. Sollicitation G + 1,2 P.

512 Terrasse.

$$q_T = 6,035 + 1,2 \cdot 0,63 = 6,791 \text{ t/ml.}$$

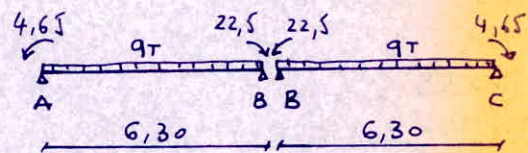
$$x_0 = \frac{6,30}{2} + \frac{-22,5 + 4,65}{6,791 \cdot 6,30} = 2,733 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x_0) = 6,791 \cdot \frac{6,30}{2} \cdot 2,733 - 6,791 \cdot \frac{2,733^2}{2} + \frac{1}{6,30} [-4,65(6,30 - 2,733) - 22,5 \cdot 2,733]$$

$$M_{\max} = 58,399 - 25,306 - 12,34 = 20,75 \text{ tm.}$$

D'où : $M_{AB} = M_{BC} = 20,75 \text{ tm.}$

$$T(0) = q \frac{l}{2} + \frac{1}{l} (M_b - M_a) = 6,791 \cdot \frac{6,30}{2} + \frac{1}{6,30} (-22,5 + 4,65) = 18,535 \text{ t}$$

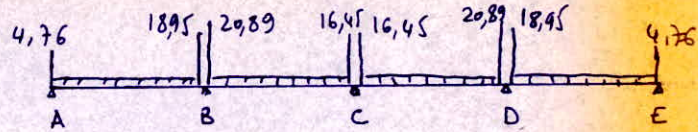


$$T(l) = -q \frac{l}{2} + \frac{1}{l} (M_b - M_a) = -6,791 \frac{6,30}{2} + \frac{1}{6,30} (-22,5 + 4,65) = -24,225$$

5.1.2. Niveau 2

$$q_2 = 6,17 + 1,2 \cdot 3,15 = 9,95 \text{ t/ml.}$$

$$x_0 = 3,15 + \frac{-18,95 + 4,76}{9,95 \cdot 6,30} = 2,93 \text{ m}$$



$$M(x_0) = 9,95 \frac{6,3}{2} \cdot 2,93 - 9,95 \frac{2,93^2}{2} + \frac{1}{6,3} [-4,76(6,3 - 2,93) - 18,95 \cdot 2,93]$$

$$M_{AB} = M_{DE} = 37,764 \text{ tm.}$$

$$T(0) = 29,1 \text{ t}$$

$$T(l) = -31,59 \text{ t}$$

Avec un calcul analogue on trouve:

$$M_{BC} = M_{CD} = 30,72 \text{ tm} \quad \text{pour } x_0 = 3,22 \text{ m.}$$

$$T(0) = 30,638 \text{ t}$$

$$T(l) = -32,04 \text{ t}$$

5.1.3 Niveau 1.

$$x_0 = 2,95 \text{ m}$$

$$M_{AB} = M_{DE} = 25,66 \text{ tm.}$$

$$T(0) = 21,91 \text{ t}$$

$$T(l) = -24,92 \text{ t}$$

$$x_0 = 3,20 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = M_{CD} = 20,92 \text{ tm.}$$

$$T(0) = 23 \text{ t}$$

$$T(6,3) = -23,79 \text{ t}$$

Niveau	T	2		1	
Travée	AB	AB	BC	AB	BC
x_0	2,733	2,93	3,22	2,95	3,20
M_{max}	20,75	37,764	30,72	25,66	20,92
$T(0)$	18,535	29,1	30,638	21,91	23,00
$T(6,30)$	-24,225	-31,59	-32,04	-24,92	-23,79

5.2. Sous G + P + SI_v

5.2.1. Terrasse.

$$q_T = 7,826 \text{ t/ml.}$$

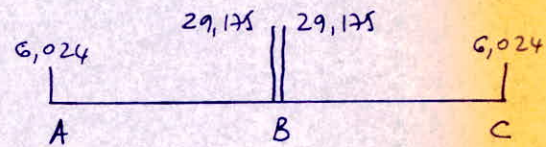
$$x_0 = 2,68 \text{ m.}$$

$$M(2,68) = 22,084 \text{ tm.}$$

$$M_{AB} = M_{BC} = 22,084 \text{ tm.}$$

$$T(0) = 20,979 \text{ t}$$

$$T(6,30) = -28,325 \text{ t}$$



5.2.2 Niveau 2

$$x_0 = 2,69 \text{ m}$$

$$M_{AB} = M_{DE} = 34,699 \text{ tm.}$$

$$T(0) = 27,12 \text{ t}$$

$$T(6,30) = -36,384 \text{ t}$$

$$M_{BC} = M_{CD} = 14,18 \text{ tm} \quad \text{pour } x_0 = 4,30 \text{ m.}$$

$$T(0) = 32,90 \text{ t}$$

$$T(6,30) = -30,606 \text{ t}$$

523 Niveau 1.

$$q = 7,487 \text{ t/ml.}$$

$$M_{AB} = M_{DE} = 25,026 \text{ tm pour } x_0 = 3,01 \text{ m.}$$

$$T(0) = 22,51 \text{ t}$$

$$T(l) = -24,65 \text{ t}$$

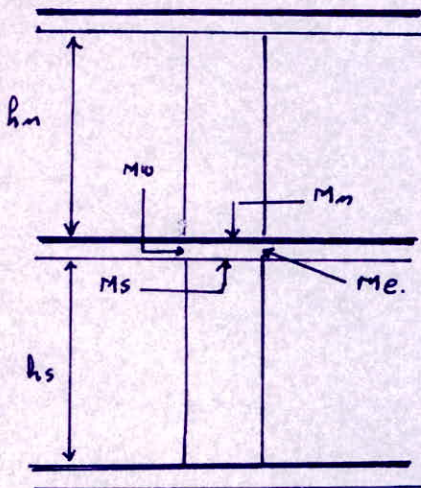
$$M_{BC} = M_{CD} = 15,55 \text{ tm pour } x_0 = 3,086 \text{ m.}$$

$$T(0) = 24,088 \text{ t}$$

$$T(l) = -23,08 \text{ t}$$

Niveau	T	2		1	
		AB	BC	AB	BC
Travée	AB	AB	BC	AB	BC
x_0	2,68	2,69	4,30	3,01	3,086
M_{max}	22,084	34,699	14,18	25,026	15,55
$T(0)$	20,979	37,12	32,90	22,51	24,088
$T(6,30)$	-28,325	-36,384	-30,606	-24,65	-23,08

II Etude de l'action des charges verticales Sur Le pontique Longitudinal:



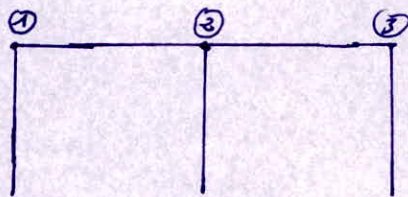
Données: $h_m = 2,90 \text{ m.}$

$h_s = 2,90 \text{ m.}$

$l_w = 6,30 - 35 = 5,95 \text{ m.}$

$l_e = 6,30 - 35 = 5,95 \text{ m.}$

Niveau 3: TERRASSE



Travées fictives:

$$l'_m = 0,8 h_m = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

$$l'_s = 0,8 h_s = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

Travées fictives:

NOEUD 3

$$l'w_s = 0,8 l_w = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

$$l'e_s = 0$$

NOEUD 1

$$l'e_1 = 0,8 l_e = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m}$$

$$l'w_1 = 0.$$

NOEUD 2: $l'w_2 = \chi_1 l_w$

$$\chi_1 = 0,8 \text{ si } K_{S1} + K_{M1} \geq K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{S1} + K_{M1}}{7,5 K_{e1}} \text{ si } K_{S1} + K_{M1} \leq 1,5 K_{e1}$$

moments pour une charge unitaire $q = 1 \text{ t/m.l.}$
uniformement repartie:

Noeud 1 et 3.

$$M'_{e1} = \frac{q \cdot l_0^2}{8,5} = \frac{1 \times (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{m1} = 1323,530 + 539,017 + 0 = 1862,547 \text{ cm}^3$$

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) = 2,6656 \left(1 - \frac{1323,530}{1862,547}\right) = 0,7715 \text{ t.m.}$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - 0) \frac{K_{s1}}{D_1} = 2,6656 \cdot \frac{539,017}{1862,547} = 0,77141 \text{ t.m.}$$

$$M_{m1} = (M'_{e1} - 0) \cdot \frac{K_{m1}}{D_1} = 2,6656 \cdot \frac{0}{D_1} = 0 \text{ t.m.}$$

Noeud 2

través fictives: $l'w_2 = l'e_2 = 562,7 \text{ cm.}$

raideurs: $K_{m2} = \frac{I_{m2}}{l'w_2} = 0$

$$K_{s2} = \frac{I_{s2}}{l'w_2} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot (2.38)} = 539,017 \text{ cm}^3$$

$$K_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'w_2} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 562,7} = 1119,60 \text{ cm}^3$$

$$K_{e2} = \frac{I_{e2}}{l'e_2} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 562,7} = 1119,60 \text{ cm}^3$$

Pour une charge unitaire: $q = 1 \text{ t/m.l.}$

$$M'_{e2} = \frac{q \cdot l_0^2}{8,5} = \frac{1 \cdot (5,627)^2}{8,5} = 3,725 \text{ t.m.}$$

$$M'_{w2} = \frac{q \cdot l_0^2}{8,5} = \frac{1 \cdot (5,627)^2}{8,5} = 3,725 \text{ t.m.}$$

$$D = K_{m2} + K_{s2} + K_{w2} + K_{e2} = 2778,217 \text{ cm}^3$$

$$K_{S1} = \frac{I_{S1}}{l'_{S1}} \quad K_{M1} = \frac{I_{M1}}{W_{M1}} \quad K_{E1} = \frac{I_{E1}}{l'_{E1}}$$

$$I_{S1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052 \text{ cm}^4.$$

$$I_{M1} = 0.$$

$$I_{E1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{35 \times 60^3}{12} = 63.0000 \text{ cm}^4.$$

Raideurs: $K_{S1} = \frac{I_{S1}}{l'_{S1}} = \frac{125052}{232} = 539,017 \text{ cm}^3$

$$K_{E1} = \frac{I_{E1}}{l'_{E1}} = \frac{63.0000}{476} = 1323,530 \text{ cm}^3.$$

$$K_{M1} = 0.$$

$$K_{M1} + K_{S1} = 539,017 < K_{E1} = 1323,530$$

donc on prend: $\chi_1 = 1 - \frac{K_{S1} + K_{M1}}{7,5 K_{E1}} = 1 - \frac{539,017}{7,5 \times 1323,530} = 0,9457$

$$l'_{w2} = \chi_1 l_{w2} = 0,9457 \times 595 = 562,70 \text{ cm}.$$

- calcul de l'e2:

$$l'_{e2} = \chi_3 l_{e2}$$

$$\chi_3 = 0,8 \text{ si } K_{S3} + K_{M3} \geq 1,5 K_{W3}.$$

$$K_{S3} = \frac{I_{S3}}{l'_{S3}} \quad K_{W3} = \frac{I_{W3}}{l'_{W3}} \quad ; \quad K_{M3} = 0.$$

ces raideurs sont égales à celles calculées ci-dessus.

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{S3} + K_{M3}}{7,5 K_{W3}} = 0,9457.$$

$$l'_{e2} = \chi_3 l_{e2} = 0,9457 \times 595 = 562,70 \text{ cm}.$$

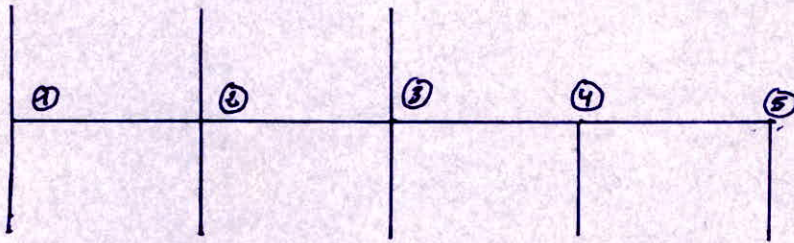
$$M'w_2 = M'e_2 \cdot \frac{Kw_2}{D} + M'w_2 \left(1 - \frac{Kw_2}{D}\right) = 3,725 \cdot \frac{1119,60}{2778,217} + (3,725) \left(1 - \frac{1119,60}{2778,217}\right) = 3,725 \text{ t.m.}$$

$$M'e_2 = M'e_2 \left(1 - \frac{Kc_2}{D}\right) + (M'w_2) \frac{Kc_2}{D} = 3,725 \left(1 - \frac{1119,60}{2778,217}\right) + 3,725 \cdot \frac{1119,60}{2778,217} = 3,725 \text{ t.m.}$$

$$Mg_2 = \frac{Ks_2}{D} (M'e_2 - M'w_2) = \frac{539,017}{2778,217} (3,725 - 3,725) = 0 \text{ t.m.}$$

$$Mm_2 = \frac{Km_2}{D} (M'e_2 - M'w_2) = 0 \text{ t.m.}$$

NIVEAU 2:



travées fictifs:

$$h'm_1 = h'm_2 = h'm_3 = 0,9 \text{ hm} = 0,9 \times 2,90 = 2,61 \text{ m.}$$

$$h'm_4 = h'm_5 = 0.$$

$$h's_1 = h's_2 + h's_3 = 0,8 \text{ hs} = 0,8 \times 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

travées fictives:

noeud 1:

$$l'w_1 = 0$$

$$l'e_1 = 0,8 \cdot lc = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

noeud 2:

$$l'w_2 = \lambda_1 \cdot lw_2.$$

$$\lambda_1 = 0,8 \text{ pour } Ks_1 + Km_2 \geq Kc_1.$$

$$Ks_1 = \frac{Is_1}{h's_1} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 236} = 539,017 \text{ cm}^2$$

$$Km_1 = \frac{Im_1}{h'm_1} = \frac{35 \cdot 35^3}{12 \cdot 261} = 479,126 \text{ cm}^2$$

$$Kc_1 = \frac{Ic_1}{l'e_1} = \frac{35 \cdot 60^3}{12 \cdot 476} = 1523,590 \text{ cm}^2$$

$$\text{comme : } Ks_1 + Km_1 < Kc_1.$$

on aura:
$$y_3 = 1 - \frac{K_{S1} + K_{M1}}{7,5 K_{E1}} = 1 - \frac{539,017 + 479,126}{7,5 \cdot 123,530} = 0,8974.$$

$$l'w_2 = y_3 \cdot lw = 0,8974 \cdot 5,95 = 5,354 \text{ m.}$$

$$l'e_2 = 0,8 le = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

Noeud 3:

$$l'w_3 = 0,8 lw = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

$$l'e_3 = 0,8 le = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

Noeud 4:

- symétrique au noeud 2:

$$l'w_4 = 0,8 lw = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$$

$$l'e_4 = 0,8974 \cdot le = 0,8974 \cdot 5,95 = 5,3395 \text{ m.}$$

Moments pour une charge unitaire $q = 1 \text{ t/m.}$
uniformement répartis

Noeud 1:
$$M'e_1 = \frac{q \cdot l^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$D_1 = K_{E1} + K_{S1} + K_{M1} = 123,530 + 539,017 + 479,126 = 2341,67 \text{ cm}^3.$$

$$M_{E1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{E1}}{D_1}\right) = 2,6656 \cdot \left(1 - \frac{123,530}{2341,67}\right) = 1,159 \text{ t.m.}$$

$$M_{S1} = M'e_1 \cdot \frac{K_{S1}}{D_1} = 2,6656 \cdot \frac{539,017}{2341,67} = 0,6136 \text{ t.m.}$$

$$M_{M1} = M'e_1 \cdot \frac{K_{M1}}{D_1} = 2,6656 \cdot \frac{479,126}{2341,67} = 0,545 \text{ t.m.}$$

Noeud 2:

$$K_{W2} = \frac{I_{w2}}{l'w_2} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 533,4} = 1181,1 \text{ cm}^3.$$

$$K_{E2} = \frac{I_{e2}}{l'e_2} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1223,530 \text{ cm}^3.$$

$$K_{S2} = \frac{I_{S2}}{l's_2} = 539,017 \text{ cm}^3.$$

$$K_{M2} = \frac{I_{M2}}{l'm_2} = 479,126 \text{ cm}^3.$$

$$D = K_{W2} + K_{E2} + K_{S2} + K_{M2} = 3566,74 \text{ cm}^3.$$

$$M'e_2 = \frac{q_0 \cdot l_{e2}^2}{8,5} = \frac{1t/m \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'w_2 = \frac{q_w \cdot l_{w2}^2}{8,5} = \frac{1t/m \cdot (5,334)^2}{8,5} = 3,3472 \text{ t.m.}$$

$$Mw_2 = M'e_2 \cdot \frac{Kw_2}{D} + M'w_2 \left(1 - \frac{Kw_2}{D}\right) = 2,6656 \cdot \frac{1184,1}{3522,74} + 3,3472 \left(1 - \frac{1184,1}{3522,74}\right) = 3,1186 \text{ t.m.}$$

$$Me_2 = M'e_2 \cdot \left(1 - \frac{Ke_2}{D}\right) + M'w_2 \cdot \frac{Ke_2}{D} = 2,6656 \cdot \left(1 - \frac{1323,530}{3522,74}\right) + 3,3472 \cdot \frac{1323,530}{3522,74} = 2,9217 \text{ t.m.}$$

$$Ms_2 = \frac{Ks_2}{D} (M'e_2 - M'w_2) = \frac{539,017}{3522,74} (2,6656 - 3,3472) = 0,1043 \text{ t.m.}$$

$$Mm_2 = \frac{Km_2}{D} (M'e_2 - M'w_2) = \frac{479,126}{3522,74} (\quad) = 0,093 \text{ t.m.}$$

nocud 3:

$$Km_3 = \frac{Im_3}{l_{m_3}} = \frac{35 \times 95^3}{12 \cdot 264} = 479,126 \text{ cm}^3$$

$$Ks_3 = \frac{Is_3}{l_{s_3}} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 332} = 539,017 \text{ cm}^3$$

$$Kw_3 = \frac{Iw_3}{l'_{w_3}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,53 \text{ cm}^3$$

$$Ke_3 = \frac{Ie_3}{l'_{e_3}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,530 \text{ cm}^3$$

$$D = Km_3 + Ks_3 + Kw_3 + Ke_3 = 3665,204 \text{ cm}^3$$

$$M'e_3 = \frac{q_{e3} \cdot l_{e3}^2}{8,5} = \frac{1t/m \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'w_3 = \frac{q_{w3} \cdot l'_{w3}}{8,5} = \frac{1t/m \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Mw_3 = M'e_3 \cdot \frac{Kw_3}{D} + M'w_3 \left(1 - \frac{Kw_3}{D}\right) = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Me_3 = M'e_3 \left(1 - \frac{Ke_3}{D}\right) + M'w_3 \cdot \frac{Ke_3}{D} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Ms_3 = \frac{Ks_3}{D} (M'e_3 - M'w_3) = 0 \text{ t.m.}$$

$$Mm_3 = \frac{Km_3}{D} (M'e_3 - M'w_3) = 0 \text{ t.m.}$$

Noeud 4:

$$K_{m4} = \frac{I_{m4}}{l'_{m4}} = 0$$

$$K_{s4} = \frac{I_{s4}}{l'_{s4}} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 232} = 539,530 \text{ cm}^3$$

$$K_{e4} = \frac{I_{e4}}{l'_{e4}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,52 \text{ cm}^3$$

$$K_{w4} = \frac{I_{w4}}{l'_{w4}} = \frac{35 \cdot 60^3}{12 \cdot 539,4} = 1181,1 \text{ cm}^3$$

$$D = K_{m4} + K_{s4} + K_{e4} + K_{w4} = 3044,150 \text{ cm}^3$$

$$M'_{e4} = \frac{q_{e4} \cdot l_{e4}^2}{8,5} = \frac{16/\text{m} \cdot (5,3395)^2}{8,5} = 3,3541 \text{ t.m.}$$

$$M'_{w4} = \frac{q_{w4} \cdot l_{w4}^2}{8,5} = \frac{16/\text{m} \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M_{w4} = M'_{e4} \frac{K_{w4}}{D} + M'_{w4} \left(1 - \frac{K_{w4}}{D}\right) = 2,9326 \text{ t.m.}$$

$$M_{e4} = M'_{e4} \left(1 - \frac{K_{e4}}{D}\right) + M'_{w4} \frac{K_{e4}}{D} = 3,0547 \text{ t.m.}$$

$$M_{s4} = \frac{K_{s4}}{D} (M'_{e4} - M'_{w4}) = 0,1220 \text{ t.m.}$$

$$M_{m4} = \frac{K_{m4}}{D} (M'_{e4} - M'_{w4}) = 0 \text{ t.m.}$$

Noeud 5:

$$K_{m5} = \frac{I_{m5}}{l'_{m5}} = 0$$

$$K_{s5} = \frac{I_{s5}}{l'_{s5}} = \frac{35 \cdot 35^3}{12 \cdot 232} = 539,530 \text{ cm}^3$$

$$K_{e5} = \frac{I_{e5}}{l'_{e5}} = 0$$

$$K_{w5} = \frac{I_{w5}}{l'_{w5}} = \frac{35 \cdot 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,52 \text{ cm}^3$$

$$D = K_{s5} + K_{w5} = 1863,050 \text{ cm}^3$$

$$M'_{ws} = \frac{q_{ws} \cdot l_w^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t/ml} \times (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'_{es} = 0.$$

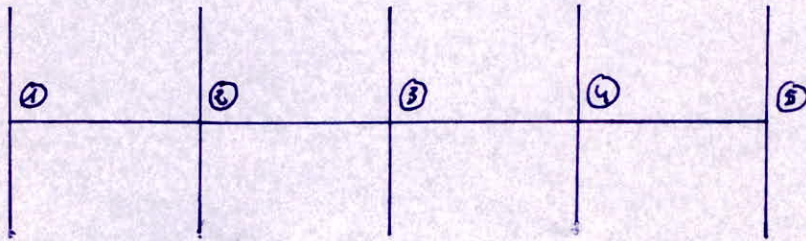
$$M_{ws} = M'_{es} \frac{K_{ws}}{D} + M'_{ws} \left(1 - \frac{K_{ws}}{D}\right) = 0,7719 \text{ t.m.}$$

$$M_{es} = M'_{es} \left(1 - \frac{K_{es}}{D}\right) + M'_{ws} \frac{K_{es}}{D} = 0 \text{ t.m.}$$

$$M_{ss} = \frac{K_{ss}}{D} (M'_{es} - M'_{ws}) = 0,7719 \text{ t.m.}$$

$$M_{ms} = \frac{K_{ms}}{D} (M'_{es} - M'_{ws}) = 0 \text{ t.m.}$$

Niveau 1:



tronçons fictifs:

$$h'_{m1} = h'_{m2} = \dots = h'_{m5} = 0,8 \text{ km} = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

$$h'_{s1} = h'_{s2} = \dots = h'_{s5} = 0,8 \text{ hs} = 0,8 \cdot 2,90 = 2,32 \text{ m.}$$

travées fictives:

- noeud 1: $l'_{w1} = 0$
 $l'_{e1} = 0,8 \text{ le} = 0,8 \cdot 5,95 = 4,76 \text{ m.}$

- noeud 2: $l'_{w2} = \gamma_1 l_{w2}.$

$$\gamma_1 = 0,8 \text{ si } K_{s1} + K_{m1} \gg K_{e1}.$$

$$K_{w1} = \frac{I_{w1}}{l'_{w1}} = 0$$

$$K_{e1} = -\frac{I_{e1}}{l'_{e1}} = \frac{35 \cdot 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,53 \text{ cm}^3$$

$$K_{m1} = \frac{I_{m1}}{h'_{m1}} = \frac{35 \cdot 35^3}{12 \cdot 232} = 539,075 \text{ cm}^3$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} = \frac{35 \cdot 35^3}{12 \cdot 232} = 539,075 \text{ cm}^3.$$

$$D_1 = K_{e1} + K_{m1} + K_{s1} = 2401,56 \text{ cm}^3$$

$$K_{S1} + K_{M1} < K_{C1}$$

on prend:

$$f_3 = 1 - \frac{K_{S1} + K_{M1}}{7,5 K_{C1}} = 1 - \frac{1079,06}{7,5 \cdot 1333,53} = 0,8913$$

$$l'w_2 = f_3 l_w = 0,8913 \times 595 = 530,32 \text{ cm.}$$

$$l'e_2 = 0,8 l_e = 0,8 \times 595 = 476 \text{ cm.}$$

- noeud 3:

$$l'w_3 = 0,8 l_w = 476 \text{ cm.}$$

$$l'e_3 = 0,8 l_e = 476 \text{ cm.}$$

- noeud 4: symétrique à 2:

$$l'w_4 = 0,8 l_w = 0,8 \cdot 595 = 476 \text{ cm.}$$

$$l'e_4 = 0,8913 l_e = 0,8913 \cdot 595 = 530,32 \text{ cm.}$$

- noeud 5:

$$l'w_5 = 0,8 l_w = 0,8 \cdot 595 = 476 \text{ cm.}$$

$$l'e_5 = 0 \text{ cm.}$$

moments pour une charge unitaire: $q = 1 \text{ t/ml.}$
uniformement répartie:

Noeud 1:

- Les raideurs du noeud étant calculées ci-dessus:

$$- M'e_1 = \frac{q c_1 l_{e1}^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t/ml} (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$- M c_1 = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{C1}}{D_1}\right) = 1,1965 \text{ t.m.}$$

$$M_{w1} = 0 \text{ t.m.}$$

$$M_{S1} = M'e_1 \frac{K_{S1}}{D_1} = 0,5983 \text{ t.m.}$$

$$M_{M1} = M'e_1 \frac{K_{M1}}{D_1} = 0,5983 \text{ t.m.}$$

Nocud3: - $K_{S_2} = \frac{I_{S_2}}{l'_{S_2}} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 232} = 539,530 \text{ cm}^3$

$$K_{M_2} = \frac{I_{M_2}}{l'_{M_2}} = \quad \quad \quad = 539,530 \text{ cm}^3.$$

$$K_{E_2} = \frac{I_{E_2}}{l'_{E_2}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,52 \text{ cm}^3$$

$$K_{W_2} = \frac{I_{W_2}}{l'_{W_2}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 530,36} = 1187,96 \text{ cm}^3.$$

$$D = K_{S_2} + K_{M_2} + K_{E_2} + K_{W_2} = 3590,54 \text{ cm}^4.$$

$$M'_{E_2} = \frac{q_{E_2} l'_{E_2}}{8,5} = \frac{1 \text{ t/m} (4,76)}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'_{W_2} = \frac{q_{W_2} l'_{W_2}}{8,5} = \frac{1 \text{ t/m} (5,3032)^2}{8,5} = 3,3087 \text{ t.m.}$$

$$M_{W_2} = M'_{E_2} \frac{K_{W_2}}{D} + M'_{W_2} \left(1 - \frac{K_{W_2}}{D}\right) = 3,096 \text{ t.m.}$$

$$M_{E_2} = M'_{E_2} \left(1 - \frac{K_{E_2}}{D}\right) + M'_{W_2} \frac{K_{E_2}}{D} = 2,902 \text{ t.m.}$$

$$M_{S_2} = \frac{K_{S_2}}{D} (M'_{E_2} - M'_{W_2}) = 0,097 \text{ t.m.}$$

$$M_{M_2} = \frac{K_{M_2}}{D} (M'_{E_2} - M'_{W_2}) = 0,097 \text{ t.m.}$$

Nocud3:

$$K_{M_3} = \frac{I_{M_3}}{l'_{M_3}} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 232} = 539,530 \text{ cm}^3.$$

$$K_{S_3} = \frac{I_{S_3}}{l'_{S_3}} = \frac{35 \times 35^3}{12 \cdot 232} = 539,530 \text{ cm}^3.$$

$$K_{E_3} = \frac{I_{E_3}}{l'_{E_3}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \cdot 476} = 1323,52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{W_3} = \frac{I_{W_3}}{l'_{W_3}} = \frac{35 \times 60^3}{12 \times 4,76} = 1323,52 \text{ cm}^3$$

$$D = K_{M_3} + K_{S_3} + K_{E_3} + K_{W_3} = 3726,10 \text{ cm}^3.$$

$$M'e_3 = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t./ml.} \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'w_3 = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t./ml.} \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Mw_3 = M'e_3 \frac{Kw_3}{D} + M'w_3 \left(1 - \frac{Kw_3}{D}\right) = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Me_3 = M'e_3 \left(1 - \frac{Ke_3}{D}\right) + M'w_3 \frac{Ke_3}{D} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Ms_3 = \frac{Ks_3}{D} (M'e_3 - M'w_3) = 0 \text{ t.m.}$$

$$Mm_3 = \frac{Km_3}{D} (M'e_3 - M'w_3) = 0 \text{ t.m.}$$

Noeud 4:

$$Ks_4 = \frac{Is_4}{l's_4} = 539,0175 \text{ cm}^3$$

$$Km_4 = \frac{Im_4}{l'm_4} = 539,0175 \text{ cm}^3$$

$$Ke_4 = \frac{Ie_4}{l'e_4} = 1187,962 \text{ cm}^3$$

$$Kw_4 = \frac{Iw_4}{l'w_4} = 1323,530 \text{ cm}^3$$

$$D = Ks_4 + Km_4 + Ke_4 + Kw_4 = 3589,53 \text{ cm}^3$$

$$M'e_4 = \frac{q_e l_e^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t./ml.} \cdot (5,30232)^2}{8,5} = 3,3077 \text{ t.m.}$$

$$M'w_4 = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} = \frac{1 \text{ t./ml.} \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$Mw_4 = M'e_4 \frac{Kw_4}{D} + M'w_4 \left(1 - \frac{Kw_4}{D}\right) = 2,9037 \text{ t.m.}$$

$$Me_4 = M'e_4 \left(1 - \frac{Ke_4}{D}\right) + M'w_4 \frac{Ke_4}{D} = 3,0957 \text{ t.m.}$$

$$Ms_4 = \frac{Ks_4}{D} (M'e_4 - M'w_4) = 0,0966 \text{ t.m.}$$

$$Mm_4 = \frac{Km_4}{D} (M'e_4 - M'w_4) = 0,0966 \text{ t.m.}$$

- Noeuds:

- raideurs identiques au noeud 1.

$$M'_{ws} = \frac{q_w l'^2_{ws}}{8,5} = \frac{1 \cdot (4,76)^2}{8,5} = 2,6656 \text{ t.m.}$$

$$M'_{es} = 0$$

$$M_{ws} = M'_{ws} \left(1 - \frac{K_{ws}}{D}\right) = 2,067 \text{ t.m.}$$

$$M_{ss} = M'_{es} \cdot \frac{K_{ss}}{D} = 0,5985 \text{ t.m.}$$

$$M_{ms} = M'_{es} \cdot \frac{K_{ms}}{D} = 0,5985 \text{ t.m.}$$

$$M_{es} = 0 \text{ t.m.}$$

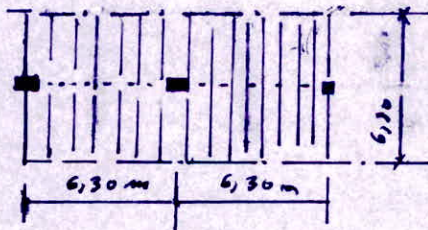
Fonces verticales sismiques revenant au portique par planchen:

NIVEAU	\bar{G}_v	valeur	$\bar{w} = (G + \frac{P}{5})$	F (totale) tonnes	F / m.l.
3	\bar{G}_3	0,188	77,621	14,594 t	11,87 t
2	\bar{G}_2	0,125	152,77	19,09 t	9,7576 t
1	\bar{G}_1	0,063	147,638	9,30 t	0,369 t

changes par /ml. revenant au portique suivant les différentes sollicitations

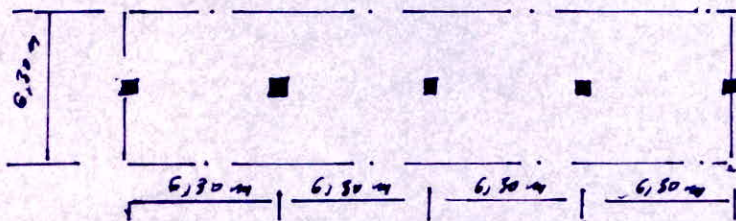
Niveau	# Parties	G: t/ml	P: t/ml	Siv: t/ml	G+1,3P	G+P+Siv	G + $\frac{P}{5}$
3	unique	6,0349	0,630	1,187	6,7909	7,8519	6,1609
2	Partie Bu:	5,59	1,575	0,7576	7,48	7,9226	5,905
	Partie T.A.		3,150	0,7576	9,37	9,4976	6,22
1	unique	5,543	1,575	0,369	7,433	7,487	5,858

Niveau 3: vue plan

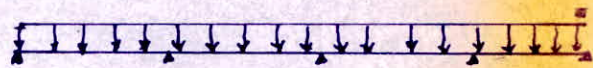


Niveau 3.

Niveau 2: et sa vue plan:



Niveau 2.



Niveau 1.

Niveau	T			2					1				
	1	2	3	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
K_n	0	0	0	479,13	479,13	479,13	0	0	539,17	539,17	539,17	539,17	539,17
K_s	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02	539,02
K_w	—	1119,6	1119,6	0	1323,53	1323,53	1323,53	0	1323,53	1323,53	1323,53	1323,53	1323,53
K_e	1323,53	1119,6	0	1323,53	1323,53	1323,53	1323,53	0	1323,53	1323,53	1323,53	1119,6	0
D	1862,5	2778,2	1862,5	2341,7	3522,7	3665,2	3044,2	1862,5	2402,5	3590,5	3726,1	3590,5	2402,5
$q = 1 \text{ t/ml}$	M_n	—	—	0,545	0,093	—	—	—	0,598	0,097	—	0,097	0,598
	M_s	0,771	—	0,771	0,6136	0,104	—	0,122	0,772	0,598	0,097	—	0,097
	M_w	—	3,725	0,771	—	3,118	2,665	2,93	0,772	—	3,096	2,665	2,903
	M_e	0,771	3,725	—	1,159	2,922	2,665	3,055	—	1,196	2,902	2,665	3,096
<u>G</u>	Q_w	6,025	6,025	6,025	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,543	5,543	5,543	5,543
	Q_e	6,025	6,025	6,025	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,543	5,543	5,543	5,543
	M_n	—	—	—	3,046	0,52	—	—	—	3,316	0,538	—	0,538
	M_s	4,655	—	4,655	3,43	0,583	—	0,685	4,315	3,316	0,538	—	0,538
	M_w	—	22,48	4,655	—	17,433	14,90	16,39	4,315	—	17,161	14,778	16,09
	M_e	4,655	22,48	—	6,479	16,332	14,90	17,076	—	6,633	16,08	14,778	17,16
M_o	29,94	29,94	29,94	27,734	27,734	27,734	27,734	27,734	27,734	27,734	27,734	27,734	

	Niveau	T			2					1				
		1	2	3	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
G + 1,2 P	q _w	—	6,791	6,791	—	7,48	7,48	9,37	9,37	—	7,43	7,43	7,43	7,43
	q _e	6,791	6,79	/	7,48	7,48	9,37	9,37	—	7,433	7,433	7,433	7,433	/
	M _n	—	—	—	4,077	0,696	0,696	—	—	4,447	0,721	0	0,718	4,447
	M _s	5,238	0	5,238	4,59	0,78	0,741	1,143	7,233	4,447	0,721	0	0,788	4,447
	M _w	—	25,296	5,238	—	23,327	21,758	27,473	7,233	—	23,013	19,81	21,57	8,89
	M _e	4,655	25,295	—	8,669	21,85	23,16	28,62	—	8,894	21,57	19,81	23,01	/
	M _o	—	33,69	33,69	—	37,11	37,11	46,48	46,48	—	36,88	36,88	36,88	36,88
G + P/S	q _w	—	6,16	6,16	—	5,905	5,905	6,22	6,22	—	5,858	5,858	5,858	5,858
	q _e	6,16	6,16	—	5,905	5,905	6,22	6,22	—	5,858	5,858	5,858	5,858	—
	M _n	—	—	—	3,218	0,549	0,11	—	—	3,505	0,568	0	0,567	3,505
	M _s	4,753	0	4,753	3,623	0,616	0,123	0,759	4,801	3,505	0,568	0	0,566	3,505
	M _w	—	22,94	4,75	—	18,42	16,04	18,24	4,80	/	18,14	15,62	17,0	7,01
	M _e	4,75	22,95	—	6,845	17,25	16,28	19,0	—	7,01	17,0	15,62	18,14	/
	M _o	—	30,56	30,56	—	29,29	29,29	30,86	30,86	—	29,06	29,06	29,06	29,06
G + P + SI _v	q _w	—	7,85	7,85	—	7,92	7,92	9,50	9,50	—	7,49	7,49	7,49	7,49
	q _e	7,85	7,85	/	7,92	7,92	9,50	9,50	—	7,49	7,49	7,49	7,49	/
	M _n	/	/	/	4,32	0,74	0,55	/	/	4,48	0,73	0	0,72	4,48
	M _s	6,057	0	6,057	4,86	0,83	0,62	1,16	7,33	4,48	0,73	0	0,72	4,48
	M _w	—	29,25	6,06	—	24,71	22,63	27,85	7,33	—	23,18	19,96	21,73	8,96
	M _e	6,06	29,26	—	9,18	23,15	23,8	29,0	—	8,96	21,73	19,96	23,18	/
	M _o	/	38,95	38,95	—	39,35	39,48	47,12	47,12	—	37,14	37,14	37,14	37,14

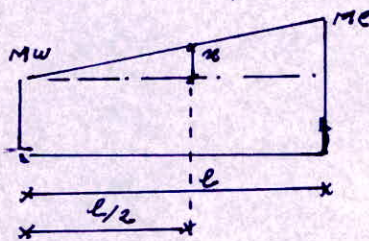
Determination des moments en travées et des efforts tranchants

Pour déterminer les moments en travées; on trace la courbe des moments de la travée indépendante complètement de portée l , avec les charges permanentes et surcharges. on prend comme ligne de fermeture pour les moments positifs; celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue. Les moments aux nœuds et aux darses par le Tableau précédent. Ainsi que les moments, statique M_0 .

* Moments en travée des charges permanentes (G)

- soit la ligne de fermeture du diagramme.

CAS 1:

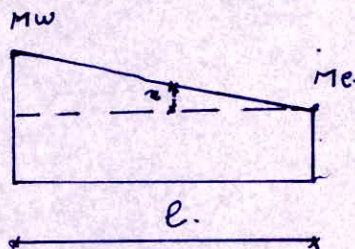


$$\frac{l}{Mc - Mw} = \frac{l}{3x} \Rightarrow x = \frac{(Mc - Mw)}{3}$$

$$M_a = Mw + x = Mw + \frac{(Mc - Mw)}{3}$$

$$M_b = M_0 - \left[Mw + \frac{(Mc - Mw)}{3} \right]$$

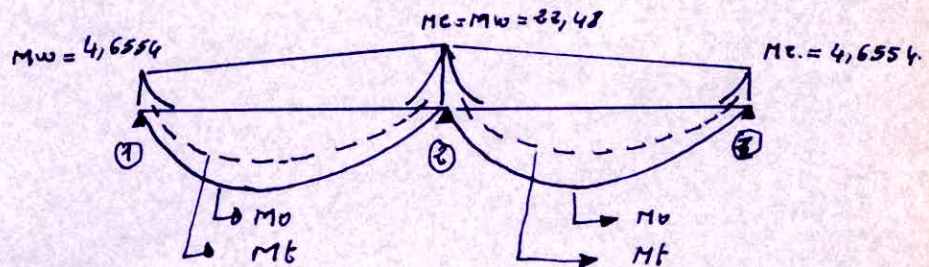
CAS 2:



on obtient de la même manière

$$M_b = M_0 - \left[Mc + \frac{Mw - Mc}{3} \right]$$

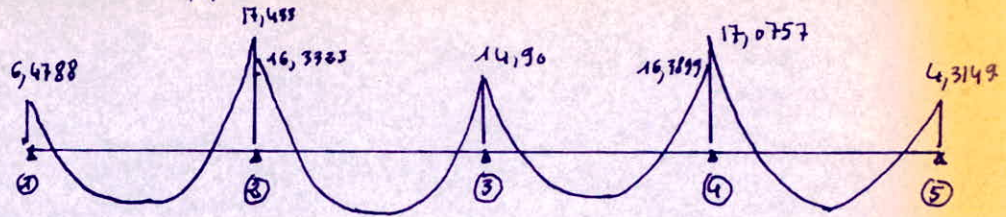
Niveau 3: on procédera de même dans toutes les autres travées sous différentes sollicitations, comme ci-dessus, mais en représentant les moments aux appuis et en la avec des icônes.



$$M_{b1} = M_{b2} = 29,9406 - \left[4,6554 + \frac{22,480 - 4,6554}{3} \right] = 16,372 \text{ t.m}$$

moments maximums en travées

Niveau 2:



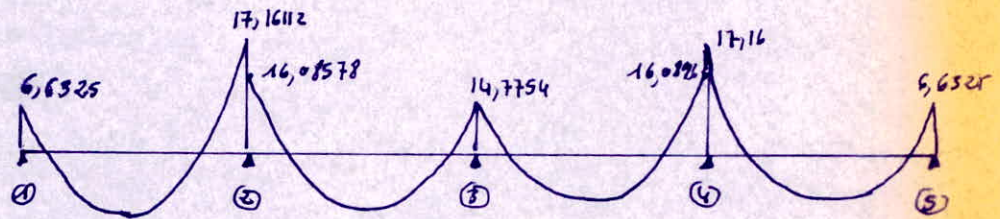
$$Mt_1 = 27,7333 - \left[6,4788 + \frac{17,433 - 6,4788}{2} \right] = 15,377 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 27,733 - \left[14,90 + \frac{16,333 - 14,90}{2} \right] = 12,1168 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 27,733 - \left[14,90 + \frac{16,3897 - 14,90}{2} \right] = 12,0885 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 27,733 - \left[4,3149 + \frac{17,057 - 4,3149}{2} \right] = 17,038 \text{ t.m.}$$

Niveau 1:



moments maximums en travées

$$Mt_1 = 27,5 - \left[6,6325 + \frac{17,1612 - 6,6327}{2} \right] = 15,6032 \text{ t.m.}$$

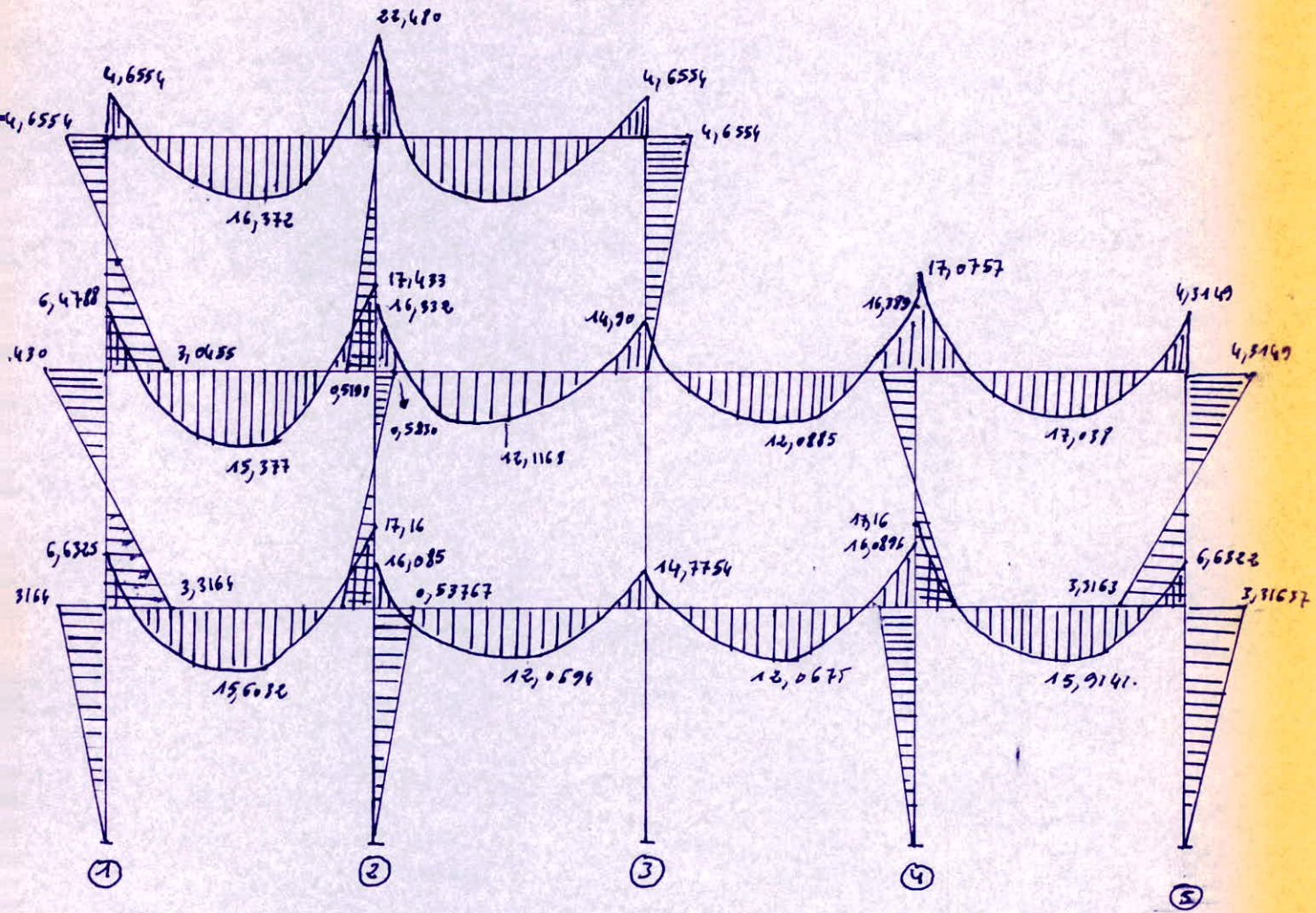
$$Mt_2 = 27,5 - \left[14,7754 + \frac{16,08578 - 14,7754}{2} \right] = 12,0674 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 27,5 - \left[14,7754 + \frac{16,0896 - 14,7754}{2} \right] = 12,0675 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 27,5 - \left[6,6322 + \frac{17,16 - 6,6328}{2} \right] = 15,9141 \text{ t.m.}$$

NOTA: Pour la représentation des moments dans le pontique, on notera que la face tendue du tirant se situe au-dessus des poteaux, correspondant à la plus grande des valeurs absolues. M'e ou M'w.

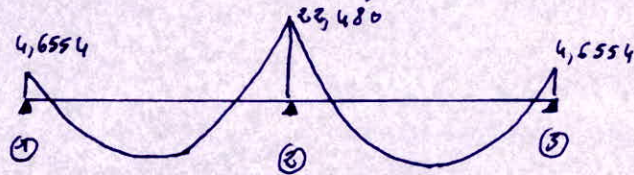
Diagramme des moments de G



Moments en travée sous la sollicitation G+1,2P:

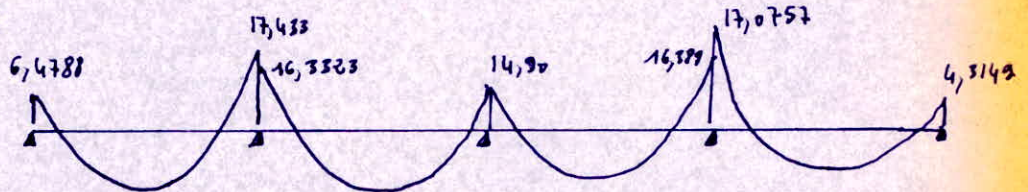
- Les moments en travée ont été obtenus en prenant comme lignes de fermeture. les moments aux appuis minimaux. c.a.d. de G

Niveau 3:



$$Mt_1 = Mt_2 = 33,6913 - \left[4,6554 + \frac{20,480 - 4,6554}{2} \right] = 20,1236 \text{ t.m.}$$

Niveau 2:



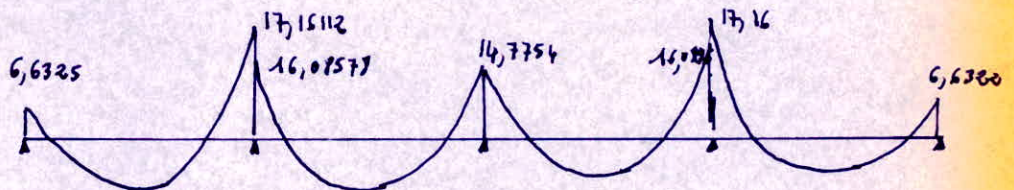
$$Mt_1 = 37,1101 - \left[6,4788 + \frac{(17,433 - 6,4788)}{2} \right] = 35,1543 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 37,1101 - \left[14,95 + \frac{(16,3323 - 14,90)}{2} \right] = 21,494 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 46,4869 - \left[14,90 + \frac{(16,3899 - 14,90)}{2} \right] = 30,84195 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 46,4869 - \left[4,3149 + \frac{(17,0757 - 4,3149)}{2} \right] = 35,792 \text{ t.m.}$$

Niveau 1:



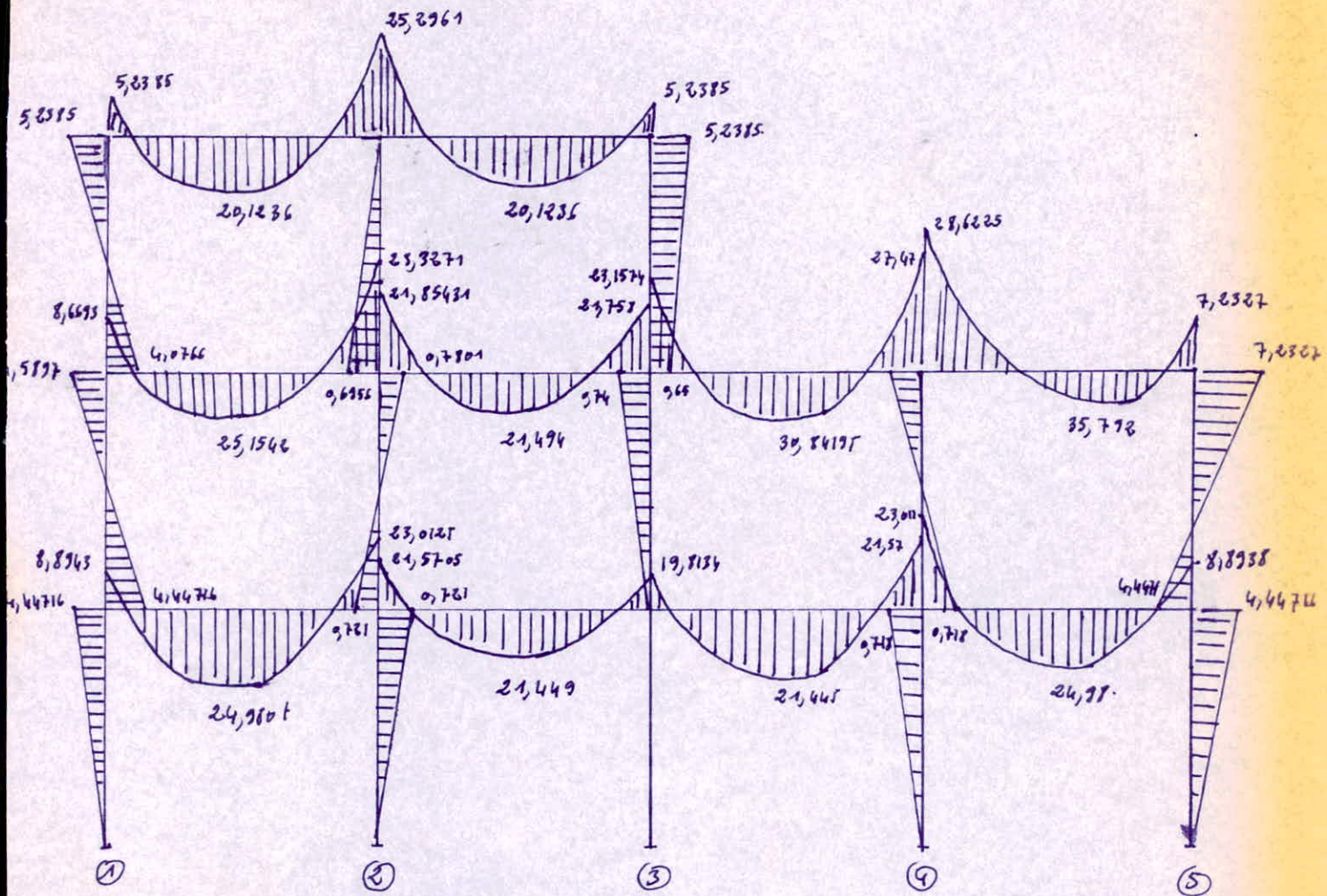
$$Mt_1 = 36,877 - \left[6,6325 + \frac{(17,16112 - 6,6325)}{2} \right] = 24,980 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 36,877 - \left[14,7754 + \frac{(16,08578 - 14,7754)}{2} \right] = 21,449 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 36,877 - \left[14,0836 + \frac{(16,0896 - 14,7754)}{2} \right] = 21,445 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 36,877 - \left[6,632 + \frac{(17,16 - 6,6323)}{2} \right] = 24,98 \text{ t.m.}$$

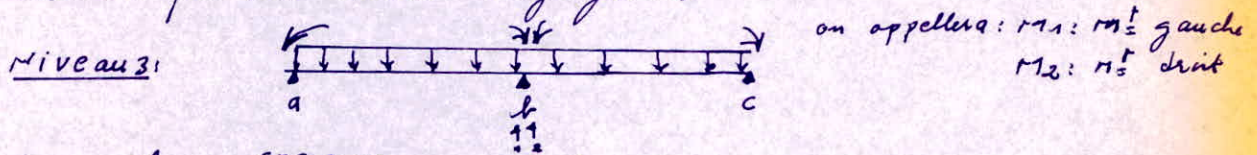
Diagramme des moments de G+1, 2p:



NOTA: Les moments sont en t.m.

calcul des efforts tranchants sous la sollicitation G+1,2p:

Le calcul des efforts tranchants sera fait en tenant compte des moments aux appuis donnés par les Tableaux.
on s'intéressera qu'aux efforts tranchants dans les ponts.
ceux des poteaux étant négligeables.



$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6,7707 \times 6,30}{2} = 21,391 \text{ t.}$$

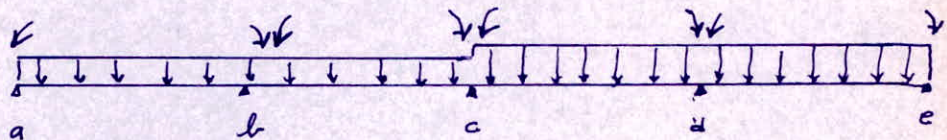
$$T_a = T_0 + \frac{m_1 - m_2}{l} = 21,391 + \frac{5,2385 - 35,2961}{6,30} = 18,2072 \text{ t}$$

$$T_{b2} = T_{b1} = T_0 + \frac{m_2 - m_1}{l} = 21,391 + \frac{35,2961 - 5,2385}{6,30} = 24,574 \text{ t}$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 49,148 \text{ t}$$

$$T_c = T_a = 18,2072 \text{ t}$$

Niveau 3:



$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{7,48 \times 6,30}{2} = 23,562 \text{ t}$$

$$T_a = T_0 + \frac{m_1 - m_2}{l} = 23,562 + \frac{8,6693 - 23,3271}{6,30} = 21,235 \text{ t.}$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{m_2 - m_1}{l} = 23,562 + \frac{23,3271 - 8,6693}{6,30} = 25,873 \text{ t}$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{m_3 - m_4}{l} = 23,562 + \frac{21,8547 - 21,751}{6,30} = 23,577 \text{ t}$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 49,465 \text{ t}$$

$$T_{c1} = T_0 + \frac{m_4 - m_3}{l} = 23,562 + \frac{21,751 - 21,8547}{6,30} = 23,562 \text{ t}$$

$$T_3 = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{9,37 \times 6,30}{2} = 29,516 \text{ t}$$

$$T_{c2} = T_3 + \frac{m_1 - m_2}{l} = 29,516 + \frac{23,1574 - 22,4728}{6,30} = 28,83 \text{ t.}$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 52,393 \text{ t.}$$

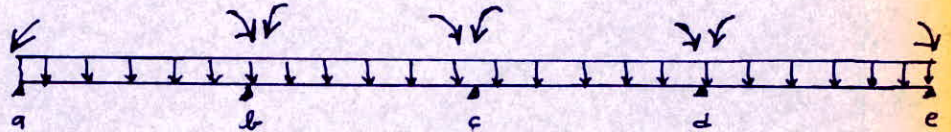
$$T_{d1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 29,516 + \frac{27,4728 - 23,1574}{6,30} = 30,23t$$

$$T_{d2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 29,516 + \frac{28,6225 - 7,2327}{6,30} = 32,92t$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d2} = 63,141t$$

$$T_e = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 29,516 + \frac{7,2327 - 28,6225}{6,30} = 26,120t$$

Niveau 1:



$$T_0 = q \frac{l}{2} = \frac{7,433 \times 6,30}{2} = 23,414t$$

$$T_a = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,414 + \frac{8,89432 - 23,0125}{6,30} = 21,173t$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,414 + \frac{23,0125 - 8,89432}{6,30} = 25,655t$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,414 + \frac{21,5705 - 19,8134}{6,30} = 23,693t$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 49,348t$$

$$T_{c1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,414 + \frac{19,8134 - 21,5705}{6,30} = 23,135t$$

$$T_{c2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,414 + \frac{19,8134 - 21,5705}{6,30} = 23,134t$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 46,269t$$

$$T_{d1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,414 + \frac{21,5705 - 19,8134}{6,30} = 23,624t$$

$$T_{d2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,414 + \frac{23,01108 - 8,89358}{6,30} = 25,654t$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d2} = 49,348t$$

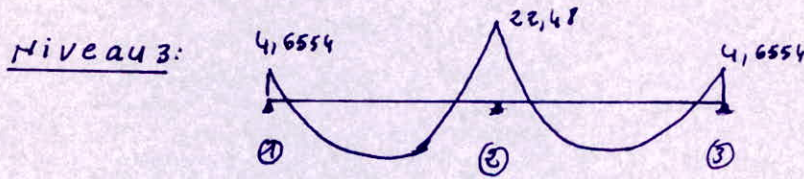
$$T_e = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,414 + \frac{8,89358 - 23,01108}{6,30} = 21,173t$$

Efforts Normaux (N) sous la sollicitation
du 1^{er} genre. G + 1,2 p.

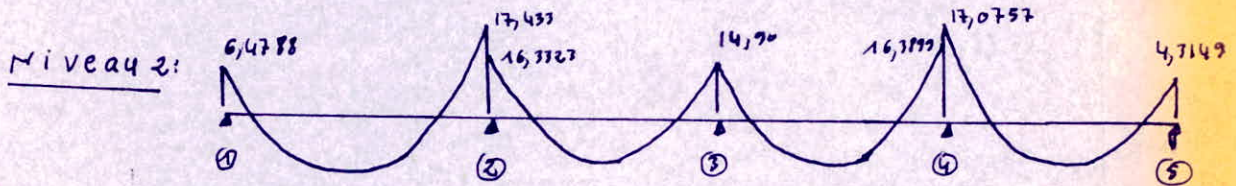
Les efforts normaux dans les poutres étant négligeables
On se limitera à dresser un Tableau d'effort normaux
sur les poteaux. en effectuant une descente de charge.
Les efforts normaux sur les sections des poteaux étant
la somme des efforts tranchants à chaque appui des poutres.
+ le poids propre des poteaux.

Niveau	Poteaux	N ₁	N ₂	N ₆
3	1	18,207t	0,98t	19,187t
	2	49,148t	"	50,128t
	3	18,207t	"	19,187t
2	1	21,235t	"	41,40t
	2	49,465t	"	100,573t
	3	52,393t	"	72,56t
	4	63,141t	"	64,121t
	5	26,120t	"	27,100t
1	1	21,173t	"	63,553t
	2	49,348t	"	150,90t
	3	46,267t	"	119,809t
	4	49,348t	"	114,449t
	5	21,173t	"	86,274t

Moments en travée sous la sollicitation G+P/5



$$Mt_1 = Mt_2 = 30,5657 - \left[4,6554 + \frac{22,48 - 4,6554}{2} \right] = 16,99 \text{ t.m.}$$

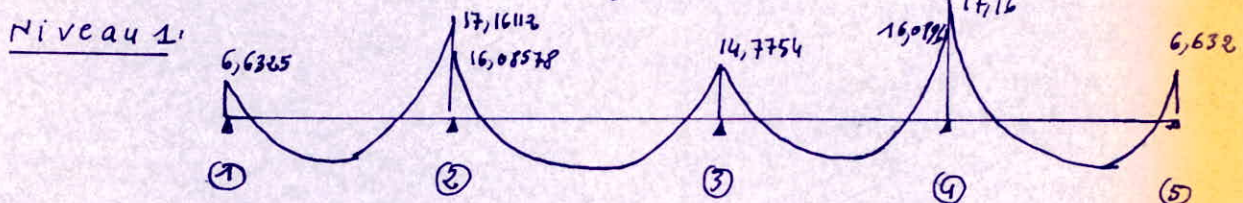


$$Mt_1 = 29,2961 - \left[6,4788 + \frac{17,433 - 6,4788}{2} \right] = 17,3402 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 29,2961 - \left[14,90 + \frac{16,3323 - 14,90}{2} \right] = 13,679 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 30,8589 - \left[14,90 + \frac{16,3899 - 14,90}{2} \right] = 15,2159 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 30,8589 - \left[4,7149 + \frac{17,0757 - 4,7149}{2} \right] = 20,1636 \text{ t.m.}$$

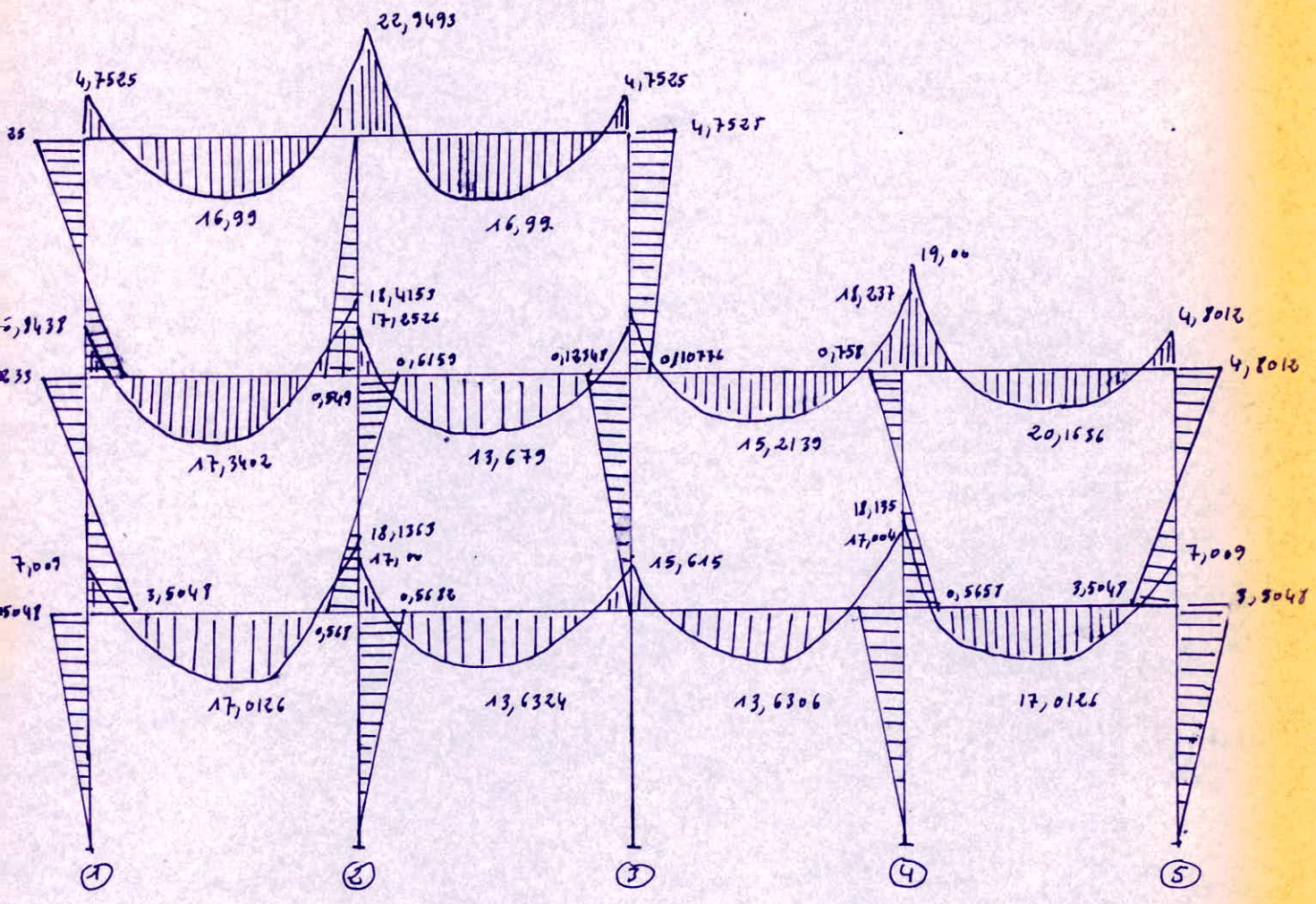


$$Mt_1 = Mt_2 = 29,063 - \left[6,6323 + \frac{17,1612 - 6,6325}{2} \right] = 17,01264 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 29,063 - \left[14,7754 + \frac{16,08578 - 14,7754}{2} \right] = 13,6232 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 29,063 - \left[14,7754 + \frac{16,0896 - 14,7754}{2} \right] = 13,630 \text{ t.m.}$$

Diagramme des moments de G+P/5.

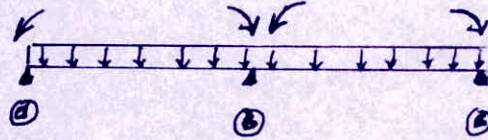


NOTA: Les moments en t.m.

Efforts tranchants: de G + P/5:

- Les efforts tranchants de la sollicitation G + P/5 sont déterminés dans les travées uniquement. ceux des montants des poutres étant négligeables.

Niveau 3:



$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,1609 \times 6,30}{2} = 19,406 \text{ t}$$

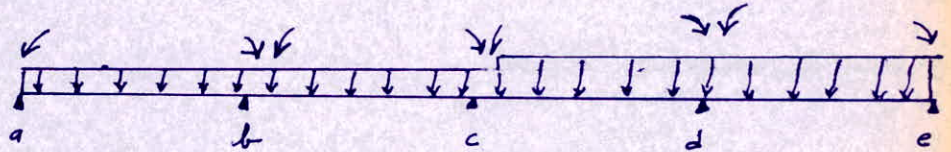
$$T_a = T_c = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 19,406 + \frac{4,7525 - 22,9493}{6,30} = 16,517 \text{ t}$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 19,406 + \frac{22,9493 - 4,7525}{6,30} = 22,2943 \text{ t}$$

$$T_{b2} = T_{b1} = 22,2943 \text{ t}$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 44,588 \text{ t}$$

Niveau 2:



$$T_{01} = \frac{q_1 \cdot l}{2} = \frac{5,9051 \times 6,30}{2} = 18,6 \text{ t}$$

$$T_a = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 18,6 + \frac{6,8438 - 18,4153}{6,30} = 16,763 \text{ t}$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 18,6 + \frac{18,4153 - 6,8438}{6,30} = 20,436 \text{ t}$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 18,6 + \frac{17,2526 - 16,0435}{6,30} = 18,79 \text{ t}$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 39,226 \text{ t}$$

$$T_{c1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 18,6 + \frac{16,0435 - 17,2526}{6,30} = 18,40 \text{ t}$$

$$T_{02} = \frac{q_2 \cdot l}{2} = \frac{6,22 \times 6,30}{2} = 19,593 \text{ t}$$

$$T_{c2} = T_{02} + \frac{M_1 - M_2}{l} = 19,593 + \frac{16,2761 - 18,237}{6,30} = 19,281 \text{ t}$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 37,681 \text{ t}$$

Sollicitation du 2^e genre $G + \frac{P}{5} + \vec{S}iH$

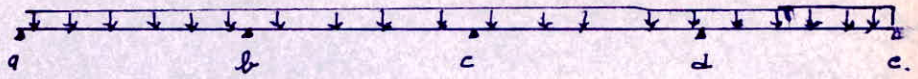
Les moments de la sollicitation du 2^e genre $G + \frac{P}{5} + \vec{S}iH$ sont obtenus en combinant les moments de $G + \frac{P}{5}$ et de $\vec{S}iH$.

Les moments en traversé de cette sollicitation sont égaux à ceux de $G + \frac{P}{5}$; On tiendra compte des signes des moments aux nœuds.

moments de $G + \frac{P}{5} + \vec{S}iH$ en (t.m)

Niveaux	Nœuds	$G + \frac{P}{5}$				$\vec{S}iH$				$G + \frac{P}{5} + \vec{S}iH$			
		Mm	Ms	Mw (-)	Mc (-)	Mm	Ms	Mw (-)	Mc (+)	Mm	Ms	Mw	Mc
3	1	/	+4,7558	/	4,7525	/	-9,34	/	9,34	/	-4,5875	/	+4,5875
	2	/	/	22,9493	22,9493	/	-11,69	5,845	5,845	/	-11,69	28,7943	-17,1043
	3	/	-4,7525	4,7525	/	/	-9,34	9,34	/	/	-14,0925	-14,0925	/
2	1	-3,2182	+3,6233	/	6,8438	+6,563	-10,314	/	16,877	+3,3448	-6,6907	/	+10,0332
	2	+0,54916	-0,6459	18,4453	17,2526	+8,20	-12,887	10,543	10,543	+8,749	-13,5029	-28,9583	-6,7096
	3	-0,10976	+0,12308	16,0635	16,2767	+8,20	-12,887	10,543	10,543	+8,07024	-13,7635	-26,5865	-5,7337
	4	/	+0,7588	18,237	19,702	/	-12,887	6,4635	6,4635	/	-12,1282	-24,6205	-12,5567
	5	/	-4,8012	4,8012	/	/	-10,314	10,314	/	/	-15,1152	-15,1152	/
1	1	-3,5048	+3,5048	/	7,0093	+10,765	-9,57	/	20,333	+7,2602	-6,0652	/	+13,3257
	2	+0,5682	-0,5682	18,1363	17	+13,457	-11,962	12,709	12,709	+14,029	-12,5102	30,8453	-4,291
	3	/	/	15,645	15,645	+13,457	-11,962	12,709	12,709	+13,457	-11,962	28,324	-2,906
	4	-0,5658	+0,5658	17,004	18,1352	+13,457	-11,962	12,709	12,709	+12,8912	-11,3962	-27,7130	-5,4262
	5	+3,5048	-3,5048	7,009	/	+10,765	-9,57	20,333	/	+14,2658	-13,0767	-27,347	/

Niveau 1:



$$T_0 = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{5,858 \times 6,30}{2} = 18,4527t$$

$$T_a = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 18,4527 + \frac{7,0003 - 10,1363}{6,30} = 16,686t$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 18,4527 + \frac{10,1363 - 7,0003}{6,30} = 20,218t$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 18,4527 + \frac{17 - 15,615}{6,30} = 18,672t$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 38,890t$$

$$T_{c1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 18,4527 + \frac{15,615 - 17}{6,30} = 18,232t$$

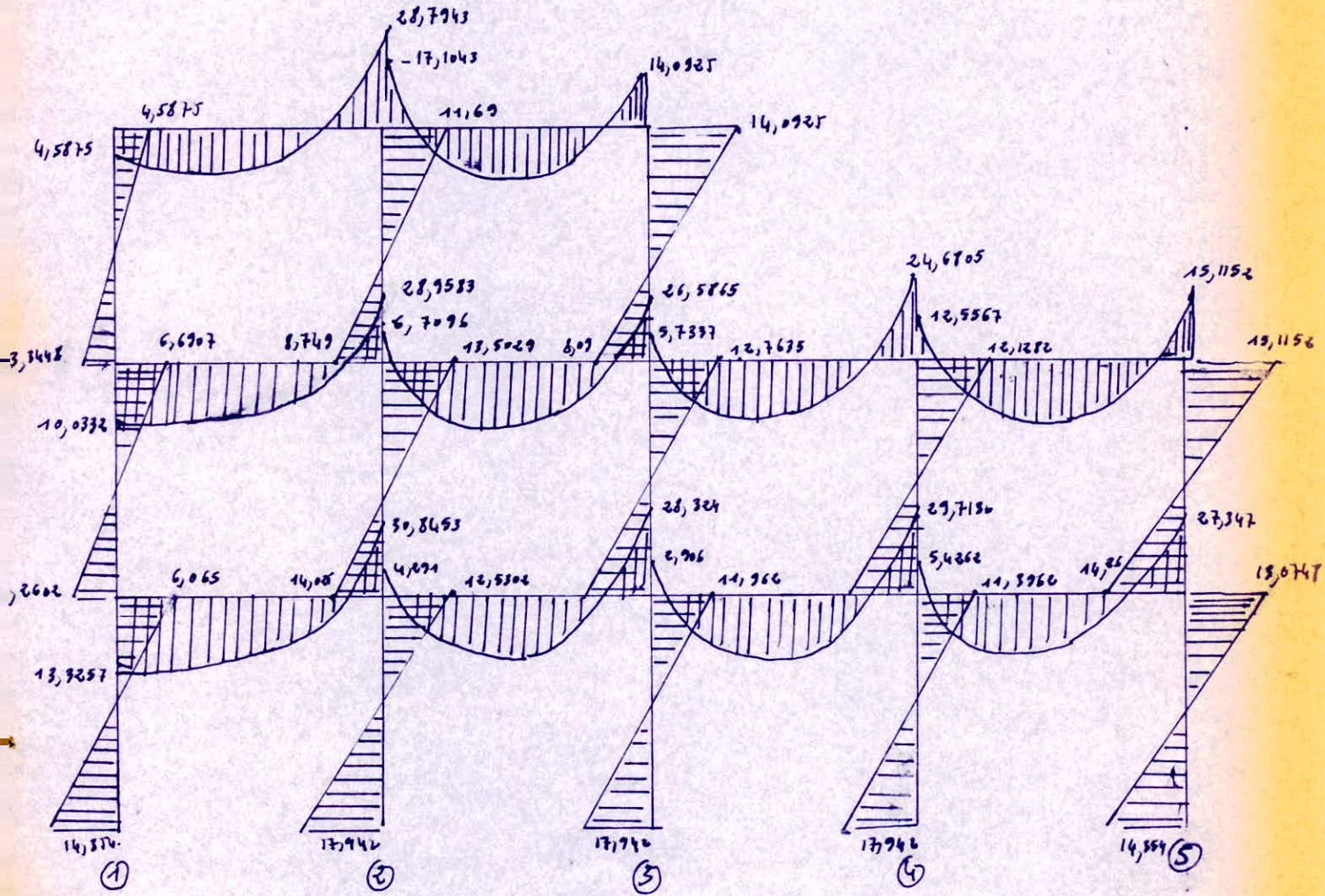
$$T_{c2} = T_{c1}$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 36,464t$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d1} = 36,464t$$

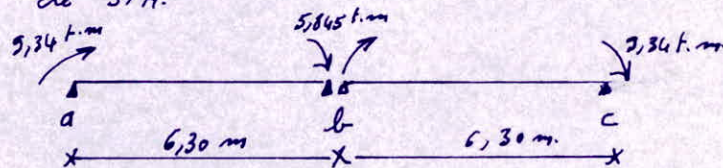
Efforts Normaux de G + P/S ne donnant pas les efforts défavorables, on ne les mentionne pas pour le cas aut. on les mentionnera dans la sollicitation $G + \frac{P}{S} + \vec{s}iH$

Diagramme des moments de $G + P/5 + S_{IH}$



Calcul des efforts tranchants de $G + \frac{P}{5} + \overline{SiH}$

Preliminaire: Avant de dresser un Tableau des efforts de la sollicitation on montrera un exemple de calcul de l'effort tranchant de SiH.



$$\sum M/b = 0 \Rightarrow T_{a|b} + 9,34 + 5,845 = 0 \rightarrow T_{a|b} = -2,41 \text{ t.}$$

$$\sum M/a = 0 \quad T_{b|a} - 5,845 - 9,34 = 0 \rightarrow T_{b|a} = +2,41 \text{ t.}$$

On tiendra compte du signe de l'effort tranchant. suivant qu'on a Compression ou traction.

Efforts Tranchants:

Niveau	Poutres	effort tranch. $G + \frac{P}{5}$ (t)		effort tranch. \overline{SiH} (t)		effort tranch. $G + \frac{P}{5} + \overline{SiH}$	
		$n=0$	$n=l$	$n=0$	$n=l$	$n=0$	$n=l$
3	1-2	16,517	22,294	-2,41	+2,41	14,107	24,704
	2-3	22,294	16,517	-2,41	+2,41	19,884	18,927
2	1-2	16,763	20,436	-4,352	+4,352	12,411	24,788
	2-3	18,79	18,4	-3,3469	+3,3469	15,4431	21,7469
	3-4	19,281	19,9042	-2,6922	+2,6922	16,5888	22,6
	4-5	21,846	17,332	-2,66	+2,66	19,186	19,999
1	1-2	16,686	20,218	-5,245	+5,245	11,441	25,463
	2-3	18,672	18,232	-4,0346	+4,0346	14,6374	22,266
	3-4	18,232	20,218	-4,0346	+4,0346	14,1976	24,2526
	4-5	18,672	16,686	-5,245	+5,245	13,427	21,931

Efforts Normaux de $G + P_j + S_i H$

Niveaux	Poteaux	N_1	N_2	N_t
3	1	14,107	0,98t	= 15,087 t
	2	44,588	"	45,568 t
	3	18,927	"	19,907 t
2	1	12,411	"	28,478 t
	2	40,2311	"	86,779 t
	3	38,331	"	59,218 t
	4	41,786	"	42,766 t
	5	19,999	"	20,979 t
1	1	11,441	"	40,899 t
	2	40,10	"	127,859 t
	3	36,466	"	96,662 t
	4	37,68	"	81,426 t
	5	21,93	"	43,889 t

$$\underline{\underline{G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{SiH}}} \quad (\text{sens opposé}).$$

Moments de $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{SiH}$ en (t.m)

niveaux	Noeuds	$G + \frac{P}{5}$				\overleftarrow{SiH}				$G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{SiH}$			
		Mm	Ms	Mw (-)	Mc (-)	Mm	Ms	Mw (+)	Mc (-)	Mm	Ms	Mw	Mc
1	1	/	+4,7525	/	4,7525	/	+9,34	/	9,34	/	+14,0725	/	-14,0725
	2	/	/	22,9493	22,9493	/	+11,69	5,845	5,845	/	+11,69	-17,1043	-22,7943
	3	/	-4,7525	4,7525	/	/	+9,34	9,34	/	/	+4,5875	+4,5875	/
2	1	-3,6122	+3,6233	/	6,9451	-6,563	+10,314	/	16,877	-9,7812	+13,9373	/	-23,7208
	2	+0,54916	-0,6159	18,4153	17,2526	-8,20	+12,887	10,543	10,543	-8,74916	+13,3711	-7,8723	-27,7966
	3	-0,10776	+0,12748	16,0435	16,2767	8,20	+12,887	10,543	10,543	-8,3097	+13,0104	-5,5005	-26,8197
	4	/	0,7588	18,237	19,002	/	+12,887	6,4435	6,4435	/	+13,6458	-11,7935	-25,443
	5	/	-4,8012	4,8012	/	/	+10,314	10,314	/	/	+5,5128	+5,5128	/
3	1	-3,5048	+3,5048	/	7,0093	-10,765	+9,57	/	20,835	-14,249	+13,0748	/	-27,344
	2	+0,5682	-0,5682	18,1363	17	-13,457	+11,962	12,709	12,709	-12,888	+11,3938	-5,4273	29,709
	3	/	/	15,615	15,615	-13,457	+11,962	12,709	12,709	13,457	+11,962	2,906	-28,324
	4	-0,5658	+0,5658	17,004	18,1352	-13,457	+11,962	12,709	12,709	-14,0227	+12,5278	-4,295	-30,8442
	5	+3,5048	-3,5048	7,009	/	-10,765	+9,57	20,937	/	-7,2602	+6,0652	13,324	/

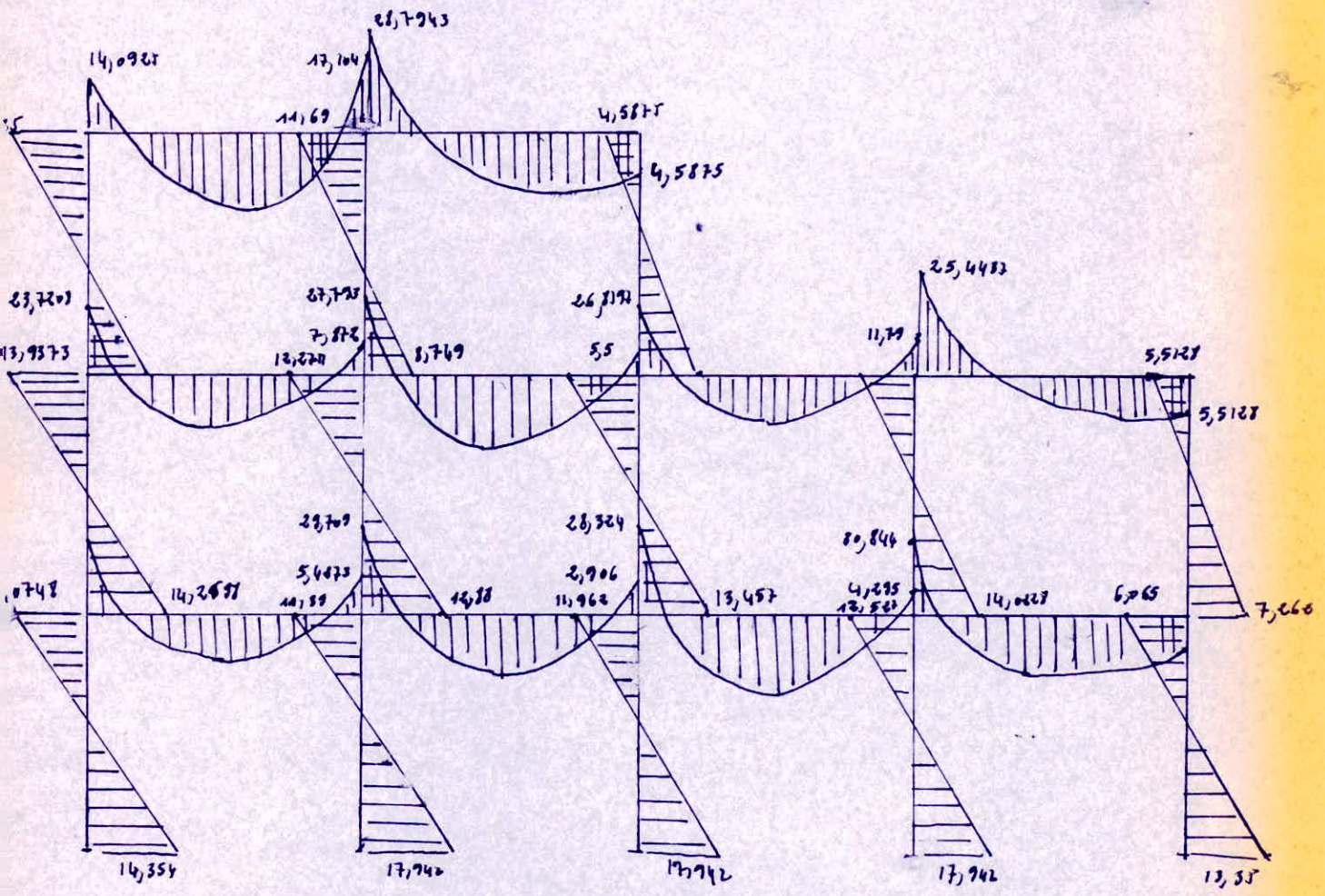


Diagramme de $G + P/\gamma + \Delta iH$

Efforts Tranchants de $G + P/5 + \overleftarrow{S}iH$

Les efforts tranchants de la combinaison sont donnés par la superposition des efforts tranchants de $G + P/5$ et $\overleftarrow{S}iH$

niveau	Poutres	effort tranch. $G + P/5$ (H)		effort tranch. $\overleftarrow{S}iH$		effort tranch. $G + P/5 + \overleftarrow{S}iH$	
		$x=0$	$x=l$	$x=0$	$x=l$	$x=0$	$x=l$
3	1-2	16,517	22,294	+2,41	-2,41	18,927	19,884
	2-3	22,294	16,517	+2,41	-2,41	24,704	14,107
2	1-2	16,763	20,436	+4,352	-4,352	21,115	16,084
	2-3	18,79	18,4	+3,3469	-3,3469	22,1369	15,0531
	3-4	19,281	19,9042	+2,6962	-2,6962	21,9772	17,208
	4-5	21,846	17,339	+2,66	-2,66	24,506	14,679
1	1-2	16,686	20,218	+5,245	-5,245	21,931	14,973
	2-3	18,672	18,232	+4,0346	-4,0346	22,706	14,1974
	3-4	18,232	20,218	+4,0346	-4,0346	22,266	16,1834
	4-5	18,672	16,686	+5,245	-5,245	23,917	11,441

- Efforts Normaux de $G + \frac{P}{5} + \overleftarrow{S}H$

Niveau	Poteaux	N_1 (t)	N_2 (t)	M_t (t)
3	1	18,927	0,92	19,907
	2	44,588	"	45,568
	3	14,107	"	15,087
2	1	21,115	"	42,002
	2	38,221	"	84,769
	3	37,03	"	53,097
	4	41,714	"	42,694
	5	14,679	"	15,659
1	1	21,931	"	64,913
	2	37,68	"	123,429
	3	36,464	"	90,541
	4	40,10	"	83,774
	5	11,441	"	28,080

Sollicitation du 2^e genre: $G+P+\overline{SIV}$

Determination des moments en travées:

La méthode est la même que celle employée pour les autres sollicitations

$$Mt = Mo - \left[Mw + \frac{(Me - Mw)}{2} \right] \quad \text{ou bien}$$

$$Mt = Mo - \left[Me + \frac{(Mw - Me)}{2} \right]$$

Niveau 3 Terrasse:

$$Mt_1 = Mt_2 = 38,9552 - \left[4,6554 + \frac{22,48 - 4,6554}{2} \right] = 24,9841$$

Niveau 2

$$Mt_1 = 39,305 - \left[6,4788 + \frac{17,433 - 6,4788}{2} \right] = 27,3491 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 39,305 - \left[14,90 + \frac{16,3323 - 14,90}{2} \right] = 23,619 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 47,120 - \left[14,90 + \frac{16,3899 - 14,90}{2} \right] = 31,475 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = 47,120 - \left[4,3149 + \frac{17,057 - 4,3149}{2} \right] = 36,44 \text{ t.m.}$$

Niveau 3:

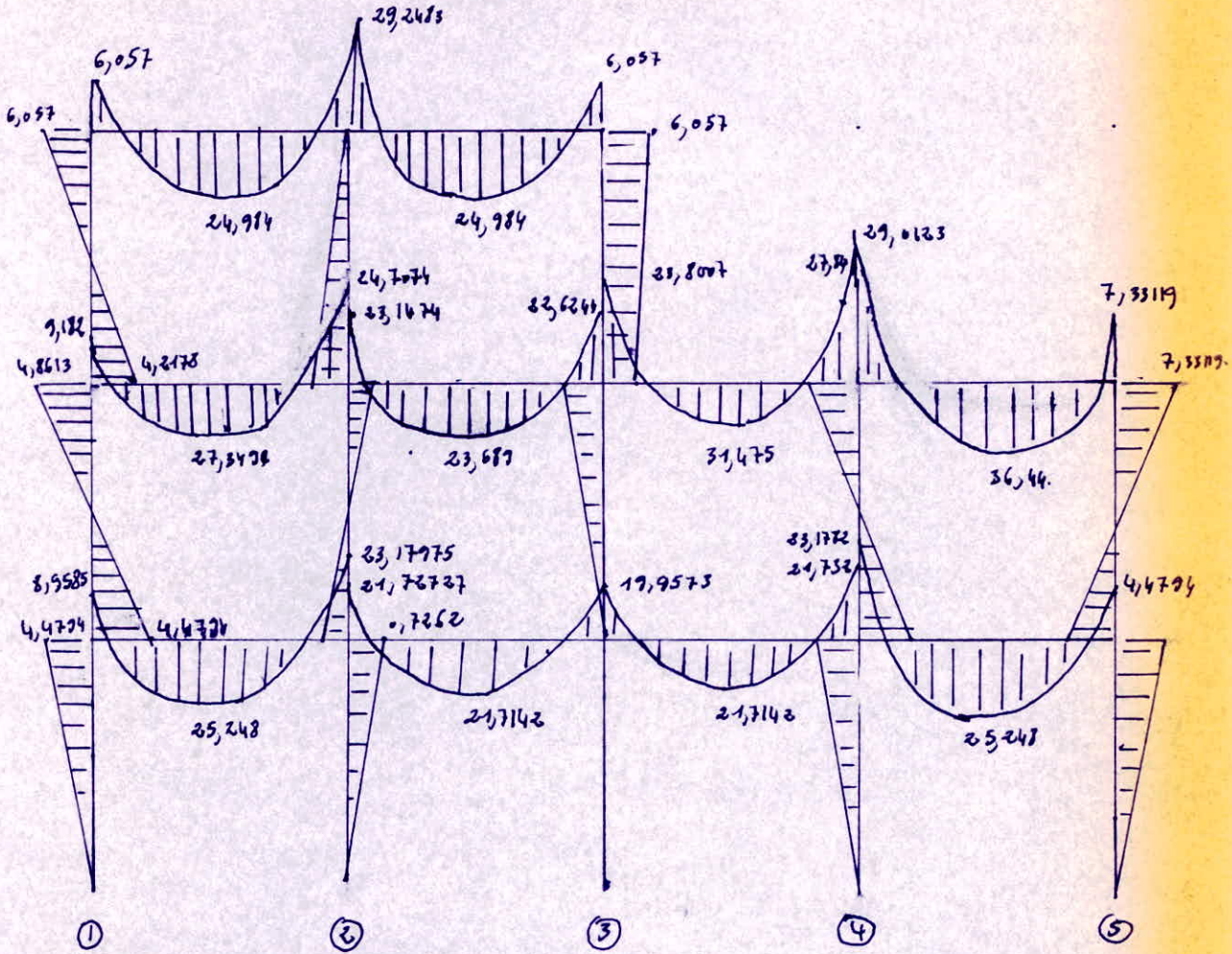
$$Mt_1 = 37,1448 - \left[6,6325 + \frac{17,1612 - 6,6325}{2} \right] = 25,248 \text{ t.m.}$$

$$Mt_2 = 37,1448 - \left[14,7754 + \frac{16,08578 - 14,7754}{2} \right] = 21,7142 \text{ t.m.}$$

$$Mt_3 = 37,1448 - \left[14,7754 + \frac{16,0896 - 14,7754}{2} \right] = 21,71234 \text{ t.m.}$$

$$Mt_4 = Mt_1 = 25,248 \text{ t.m.}$$

Diagramme des moments de G+P+sv en (t.m)



Efforts tranchants de G+P+SV dans les poutres:

- La méthode était la même que précédemment.

Niveau 3:

$$T_0 = \frac{qL}{2} = \frac{7,8519 \times 6,30}{2} = 24,73t$$

$$T_c = T_a = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{L} = 24,73 + \frac{6,057 - 29,2483}{6,30} = 21,048t$$

$$T_{b2} = T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{L} = 24,73 + \frac{29,2483 - 6,057}{6,30} = 28,491t$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 56,822t$$

Niveau 2:

$$T_{01} = \frac{q_1 L}{2} = \frac{7,9226 \times 6,80}{2} = 24,956t$$

$$T_{a1} = T_{01} + \frac{M_1 - M_2}{L} = 24,956 + \frac{9,1823 - 24,7074}{6,30} = 22,492t$$

$$T_{b1} = T_{01} + \frac{M_2 - M_1}{L} = 24,956 + \frac{24,7074 - 9,1823}{6,30} = 32,7185t$$

$$T_{b2} = T_{01} + \frac{M_1 - M_2}{L} = 24,956 + \frac{23,1476 - 22,6344}{6,30} = 25,037t$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 57,755t$$

$$T_{02} = \frac{q_2 L}{2} = \frac{9,4976 \times 6,30}{2} = 29,917t$$

$$T_{c1} = T_{01} + \frac{M_2 - M_1}{L} = 24,956 + \frac{22,6344 - 23,1474}{6,30} = 24,8745t$$

$$T_{c2} = T_{02} + \frac{M_1 - M_2}{L} = 29,917 + \frac{23,6344 - 27,8469}{6,30} = 29,2483t$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 54,1230t$$

$$T_{d1} = T_{02} + \frac{M_2 - M_1}{L} = 29,917 + \frac{27,8469 - 23,1007}{6,30} = 30,559t$$

$$T_{d2} = T_{02} + \frac{M_1 - M_2}{L} = 29,917 + \frac{29,0123 - 7,3319}{6,30} = 33,358t$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d2} = 63,917t$$

$$T_e = T_{02} + \frac{M_2 - M_1}{L} = 29,917t + \frac{7,3319 - 29,0123}{6,30} = 26,475t$$

NIVEAU 1:

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7,487 \cdot 6,30}{2} = 23,584 \text{ t}$$

$$T_{a1} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,584 + \frac{8,9585 - 23,17975}{6,30} = 21,526 \text{ t}$$

$$T_{b1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,584 + \frac{23,17975 - 8,9585}{6,30} = 25,841 \text{ t}$$

$$T_{b2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,584 + \frac{21,72727 - 19,9573}{6,30} = 23,8649 \text{ t}$$

$$T_b = T_{b1} + T_{b2} = 49,706 \text{ t}$$

$$T_{c1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,584 + \frac{19,9573 - 21,72727}{6,30} = 23,303 \text{ t}$$

$$T_{c2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,584 + \frac{19,9573 - 21,73}{6,30} = 23,302 \text{ t}$$

$$T_c = T_{c1} + T_{c2} = 46,605 \text{ t}$$

$$T_{d1} = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,584 + \frac{21,7325 - 19,9573}{6,30} = 23,865 \text{ t}$$

$$T_{d2} = T_0 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 23,584 + \frac{23,17825 - 8,9585}{6,30} = 25,841 \text{ t}$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d2} = 49,706 \text{ t}$$

$$T_e = T_0 + \frac{M_2 - M_1}{l} = 23,584 + \frac{8,9585 - 23,17825}{6,30} = 21,526 \text{ t}$$

- efforts Normaux de G+P+ siv:

- Les principaux efforts normaux étant ceux qui s'exercent sur les poteaux, il existe des efforts normaux suivant le plan longitudinal des poutres mais ceux-ci sont faibles, on ne tiendra pas compte ici.

Niveaux	Poteaux	M_1 -ET (t)	M_2 (t)	M_6 (t)
3	1	21,048	0,98	22,028
	2	56,822	"	57,802
	3	21,048	"	22,028
2	1	22,422	"	45,500
	2	57,755	"	116,537
	3	54,123	"	77,131
	4	63,917	"	64,877
	5	26,475	"	27,455
1	1	21,326	"	67,606
	2	49,706	"	167,223
	3	46,605	"	124,716
	4	49,706	"	115,583
	5	21,326	"	49,761

FERRAILLAGE
DES
POUTRES

Ferraillage.

des poutres sont soumises aux efforts M , N et T :

M = moment de flexion

N = effort normal

T = effort tranchant.

d'où leur travail en flexion composée. Mais pour simplifier légèrement les calculs et de façon à considérer un cas plus sécuritaire - puisque N tend à réduire la flexion - on calculera les poutres à la flexion simple suivant les différentes combinaisons.

Le ferraillage adopté sera celui qui correspondra à la situation la plus défavorable en tenant compte du fait que les contraintes admissibles pour le béton et l'acier ont des valeurs plus grandes sous les sollicitations du second genre que sous les sollicitations du premier genre.

Au 1^{er} genre:

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

$$\text{avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acier HA)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acier RL)}$$

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

Au 2^e genre:

$$S_2 = G + P/S + \overline{SI}_H \uparrow$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acier HA)}$$

$$= G + P/S + \overline{SI}_H$$

$$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acier RL)}$$

$$= G + P/S + SI_v \uparrow$$

$$= G + P + SI_v \downarrow$$

$$\bar{\sigma}'_b = 205 \text{ kg/cm}^2$$

Suivant les règles parasismiques 69 Annexe B, § Stabilité d'ensemble. Pour les composantes verticales (sismiques), se référer à l'annexe B2 RPS p.195. On notera également que les RPS admettent que les maximums de réponse aux composantes horizontales d'une part et aux composantes verticales d'autre part ne se produisent pas simultanément de façon générale (p.21) et c'est la raison pour laquelle on ne combine pas SI_H et SI_v .

Remarque:

La sollicitation donnant le plus grand effort n'est pas obligatoirement celle qui donne le cas sécuritaire (voir contraintes admissibles).

Les combinaisons qui donnent - après essais - les plus grands efforts sont:

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

$$S_2 = G + P + SI_v \downarrow$$

Pour les aciers, c'est S_1 qui l'emporte.

Les pontes seront armées sous $S_1 = G + 1,2 P$, en flexion simple et par la méthode de Charon.

6.1. Niveau Terrasse.

6.11 Armatures longitudinales.

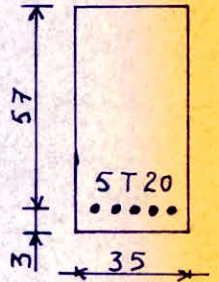
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 20,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1041$$

Tableau : $\rightarrow k = 24,1$
 $\epsilon = 0,8721$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,1} = 116 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{20,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8721 \cdot 57} = 15,45 \text{ cm}^2$$

$$5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$



Vérification à la formation

$$\bar{\omega}_f = \frac{15,70}{35 \cdot 57} = 0,075$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,075}{1,75} = 3724 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (vérifié)}$$

$$\left(\sigma_1 = k \frac{\eta}{\Phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \right)$$

on a pris :

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad : \text{formation peu nuisible.}$$

$$\eta = 1,6 \quad : \text{Aciers H.A.}$$

$$\Phi = 20 \text{ mm}$$

Longueur de scellement droit: l_d

$$l_d = 40 \Phi \text{ pour les aciers H.A. (C.R. p. 56). d'où:}$$

$$l_d = 40 \cdot 2,0 = 80 \text{ cm.}$$

Condition de flèche.

$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow \frac{15,70}{35 \cdot 57} = 7,87 \cdot 10^{-3} \leq 10,23 \cdot 10^{-3} \text{ (Vérifié)}$$

Non fragilité.

$$A = 15,70 > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \frac{5,9}{4200} 35 \cdot 57 = 1,9 \text{ cm}^2$$

(Vérifiée).

Non entraînement des barres

$$\bar{\sigma}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$
$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{p \gamma} = \frac{24,225 \cdot 10^3}{31,42 \cdot 0,8721 \cdot 57} = 15,4 \text{ kg/cm}^2$$

} $\Rightarrow \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$
(Vérifiée)

$p = \sum p_i$ (barres identiques et \bar{a} égale distance du bord comprimé)
 $p = 5 \cdot 2\pi = 31,42 \text{ cm}$.

Aux appuis.

$$T + \frac{M}{\gamma} \leq A \bar{\sigma}_a$$

$$\left. \begin{array}{l} T(0) = 18,535 \text{ t} \\ M_a = -4,65 \text{ tm} \end{array} \right\} \Rightarrow 18,535 \cdot 10^3 - \frac{4,65 \cdot 10^5}{49,6} = 13,22 \cdot 10^3 < 44 \cdot 10^3$$

Vérifiée.

$$\left. \begin{array}{l} T(l) = 24,225 \text{ t} \\ M_b = -22,5 \text{ tm} \end{array} \right\} \Rightarrow 24,225 \cdot 10^3 - \frac{22,5 \cdot 10^5}{49,6} = (24,225 - 45,9) < 0$$

Longueur de l'appui : c.

$$c = \frac{2 T_{\max}}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 24,225 \cdot 10^3}{35 \cdot 68,5} = 20,21 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

6.12 Armatures transversales.

on vérifie : $\bar{\sigma}_b \leq 5 \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_{b \max} = \frac{24,225 \cdot 10^3}{35 \cdot 49,6} = 14,10 \text{ kg/cm}^2 < 5 \cdot 5,9 = 29,5 \text{ kg/cm}^2$$

Barres obliques

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \rightarrow 14,10 < 20,25 \text{ kg/cm}^2$$

non nécessaires.

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en}$$

$$f_{at} = \frac{2}{3}$$

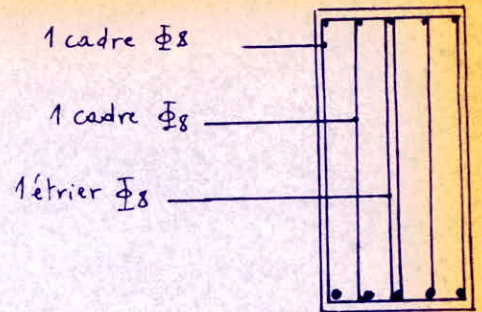
reprise de bétonnage.

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en} \\ f_{at} = \frac{2}{3} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

En prenant 2 cadres $\Phi 8$ et 1 étrier $\Phi 8$
on aura $6 \Phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$t_{\text{mec}} = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t \cdot \gamma}{T} = \frac{3,01 \cdot 2,8 \cdot 49,6}{24,28} = 17 \text{ cm.}$$



Espacement max \bar{k}

$$\bar{k} = \min \begin{cases} \bar{k}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 49 \left(1 - 0,3 \frac{14,1}{5,9}\right) = 14 \text{ cm.} \\ \bar{k}_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 49,6 = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\min(t_m, \bar{k}) = \bar{k} = 10 \text{ cm.}$$

On prendra $t = 9 \text{ cm.}$

En commençant à placer les cadres à $5,5 \text{ cm}$ du vu de l'appui, on aura d'après la suite de Sarquet (7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, ...) en commençant avec $t = 9 \text{ cm.}$

4 intervalles de 9, 4 de 10, 4 de 11, 4 de 13, 4 de 16, 3 de 16 (au lieu de 20), ~~1~~ vide 8 sur une longueur de $\frac{595 - 2 \cdot 5,5}{2} = 292 \text{ cm.}$

6.2. Niveau 2

6.2.1 Travée AB.

6.2.1.1 Armatures longitudinales.

$$\mu = \frac{15 \cdot 37,823 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 55^2} = 0,191$$

$$\varepsilon = 0,8387$$

$$k = 16,0$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{16} = 175 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

\rightarrow Nécessité d'armatures comprimées A' .

$$\text{On écrit } k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,4$$

$$\alpha = 0,4237$$

$$\mu' = 0,1819$$

$$\bar{\omega} = 1,038$$

$$\delta' = d'/h = 3/55 = 0,0545$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \frac{(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b = 15 \frac{0,4237 - 0,0545}{0,4237} 137 = 1790 < \bar{\sigma}'_a$$

$$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \cdot 35 \cdot 55^2 \cdot 137 = 26,38 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = M - M_0 = (37,823 - 26,38) = 11,44 \text{ t.m.}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{11,44 \cdot 10^5}{52 \cdot 1790} = 12,29 \text{ cm}^2$$

$$A = \bar{\omega} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = 1,038 \frac{35 \cdot 55}{100} + \frac{11,44 \cdot 10^5}{52 \cdot 2800} = 27,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A' \iff 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \quad A' = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A \iff 6T20 + 6T14 = 28,04 \text{ cm}^2 \quad A = 28,04 \text{ cm}^2$$

Vérification à la flexion

$$\bar{\omega}_f = \frac{28,04}{35 \times 10} = 0,08 \rightarrow \sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{20} \frac{0,08}{1,8} = 5300 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ vérifiée}$$

Flèche.

$$A \leq \frac{43 bh}{\sigma_{en}} \quad 27,84 < \frac{43 \cdot 35 \cdot 55}{4200} = 19,70 \text{ non vérifiée}$$

d'où un calcul exact de flèche s'impose : CCBA 68 Art 61.

charges et moments :

$$\begin{array}{l} - \text{ poids propre hourdi : } 611 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{ cloison } 75 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$- \text{ Revêtement } f = \frac{686 \text{ kg/m}^2}{50 \text{ kg/m}^2}$$

$$- \text{ surcharges } g = \frac{736 \text{ kg/m}^2}{500}$$

$$q = 1236 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Soit } M_t = 0,7 M_0$$

$$M_j = 0,7 \cdot 0,686 \frac{5,95^2}{8} = 2,125 \text{ t.m.}$$

$$M_g = 0,7 \cdot 0,736 \frac{5,95^2}{8} = 2,28 \text{ t.m.}$$

$$M_q = 0,7 \cdot 1,236 \frac{5,95^2}{8} = 3,28 \text{ t.m.}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 EI}$$

	Dimensions	Aire	r	$S = \frac{br^2}{2}$	$\frac{2}{3} r$	$I = br^3/3$
Bet	35 x 60	2100	30	63000	$\frac{2}{3} 60$	$2,52 \cdot 10^6$
A'	15 x 12,06	181	5	905	5	$4,52 \cdot 10^3$
A	15 x 29,04	420	55	23100	55	$1,27 \cdot 10^6$

$$M^E \text{ d'Inertie total : } I = (2,52 + 1,27 + 0,00452) 10^6 = 3,67 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$M^E \text{ statique : } S = (6,3 + 2,31 + 0,905) 10^4 = 8,51 \cdot 10^4 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{S}{A} = \frac{8,51 \cdot 10^4}{2,76 \cdot 10^3} = 30,8 \text{ cm} \quad \left(\begin{array}{l} \text{distance par rapport au centre de gravité} \\ \text{de la section : cdg.} \end{array} \right)$$

I / cdg

$$I_c = I - S v = 3,67 \cdot 10^6 - 8,51 \times 30,8 \cdot 10^4 = 1,04 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Pour tenir compte des fissures éventuelles pouvant exister dans les zones tendues, on substitue I_f à I_c de la façon :

$$I_f = I_c / (1 + \lambda \mu)$$

Calcul de λ

1. Charges de faible durée d'application : λ_i

$$\lambda_i = \bar{\sigma}_b / (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}_f = 5,8 / 72 (2 + 3 \frac{35}{35}) 0,090 = 0,224$$

2. Charges de longue durée d'application : λ_v

$$\lambda_v = \bar{\sigma}_b / 180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}_f = 5,8 / 180 (2 + 3) 0,08 = 0,09$$

Calcul de μ

$$M_j = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega}_f \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,08 \cdot 274 + 3 \cdot 5,8} = 0,57$$

$$j \quad \sigma_{sj} = M_j / 3 A = 2,125 \cdot 10^5 / 49,6 \cdot 27,84 = 174 \text{ kg/cm}^2$$

$$g \quad \sigma_{sg} = M_g / 3 A = 2,28 \cdot 10^5 / 49,6 \cdot 27,84 = 185 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_g = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega}_f \cdot \sigma_{sg} + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,59$$

$$q \quad \sigma_q = M_q / 3 A = 266 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_q = 1 - \frac{5 \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\omega}_f \cdot \sigma_{sq} + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,69$$

Calcul du module de déformation longitudinale

C CBA 68 Art 96.1.

longue durée : $E_v = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 7000 \sqrt{324} = 1,26 \cdot 10^5$ bars.

Courte durée : $E_i = 3 E_v = 3,78 \cdot 10^5$ bars.

Calcul des flèches.

- $f_{g\infty}$

$$I_{fv} = \frac{I_e}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,05 \cdot 10^6}{1 + 0,09 \cdot 0,59} = 9,97 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{2,28 \cdot 10^5 \cdot 5,95^2}{10 \cdot 1,26 \cdot 10^5 \cdot 9,97 \cdot 10^5} = 0,064 \text{ cm.}$$

- f_{jo}

$$I_{fi} = \frac{I_e}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,05 \cdot 10^6}{1 + 0,224 \cdot 0,57} = 9,31 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$f_{jo} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{2,125 \cdot 10^5 \cdot 5,95^2}{10 \cdot 3,78 \cdot 10^5 \cdot 9,31 \cdot 10^5} = 0,031 \text{ cm.}$$

- f_{g_0}

$$I_{fi} = \frac{I_e}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,05 \cdot 10^6}{1 + 0,224 \cdot 0,69} = 10^6 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_0} = \frac{3 \cdot 2,28 \cdot 10^5 \cdot 5,95^2}{10 \cdot 3,78 \cdot 10^5} = 0,31 \text{ cm}$$

- f_{g_0}

$$I_{fi} = 1,1 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_0} = 0,03 \text{ cm.}$$

Flèchemissible : Δf_t

$$\Delta f_t = f_{g\infty} - f_{jo} + f_{g_0} - f_{g_0} = 0,064 - 0,031 + 0,31 - 0,03 =$$

$$\Delta f_t = 0,281 \text{ cm} < 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{595}{1000} = 1,095 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié.}$$

Condition de non fragilité

$$A = 27,84 \text{ cm}^2 > 1,9 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfifié.}$$

Non entraînement des barres.

$$\bar{\sigma}_d = \frac{32,04 \cdot 10^3}{8 \cdot 2\pi \cdot 49,6} = 12,96 < \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Véifiée.

Aux appuis.

$$T + (M/3) \leq A \bar{\sigma}_a = 7,79 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} M_a &= -4,76 \text{ tm.} \\ T_a &= +29,1 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} 29,1 \cdot 10^3 - \frac{4,76 \cdot 10^5}{49,6} = 1,94 \cdot 10^4 < 7,79 \cdot 10^4$$

$$\begin{aligned} M_b &= -20,89 \text{ tm.} \\ T_b &= 31,59 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} 31,59 \cdot 10^3 - \frac{20,89 \cdot 10^5}{49,6} < 0$$

Véifiée

longueur d'appui.

$$c = \frac{2 T_{\max}}{b \bar{\sigma}'_{bs}} = \frac{2 \cdot 31,59 \cdot 10^3}{35 \cdot 68,5} = 26,4 \text{ cm} < 35 \text{ cm.}$$

6.2.12 Armatures transversales.

Toutes les poutres du 2^e niveau auront les mêmes armatures transversales. On considère dans ce cas l'effort tranchant maximal pour ce niveau.

Soit:

$$T_{\max} = 32,04 \text{ t.}$$

$$z = 49 \text{ cm.}$$

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

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b \max} = 18,68 \text{ kg/cm}^2 < 29,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Barres Obliques:

$$\bar{\sigma}_{b \max} = 18,68 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,25 \text{ kg/cm}^2$$

non nécessaires.

$$A_t = 2 \text{ cadres } \Phi_8 + 1 \text{ étrier } \Phi_8 \Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$t_{\text{méc}} = \frac{3,01 \cdot 2800 \cdot 49,6}{32,04 \cdot 10^3} = 13,01 \text{ cm.}$$

$$\text{Espacement max } \bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = 57 \left(1 - 0,3 \frac{18,68}{5,9}\right) = 7,45 \text{ cm.} \\ t_2 = 0,2 \cdot 57 = 11,40 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$t = \min(t_{\text{méc}}, \bar{t}) = \bar{t} = 7,45 \text{ cm} \text{ soit } t = 7 \text{ cm.}$$

En laissant 1,5 cm à partir du nez de l'appui, on place 4 cadres espacés de 7 cm, 4 de 8 cm, 4 de 9, 4 de 10, 4 de 11, 4 de 13, 4 de 16.

6.2.2 Travée BC.

$$M = 14,18 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 14,18 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0668$$

$$E = 0,8938$$

$$k = 39,0 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 39,0 = 87,2 < 137$$

$$A = \frac{14,18 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8938 \cdot 57} = 9,94 \text{ cm}^2 \quad \text{ST16} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = 10,05 / (35 \cdot 6) = 0,0479.$$

$$\text{Fissuration: } \sigma_s = 1,5 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,0479}{1,479} \cdot 10^6 = 4855 > 2800.$$

On vérifie aisément les conditions de :

- Non fragilité.
- Non entraînement de bords.
- Flèche
- Appuis.

6.2.3 Calcul des chapeaux.

6.2.3.1 Appui 1

$$\mu = \frac{15 \cdot 4,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0224.$$

$$K = 61,5 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 61,5 = 45 < 137$$

$$E = 0,9346$$

$$A = \frac{4,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9346 \cdot 57} = 3,19 \text{ cm}^2 \quad \text{3T12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

on trouve $\sigma_s = 2950 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

6.2.3.2. Appui 2.

$$\mu = \frac{15 \cdot 20,89 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0984$$

$$k = 25 \rightarrow \sigma_b = 2800 / 25 = 112 < 137$$

$$\varepsilon = 0,8750$$

$$A = \frac{20,89 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8750 \cdot 57} = 14,96 \text{ cm}^2 \rightarrow ST20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve } \sigma_1 = 5135 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

6.2.33. Appui 3

$$M = \frac{15 \cdot 16,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0775$$

$$k = 29,2 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 29,2 = 96 < 137$$

$$\varepsilon = 0,8869$$

$$A = \frac{16,46 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8869 \cdot 57} = 11,62 \text{ cm}^2 \quad 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 4490 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

6.3 Niveau 1

6.31 Armatures longitudinales.

6.3.11. En travée.

- Travée AB.

$$M = \frac{15 \cdot 25,66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1209$$

$$k = 21,8 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 21,8 = 128 < 137$$

$$\varepsilon = 0,8641$$

$$A = \frac{25,66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8641 \cdot 57} = 18,61 \text{ cm}^2 \quad 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{18,84}{35 \times 6} = 0,0879 \rightarrow \sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0879}{1,879} = 5600 > 2800$$

Vérifications.

Flèche

$$A = 18,84 \text{ cm}^2 < 19,95 \text{ cm}^2$$

Non fragilité :

$$A = 18,84 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2$$

Non entraînement des barres.

$$\tau_d = 24,65 \cdot 10^3 / (41,47 \cdot 49,6) = 12,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Condition d'appui.

$$\left. \begin{array}{l} T_a = 21,91 \text{ t} \\ M_a = -6,63 \text{ tm} \end{array} \right\} \rightarrow 21,91 - \frac{6,63}{49} = 21,77 < A \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$\left. \begin{array}{l} T_b = 24,92 \text{ t} \\ M_b = -16,12 \text{ tm} \end{array} \right\} \rightarrow 24,92 - \frac{16,12}{49} = 24,62 < A \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$c = \frac{2 \cdot 24,92 \cdot 10^3}{35 \cdot 68,5} = 20,79 \text{ cm} < 35 \text{ cm}.$$

Ancrage à retour d'équerre

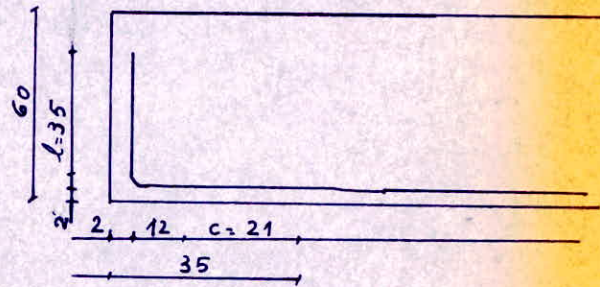
$$l_1 = \frac{\Phi}{4} \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{2}{4} \frac{2800}{17,7} = 79,1 \text{ cm}.$$

$$L = 20,79 \text{ cm}$$

$$L + 1,89 l = l_1 + 3,5 \Phi$$

$$l = \frac{79,1 + 7 - 20,79}{1,89} = 34,56 \text{ cm}.$$

$$\text{soit } l = 35 \text{ cm}$$



6.312 Armatures transversales

$$T_{\max} = 24,92 \text{ t}$$

$$z = \epsilon h = 0,8603 \cdot 55 = 47,4 \text{ cm}.$$

$$\tau_{b \max} = 24,92 \cdot 10^3 / (35 \cdot 47,4) = 15,02 < 5 \bar{\sigma}_b = 29,5$$

Barres obliques : $\tau_{b \max} = 15,02 < 3,5 \bar{\sigma}_b$ non nécessaires.

Section d'acier : 2 cadres $\Phi 8$ + 1 étrier $\Phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$

$$t_{\text{méc}} = \frac{A \epsilon \bar{\sigma}_a t z}{T} = \frac{3,01 \cdot 2800 \cdot 47,4}{24,92 \cdot 10^3} = 16 \text{ cm}.$$

Espacement max $\bar{x} = \min \begin{cases} t_1 = 13 \text{ cm} \\ t_2 = 11,4 \text{ cm} \end{cases}$

On pose $t_{max} = 10 \text{ cm}$ 4 cadres ; 4 de 11 ; 4 de 13 ; 4 de 16 et 4 de 20.

+ Travée BC.

$$\mu = \frac{15 \cdot 20,92 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0986$$

$$k = 25 \quad \rightarrow \quad \sigma'_b = 2800 / 25 = 112 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0,8750$$

$$A = \frac{20,92 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,875 \cdot 57} = 14,98 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 15,64 \text{ cm}^2.$$

Fissuration

$$\sigma_s = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0744}{1,744} = 5124 > \bar{\sigma}_a = 2800$$

On vérifie aisément les autres conditions.

Vérfifié

6.3.1.3 Armatures d'appuis.

Appui 1

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0312$$

$$k = 50,5 \quad \rightarrow \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\varepsilon = 0,9237$$

$$A = \frac{6,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9237 \cdot 57} = 4,50 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,0248}{1,248} = 3974 > \bar{\sigma}_a$$

Appui 2

$$\mu = \frac{15 \cdot 17,13 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0807$$

$$k = 28,4 \quad \rightarrow \quad \sigma'_b = 2800 / 28,4 = 98,6 < 137$$

$$\varepsilon = 0,8848$$

$$A = \frac{17,13 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8848 \cdot 57} = 12,13 \text{ cm}^2 \quad 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,043}{1,43} = 5120 > \bar{\sigma}_a$$

Appui : 3.

$$\mu = \frac{15 \cdot 14,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0696$$

$$k = 31,2 \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\varepsilon = 0,8918$$

$$A = \frac{14,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8918 \cdot 57} = 10,38 \text{ cm}^2$$

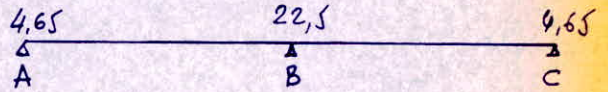
$$6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = 12,06 / 35 \cdot 6 = 0,0574$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,0574}{1,574} = 5470 > \bar{\sigma}_a$$

P.S. Armatures aux appuis pour le niveau terrasse.

Appui A.



$$\mu = \frac{15 \cdot 4,65 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0919$$

$$k = 62 \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\varepsilon = 0,9351$$

$$A = \frac{4,65 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9351 \cdot 57} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{1,2} \cdot \frac{0,0174}{1,174} = 2950 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800$$

Appui B.

$$\mu = \frac{15 \cdot 22,5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1060$$

$$k = 23,8 \rightarrow \sigma'_b = 2800 / 23,8 = 117,6 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0,8711$$

$$A = \frac{22,5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8711 \cdot 57} = 16,18 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 4T20 + 2T16 = 12,56 + 4,02 = 16,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fissuration : } \sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0758}{1,758} = 5137 > \bar{\sigma}_a = 2800$$

Poutres - Longitudinales:

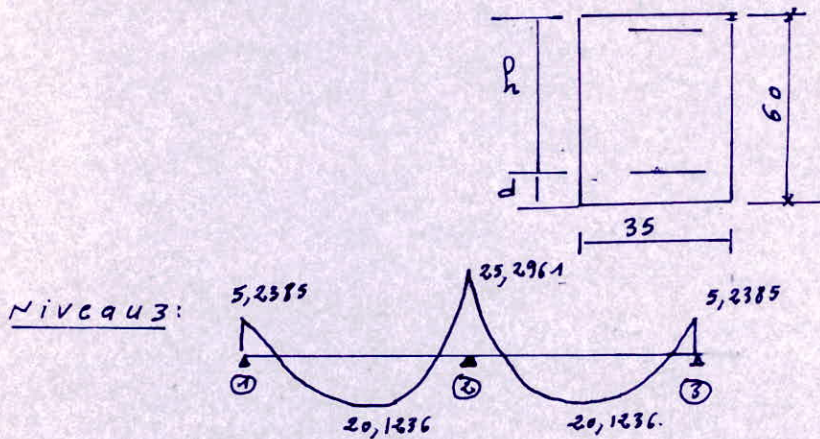
Ferraillage

D'après l'étude du pontique, on tire la conclusion que le cas le plus défavorable est donné par la sollicitation $G+P+SIV$; dans le cas du 2^e genre, et par la sollicitation $G+1,2P$; dans le cas du 1^{er} genre. Or la sollicitation la plus défavorable ne donne pas nécessairement la section d'acier maximale, car la contrainte admissible de l'acier varie suivant qu'on est dans le 1^{er} genre ou le 2^e genre.

Le Ferraillage des poutres sera calculé en flexion simple.

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

- flexion simple: $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte de référence: $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$
- " Acier: $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- Section des poutres:



* Section d'Acier en travée

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2012360}{2800 \times 35 \times (57)^2} = 0,0948$$

$$K = 23,7 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{23,7} = 108,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\varepsilon = 0,8771$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2012360}{2800 \cdot 0,8771 \times 57} = 14,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T20 + 2T16$$

Section d'Acier aux appuis (1, 3).

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 523850}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,2467$$

$$k = 58 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{58} = 48,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$E = 0,9315$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{523850}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 57} = 3,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12$$

Appui 2:

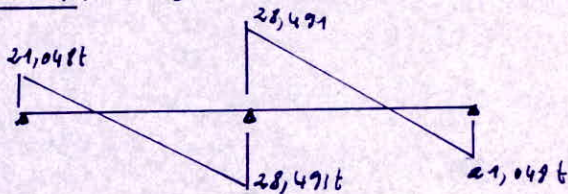
$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2529610}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1191$$

$$k = 32 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32} = 127 < \bar{\sigma}'_b$$

$$E = 0,8649$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{2529610}{2800 \cdot 0,8649 \cdot 57} = 18,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$$

Aciers transversaux: cadres et étriers



$$T_{max} = 28,491t$$

- contrainte de cisaillement max:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{28491}{35 \cdot 57} = 16,32 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

- cadres et étriers \perp à la fibre moyenne.
- contrainte de traction admissible: des aciers trans.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{em}$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{16,32}{9 \cdot 5,9} = 0,692 ; \text{ sup } \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,692 \cdot 2200 = 1522,4 \text{ kg/cm}^2$$

on utilise $\phi 8$: $A_t = 0,503 \times 6 = 3,018 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,018 \times 0,875 \times 57 \times 1522,4}{28491} = 8,043 \text{ cm}$$

$$t \text{ doit être inférieur au max } \left| \begin{array}{l} \bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 9,69 \text{ cm} \\ \bar{t} = 0,2h = 11,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

demi-travée : 7,5 ; 5x10 ; 4.13. ; 3.16 ; 7,20 ;

Verification des conditions:

- condition de flèche: $A \leq \frac{43 \cdot b \cdot l^2}{5 \text{ cm}} = 16,59 < \frac{43 \cdot 35 \cdot 57}{4200} = 20,425 \text{ cm}^2$

- condition de non fragilité: $A \geq 0,67 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{5 \text{ cm}} \cdot b \cdot l^2 = 0,67 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 35 \cdot 57 = 1,93 \text{ cm}^2$

cette condition est largement vérifiée pour les travées qu'on aura.
p au la suite!

- condition de non entraînement:

elle est vérifiée pour les aciers tendus dans les endroits critiques aux nœuds.

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_s = 2 \times 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \psi_d = 1,5 \text{ (H.A.)}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P \cdot Z}$$

$$P = 4 \pi \phi_1 + 2 \pi \phi_2$$

$$P = 4 \times 3,14 \times 2 + 2 \times 3,14 \times 1,5 = 35,168 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{28491}{35,168 \cdot 0,875 \cdot 57} = 16,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

- verification aux appuis: (1, 3)

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a \quad \Rightarrow \quad 21048 - \frac{523850}{0,875 \cdot 57} = 10546,74 \text{ kg}$$

$$A \geq \frac{10546,74}{2870} = 3,76 \text{ cm}^2 ; \text{ on prendra}$$

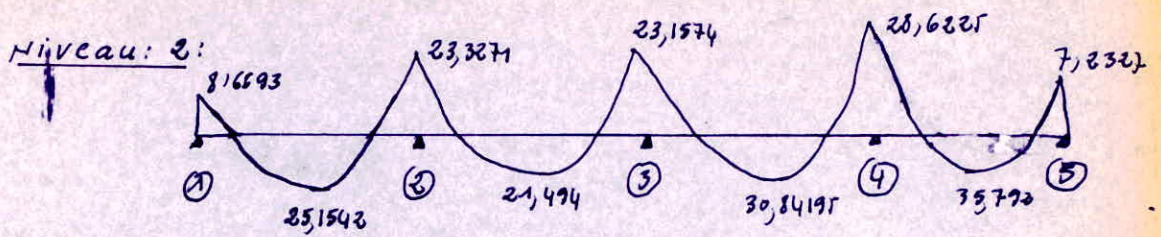
l'acier de travée 1 sur 2.

- bielle de béton: transmettant les efforts au poteau:

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \times 21048}{35 \cdot 68,5} = 17,5 \text{ cm} \text{ valeur à comparer à la largeur de l'appui: } 35 \text{ cm}$$

NOTA: Aux appuis on a deux moments: moment gauche et moment de droite. on calculera la section d'acier par le moment max.

donc dans les diagrammes des moments suivants on se présentera uniquement les moments max aux appuis.



Sections d'Acier en travées.

travée (1-2).

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2515420}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1185.$$

$$\kappa = 22,1 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{22,1} = 126 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\epsilon = 0,8652.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2515420}{2800 \cdot 0,8652 \cdot 57} = 18,22 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$$

travée (2-3):

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 214940}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1025.$$

$$\kappa = 24,3 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{24,3} = 115,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\epsilon = 0,8728.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2149400}{2800 \cdot 0,8728 \cdot 57} = 15,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 + 2T16$$

travée (3-4):

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3084195}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1453.$$

$$\kappa = 19,3 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{19,3} = 145 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b.$$

- nécessité d'Acier comprimé:
- ici $d = 40 \text{ cm}$: $\rightarrow h = 56 \text{ cm}$.

$$\frac{15\bar{\sigma}_a}{m\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,5.$$

$$\frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}'_a h + d'} = \frac{15(60-3)}{56+3} = 14,49.$$

on prend $\kappa = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,5$ et $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$

$$\alpha = 0,4225$$

$$E = 0,8592.$$

$$\mu = 0,1815. \rightarrow \sigma'_a = \frac{n(Y_1 - d')\sigma'_b}{Y_1} = \frac{15(0,4225 \cdot 56 - 3)137}{0,4225 \cdot 56} = 1795 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,1328.$$

$$M_1 = \mu \sigma'_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1815 \times 137 \times 35 \times (56)^2 = 2729237 \text{ Kg.cm.}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 3084195 - 2729237 = 354958 \text{ Kg.cm.}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{2729237}{2800 \cdot 0,8592 \cdot 56} = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A' = \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma_a} = \frac{354958}{(56 - 3)1795} = 3,73 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 + A_2 = 23,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 + 4T16$$

$$A' = 3,73 \text{ cm}^2.$$

travée (4-5):

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3579200}{2800 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,1746$$

$$K = 17 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{17} = 164,7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$$

- nécessite d'Acier comprimé

$$- \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} = \frac{2800}{137} = 20,5.$$

$$M_1 = \mu \sigma'_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1815 \times 137 \times 35 \cdot 56^2 = 2729237 \text{ Kg.cm.}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 849962 \text{ Kg.}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{2729237}{2800 \cdot 0,8592 \cdot 56} = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A' = \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma_a} = \frac{849962}{(56 - 3)1795} = 8,9 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 + A_2 = 29,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 + 4T16$$

$$A' = 8,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 + 4T10.$$

* Pour faciliter l'exécution sur chantier, on fera aillères de même la gaine (34) et (4-5)

Calcul de la section d'appui

appui 2;5 $\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 866930}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0408$

$K = 43,2 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{43,2} = 64,81 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\epsilon = 0,2141$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{866930}{2800 \times 0,2141 \times 57} = 5,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$

Appui 2;3

$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2332710}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1098$

$K = 23,3 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{23,3} = 120,17 \text{ Kg/cm}^2$

$\epsilon = 0,8695$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2332710}{2800 \cdot 0,8695 \cdot 57} = 16,8 \text{ cm}^2$

6T20

Appui 4

$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2862250}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1325$

$\epsilon = 0,8592$

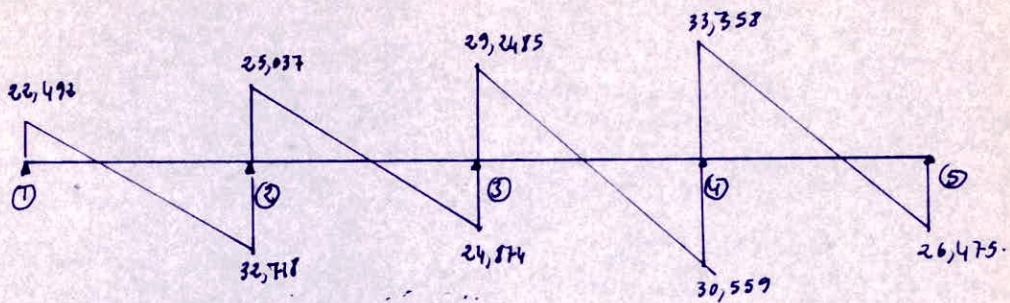
$K = 20,52$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{20,52} = 136,4 < \bar{\sigma}'_b$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2862250}{2800 \cdot 0,8592 \cdot 57} = 20,69 \text{ cm}^2$

6T20 + 2T16

* Diagramme transversale des poutres du niveau 0.



Poutres (1-2) et (2-3)

$$T_{\max} = 32718 \text{ Kg.}$$

- Contrainte de cisaillement: max: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{32718}{35 \cdot 0,875 \cdot 56} = 18,742 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$

cadres \perp à la fibre moyenne.

- Contrainte de traction admissible

$$\bar{\sigma}_{at} = \text{Pat. Gen.}$$

$$\text{Pat} = 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{18,742}{9 \cdot 5,9} = 0,66 \text{ inf. à } \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1467 \text{ Kg/cm}^2$$

- on utilise $\phi 8$ comme cadres et étriers: $A_t = 3,018 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,018 \times 0,875 \times 57 \times 1467}{32718} = 7 \text{ cm.}$$

$$t \text{ doit être inf. ou max } \left| \begin{array}{l} \bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 57 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 18,742}{5,9} \right) = 2,679 \text{ cm} \\ t = 0,2 h = 11,4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

demie travée: $1 \times 7,5$; 10×10 ; $5,13$; $5,20$; 1×25 ;

Poutres (3-4) et (4-5):

$$T_{\max} = 33358 \text{ Kg.}$$

- Contrainte de cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{33358}{35 \cdot 0,875 \cdot 56} = 19,45 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$

cadres et étriers \perp à la ligne. moyenne.

- Contrainte de traction admissible:

$$\text{Pat} = 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{19,45}{9 \cdot 5,9} = 0,633 \text{ inf. à } \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1467 \text{ Kg/cm}^2$$

- on utilise des $\phi 8$ comme cadres: $A_t = 3,018 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,018 \times 0,875 \times 56 \times 1467}{33358} = 6,5 \text{ cm.}$$

demie-travée:

$1 \times 6,5; 5 \times 7; 5 \times 10; 5 \times 13; 7 \times 20.$

verifications des conditions:

Poutre (1-2): et (2-3).

- Condition de flèche: $A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{cm}} = 18,22 < \frac{43 \cdot 35 \cdot 57}{4 \cdot 200} = 20,425 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité vérifiée

- Condition de non entraînement.

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{P \cdot Z}; \quad P = 6 \cdot \pi \phi = 3,14 \times 2 \times 6 = 37,68 \text{ cm.}$$

$$\sigma_d = \frac{32718}{37,68 \cdot 0,875 \cdot 57} = 17,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

- verification aux appuis: (1).

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a \rightarrow 22492 - \frac{866930}{0,875 \cdot 57} = 5109,9 \text{ Kg.}$$

$$A \geq \frac{5109,9}{2800} = 1,82 \text{ cm}^2.$$

bielle de béton transmettant les efforts aux poteaux.

$$C \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \sigma'_{b0}} = \frac{2 \times 32492}{35 \cdot 68,5} = 18,76 \text{ cm.} < a = 35 \text{ cm.}$$

- vérifions si σ_a est bien admissible: $\sigma_a \text{ inf. max}(\sigma_1, \sigma_2)$

- En supposons que la fixation est peu nuisible.

$$K = 1,5 \cdot 10^6.$$

$$\phi = 20.$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}; \quad \eta = 1,6. \quad (\text{H.A})$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} ; \quad \bar{\omega} f = \frac{A}{B f} = \frac{18,85}{2,13 \times 35} = 0,08976.$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{20} \cdot \frac{0,08976}{[1 + 10(0,08976)]} = 5676 \text{ bars.} > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a$ est bien admissible.

on fera pas cette vérification ultérieurement

Poutres: (3-4) et (4-5): (vérification des conditions).

- flèche: $A = 29,13 \text{ cm}^2 > \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{cm}} = \frac{43 \times 35 \times 56}{4200} = 20,06 \text{ cm}^2$

* cette condition n'est pas vérifiée; mais un calcul de flèche suivant la méthode C.C.B.A. effectuée d'après le porteur que transversal nous rassure.

- Condition de non entraînement:

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

$$\tau_d = \frac{T}{P_i Z} \times \frac{A_i}{A}$$

$$P_i = \frac{\pi \phi_1 + \pi \phi_2}{2} + 2 d$$

$$P_i = 3,14 \frac{(21 + 16)}{2} + 2(1 + 0,8) = 9,252$$

$$A_i = 5,15$$

$$A = 26,87$$

$$\tau_d = \frac{33357}{9,252 \times 0,18156} \times \frac{5,15}{26,87} = 14,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

- Vérifications aux appuis:

- Appuis: $T + \frac{M}{z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$

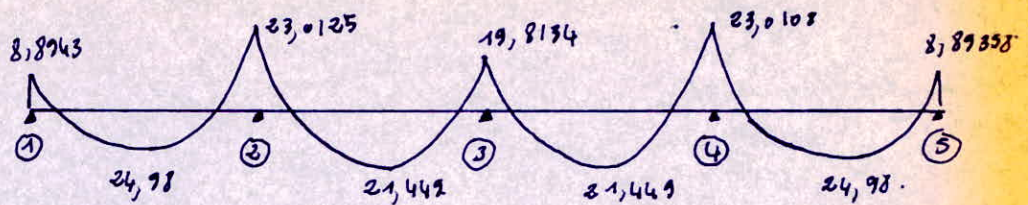
$$26475 - \frac{723270}{0,175 \cdot 57} = 11973 \text{ kg.}$$

$$A \geq \frac{11973}{2800} = 4,276 \text{ cm}^2; \text{ on prolonge le lit inf.}$$

- bielle de béton transmettant les forces aux poteaux

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2 \times 26475}{35 \cdot 68,5} = 28 \text{ cm} < a = 35 \text{ cm.}$$

Niveau 1:



Sections d'acier en travées:

Poutres (1-2) et (4-5) identiques

$$\mu = \frac{m \cdot l^3}{\sigma_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \times 2498000}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1156$$

$$k = 22,5 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{22,5} = 124,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$E = 0,8667 \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot l} = \frac{2498000}{2800 \cdot 0,8667 \cdot 57} = 18,5 \text{ cm}^2$$

→ 6 T 20

Poutres (2-3) et (3-4) identiques

$$\mu = \frac{m \cdot l^3}{\sigma_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \times 21449000}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,101$$

$$k = 24,3 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{24,3} = 115,226 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 0,8728$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot l} = \frac{21449000}{2800 \cdot 0,8728 \cdot 57} = 15,4 \text{ cm}^2$$

→ 4 T 20 + 2 T 16

Sections d'acier aux appuis:

Appuis: (1) et (5) identiques:

$$\mu = \frac{m \cdot l^3}{\sigma_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \times 889430}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0419$$

$$E = 0,9132$$

$$k = 42,6 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{42,6} = 65,72 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot l} = \frac{889430}{2800 \cdot 0,9132 \cdot 57} = 6,10 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 T 14$$

Appuis (2) et (4) identiques:

$$\mu = \frac{m \cdot l^3}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2301250}{2800 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,1084$$

$$K = 23,5 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{23,5} = 119 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (}\bar{\sigma}'_b\text{)}$$

$$E = 0,8701.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot l} = \frac{2301250}{2800 \cdot 0,8701 \cdot 57} = 16,57 \text{ cm}^2$$

4T20+2T16

Appui 3:

$$\mu = \frac{m \cdot l^3}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1981340}{2800 \cdot 35 \cdot (57)^2} = 0,0933$$

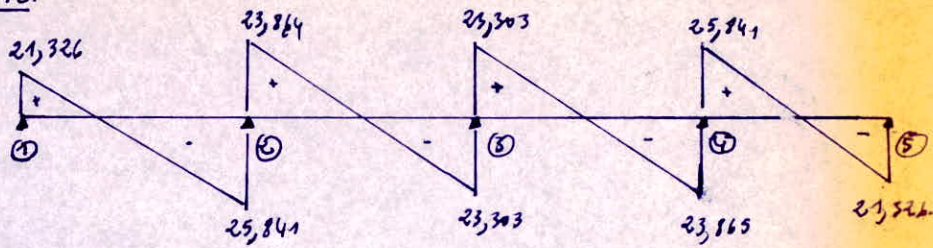
$$K = 25,9 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{25,9} = 108 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$E = 0,8779.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot l} = \frac{1981340}{2800 \cdot 0,8779 \cdot 57} = 14,14 \text{ cm}^2.$$

4T20+2T16

Armature transversale:



Poutres (1-2) et (4-5)

$$T_{max} = 25841 \text{ kg.}$$

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{25841}{35 \cdot 0,875 \cdot 57} = 14,80 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

- Contrainte de traction admissible:

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

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{14,80}{9,59} = 0,721$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,721 \cdot 2200 = 1586 \text{ kg/cm}^2$$

- on utilise $\phi 8 \perp$ à la fibre moyenne. $A_b = 3,018 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_b \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,018 \cdot 0,875 \cdot 57 \cdot 1586}{25841} = 9,2 \text{ cm.}$$

$$t \text{ inf. au max: } \begin{cases} \bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 14,1 \text{ cm} \\ \underline{t} = 0,2h = 11,4 \text{ cm} \end{cases}$$

demi-travée:

7,5; 5x11; 5x13; 5x20; 2x25.

Poutres (2-3) et (3-4):

on pourra adopter le même espacement et les mêmes cadres que pour les Poutres déjà calculées.

* conditions de verification: pour toutes les poutres du niveau:

- flèche: $A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sqrt{a_n}}$

$$18,85 < \frac{43 \cdot 35 \cdot 57}{4200} = 20,425 \text{ cm}^2$$

- condition de non entrainement:

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

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P \cdot Z}$$

$$p = 6 \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 2 = 37,68.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{25841}{37,68 \cdot 0,975 \cdot 57} = 13,75 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

- verification aux appuis:

Appui (1) et (5)

$$T + \frac{M}{3} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a.$$

$$21326 + \frac{887430}{0,975 \cdot 57} = 3492,8 \text{ k.}$$

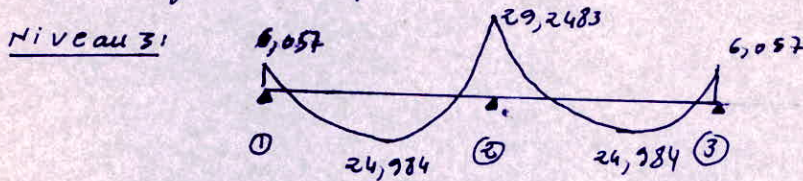
$$A \geq \frac{3492,8}{2500} = 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prolonge de 10 cm inf.}$$

belle de béton:

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma'_b} = \frac{2 \times 21326}{35 \cdot 68,5} = 17,79 \text{ cm} < a = 35 \text{ cm}.$$

Vérification des sections d'acier en sollicitation du 2^e genre: G+P+Siv.

- La sollicitation du 2^e genre (G+P+Siv) est la plus défavorable. mais on s'aperçoit que les moments créés par celle-ci ne sont pas très élevés par rapport aux moments dû à la sollicitation du 1^e genre: G+1,2p.
- Dans le niveau 3, Siv est plus important que dans les autres niveaux, et par conséquent, les moments aussi. on vérifiera uniquement les sections du niveau tenant.



Rappel: au 2^e genre: $\sigma_a = \sigma_m = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b = 1,5 \sigma''_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

travées (1-2) et (2-3):

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2498400}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0784$$

$$K = 28,9 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{28,9} = 145,32 < \sigma''_b$$

$$E = 0,8861$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{2498400}{4200 \cdot 0,8861 \cdot 57} = 11,77 \text{ cm}^2 \text{ inférieurs}$$

à la section sous G+1,2p.

Appui 2: $\mu = \frac{m \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2924830}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,0918$

$$E = 0,8786$$

$$K = 26,2 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{26,2} = 160,30 \text{ kg/cm}^2 < A1$$

conclusion: Toutes les sections d'acier calculées avec la sollicitation du 2^e genre (G+P+Siv) sont inférieures à celles du 1^e genre: G+1,2p.

Calcul de la section d'Acier aux nœuds.
Sous la sollicitation du 2^e genre. $G + \frac{P}{5} + sH$:

- Avec la combinaison $G + \frac{P}{5} + sH$, les moments en travée sont faibles; identiques à ceux de $G + \frac{P}{5}$; par contre on s'aperçoit que les moments aux nœuds sont appréciables.

Rappel: $\bar{\sigma}_a = 500 = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Niveau 3:

nœud 1-3: $M = 14,0985 \text{ t}$.

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 14,0985}{4200 \cdot 35 \cdot (57)^2} = 0,043.$$

$$\varepsilon = 0,9147$$

$$K = 43,6 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{43,6} = 96,33 \text{ Kg/cm}^2 \leq 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{14,0985}{4200 \cdot 0,9147 \cdot 57} = 6,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T12.}$$

nœud 2:

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2879430}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,088.$$

$$\varepsilon = 0,8801.$$

$$K = 26,7.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2879430}{4200 \cdot 0,88 \cdot 57} = 13,66 \text{ cm}^2 \text{ inférieur à } A_1.$$

(Sans $G + 1,2P$)

$$\sigma'_b = \frac{4200}{26,7} = 157 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Niveau 3:

nœud 1: $\mu = \frac{m \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2372080}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,073.$

$$\varepsilon = 0,8874$$

$$K = 30,2 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{30,2} = 139 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = \frac{2372080}{4200 \cdot 0,8894 \cdot 57} = 11,14 \text{ cm}^2 \text{ GT16.}$$

noeud 2:

$$\mu = \frac{m \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2895830}{4200 \cdot 35 \cdot (57)^2} = 0,089$$

$$K = 26,5 \rightarrow \sigma' b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{26,5} = 158,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}' b$$

$$E = 20,8795.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} = \frac{2895830}{4200 \cdot 0,8795 \cdot 57} = 13,75 \text{ cm}^2 \text{ inf. } \bar{e} \text{ A1.}$$

* Sous continuer les calculs (ici); on trouve que tous les sections aux noeuds sont inférieures a celles calculés sur la combinaison 6+1,2p. Toutefois aux noeuds de rive: les sections sont un plus plus grande. pour commodité de chantier on prendra GT16. Voir Tableau récapitulatif.

Niveau	Poutre A: cm ²	bannes	noeud	A: cm ²	bannes.
3.	1-2	14,375	4T20+2T16	1	6 T 16
	2-3	14,375	4T20+2T16	2	6 T 20
	3-4	1	1	3	6 T 16
	4-5	1	1	3	6 T 16
2.	1-2	18,22	6 T 20	1	6 T 16
	2-3	15,45	4T20+2T16	2	6 T 20
	3-4	23,98	6T20+4T16	3	6 T 20
	4-5	29,15	6T20+4T16	4	6T20+2T16
	1	1	1	5	6 T 16
1.	1-2	17,90	6 T 20	1	6 T 16
	2-3	15,43	4T20+2T16	2	4 T20+2T16
	3-4	15,43	4T20+2T16	3	4 T20+2T16
	4-5	17,90	6 T 20	4	4T20+2T16
	1	1	1	5	6 T 16

Tableau Recapitulatif des sections d'acier
choisies pour les poutres et noeuds:

FERAILLAGE
DES
POTEAUX

7. des poteaux. sens transversal

Les poteaux seront calculés en flexion composée (M, N) sous $G + \frac{P}{5} + SI_H$ laquelle est la combinaison donnant le cas sécuritaire.

7.1. Détermination des efforts.

7.1.1. Les moments.

On considère le tableau donnant les moments aux nœuds suivant $G + \frac{P}{5}$ et on trace le diagramme des moments sur les poteaux.

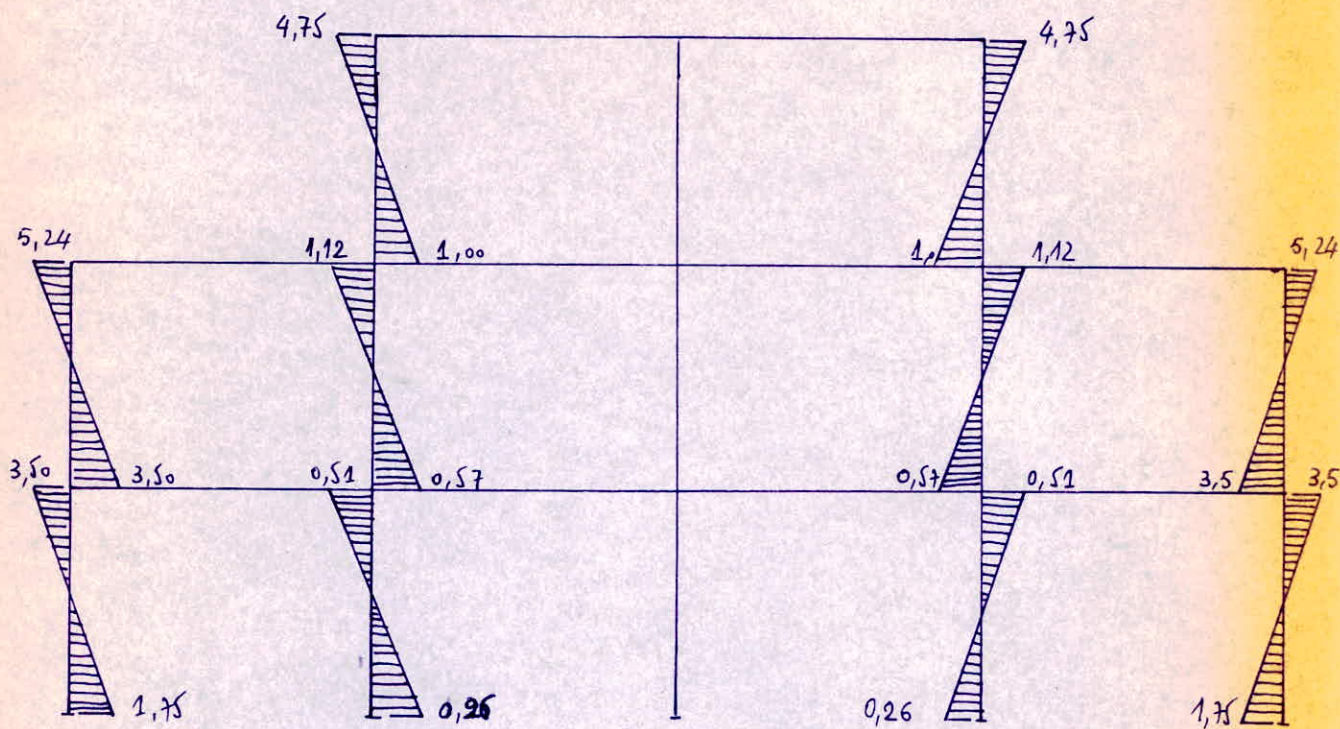
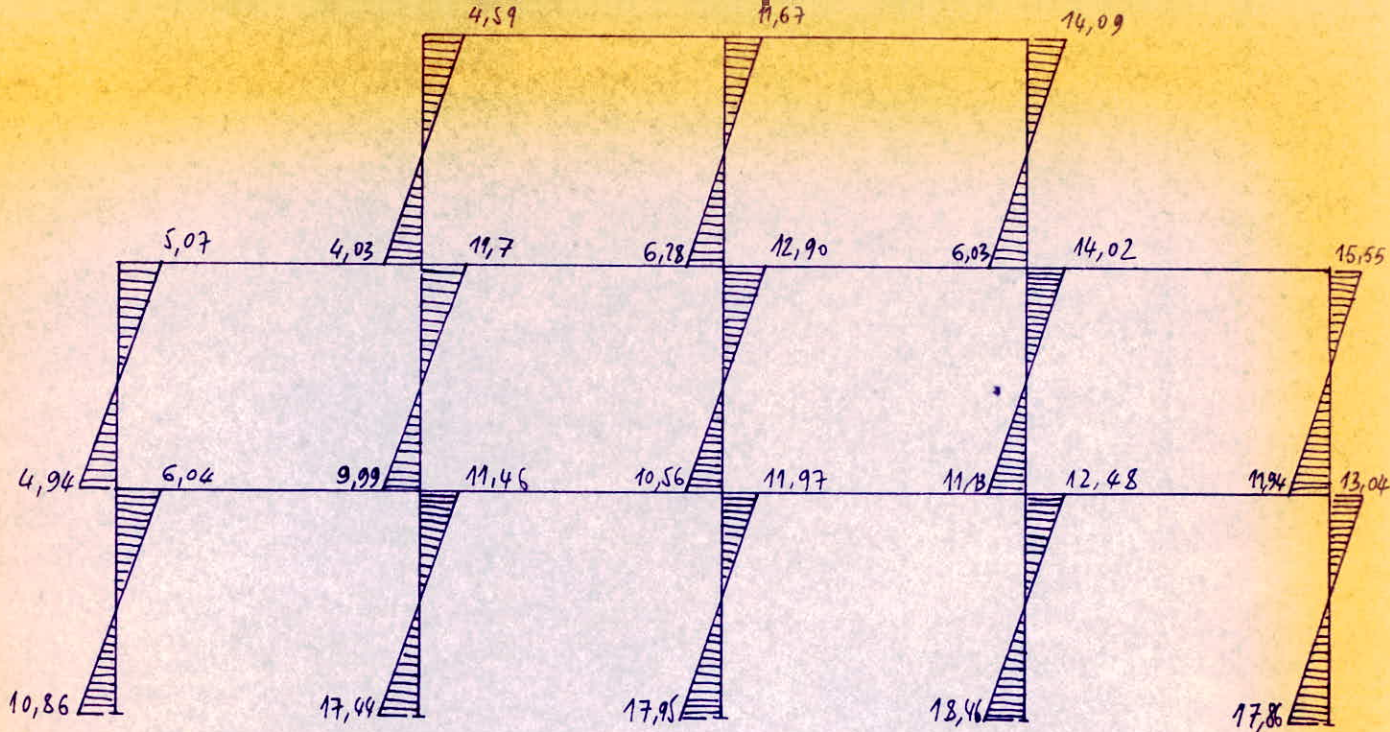


Diagramme des moments sur les poteaux

Sous $G + \frac{P}{5}$

En tenant compte de la superposition des effets, on obtient les moments finaux sur les poteaux en combinant les diagrammes de SI_H (dans ce qui précède) et $G + \frac{P}{5}$.



Diagrammes des moments sur les poteaux

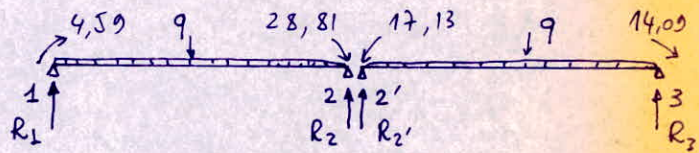
sous $G + P/5 + \overrightarrow{SIH}$

7.1.2 Des efforts normaux.

7.1.2.1 Niveau Terrasse.

l'effet de superposition donne les moments aux nœuds suivants :

$$\begin{aligned} M_1 &= 4,59 \quad (9,34 - 4,75) \\ M_2 &= 22,97 + 5,84 = 28,81 \\ M_{2'} &= 22,97 - 5,84 = 17,13 \\ M_3 &= 9,34 + 4,75 = 14,09 \end{aligned}$$



$$(\sum M)_2 = 4,59 + R_1 \cdot 5,95 + 28,81 - q \frac{5,95^2}{2} = 0$$

$$q_T = 6,161 \text{ t/ml} \rightarrow R_1 = 12,72 \text{ t}$$

$$(\sum M)_1 = R_2 l - 4,59 - 28,81 - q l^2 / 2 = 0$$

$$\rightarrow R_2 = 23,94 \text{ t}$$

$$(\sum M)_3 = R_2' l - 17,13 + 14,09 - 6,161 \frac{5,95^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_2' = 18,84 \text{ t}$$

$$(\sum M)_{2'} = R_3 \cdot 5,95 + 17,13 - 14,09 - 6,161 \cdot \frac{5,95^2}{2} = 0 \rightarrow R_3 = 17,82 \text{ t}$$

De la même façon on détermine les réactions d'appuis pour les 2 autres niveaux on dresse le tableau.

Niv	File	M (t.m)	R(t)
T	1	4,59	12,72
	2	28,81	23,94
	2'	17,13	18,84
	3	14,09	17,82
2	1	5,07	14,36
	2	29,85	26,10
	2'	14,04	19,61
	3	17,72	20,85
	3'	8,54	16,29
	4	31,96	24,17
	4'	11,93	19,62
	5	15,55	20,84
1	1	10,98	10,80
	2	28,28	24,00
	2'	6,84	14,03
	3	26,88	20,77
	3'	4,36	13,20
	4	29,36	21,60
	4'	5,76	14,17
	5	24,98	20,63

Les efforts considérés sont : M_{max} pour chaque poteau avec l'effort normal correspondant en tenant compte de la descente de charges pour les niveaux inférieurs.

On utilisera la méthode de Charon qui consiste à ramener le problème de flexion composée à un problème de flexion simple en comptant un moment fictif M_f .

7.2.1 File 1

7.2.1.1. Niveau Terrasse

Il n'existe pas de poteau appartenant à cette file et ce niveau (voir pratique).

7.2.1.2 Niveau 2.

$$\left. \begin{array}{l} M = 5,07 \text{ tm.} \\ N = 14,36 \text{ t} \end{array} \right\} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,07}{14,36} = 0,35 \text{ m.}$$

$$e_0 = 35 > \frac{ht}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 68,5 \times 2 = 137 \text{ (sous } G + 1,2P)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous } G + P/5 + \overline{SH})$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 5,07 + 14,36 \cdot 0,13 = 6,94 \text{ tm.}$$

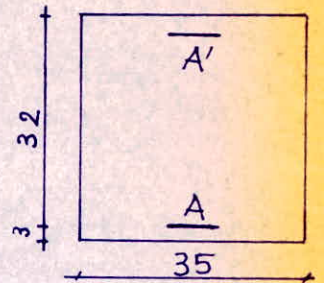
$$\mu = \frac{15 \cdot 6,94 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 32^2} = 0,0690$$

$$K = 31,4 \rightarrow \sigma'_b = 4200 / 31,4 = 134 < 205 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon = 0,8922$$

$$A_1 = \frac{6,94 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8922 \cdot 32} = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,79 - \frac{14,36 \cdot 10^3}{4200} = 2,37 \text{ cm}^2 \quad 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$



7.2.13 Niveau 1

$$\left. \begin{array}{l} M = 10,86 \text{ tm.} \\ N = 24,44 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10,86}{24,44} = 44 > \frac{ht}{2}$$

$$M_b = 10,86 + 24,44 \cdot 0,13 = 14,04 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 14,04 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 32^2} = 0,1399$$

$$K = 19,8 \rightarrow \sigma'_b = 4200 / 19,8 = 212 > 205$$

→ Nécessité d'armatures comprimées.

ou calculer :

$$K_0 = 4200 / 205 = 20,5$$

$$\alpha = 0,4225$$

$$\mu' = 0,1815$$

$$\bar{\omega} = 1,0300$$

$$y_1 = \alpha h = 0,4225 \cdot 32 = 13,52 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_a = \frac{15 (y_1 - d')}{y_1} = \frac{15 (13,52 - 3)}{13,52} = 2390 < 4200$$

$$M_0 = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2 = 0,1815 \cdot 205 \cdot 35 \cdot 32^2 = 13,34 \text{ tm.}$$

$$\Delta M = 14,04 - 13,34 = 0,7 \text{ tm.}$$

$$A_1 = \frac{\Delta M}{\sigma'_a (h - d')} = \frac{0,7 \cdot 10^5}{2390 (32 - 3)} = 1,01 \text{ cm}^2 \quad A' = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,03 \frac{35 \cdot 32}{100} + \frac{0,7 \cdot 10^5}{4200 \cdot 29} = 12,11 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,56 \text{ cm}^2 : 4T20$$

En prenant des armatures symétriques - prévoir $\vec{S}I_H$ et $\overleftarrow{S}I_H$ - A' aura pour valeur : 12,56 cm²

$$\text{d'où : } A = A' = 12,56 \text{ cm}^2.$$

7.2.2. File 2.

7.2.2.1 Niveau Terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} M = 4,59 \text{ tm.} \\ N = 12,72 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow e_0 = \frac{4,59 \cdot 10^2}{12,72} = 36 > 17,5 \text{ cm}$$

$$M_b = 4,59 + 12,72 \cdot 0,13 = 6,24 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,24 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 32^2} = 0,0622$$

$$k = 33,5 \rightarrow \sigma'_b = 4200 / 33,5 = 126 < 205$$

$$\varepsilon = 0,8969$$

$$A_1 = \frac{6,24 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8969 \cdot 32} = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,37 - \frac{12,72 \cdot 10^3}{4200} = 2,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

7.2.2.2 Niveau 2

$$\left. \begin{array}{l} M = 11,7 \text{ t.m.} \\ N = 58,43 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow e_0 = \frac{1170}{58,43} = 20 > 17,5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 11,7 + 58,43 \cdot 0,13 = 19,3 \text{ t.m.}$$

$$K_0 = 4200 / 205 = 20,5$$

$$\mu' = 0,1815$$

$$\alpha = 0,4225$$

$$\bar{\omega} = 1,03$$

$$\sigma'_a = 2390 \quad \text{et} \quad M_0 = 13,34 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = 19,3 - 13,34 = 5,96 \text{ t.m.}$$

$$A_1 = \frac{5,96 \cdot 10^5}{2390 \cdot 29} = 8,6 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,03 \cdot \frac{25 \cdot 32}{100} + \frac{5,96 \cdot 10^5}{4200 \cdot 29} = 16,43 \text{ cm}^2$$

$$A = 16,43 - \frac{58,43 \cdot 10^3}{4200} = 2,52 \text{ cm}^2$$

on prend : $A = A' = 8,6 \text{ cm}^2$ soit $6T14 = 9,93 \text{ cm}^2$

7.2.2.3 Niveau 1.

$$\left. \begin{array}{l} M = 17,44 \\ N = 96,46 \end{array} \right\} \rightarrow e_0 = \frac{1744}{96,46} = 18 > 17,5$$

$$\mu = 17,44 + 96,46 \cdot 0,13 = 29,98 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = 29,98 - 13,34 = 16,64 \text{ tm.}$$

$$A_1 = \frac{16,64 \cdot 10^5}{2390 \cdot 29} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,03 \frac{35 \cdot 32}{100} + \frac{16,64 \cdot 10^5}{4200 \cdot 29} = 25,19 \text{ cm}^2$$

on prend $A = A' = 25,19 \text{ cm}^2$ soit $4T25 = 19,63 \text{ cm}^2$
 $+ 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$

7.2.3 File 3

7.2.3.1 Niveau T

on trouve $A = A' = 9,23 \text{ cm}^2$ soit 6T14

7.2.3.2. Niveau 2

on trouve $A = A' = 5,62 \text{ cm}^2$

$$M_b = 17,23 \text{ tm} \rightarrow A_1 = \frac{3,89 \cdot 10^5}{2390 \cdot 29} = 5,62 \text{ cm}^2 \quad A' = 5,62 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = 17,23 - 13,34 = 3,89 \text{ tm}$$

$$A = 1,03 \cdot \frac{35 \cdot 32}{100} + \frac{3,89 \cdot 10^5}{4200 \cdot 29} = 1,43 \text{ cm}^2$$

soit $A = A' = 5,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 = 6,15 \text{ cm}^2$

7.2.3.3. Niveau 1.

$$\left. \begin{array}{l} M = 17,95 \text{ tm.} \\ N = 114 \text{ t} \end{array} \right\} e_0 = \frac{17,95 \cdot 10^2}{114} = 15,75 < h_t/2$$

\Rightarrow calcul de $\bar{\sigma}'_b$:

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) 1,5 \bar{\sigma}'_{b_0} = \left(1 + \frac{2 \cdot 15,75}{35}\right) 1,5 \cdot 68,5 = 195,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_0 = 4200 / 195 = 21,5$$

$$\alpha = 0,4109$$

$$\mu' = 0,1773$$

$$\bar{\omega} = 0,956$$

$$y_1 = \alpha h = 0,4109 \cdot 32 = 13,15 \text{ cm.}$$

$$\sigma_a = \frac{15(13,15-3)}{13,15} \times 195 = 2260 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 17,95 + 114 \cdot 0,13 = 31,57 \text{ tm.}$$

$$M_0 = 0,1773 \cdot 195 \cdot 35 \cdot 32^2 = 12,4 \text{ tm.}$$

$$\Delta M = 31,57 - 12,4 = 19,17 \text{ tm.}$$

$$A_1 = \frac{19,17 \cdot 10^5}{2260 \cdot 29} = 29,25 \text{ cm}^2 \quad A' = 29,25 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,956 \cdot \frac{35 \cdot 32}{100} + \frac{19,17 \cdot 10^5}{4200 \cdot 29} = 26,45 \text{ cm}^2$$

En prenant $A = A' = 29,45 \text{ cm}^2$, on aura 6T25.

7.3. Armatures transversales.

731. Niveau Terrasse.

$$\frac{1}{4} \Phi_{l\max} \leq \Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{l\max} \quad \frac{1}{4} 14 \leq \Phi_t \leq \frac{1}{3} 14$$

$$3,5 \leq \Phi_t \leq 4,7$$

$$\left. \begin{array}{l} \Phi_t \geq 5 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Phi_t = \Phi_6$$

Ecartement

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \Phi_t - 15 \Phi_{l\max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}} \right) \Phi_{l\min} \end{array} \right.$$

$$\Phi_t = 6$$

$$\Phi_l = 14$$

$$\sigma'_{b_0} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B' + 15A'} = \frac{12,72 \cdot 10^3}{35^2 + 15 \cdot 3,14} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_1 = (100 \cdot 6 - 15 \cdot 14) (2 - 10/102) = 390 \cdot 1,9 = 742 \text{ mm.}$$

$$t_2 = 15 \cdot 1,9 \cdot 14 = 39,9 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} t_1 = 742 \text{ mm} \\ t_2 = 39,9 \text{ cm} \end{array} \right\} t_t = 39 \text{ cm}$$

732 Niveau 2

$$\sigma'_b = \frac{20,85 \cdot 10^3}{35^2 + 15 \cdot 5,62} = 15,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{16}{4} \leq \bar{\Phi}_t \leq \frac{16}{3}$$

$$4 \leq \bar{\Phi}_t \leq 5,33 \rightarrow \bar{\Phi}_t = \bar{\Phi}_6$$

Ecartement

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \cdot 6 - 15 \cdot 16) \left(2 - \frac{15,9}{102,75}\right) = 664 \text{ mm} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{15,9}{102,75}\right) 16 = 442 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow t_2 = 44 \text{ cm.}$$

7.33 Niveau 1

$$\sigma'_b = \frac{114 \cdot 10^3}{35^2 + 15 \cdot 29,25} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{25}{4} \leq \bar{\Phi}_t \leq \frac{25}{3}$$

$$6,25 \leq \bar{\Phi}_t \leq 8,33 \text{ mm.} \rightarrow \bar{\Phi}_t = \bar{\Phi}_8$$

Ecartement.

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \cdot 8 - 15 \cdot 25) \left(2 - \frac{68,5}{102,75}\right) = 566 \text{ mm.} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{68,5}{102,75}\right) 25 = 500 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\rightarrow t_2 = 50 \text{ cm.}$$

734. Zones de recouvrements.

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{da}} \cdot \frac{\bar{\Phi}}{4}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200$$

$$\bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 8,85 = 24,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot \frac{4200}{24,89} \bar{\Phi} = 42,2 \bar{\Phi}$$

$$l_{d1} = 42,2 \cdot 1,4 = 59 \text{ cm.}$$

$$l_{d2} = 42,2 \cdot 1,6 = 67,5 \text{ cm.}$$

$$l_{d3} = 42,2 \cdot 2,5 = 105,5 \text{ cm.}$$

Nombre de cadres à disposer dans les zones de recouvrements.

$$v = \max \left(3 ; 0,4 \frac{\overline{\Phi}^2}{\Phi_c^2} \frac{\sigma_{se}}{\sigma_{st}} \right)$$

$$\text{Niveau T : } 0,4 \frac{1,4^2}{0,6^2} \frac{4200}{2400} = 3,8 \quad \text{soit} \quad v_T = 4 \text{ cadres.}$$

$$\text{Niveau 2 : } 0,4 \frac{1,6^2}{0,6^2} \frac{4200}{2400} = 4,97 \quad \text{soit} \quad v_2 = 5 \text{ cadres.}$$

$$\text{Niveau 1 : } 0,4 \frac{2,5^2}{0,8^2} \frac{4200}{2400} = 6,8 \quad \text{soit} \quad v_1 = 7 \text{ cadres.}$$

Véifications

Flambage.

Poteau encastéré aux 2 bouts avec encastrement supérieur déplaçable dans un seul sens :

$$l_c = l_0 = 3,20 \text{ m.}$$

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4 \quad \rightarrow \quad \frac{320}{35} = 9,14 < 14,4 \quad \text{Véifié.}$$

Pourcentage minimal d'armatures.

En raison de la disposition symétrique des armatures, on vérifie :

$$2A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\overline{\sigma}_{b_0}}$$

Poteaux de rive.

$$c = 3 \text{ cm} \quad \theta_1 = 1,4$$
$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{320}{4 \cdot 35 - 2 \cdot 3} = 3,424$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{3920} = 1,55$$

$$\frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{1}{\overline{\sigma}_{b_0}} = \frac{1,25}{1000} 1,4 3,424 1,55 \frac{1}{102,75} = 7,34 \cdot 10^{-5}$$

$$2A \geq 7,34 \cdot 10^{-5} N' \quad A \geq 3,67 \cdot 10^{-5} N'$$

Exemple : file 1 Niveau 1

$$A \geq 3,67 \cdot 10^{-5} 24,44 \cdot 10^3 = 0,89 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui est vérifié.}$$

Poteaux sens Longitudinal:

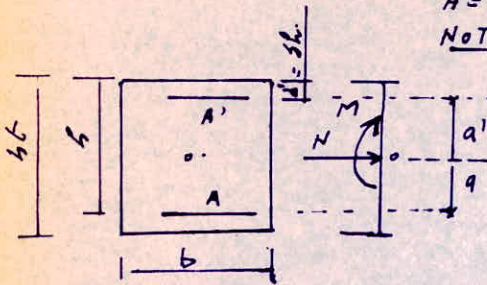
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.
- sous la sollicitation du 1^{er} genre G+1,2p.
- et sous la sollicitation la plus défavorable du second genre $G + P_5 + S + H$.
- La section d'Acier maximale est obtenue pour la sollicitation la plus défavorable du second genre: $G + P_5 + S + H$.

Méthode de calcul:

Pour commodité d'emplacement au chantier, on place les armatures symétriquement.

- Pour cela, on calcule les sections d'Acier $A = A'$ avec les abaques de Charon.

NOTA: ici toutes les sections sont partiellement comprimées.



M_a^t : moment des forces extérieures par rapport aux armatures tendues.

M_a^c : " " " " " " aux armatures comprimées

$$M_a^t = M + N \cdot d$$

$$M_a^c = M - N \cdot a$$

Détermination des armatures A et A': de manière que $A = A'$

1^{er}) on calcule:
$$\mu_1 = \frac{m \cdot M_a^t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{m \cdot M_a^c}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

→ Abaque → \bar{w} et K .

Si $K \geq K_0 = \frac{\sigma_a}{\sigma'_a} \rightarrow A = A' = w \cdot \frac{b \cdot h}{100}$

Si $K < K_0$: on calcule:

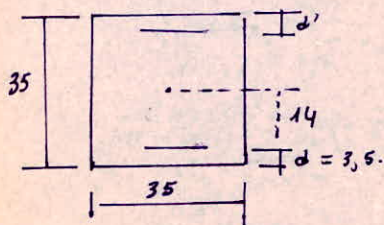
$$\mu'_1 = \frac{M_a^t}{\sigma'_a \cdot b \cdot h^2}$$

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

→ Abaque → w et k

mais avec $K < K_0$ et $A = A' = w \cdot \frac{b \cdot h}{100}$

Section des poteaux: constantes.



$$\xi' = \frac{d'}{h} = \frac{3,5}{31,5} \approx 0,10.$$

Rappel: $\sigma_a = \sigma_{cm} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma'_{b28} \text{ en u} = 1,5. \quad \text{d. } \beta. \gamma. \delta. \epsilon. \sigma_b. 28.$$

$$\alpha = \gamma = \epsilon = 1; \quad ; \quad \beta = 0,833.$$

$$\xi = 0,30 \left(1 + \frac{2e_u}{h} \right) \quad \text{si } e_u < \frac{h}{2}$$

$$\xi = 0, f_0 \quad \text{si } e_u > \frac{h}{2}$$

$$\sigma'_{b28} = 270 \text{ bars.}$$

* on fait un exemple de calcul pour le niveau 3.
Puis on dressera un tableau:

Niveau 3: poteau 1:

$$M = 1409250 \text{ Kg.cm.}$$

$$N = 19907 \text{ Kg.}$$

$$\sigma'_b = 1,5 \times 0,6 \times 0,833 \times 270 \times 1,0119 = 204,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Ma^b = M + N \cdot a = 1409250 + 19907 \times 14 = 1687948 \text{ Kg.cm}$$

$$Ma^c = M - N \cdot a' = 1409250 - 19907 \times 14 = 1130552 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu_1 = \frac{n \cdot Ma^b}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1687948}{4200 \cdot 35 \cdot 31,5^2} = 0,1735.$$

$$\mu_2 = \frac{n \cdot Ma^c}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1130552}{4200 \cdot 35 \cdot 31,5^2} = 0,1162.$$

$$\rightarrow \text{Abaque: } \rightarrow K = 23 > K_0 = 20,5; \quad \bar{\omega} = 0,88 \Rightarrow A = A' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,88 \times 35 \times 31,5}{100} = 9,7 \text{ cm}^2.$$

Tableau des sections des poteaux:

Remarque: on choisit la section, en tenant compte de celle trouvée dans le portique transversal. dans le tableau 1 seule section figure; l'autre étant symétrique.

Niveaux	Poteau	M (t.m)	N (t)	e_0 : cm.	\bar{G}'/b : kg/cm ²	A: (cm ²).	barre.
3	1	14,0925	19,907	70,7	204,8	9,7	5T16.
	2	11,69	45,568	25,6	204,8	6,7	5T16.
	3	14,0925	19,907	70,7	204,8	9,7	5T16.
2	1	14,2698	42,002	33,9	204,8	9,05	2T20+3T14
	2	14,025	86,779	16,16	196,5	19,18	2T25+3T20
	3	13,457	59,218	22,7	204,8	8,17	2T20+3T14
	4	14,0228	42,694	32,84	204,8	8,37	2T25+3T14
	5	15,1152	20,979	72	204,8	10,3	2T20+3T14
1	1	14,354	64,913	22,1	204,8	9,7	2T25+4T14
	2	17,942	127,859	14,03	184,53	23,59	4T25+2T20
	3	17,942	96,662	18,56	204,8	17,43	4T20+2T25
	4	17,942	81,426	22	204,8	16	4T20+2T25
	5	14,354	43,889	32,7	204,8	8,83	2T25+4T14

- verification au flambement:

- étant donné qu'on a une section carré: 35×35 :

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4 \quad \begin{array}{l} l_c: \text{longueur de flambement} \\ a: \text{petit côté de la section} \end{array}$$

$$\frac{0,7 \times 320}{35} = 6,4 \quad \text{vérifié}$$

- ϕ d'Acier minimum pour les poteaux les plus chargés.

Poteaux de Rive du pontique:

$$N' = 64913 \text{ Kg.}$$

$$A_{lmin} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma'_{b0}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \quad (\text{Poteaux de rive})$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{(4 \cdot a - 3e)} = 1 + \frac{0,7 \cdot 320}{(4 \cdot 35 - 2 \cdot 3,5)} = 2,659$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{cm}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$$

$$2. A_{lmin} \geq \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 2,659 \times 1,514 \times \frac{64913}{68,5} = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{lmin} = 3,4 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Poteau Central du Pontique: le plus chargé: $N' =$

$$\theta_1 = 1 \quad (\text{poteau central})$$

$$\theta_2 = 2,659$$

$$\theta_3 = 1,514$$

$$2. A_{lmin} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma'_{b0}}$$

$$2 A_{lmin} \geq \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 2,659 \times 1,514 \times \frac{127859}{68,5} = 9,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{lmin} = 4,7 \text{ cm}^2$$

Armature transversale: cadre et étriers:

- La présence d'effort tranchant dans les poteaux, nous oblige à renforcer la section d'armature transversale. voir des poutres.

*. en supposant: $\phi_{l, \min} = \phi_{l, \max} \Rightarrow \sigma'_b = \sigma'_b$.

Pour $\phi_l = 16$ on utilise ϕ_8 comme cadre: $t = 15\phi_l = 20 \text{ cm}$.

" $\phi_l = 20$ " ϕ_8 " " $t = 15\phi_l = 20 \text{ cm}$.

" $\phi_l = 25$ " ϕ_8 " " $t = 15\phi_l = 20 \text{ cm}$.

- Longueur de recouvrement: dans les poteaux:

. $l_r = 40\phi_l$ Pour les bâtiments courants.

$\phi = 16 \rightarrow l_{r1} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

$\phi = 20 \rightarrow l_{r2} = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$.

$\phi = 25 \rightarrow l_{r3} = 40 \times 2,5 = 100 \text{ cm}$.

le nombre ν de crans à disposer:

$$\begin{cases} \nu \geq 3. \\ \nu \geq 0,4 \frac{\phi^2 l \cdot \sigma_{em, l}}{\phi^2 t \cdot \sigma_{em, t}} \end{cases}$$

$$\sigma_{em, t} = \sigma_{em, l} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

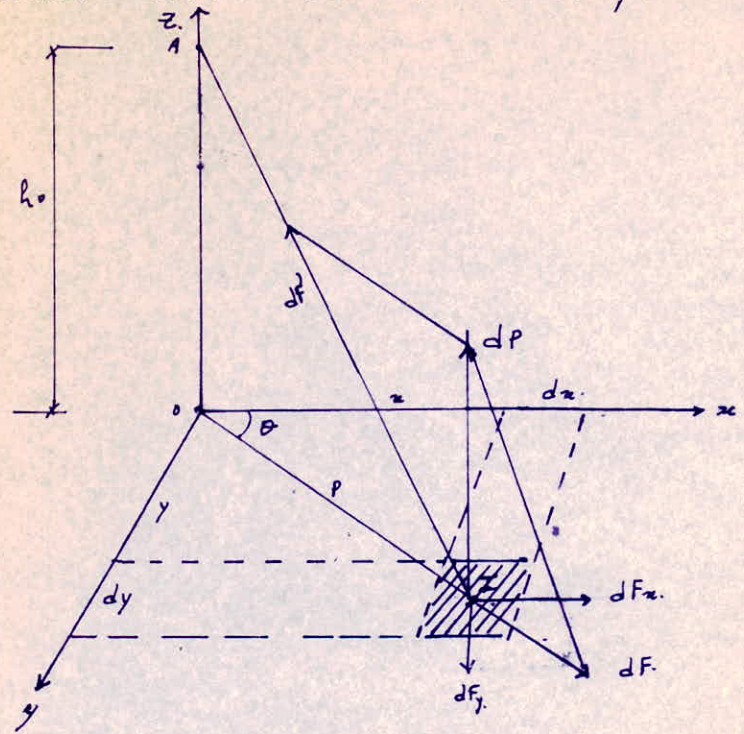
$$\phi 16. \begin{cases} \nu \geq 3. \\ \nu \geq 0,4 \cdot \frac{(1,6)^2}{0,8} = 2 \end{cases}$$

Pour simplifier: $t = 10 \text{ cm}$ entre les cadres.

FONDATIONS

- Le Taux de travail du sol: est fixé à $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2$.
- Les fondations sont calculées aussi sous la sollicitation du 1^{er} genre: $G + 1,2P$. et du 2^e genre: $G + P + 1,5V$.
La section d'Acier maximale est obtenue pour celle du 1^{er} genre.
- Les Longrines au pied des poteaux, représsent les moments de flexion au pied des poteaux, et permettent aux semelles d'être rigidifiées en évitant tout risque de tassement différentiel.

On utilisera la Méthode des bielles: pour calcul des semelles:



- Les poteaux sont carrés; on aura des semelles horizontales carrées de côté l ; Le poteau de côté: a .
- soit un élément de la semelle de dimension: $dx \times dy$. de centre $I(x, y)$.

$$\sigma = \frac{P}{L^2} \Rightarrow P = \sigma \cdot L^2 \quad dP = \sigma \cdot dx \cdot dy = \frac{P}{L^2} \cdot dx \cdot dy$$

* décomposons: $d\vec{P} \left| \begin{array}{l} - dF' \text{ suivant la bielle } IA. \\ dF \text{ suivant le plan } xy. \end{array} \right.$

$$\frac{dF}{dP} = \frac{OI}{h_0} \Rightarrow dF = \frac{P}{L^2} \cdot \frac{OI}{h_0} \cdot du \cdot dy.$$

de composons dF parallèlement aux axes ox et oy .

$$dF_x = dF \cdot \cos \theta = dF \cdot \frac{x}{OI} = \frac{P}{L^2} \cdot \frac{x}{h_0} \cdot du \cdot dy.$$

$$F_x = \frac{P}{L^2 h_0} \int_{-\frac{Ly}{2}}^{+\frac{Ly}{2}} \int_0^{\frac{Lx}{2}} x \, dy = \frac{P}{L^2 h_0} \cdot L_y \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{P \cdot L}{8 h_0}.$$

soit a : le côté du plateau:
 d : enrobage:

$$\frac{ht-d}{h_0} = \frac{L-a}{L} \Rightarrow (ht-d)L = (L-a)h_0$$

$$h_0 = \frac{(ht-d)L}{L-a}.$$

$$F_x = F_y = \frac{P(L-a)}{8(ht-d)}.$$

on aura: 2 lit d'Acier identiques: $A_x = A_y = \frac{F}{\sigma_a}$.

Semelle s1:

$$q = 86,274 \text{ t.}$$

$$S \geq \frac{q}{\sigma_a}$$

$$L \times L \geq \frac{86274}{2} = 43137 \text{ cm}^2.$$

$$L = 210 \text{ cm.}$$

$$ht \geq d + \frac{L-a}{4} = 5 + \frac{210-35}{4} = 50 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 20 \text{ cm.}$$

$$F_x = F_y = \frac{P(L-a)}{8(ht-d)} = \frac{86274(210-35)}{8(50-5)} = 41938 \text{ kg.}$$

$$A_x = A_y = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{41938}{2800} = 14,9 \text{ cm}^2.$$

$$12T14; \quad t = 18,5 \text{ cm. (espacement entre axe)}$$

Représentation de la semelle S1: (voir plan fondations)
 NOTA: Béton de propreté d'une épaisseur de 10cm et
 de bords de 10cm sur chaque côté. dose à 150kg/m³.

Semelle S2:

Dimensions et Ferraillage:

$$S \geq \frac{Q}{\sigma_a}$$

$$L \times L = S \geq \frac{150900}{2} = 75450 \text{ cm}^2$$

$$L = 280 \text{ cm}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{L-a}{4} = 5 + \frac{280-35}{4} = 70 \text{ cm}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ dit } 20 \text{ cm}$$

$$F_x = F_y = \frac{P(L-a)}{8(h_t-d)} = \frac{150900(280-35)}{8(70-5)} = 70554 \text{ Kg}$$

$$A_x = A_y = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{70554}{2800} = 25,19 \text{ cm}^2$$

$$14 T 16; \quad t = 21 \text{ cm. (espacement entre axe)}$$

Représentation de la semelle S2: à l'échelle voir plan fondations.
Semelle S3:

$$S \geq \frac{Q}{\sigma_a}$$

$$L \times L = S \geq \frac{119809}{2} = 59905 \text{ cm}^2$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{L-a}{4} = 5 + \frac{250-35}{4} = 60 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$F_x = F_y = \frac{P(L-a)}{8(h_t-d)} = \frac{119809(250-35)}{8(60-5)} = 58543 \text{ Kg}$$

$$A_x = A_y = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{58543}{2800} = 20,9 \text{ cm}^2$$

$$12 T 16; \quad \text{espacement entre axe: } t = 22 \text{ cm}$$

Les longrines.

Les longrines seront calculées sous le moment maximal provenant de la base du poteau le plus chargé.
En reprenant ce moment, les longrines font que les fondations travaillent en compression simple.

1. Sous G+1,2P

$$M_{\max} = 2,28 \text{ tm.} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,0111$$

$$K = 91,0 \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\varepsilon = 0,9538$$

$$A = \frac{2,28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9538 \cdot 56} = 1,53 \text{ cm}^2$$

2. Sous G + P/S + S I_H

$$M_{\max} = 18,46 \text{ tm} \quad \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 18,46 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,0601$$

$$K = 34,2 \rightarrow \sigma'_b = 4200 / 34,2 = 123,8 < 205$$

$$\varepsilon = 0,9984$$

$$A = \frac{18,46 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9984 \cdot 56} = 7,86 \text{ cm}^2 \quad 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Fissuration:

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot 8,05} = 2257,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,0287}{1,287} = 2230 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$d'ou \quad \mu = \frac{15 \cdot 18,46 \cdot 10^5}{2257,8 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,1117$$

$$K = 23 \quad \sigma'_b = 4200 / 23 = 182,6 < \bar{\sigma}'_b$$

$$E = 0,8684$$

$$A = \frac{18,46 \cdot 10^5}{2257,8 \cdot 0,8684 \cdot 56} = 16,8 \text{ cm}^2 \quad 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

En tenant compte du fait que SI_H peut prendre 2 sens opposés on dispose des armatures supérieures égales à 6T20.

Bibliographie.

Calcul des sections	P. Charon.
Traité de béton armé	Guérin
Aide-mémoire B.A.	
CCBA 68	Edition 76
P.S. 69	
Cours de bâtiment	N.M. Bejinariu

