

12/85

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

1^{er} esc

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CENTRE TELEPHONIQUE Type 6

STRUCTURE AUTOSTABLE

Préparé par : SERRATTE

Etudié par: BERRAZOUANE, B

Page sur M. GRAINS



Année : 1985

REMERCIEMENTS

- Je tiens en premier lieu à remercier vivement et à témoigner ma profonde gratitude à mon promoteur M^r CRAINIC qui à travers ses précieux conseils et son aide a été pour beaucoup dans la réalisation de ce modeste ouvrage.
- Ma profonde sympathie aux personnes qui ont participé.
- Mes respects pour les membres du Jury.
- A la mémoire de mon Père.
- A ma mère.

— PRESENTATION DE L'OUVRAGE —

UTILITÉ: Centre téléphonique Type CTG. — R+2.

STRUCTURE: ossature autostable contreventée par 3 portiques longitudinaux et 8 portiques transversaux.

DIMENSIONS: — Longueur totale $\approx 31,00\text{m}$ fractionnée en 2 parties par un joint.

— Largeur totale $\approx 13,00\text{m}$

— Hauteur totale $\approx 17,00\text{m}$ (acrotère incluse).

— Hauteur d'étage $\approx 5,35\text{m}$

MODALITES ARCHITECTURALES: La structure a été modifiée tout en respectant les conditions établies par le client:

— La salle automatique de l'étage 2 ne doit contenir à l'int^{er} aucun élément faisant partie de l'ossature.

— La salle automatique de l'étage 1 ne doit pas contenir de poteaux espacés de moins de $5,00\text{m}$.

CONSTITUTION DES PLANCHERS:

— Etages 1 et 2: dalle en B.A ép. = 12cm surcharge $\approx 1\text{t/m}^2$

— Terrasse non accessible en corps creux (16+5).

FACADES: Constituées en maçonnerie et briques de verre. — Ne doivent contenir aucune ouverture. — L'accès de corps étrangers (poussière, etc..) pouvant altérer les appareils.

CLASSEMENT: L'ouvrage doit être fonctionnel pendant et immédiatement après un tremblement de terre, il sera classé donc parmi le groupe d'usage I.

IMPLANTATION: BADIARAH ALGER — Région classée ZONE II vis à vis du séisme.

SOL: — Epaisseur de terre végétale de $0,25$ à $0,50\text{m}$.

— Type de fondations: semelles superficielles.

— Taux de travail admissible du sol: inférieur ou égal à 2bars sur une profondeur d'ancrage de $2,00\text{m}$.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	PAGE
— PRESENTATION DE L'OUVRAGE — CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX —	-1-
CHAP. I — PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS —	-9-
— DESCENTE DE CHARGE —	-13-
CHAP. II — CALCUL ET FERRAILLAGE PLANCHER —	-18-
CHAP. III — CALCUL DES CHARGES VERTICALES —	-32-
(Méthode de Hardy CROSS)	
CHAP. IV — CALCUL A LA RIGIDITE —	-75-
— CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES —	-80-
(Méthode de MUTO)	
CHAP. V — ETUDE AU SEISME (Introduction) —	-86-
— DETERMINATION DES VALEURS PROPRES ET DES MODES PROPRES DE LA STRUCTURE (MUTO-RAYLEIGH) —	-88-
— CALCUL DYNAMIQUE ET EVALUATION DES FORCES SISMQUES DE CALCUL SUIVANT LA METHODE APPROCHEE D'ANALYSE MODALE. —	-100-
— RENVYERSEMENT. —	-105-
CHAP. VI — CALCUL DES CHARGES HORIZONTALES SUIVANT LES EFFETS DU 1 ^{er} MODE ET DU 2 ^e MODE DE VIBRATION DÛS AU SEISME (MUTO) —	-107-
— DEFORMATIONS HORIZONTALES —	-123-
CHAP. VII — COMBINAISONS DES CHARGES —	-125-
— COURBES ENVELOPPES (1 ^{er} ET 2 ^e GENRE) —	-138-
CHAP. VIII — FERRAILLAGE DES POUTRES —	-146-
— FERRAILLAGE DES POTEAUX. —	-164-
CHAP. IX — FONDATIONS —	-172-
— LONGRINES —	-179-
— VOILE PERIPHERIQUE —	-180-

- Matériaux utilisés - Contraintes admissibles -

- Béton.

Le ciment utilisé sera de classe 325 du fait qu'il est très utilisé en Algérie.

Le béton sera dosé à 350 kg/m³, contrôlé strictement.

Composition du béton par m³:

- . 800 l de gravillons.
- . 400 l de sable propre ne comportant aucune impureté.
- . 350 kg de CPA 325
- . 175 l d'eau.

Les caractéristiques mécaniques du béton seront définies par:

- . Sa résistance nominale de compression à l'âge de 28 jours.

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275,4 \text{ kg/cm}^2$$

- . Sa résistance nominale de traction à l'âge de 28 jours

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible du béton en compression.

La contrainte de compression admissible du béton désignée par $\bar{\sigma}'_b$ est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \sigma'_{28}$$

Le coefficient β'_b est le produit de cinq facteurs sans dimensions:

$$\beta'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

Ces facteurs tiennent compte des faits suivants:

- α : dépendant de la vitesse de durcissement du béton, donc de la classe du ciment utilisé.

$$\alpha = 1 \text{ pour un CPA 325.}$$

- β : est fonction de l'efficacité de contrôle sur le béton
 $\beta = 1$ pour un béton strictement contrôlé.

- γ : est fonction du rapport de l'épaisseur minimale h_m de la pièce exécutée à la grosseur du plus gros granulat $C_g = 25 \text{ mm}$.

$$\gamma = \frac{h_m}{4c_g} \quad \text{avec } \gamma = 1 \quad \text{si } \frac{h_m}{4c_g} \geq 1$$

Dans notre cas si h_m est supposée être l'épaisseur d'une dalle, l'inégalité suivante est largement assurée :

$$\begin{aligned} \text{ép. dalle} = 12 \text{ cm} &\rightarrow h_m \geq 4 \cdot c_g = 4 \cdot 25 = 10 \text{ cm} \\ c_g = 25 \text{ mm} & \end{aligned}$$

donc $\gamma = 1$

- δ est fonction de la distribution des contraintes dans la section étudiée, ces contraintes étant issues de la nature de la sollicitation.

- $\delta = 0,3$ dans le cas de compression simple pour laquelle la répartition des contraintes dans la section est uniforme.

- $\delta = 0,6$ dans le cas de la flexion simple et de la flexion composée lorsque l'effort normal est une traction.

- $\delta = \min \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right) \\ 0,60 \end{cases} \rightarrow$ dans le cas de la flexion composée lorsque l'effort normal est une compression et cela à condition que le coeff. δ soit inférieur à 0,60 dans le cas contraire on prend 0,6.

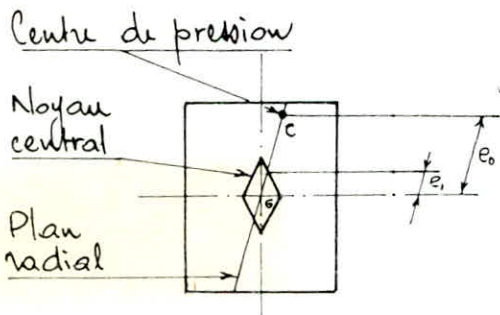


Figure représentant une section rectangulaire dissymétriquement chargée

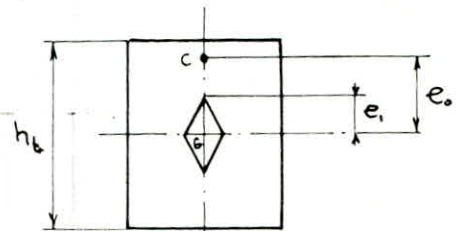


Figure représentant une section rectangulaire symétriquement chargée.

avec :

e_o : excentricité de la force extérieure appliquée en c par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul.

e_i : est la distance mesurée suivant G.C du centre de gravité G à la limite du noyau central.

c : centre de pression défini par le point de passage dans la section de la résultante des forces extérieures.

Le noyau central est la partie de la section à l'intérieure de laquelle doit se trouver le centre de pression pour que la section soit entièrement comprimée.

Pour une section rectangulaire le noyau central est un losange.

- ε : dépend de la forme de la section ainsi que du mode de sollicitation.

• $\varepsilon = 1$ en compression simple quelque soit la forme.

• Pour les autres cas ε est déterminé suivant que :

$$\sigma'_m = \frac{F'}{B'} \leq \overline{\sigma'_b}$$

avec :

F' : Résultante de tous les efforts de compression

B' : Section du béton comprimé.

σ'_m : Contrainte moyenne de compression.

$$\text{d'où} \quad 0,5 \leq \varepsilon = \frac{y_1}{2y_0} \leq 1$$

Valeurs des contraintes admissibles :

• Compression simple :

Sollicitations du 1^{er} genre $\overline{\sigma'_b} = 1,1 \cdot 1,03 \cdot 1,270 = 81 \text{ bars}$
 $= 81,5 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitations du 2^e genre $\overline{\sigma'_b} = 1,5 \cdot 81 = 121,5 \text{ bars}$
 $= 123,9 \text{ kg/cm}^2$

• Flexion simple et flexion composée avec traction:

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,5. \varepsilon . 270 = 162 \varepsilon \text{ bars} = 165,24 \varepsilon \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}_b = 243 \varepsilon \text{ bars} = 247,86 \varepsilon \text{ kg/cm}^2$$

• Contrainte de Traction de référence

Comme par mesure de sécurité, le béton tendu est négligé, cette contrainte est appelée de référence et non admissible car elle peut être dépassée sous certaines sollicitations.

La contrainte de traction de référence du béton désignée par $\bar{\sigma}_b$ est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$$

$$\text{avec } f_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}.$$

$\alpha \beta \gamma$ ayant les mêmes significations que précédemment et

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec } \sigma'_{28} \text{ en bars.}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,02578$$

$$\text{Sollicitations du } 1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,02578. 270 = 6,96 \text{ bars} \\ = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sollicitations du } 2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}_b = 1,5. 6,96 = 10,44 \text{ bars} \\ = 10,65 \text{ kg/cm}^2$$

Modules de déformation

- Sous des contraintes normales dues à des charges rapidement variables (ex. séisme) dont la durée d'application ne dépasse pas 24 heures :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} \quad (\text{bars})$$

E_i : module de déformation instantanée (bars)

σ_j : résistance du béton à l'âge de j jours (bars)

- Sous des contraintes permanentes dues à des charges appliquées suivant une longue durée (supérieure à 24 heures).

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j} \quad \text{bars}$$

E_v : module de déformation différée.

Suivant les règles CCBA 68, les déformations sous charges permanentes sont trois fois plus importantes que les déformations sous charges instantanées, et ce pour tenir compte notamment du fluage.

On rappelle que le fluage est un phénomène de déformation provoqué dans le temps sous une charge constamment appliquée.

On prendra pour les grandes valeurs de j .

$$\sigma_j' = 1,20 \sigma_{28}' \quad \text{pour les bétons à base de ciment CPA 325.}$$

$$\sigma_j' = 1,10 \sigma_{28}' \quad \text{pour les bétons à base de ciment de classe supérieure.}$$

donc :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 21000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 21000 \sqrt{270} = 3,45 \cdot 10^5 \text{ bars} \\ = 3,52 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j'} = 7000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 7000 \sqrt{270} = 1,15 \cdot 10^5 \text{ bars} \\ = 1,173 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

-Aciers--Armatures longitudinales

- Aciers à haute adhérence (HA) - Nuance $F_e E 40$

$$\text{barres de } \phi \leq 20 \quad \sigma_{\text{en}} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{barres de } \phi > 20 \quad \sigma_{\text{en}} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} = \begin{cases} 2747 \text{ b.} = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ 2614 \text{ b.} = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{\text{en}} = \begin{cases} 4120 \text{ b} = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ 3920 \text{ b} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

- Aciers doux ou barres lisses - Nuance $F_e E 24$.

$$\sigma_{\text{en}} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de traction

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} = 1567 \text{ bars} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = \sigma_{\text{en}} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de compression

$$\text{pour } \sigma_{\text{en}} < 3340 \text{ bars} \rightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} \frac{\sigma_{\text{en}}}{3340}$$

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 \cdot \frac{2350}{3340} = 1125 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre } \bar{\sigma}'_a = 1 \cdot 2400 \cdot \frac{2350}{3340} = 1689 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures transversales:

La contrainte de traction admissible est désignée par:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{em}$$

σ_{em} : limite d'élasticité nominale de l'acier constituant les armatures transversales

- Armatures perpendiculaires à la ligne moyenne

$$f_{at} = \sup \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{z_b}{9z_b} \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{si la section ne comporte pas} \\ \text{de reprise de bétonnage.} \end{array} \right.$$

$$f_{at} = 2/3 \longrightarrow \text{avec reprise de bétonnage.}$$

- Armatures inclinées sur la ligne moyenne: $f_{at} = 2/3$

$$f_{at} = 2/3$$

Dans le cas de reprise de bétonnage, on aura:

- Aciers à haute adhérence

$$1^{\text{er}} \text{ genre} \begin{cases} \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \sigma_{em} = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \sigma_{em} = 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre} \begin{cases} \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{em} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

- Aciers doux

$$1^{\text{er}} \text{ genre} \quad \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre} \quad \bar{\sigma}_{at} = 1 \cdot 2400 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Limitation des contraintes dans les aciers pour les conditions de non fissuration.

La valeur de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_a$ est fonction des caractéristiques mécaniques de l'acier; on peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton c'est à dire limiter la largeur des fissures w .

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{eu} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

avec :

$$\sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

ϕ : plus grand diamètre des aciers tendus

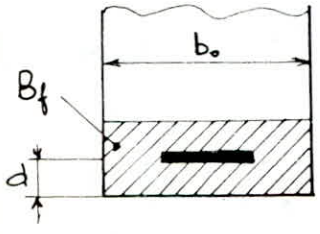
η : coeff. de fissuration des aciers: HA: $\eta = 1,5$; RL: $\eta = 1$

κ : coeff. dépendant du type de fissuration.

$$\kappa = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible (éléments à l'abri des intempéries)} \\ 10^6 & \text{fissuration préjudiciable (exposés aux intempéries)} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable (éléments exposés à un milieu agressif)} \end{cases}$$

\bar{w}_f : pourcentage d'armature de fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} \quad B_f = 2 b_0 d$$



A: section totale des aciers tendus

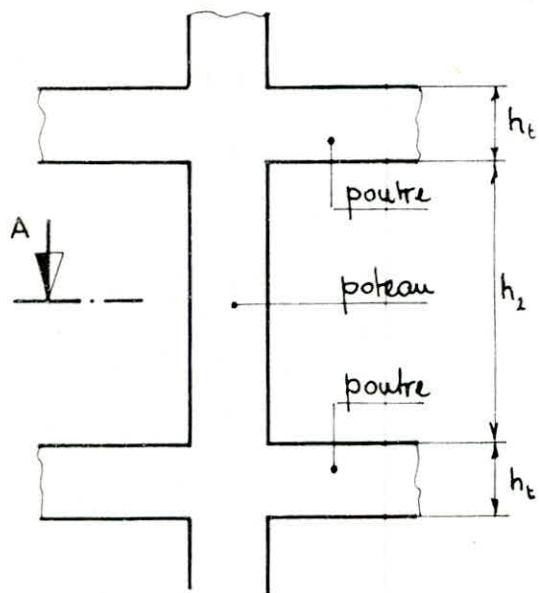
B_f : section du béton relative à l'enrobage des barres tendues.

- Prédimensionnement
- Descente de charge

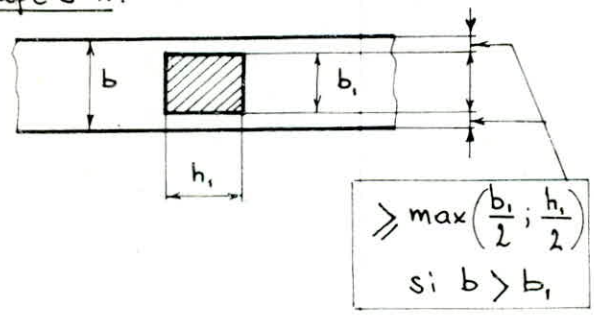
- Prédimensionnement -

Le prédimensionnement des éléments se fera en respectant les règles habituelles ainsi que celles relatives au Règlement Parasismique Algérien.

Coffrage: - RPA 4.2.1. -



Coupe St A.



- Poteaux

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ zone II
- $\frac{1}{3} \leq b_1/h_1 \leq 3$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20}$
- $b_1 h_1 \geq K \frac{N}{\sigma_{20}}$ $K=4, \text{ zone II}$

- Poutres:

- $b \geq 20 \text{ cm}$ zone II
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h_t}{b} \leq 3$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5 h_t + b_1$

- Poutres

- Poutres du plancher terrasse:

. Poutre transversale : portée 13,00 m

La hauteur de la poutre doit être telle que:

$$l/15 \leq h_t \leq l/10$$

$$\text{soit } 1300/15 \leq h_t \leq 1300/10$$

$$86 \leq h_t \leq 130 \text{ cm} \xrightarrow{\text{choix}} h_t = 110 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre doit être telle que :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Soit $0,3 \cdot 110 \leq b \leq 0,7 \cdot 110$

$$33 \leq b \leq 77 \text{ cm} \xrightarrow{\text{choix}} b = 40 \text{ cm.}$$

2. Poutres du plancher courant :

• Poutre transversale : portée 6.50 m.

$$650/15 \leq h_t \leq 650/10$$

$$43 \leq h_t \leq 65 \text{ cm} \xrightarrow{\text{choix}} h_t = 60 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 60 \leq b \leq 0,7 \cdot 60$$

$$18 \leq b \leq 42 \text{ cm} \xrightarrow{\text{choix}} b = 30 \text{ cm}$$

• Poutres longitudinales : portée 5.00 m.

$$500/15 \leq h_t \leq 500/10$$

$$33 \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \xrightarrow{\text{choix}} h_t = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 50 \leq b \leq 0,7 \cdot 50$$

$$15 \leq b \leq 35 \xrightarrow{\text{choix}} b = 30 \text{ cm}$$

- Épaisseur de la dalle du plancher courant :

En raison des surcharges existantes, il sera adopté une épaisseur e :

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

- Poteaux.

Le prédimensionnement des poteaux se fera en procédant à une descente de charge laquelle attribuera la charge permanente ainsi que la surcharge revenant à chaque poteau.

Il n'y aura pas de digression de surcharges du fait que les surcharges de 1000 kg/m^2 seront fixes.

La descente de charge se fera au niveau du portique le plus sollicité en l'occurrence un portique intermédiaire (Rang 2).

- Charges et surcharges :

- Charges permanentes

• Plancher terrasse

Protection en gravillons roulés 5cm	-----	0,05 · 1800 =	90
Etanchéité multicouche	-----		= 10
Papier kraft ≈ 1cm	-----	0,01 · 1200 =	12
Isolation thermique (liège) 4cm	-----	0,04 · 400 =	16
Pare Vapeur	-----		= 5
Forme de pente 1%	-----	0,1 · 2000 =	200
Dalle de compression + hourdis (16x5)	-----		= 300
Plaque 1,5cm	-----	0,015 · 1300 =	20
		<u>Total</u>	<u>= 653 kg/m²</u>

on prend $g = 655 \text{ kg/m}^2$

• Plancher courant

Cavelage 2cm	-----	0,02 · 2200 =	44
Mortier de pose 2cm	-----	0,02 · 2000 =	40
Sable 2cm	-----	0,02 · 1700 =	34
Dalle en béton armé $e_p = 12 \text{ cm}$	-----	0,12 · 2500 =	300
Enduit, plâtre 1,5cm	-----	0,015 · 1400 =	21
		<u>Total</u>	<u>= 439 kg/m²</u>

on prend $g = 440 \text{ kg/m}^2$

Facades :

Aucune ouverture ne sera admise, l'introduction d'impuretés (exemple poussière) pouvant éventuellement engendrer l'altération des appareils.

$$\begin{array}{r}
 \text{Briques de verre } \bar{e}p \approx 10 \text{ cm} \cdot 2300 \text{ kg/m}^3 \text{ --- --- ---} = 690 \text{ kg/ml} \\
 \text{Maçonnerie creuse } \bar{e}p \approx 30 \text{ cm} \cdot 1400 \text{ kg/m}^3 \text{ --- --- ---} = 735 \text{ kg/ml} \\
 \hline
 \text{Total} = 1425 \text{ kg/ml}
 \end{array}$$

Acrotères :

$$\begin{array}{r}
 \cdot \text{Type 1} : 0,575 \cdot 0,150 \cdot 2500 \text{ --- --- ---} = 216 \text{ kg/ml} \\
 \cdot \text{Type 2} : 0,1 \cdot 0,625 \cdot 2500 + 216 \text{ --- --- ---} = 372 \text{ kg/ml} \\
 \cdot \text{Type 3} : 0,3 \cdot 0,1 \cdot 2500 + 216 \text{ --- --- ---} = 291 \text{ kg/ml}
 \end{array}$$

Surcharges d'exploitation :

$$\begin{array}{r}
 \cdot \text{Plancher terrasse (non accessible) --- --- ---} = 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \cdot \text{Plancher courant (salles automatiques) --- --- ---} = 1000 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

L'ouvrage étant à usage industriel, on devrait introduire un coefficient de majoration dynamique variant de 1,25 à 1,40 dû aux vibrations. Mais comme une salle automatique est sujette à de petites vibrations, on ne tiendra pas compte dans les calculs de ces effets.

- Descente de charge -

Chaque poteau sera numéroté par P_{ij} .

$i = 1, 2, 3$ indiquant le plan

$j = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ indiquant le rang.

Le portique étudié sera le portique Rang 2 comprenant pour poteaux : P_{12} , P_{22} , P_{32} .

- Niveau n_1 : (plancher terrasse).

Poteau P_{12} :

$$\text{Poutre longitudinale} : 0,30 \cdot 0,50 \cdot 4,70 \cdot 2500 \text{ ---} = 1,763 \text{ t}$$

$$\text{Poutre transversale} : 0,40 \cdot 1,10 \cdot \frac{12,70}{2} \cdot 2500 \text{ ---} = 6,985 \text{ t}$$

$$\text{Acrotère type 3} : 291 \cdot 4,70 \text{ ---} = 1,368 \text{ t}$$

$$\text{Plancher terrasse} : 655 \cdot \frac{12,70}{2} \cdot 4,70 \text{ ---} = 19,550 \text{ t}$$

$$\text{Total } G = 29,666 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge} : 100 \cdot \frac{13,00}{2} \cdot 5,00 \text{ ---} = P = 3,250 \text{ t}$$

$$G + 1,2 P = 29,666 + 1,2 \cdot 3,250 = 33,248 \text{ t}$$

$$\begin{matrix} n_1 \\ P_{12} \end{matrix} G + 1,2 P = 33,566 \text{ t}$$

Poteau P_{22} :

$$\begin{matrix} n_1 \\ P_{22} \end{matrix} G + 1,2 P = 0,0 \text{ t}$$

- Niveau n_2 (plancher courant)

Poteau P_{12}

$$\text{Poutre longitudinale} : 0,30 \cdot 0,50 \cdot 4,70 \cdot 2500 \text{ ---} = 1,763 \text{ t}$$

$$\text{Poutre transversale} : 0,30 \cdot 0,60 \cdot \frac{6,20}{2} \cdot 2500 \text{ ---} = 1,395 \text{ t}$$

$$\text{Plancher courant} : 440 \cdot \left(\frac{6,20}{2} \cdot 4,70 \right) \text{ ---} = 6,411 \text{ t}$$

$$\text{Mur de façade} : 1,425 \cdot 4,70 \text{ ---} = 6,698 \text{ t}$$

$$\text{Total } G = 16,267 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge} : 1000 \left(\frac{6,50}{2} \cdot 5,00 \right) \text{-----} P = 16,250^t$$

$$G + 1,2 P = 16,267 + 1,2 \cdot 16,250 = 35,767^t$$

$$\begin{array}{l} n_2 \\ P_{12} \end{array} \quad G + 1,2 P = 35,767^t$$

$$+ \text{venant de } n_1 = 33,565^t$$

$$\text{Total} = 69,333^t$$

Poteau P₂₂:

$$\text{Poutre longitudinale} : 0,30 \cdot 0,50 \cdot 4,70 \cdot 2500 \text{-----} = 1,763^t$$

$$\text{Poutre transversale} : 0,30 \cdot 0,60 \cdot 6,20 \cdot 2500 \text{-----} = 2,790^t$$

$$\text{Plancher courant} : 440 (6,20, 4,70) \text{-----} = 12,822^t$$

$$\text{Total } G = 17,375^t$$

$$\text{Surcharge} : 1000 (6,50 \cdot 5,00)$$

$$P = 32,500^t$$

$$G + 1,2 P = 17,375 + 1,2 \cdot 32,500 = 39,018^t$$

$$\begin{array}{l} n_2 \\ P_{22} \end{array} \quad G + 1,2 P = 39,018^t$$

$$+ \text{venant de } n_1 = 0,0^t$$

$$\text{Total} = 39,018^t$$

- Niveau n₃

Poteau P₁₂:

$$\text{Poutre longitudinale} \text{-----} = 1,763^t$$

$$\text{Poutre transversale} \text{-----} = 1,395^t$$

$$\text{Plancher courant} \text{-----} = 6,411^t$$

$$\text{Mur de façade} \text{-----} = 6,698^t$$

$$\text{Total } G = 16,267^t$$

Surcharge

$$P = 16,250^t$$

$$G + 1,2 P = 16,267 + 1,2 \cdot 16,250 = 35,767^t$$

$$\begin{array}{r}
 n_3 \\
 P_{12} \\
 G + 1,2P = 35,767 \text{ t} \\
 + \text{ venant de } n_2 = 69,333 \text{ t} \\
 \hline
 \text{Total} = 105,100 \text{ t}
 \end{array}$$

Poteau P₂₂:

$$\begin{array}{r}
 \text{Poutre longitudinale} \text{ -----} = 1,763 \text{ t} \\
 \text{Poutre transversale} \text{ -----} = 2,790 \text{ t} \\
 \text{Plancher courant} \text{ -----} = 12,822 \text{ t} \\
 \hline
 \text{Total } G = 17,375 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Surcharge} \text{ -----} P = 32,500 \text{ t} \\
 G + 1,2P = 17,375 + 1,2 \cdot 32,500 = 39,018 \text{ t}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 n_3 \\
 P_{22} \\
 G + 1,2P = 39,018 \text{ t} \\
 + \text{ venant de } n_2 = 39,018 \text{ t} \\
 \hline
 \text{Total} = 78,036 \text{ t}
 \end{array}$$

Résultats des charges et surcharges revenant aux poteaux P₁₂ et P₂₂ au niveau n₃

$$P_{12} \longrightarrow N = G + 1,2P = 105,100 \text{ t}$$

$$P_{22} \longrightarrow N = G + 1,2P = 78,036 \text{ t}$$

- Poteau P₁₂:

En adoptant une contrainte moyenne de compression du béton $\bar{\sigma} = 45 \text{ kg/cm}^2$, on obtient comme section :

$$B'_{12} \approx \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{105,100}{45} \approx 2335 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section rectangulaire $40 \times 60 \text{ cm} = 2400 \text{ cm}^2$ pour le poteau P₁₂ au niveau n₃.

Vu que la descente de charge est moins importante au niveau supérieur, par économie on adoptera des poteaux de section variable aux trois niveaux et cela sans qu'il y ait un brusque changement d'inertie.

niveau $n_1 - n_2'$: 40 x 40 cm	} pour tous les poteaux se situant suivant Plan 1 et Plan 3
niveau $n_2 - n_3'$: 40 x 50 cm	
niveau $n_3 - n_4'$: 40 x 60 cm	

Verifications:

- niveau n_2' : 40 x 40 cm

• charge revenant au niveau n_1 ----- = 33,566 t

• masse du poteau : $0,40 \cdot 0,40 \cdot 5,35 \cdot 2500 = 2,140$ t

charge revenant au niveau n_2' ----- N = 35,706 t

$$b_1 h_1 \geq K \frac{N}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} K=4 \text{ en zone II} \\ \sigma'_{28} = 275,4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$40 \cdot 40 \geq 4 \cdot \frac{35706}{275,4} = 519 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifié.}$$

- Niveau n_3' : 40 x 50 cm.

• charge revenant au niveau n_2 = 69,333 t

• masse du poteau : $0,40 \cdot 0,50 \cdot 5,35 \cdot 2500 = 2,140$ t

• masse du poteau : $0,40 \cdot 0,50 \cdot 5,35 \cdot 2500 = 2,675$ t

charge revenant au niveau n_3' = 74,148 t

$$40 \cdot 50 = 2000 \geq 4 \cdot \frac{74,148}{275,4} = 1077 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifié.}$$

- Niveau n_4' : 40 x 60 cm

- charge revenant au niveau n_3 ----- = 105,100t
- masse du poteau de 40x40cm ----- = 2,140t
- masse du poteau de 40x50cm ----- = 2,675t
- masse du poteau de 40x60cm ----- = 2,778t

charge revenant au niveau n'_4 ----- = 112,693t

$$40 \cdot 60 = 2400 \gg 4 \cdot \frac{112693}{275,4} = 1637 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Poteau P₂₂

En opérant de la même manière que pour le poteau P₁₂, on obtient comme section du poteau:

$$B'_{22} = \frac{N}{\sigma} = \frac{78036}{45} = 1734 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section carrée 40x40cm = 1600 cm² pour le poteau P₂₂ ainsi que pour tous les poteaux se situant suivant Plan 2 en gardant une section constante à tout niveau.

Vérifications

- Niveau n'_3 : 40x40cm

- charge revenant au niveau n_2 ----- = 39,018t
- masse du poteau : $0,40^2 \cdot 5,35 \cdot 2500$ ----- = 2,140t

charge revenant au niveau n'_3 ----- N = 41,158t

$$40 \times 40 = 1600 \gg 4 \cdot \frac{41158}{275,4} = 598 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

- Niveau n'_4 : 40x40cm:

- charge revenant au niveau n_3 ----- = 78,036t
- masse du poteau : $2,140 + 0,40^2 \cdot 4,63 \cdot 2500$ ----- = 3,992t

charge revenant au niveau n'_4 ----- = 82,028t

$$40 \times 40 = 1600 \gg 4 \cdot \frac{82028}{275,4} = 1192 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Calcul et Ferrailage des Planchers

- CALCUL ET FERRAILLAGE
DU PLANCHER COURANT -

Constitution: Dalle pleine en B.A ; ép. 12cm, à tous les niveaux

Coulage: Les dalles seront coulées sur place d'où une continuité aux appuis intermédiaires et un semi-encastrement aux appuis de rive

Surcharge: C'est un plancher à forte surcharge.

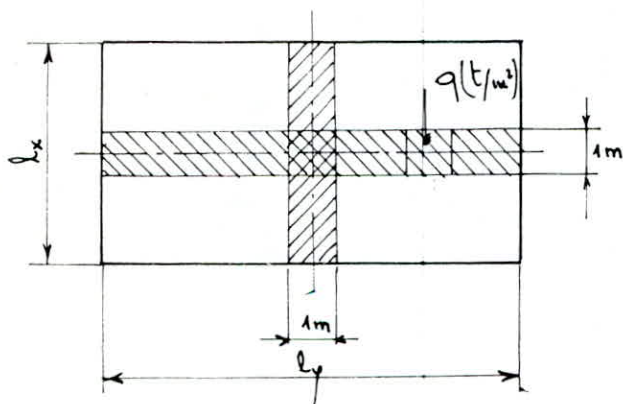
$$\left. \begin{aligned} S &= 1000 \cdot 4,70 \cdot 6,20 = 29,140t \\ 2G &= 2 \cdot 440 \cdot 4,70 \cdot 6,20 = 25,643t \end{aligned} \right\} \rightarrow S > 2G$$

Méthode de calcul: CCBA 68 Annexe A₂

Exposé de la méthode:

- Soit une dalle reposant sur 4 côtés et de dimensions entre nus des appuis l_x et l_y ($l_x \leq l_y$). On suppose que : $0,40 \leq l_x/l_y \leq 1$. Avec q la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau de dalle considéré. En considérant au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur:

Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expression:



- dans le sens de la petite portée l_x :

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

- dans le sens de la grande portée l_y :

$$M_y = \mu_y M_x$$

Les valeurs de $\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2}$ et $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ sont données en fct. de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ par une échelle fct. elle.

L'effort tranchant arrivant sur chacun des 4 côtés est uniforme et a pour valeur :

$$T_x = \frac{q l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \quad T_y = \frac{q l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Art. 57,2 CCBA 68

Si un panneau appartient à un hourdis continu où s'il est lié à des appuis de rive susceptibles de lui fournir un encastrement partiel, on peut réduire de 25% dans le premier cas et de 15% dans le second les valeurs des moments fléchissants maximum évalués dans l'hypothèse de l'articulation sur les appuis de rive. Donc les moments en travées M_{tx} et M_{ty} seront des fractions de M_{0x} et M_{0y} calculés comme si le panneau était librement appuyé. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués respectivement à au moins 40% et 58% des moments fléchissants maximum évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Les moments seront choisis d'après l'inégalité suivante :

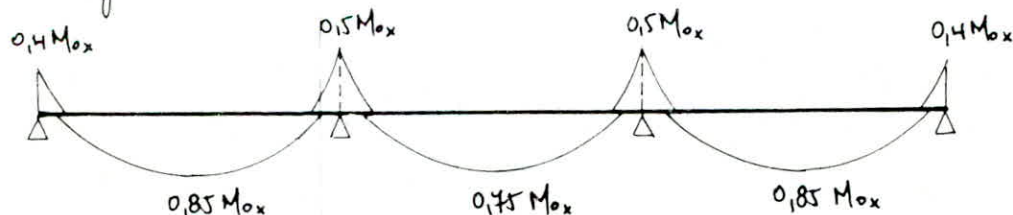
$$\bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

$$\bullet 0,75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

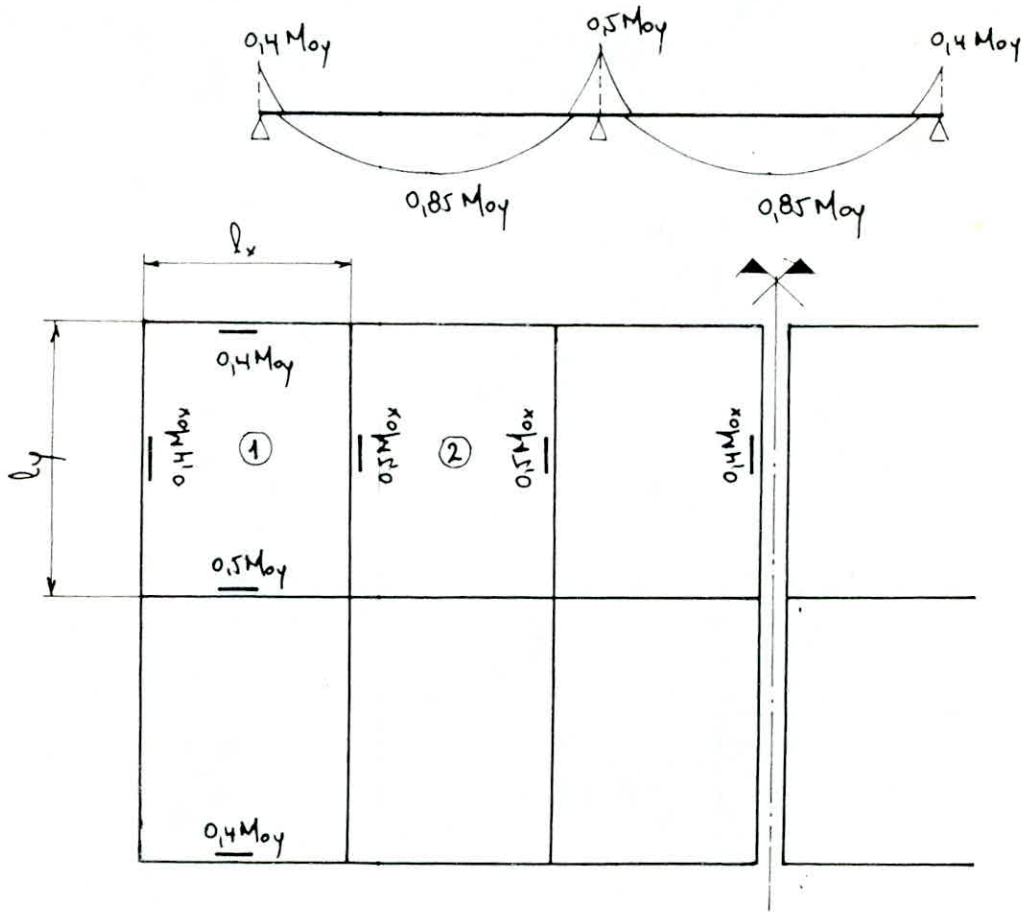
$$\bullet 0,40 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0$$

Dans notre cas, on fera le choix suivant :

Seus longitudinal :



Sens transversal:



$$\left. \begin{aligned} l_x &= 5,00 - 0,30 = 4,70 \text{ m} \\ l_y &= 6,50 - 0,30 = 6,20 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,70}{6,20} = 0,758$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,758 \leq 1$$

$$\rho = 0,758 \xrightarrow[\text{Interpolation}]{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0661 \\ \mu_y = 0,6235 \end{cases}$$

Sollicitation

$$q = G + 1,2Q = 440 + 1,2 \cdot 1000 = 1640 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q = 1,64 \text{ t/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0,0661 \cdot 1,64 \cdot 4,70^2 = 2,39464 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,6235 \cdot 2,39464 = 1,49306 \text{ t.m}$$

Panneau	M_{tx} (t.m/ml)	M_{ty} (t.m/ml)	M_{wx} (t.m/ml)	M_{ex} (t.m/ml)	M_{wy} (t.m/ml)	M_{ey} (t.m/ml)
1	0,85 M_{ox}	0,85 M_{oy}	0,4 M_{ox}	0,5 M_{ox}	0,4 M_{oy}	0,5 M_{oy}
	2,03544	1,26910	0,95785	1,19732	0,59722	0,74653
2	0,75 M_{ox}	0,85 M_{oy}	0,5 M_{ox}	0,5 M_{ox}	0,4 M_{oy}	0,5 M_{oy}
	1,79598	1,26910	1,19732	1,19732	0,59722	0,74653

Tous les panneaux de dalle seront ferrailés avec les moments suivants :

$$M_{tx} = 2,03544 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 1,26910 \text{ t.m}$$

en appuis $M_a = 1,19732 \text{ t.m}$

Le calcul des armatures nécessaires se fera par la méthode de Pierre Charon.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \varepsilon = \\ \kappa = \end{cases} \longrightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot R}$$

On fera ensuite les vérifications suivantes :

$$-\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b = 165,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} = 2800 & \phi \leq 20 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

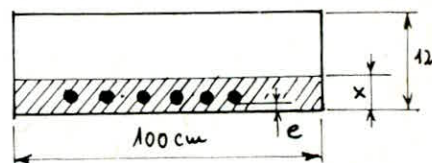
avec

$$\sigma_1 = \kappa \frac{n}{\phi_{(mm)}} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \bar{\sigma}_b}{\phi_{(mm)}}}$$

$\kappa = 1,5 \cdot 10^6$ relatif à une fissuration peu nuisible, car l'élément est à l'abri des intempéries.

$$\cdot \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad B_f = 100 [x] = 100 [2e + \phi]$$

$$\cdot \eta = 1,5 \longrightarrow \text{Aciers H.A.}$$

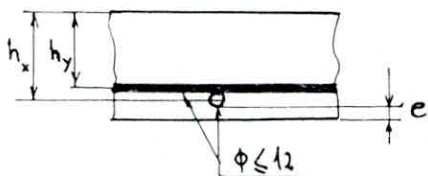


σ'_b et σ_a seront déterminés de la manière suivante :

calcul de $\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{bh}$ Tableau $\rightarrow \mu' =$ $\rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{\mu' b h^2}$
 $\rightarrow K$ $\rightarrow \sigma_a = K \sigma'_b$

1. Détermination des armatures :

$\phi_{\text{utilisé}} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{120 \text{ mm}}{10} = 12 \text{ mm} \rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$



$e \geq \begin{cases} 1 \text{ cm (local ouvert et clos)} \\ \phi \leq 12 \text{ cm} \end{cases}$

on adoptera $e = 1,5 \text{ cm}$.

hauteurs utiles :

$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 12 - 1,5 - \frac{1,2}{2} = 9,9 \text{ cm}$

$h_y = h_x - \phi = 9,9 - 1,2 = 8,7 \text{ cm}$.

	Moments t.m/ml	μ	ϵ	K	σ'_b	A calcul cm ² /ml	nT ϕ par m	A adopté cm ² /ml
M_{Ex}	2,03544	0,1112	0,8688	23,1	121,2	8,45	HA 12 e=13	8,70
M_{Ey}	1,26910	0,0898	0,8795	26,5	105,6	5,92	HA 12 e=19	5,95
M_{ap}	1,19732	0,0654	0,8945	32,4	86,4	4,83	HA 10 e=16	4,91

2. Vérifications :

	M t.m/ml	A adopté	$\bar{\omega}$	μ'	K	σ'_b	σ_a	ω_f	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$
M_{Ex}	2,03544	8,70	0,878	0,1726	22,7	120,3	2731,3	0,0207	$\frac{3430}{2860}$
M_{Ey}	1,26910	5,95	0,684	0,1593	26,4	105,2	2778,7	0,009	$\frac{1657,3}{2860}$
M_{ap}	1,19732	4,91	0,496	0,1423	32,1	85,8	2755,7	0,0209	$\frac{4116}{3123}$

Calcul des efforts tranchants:

$$T_x = 1,64 \cdot \frac{4,70}{2} \cdot \frac{6,20^4}{4,70^4 + 6,20^4} = 2,897 \text{ t}$$

$$T_y = 1,64 \cdot \frac{6,20}{2} \cdot \frac{4,70^4}{6,20^4 + 4,70^4} = 1,262 \text{ t}$$

Vérifications à l'effort tranchants:

$$\tau_{bx} = \frac{T_x}{b_o z} = \frac{T_x}{b_o \cdot \frac{7}{8} h_x} = \frac{2897}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 9,9} = 3,34 < 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 7,1 = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifié

de même pour τ_{by} .

Conclusion: $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ armatures transversales non nécessaires

Vérifications aux appuis: (CCBA 68)

- Vérifier si la largeur de la bielle (largeur de l'appui qui est dans notre cas la poutre) qui s'oppose à l'écrasement de la bielle).

$$c \geq \frac{2T}{\bar{\tau}_b b_o} = \begin{cases} \frac{2 \cdot 2897}{82,6 \cdot 100} = 0,7 \text{ cm} \\ \frac{2 \cdot 1262}{82,6 \cdot 100} = 0,3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow c > 0,7 \text{ cm}$$

- Vérification de l'ancrage des armatures inférieures sollicitées par l'effort de traction développé par l'effort tranchant T et le moment d'appui M_a (pris avec son signe).

$$A_i \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad z = \frac{7}{8} h$$

$$8,70 \cdot 2800 = 24360 > 2897 - \frac{1,19732 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 9,9}$$

$$5,95 \cdot 2800 = 16660 > 1262 - \frac{1,19732 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 8,7}$$

- Vérification des armatures supérieures à l'effort de traction développé par les moments d'appuis: $A_s \bar{\sigma}_a \geq M/z$

$$4,91 \cdot 2800 = 13748 \stackrel{?}{>} \frac{1,19732 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 9,9} = 13822$$

$$\frac{13822 - 13748}{13748} = 5\text{‰} \quad \text{Vérifié.}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

a, Sens l_x :

- La section d'armatures A_0 suffisante pour résister aux sollicitations est $A_0 = 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sous $G+12Q$

- La section d'armatures A_1 nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% est :

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 8,70 = 10,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- La section d'armatures A_2 permettant d'équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé peut s'écrire :

$$A_2 = 0,69 b h_x \cdot \frac{2-\beta}{2} \cdot \frac{\sqrt{b}}{\sigma_{en}}$$

$$A_2 = 0,69 \cdot 100 \cdot 9,9 \cdot \frac{2-0,758}{2} \cdot \frac{7,1}{4120} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

En définitive, la section d'armatures tendue à mettre en place doit être au moins égale à :

$$A = \max \begin{cases} A_0 = 8,70 \text{ cm}^2 \\ \min = \begin{cases} A_1 = 10,44 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,73 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases} \implies \underline{8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_{tx}}$$

b, Sens l_y

même raisonnement, on trouve $\implies \underline{5,95 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_{ty}}$

- De plus on vérifiera :

$$\frac{\Sigma \text{aciers tendus}}{\text{Section totale de béton}} = \frac{A}{b \cdot h} = \bar{w} \geq \frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200}$$

$$\text{Sens } x: \frac{8,70}{100 \times 12} = 0,00725 \geq \frac{1,2}{4120 - 2200} = 0,000625$$

$$\text{Sens } y: \frac{5,95}{100 \times 12} = 0,00496 \geq 0,000625$$

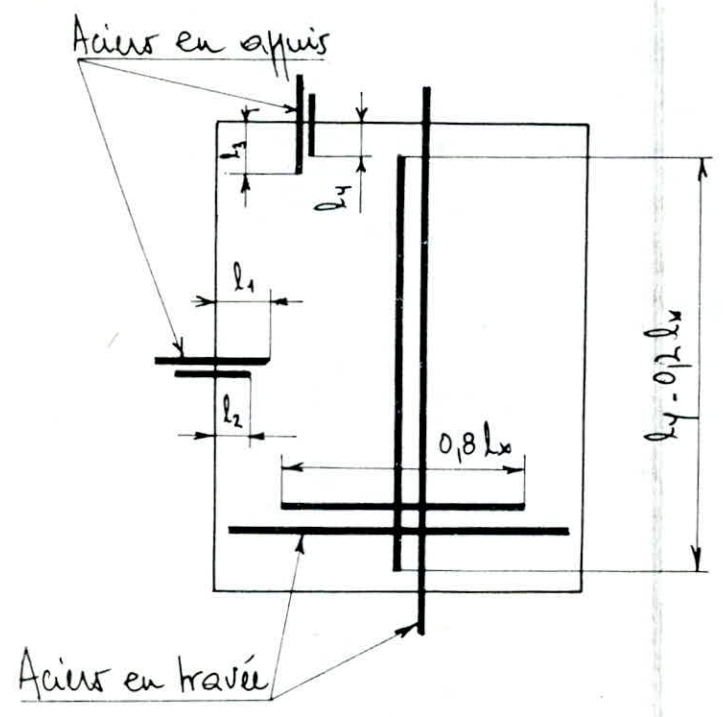
Pourcentage minimal :

$$\text{Aciers H.A.} \rightarrow \bar{w}_0 = 0,8 \text{‰} = 0,0008$$

$$\text{Sens } x: \bar{w} = 0,00725 > \bar{w}_0 = 0,0008$$

$$\text{Sens } y: \bar{w} = 0,00496 > \bar{w}_0 = 0,0008$$

Dispositions constructives pour l'arrêt des armatures



$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$$

(zone d'ancrage)
normal

$$= 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 7,1 = 19,96$$

$$l_d = \frac{1,2}{4} \frac{2800}{19,96} = 42 \text{ cm}$$

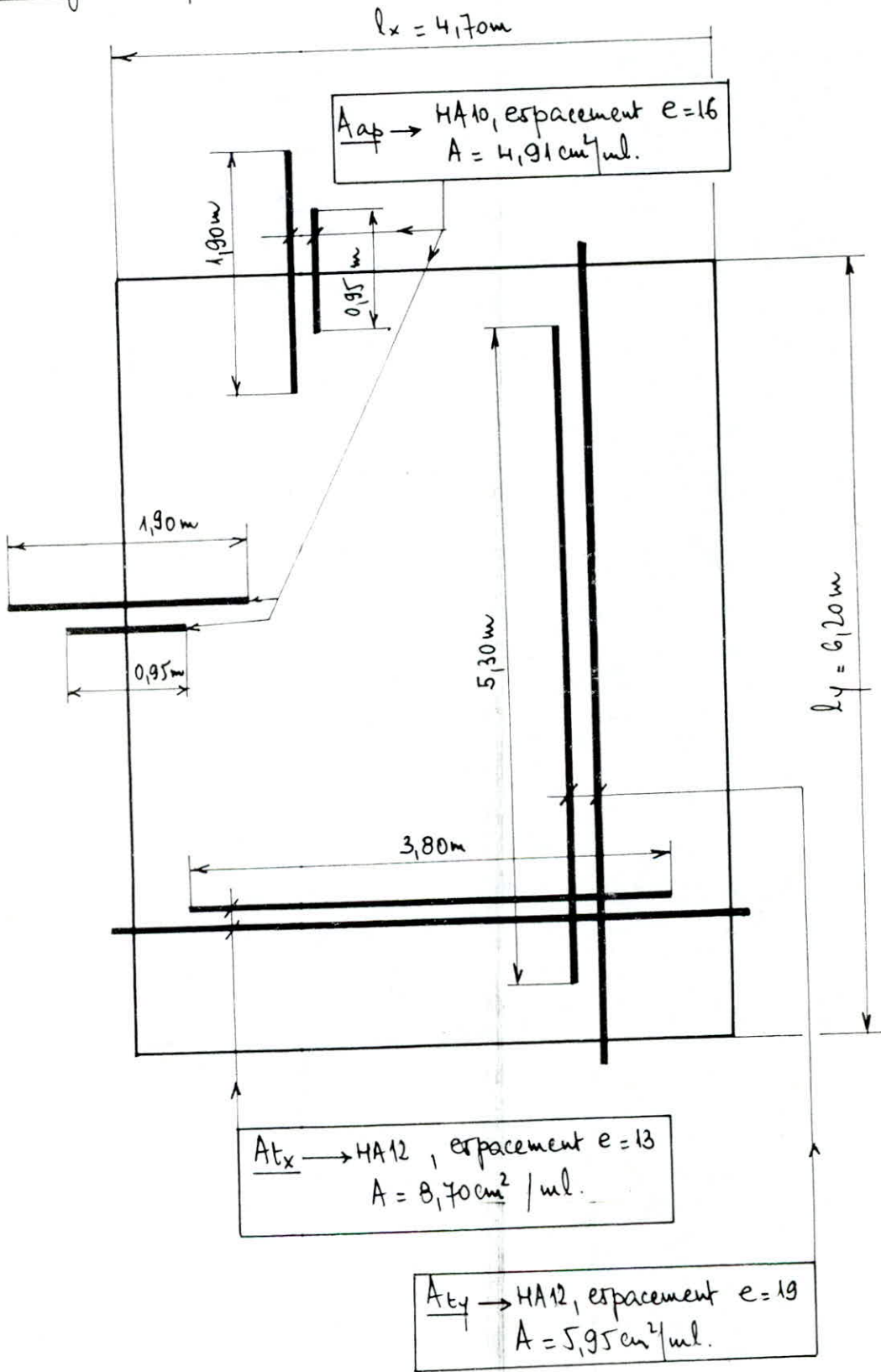
• $l_1 = \max$ $\left\{ \begin{array}{l} l_d \\ \left[\begin{array}{l} 0,2 l_x \text{ si } M_a \geq 0,5 M_{tx} \\ 0,15 l_x \text{ si } M_a \geq 0,3 M_{tx} \\ 0,10 l_x \text{ si } M_a \geq 0,15 M_{tx} \end{array} \right. \end{array} \right.$

• $l_3 = \max$ $\left\{ \begin{array}{l} l_d \\ \left[\begin{array}{l} 0,2 l_x \text{ si } M_a \geq 0,5 M_{ty} \\ 0,15 l_x \text{ si } M_a \geq 0,3 M_{ty} \\ 0,10 l_x \text{ si } M_a \geq 0,15 M_{ty} \end{array} \right. \end{array} \right.$

• $l_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l'_d \\ l_{3/2} \end{array} \right.$

• $l_4 = \max \left\{ \begin{array}{l} l'_d \\ l_{3/2} \end{array} \right.$

Ferraillage des panneaux:



- Flèche -

L'épaisseur de la dalle doit vérifier la relation suivante :

$$e \geq \frac{P}{180} \quad p: \text{perimètre de la dalle en cm.}$$

$$e \geq \frac{2(470 + 620)}{180} = 12,1 \text{ cm}$$

Une vérification à la flèche est donc nécessaire :

La flèche prise par le plancher est donnée par l'expression suivante

$$f = f_{g0} + f_{q0} - f_{g0} \leq \bar{f} = \frac{l_x}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

avec :

- f_{g0} : flèche due aux déformations instantanées et différées sous l'effet des charges permanentes g . Elle est caractérisée par les facteurs suivants :

$$M_g, E_v, \lambda_v, \mu_v$$

- f_{q0} : flèche due aux déformations instantanées sous l'effet de g et q (sans majoration de 20% de surcharges)

$$M_{(g+q)}, E_i, \lambda_i, \mu_i$$

- f_{g0} : flèche due aux déformations instantanées sous l'effet de g seul

$$M_g, E_i, \lambda_i, \mu_i$$

Moments :

$$g = 440 \text{ kg/m}^2 \rightarrow M_{og} = \mu_x g l_x^2 = 0,2661 \cdot 0,44 \cdot 4,70^2 = 0,642 \text{ t.m/m}$$

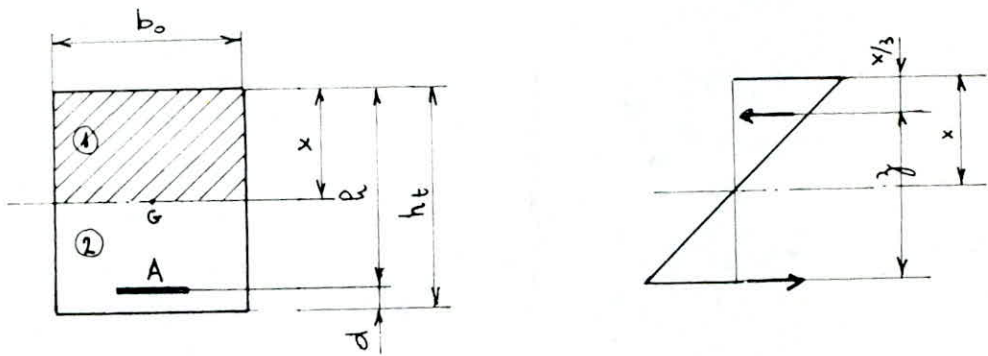
$$q = 1000 \text{ kg/m}^2 \rightarrow M_{oq} = \mu_x q l_x^2 = 0,2661 \cdot 1 \cdot 4,70^2 = 1,46 \text{ t.m/m}$$

$$M_{(g+q)} = 0,75 (M_{og} + M_{oq}) = 0,75 (0,642 + 1,46) = 1,5765 \text{ t.m/m}$$

$$M_g = 0,75 M_{og} = 0,75 \cdot 0,642 = 0,4815 \text{ t.m/m}$$

$$\underline{M_{(g+q)} = 1,5765 \text{ t.m/m}} \quad \underline{M_g = 0,4815 \text{ t.m/m}}$$

Soit I_t : M^t d'inertie / de la section homogène non fissurée
(c'est à dire on prend en compte la zone tendue)



$$I_t = ① + ② + A = \frac{b_0 x^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - x)^3}{3} + nA (h_t - x - d)^2$$

Détermination de l'Axe Neutre :

$$\sum M^t \text{ stat.} / A.N = 0 \rightarrow \frac{b_0 x^2}{2} - \frac{b_0 (h_t - x)^2}{2} = nA (h - x)$$

$$\frac{100 x^2}{2} - \frac{100 (12 - x)^2}{2} = 15 \cdot 8,70 (9,9 - x)$$

$$\rightarrow x = 6,38 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } I_t = \frac{100 \cdot 6,38^3}{3} + \frac{100 (12 - 6,38)^3}{3} + 15 \cdot 8,70 (12 - 6,38 - 2,1)^2$$

$$\rightarrow \underline{I_t = 16190 \text{ cm}^4}$$

$$\bar{w} = \frac{A}{b \cdot l} = \frac{8,70}{100 \cdot 9,9} = 0,00878$$

$$d_i = \frac{\sqrt{b}}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{w}} = \frac{7,1}{72 (2 + 3 \cdot 1) 0,00878} = 2,246$$

$$d_v = \frac{d_i}{2,5} = \frac{2,246}{2,5} = 0,898$$

Contrainte des armatures tendues sous M_{g+q}

$$\sigma_a = \frac{M_{(g+q)}}{j \cdot A} = \frac{1,57650 \cdot 10^5}{7,77 \cdot 8,70} = 2332 \text{ kg/cm}^2 \text{ (i)}$$

$$\text{avec } z = (h-x) + \left(\frac{2}{3}x\right) = (9,9 - 6,38) + \left(\frac{2}{3} \cdot 6,38\right) = 7,77 \text{ cm.}$$

Contrainte des armatures tendues sous g

$$\sigma_a = \frac{M_g}{z \cdot A} = \frac{0,48150 \cdot 10^5}{7,77 \cdot 8,70} = 712.$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{w}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 7,1}{4 \cdot 0,00878 \cdot 2332 + 3 \cdot 7,1} = 0,656 = \mu_{g+q}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot 7,1}{4 \cdot 0,00878 \cdot 712 + 3 \cdot 7,1} = 0,233 = \mu_g$$

Modules de déformations longitudinales

$$E_i = 3,52 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 1,173 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{16190}{1 + 0,898 \cdot 0,233} = 13388,5 \text{ cm}^4$$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{0,48150 \cdot 10^5 \cdot 470^2}{10 \cdot 1,17300 \cdot 10^5 \cdot 13388,5} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\underline{f_{g\infty} = 0,67 \text{ cm}}$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{16190}{1 + 2,246 \cdot 0,233} = 10628 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{0,48150 \cdot 10^5 \cdot 470^2}{10 \cdot 3,52 \cdot 10^5 \cdot 10628} = 0,28 \text{ cm}$$

$$\underline{f_{g0} = 0,28 \text{ cm}}$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_{g+q}} = \frac{16190}{1 + 2,246 \cdot 0,656} = 6545$$

$$f_g = \frac{M_{g+q} l^2}{10 E_i I_f i} = \frac{1,5765 \cdot 10^5 \cdot 470^2}{10 \cdot 3,52 \cdot 10^5 \cdot 6545} = 1,51 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = 1,51 \text{ cm}$$

$$f_{\text{totale}} = f_{g_0} + f_{g_0} - f_{g_0} \\ = 0,67 + 1,51 - 0,28 = 1,9 \text{ cm} > \bar{f} = 0,9 \text{ cm}$$

Conclusion: Le choix entre deux solutions s'impose.

- Soit assurer une contre flèche de 2cm.
- Soit augmenter l'épaisseur de la dalle à 16cm.

Calcul des Charges
Verticales
par la méthode de Cross

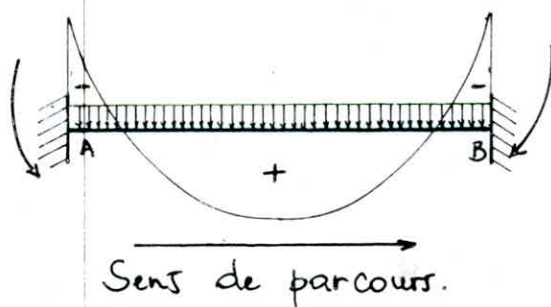
- CALCUL DES CHARGES VERTICALES -

- La détermination des efforts dans les portiques sous l'influence des charges verticales se fera en adoptant la méthode de : **CROSS** (HARDY).

Principe de la méthode :

- La méthode de CROSS permet au moyen d'approximations successives (approximations qui se réalisent automatiquement au cours du calcul et qui ne résultent nullement d'une série de tâtonnements) de résoudre par des calculs simples le problème considéré, c'est à dire la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres. On notera que cette méthode ne prend en considération que les effets des moments de flexion, elle néglige les effets dus à l'effort tranchant ou à l'effort normal.

Convention de Signe :



$$\text{Signe RDM} \rightarrow M_{AB} = - \frac{ql^2}{12} \quad , \quad M_{BA} = - \frac{ql^2}{12}$$

$$\text{Signe CROSS} \rightarrow M_{AB} = + \frac{ql^2}{12} \quad , \quad M_{BA} = - \frac{ql^2}{12}$$

M_{AB} : Moment agissant en B de la barre AB

M_{BA} : Moment agissant en A de la barre BA.

Raidleur d'une poutre:

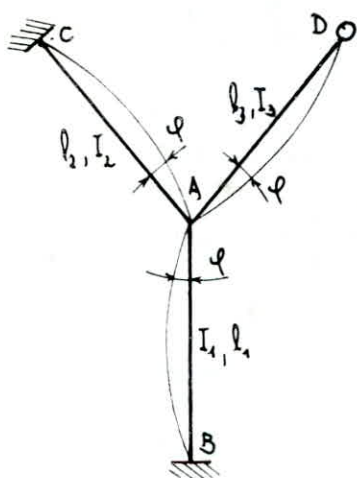
Encastrement aux deux côtés:



Encastrement à un seul côté



Répartition des moments autour d'un nœud;



Soit le système hyperstatique suivant dont le nœud ne subit pas de déplacement. Appliquons un moment M au nœud A . Déterminons les moments qui en résultent en A dans les différentes barres qui y aboutissent ainsi que les moments à l'autre extrémité de chaque barre découlants de la répercussion.

Le moment extérieur appliqué M et les moments produits dans les barres en A doivent former un système en équilibre.

$$\text{d'où } M_{AB} + M_{AC} + M_{AD} + M = 0$$

Le nœud étant rigide, les angles autour des barres AC , AD , AB sont égaux. Les rigidités de chaque barre seront:

$$R_1 = \frac{I_1}{l_1}$$

$$R_2 = \frac{I_2}{l_2}$$

$$R_3 = \frac{3 \cdot I_3}{4 l_3}$$

Sachant que les formules fondamentales de la méthode des rotations donnent $\varphi = \frac{M}{4ER}$, on aura :

$$\varphi = \frac{M_{AB}}{4ER_1} = \frac{M_{AC}}{4ER_2} = \frac{M_{AD}}{4ER_3}$$

$$= \frac{M_{AB} + M_{AC} + M_{AD}}{4E(R_1 + R_2 + R_3)} = - \frac{M}{4E(R_1 + R_2 + R_3)}$$

Nous obtenons :

$$M_{AB} = - \frac{R_1}{R_1 + R_2 + R_3} \cdot M ; M_{AC} = - \frac{R_2}{R_1 + R_2 + R_3} \cdot M ; M_{AD} = - \frac{R_3}{R_1 + R_2 + R_3} \cdot M$$

d'où la relation générale :

$$M_{Ax} = - \frac{R_{Ax}}{\sum R_i} \cdot M$$

- i : Nombre de barres qui aboutissent au nœud.

- x : extrémité de la barre.

- le terme $\frac{R_{Ax}}{\sum R_i}$ étant le coefficient de répartition

- le moment à l'autre extrémité des barres c'est à dire le moment en x sera appelé répulsion.

. Pour un encastrement M_{xA} sera égal à $\frac{M_{Ax}}{2}$

. Pour une articulation $M_{xA} = 0$

On verra dans ce qui suit, suivant les cas de charges qu'on aura, s'il y'a déplacement des nœuds ou non.

Cas où la structure ne subit pas de déplacement :

Le principe de calcul consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché, le moment qui serait transmis par le nœud à la barre si celle-ci était parfaitement encastrée et à déterminer ensuite quelle correction il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

En supposant le fait que toute rotation des nœuds devienne impossible, cela revient à introduire à chaque nœud de la structure un moment de fixation égal et de sens contraire à la somme des moments d'encastrement parfait. Ce moment empêchera le nœud de tourner. Le couple de blocage immobilisant le nœud sera désigné par M .

L'équilibre du nœud représenté précédemment sera :

$$M + M_{AB} + M_{AC} + M_{AD} = 0$$

avec :

$$M = - \sum \text{Moments d'encastrement parfait.}$$

L'état final sera atteint après avoir débloquent tous les nœuds. Les nœuds seront débloquent un par un et chaque fois qu'on en débloquent un, on obtiendra une correction qu'il faudra apporter au moment d'encastrement parfait, afin d'obtenir le moment réel.

Les étapes de calcul seront faits suivant le TABLEAU DE CROSS.

- 1^{er} ligne : Seront désignés les nœuds y compris les appuis.
- 2^e ligne : Seront désignés les barres qui aboutissent aux nœuds.
- 3^e ligne : Seront désignés les coefficients de répartition correspondant à chaque barre.
- 4^e ligne : Seront désignés les moments d'encastrement parfaits de chaque barre (M_0).

Afin de déterminer quelque soit le cas s'il y'a non déplacement des nœuds, on effectuera les opérations suivantes :

- On calculera à l'aide de la méthode relatée précédemment les moments transmis par les nœuds aux barres en supposant les nœuds fixes, ensuite les efforts tranchants dans les barres.

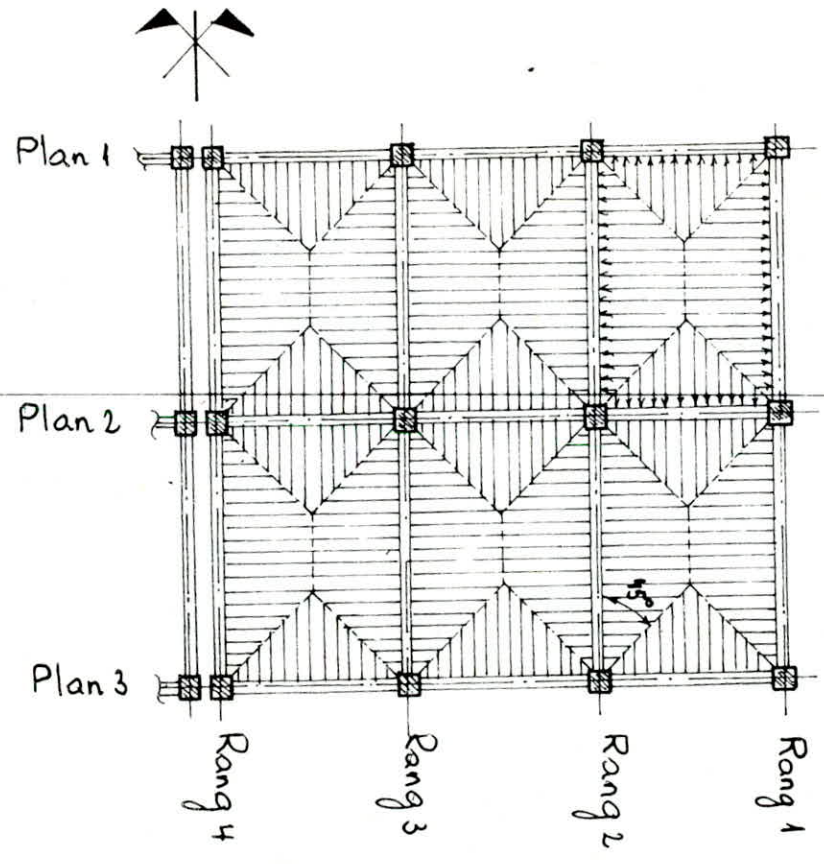
- On calculera ensuite à un niveau quelconque de la structure la somme des forces horizontales - les deux cas à envisager seront les suivants :

- si la somme des forces horizontales est nulle, alors les nœuds ne subissent pas de déplacement et les moments définitifs seront ceux qui ont été déterminés suivant la première étape.

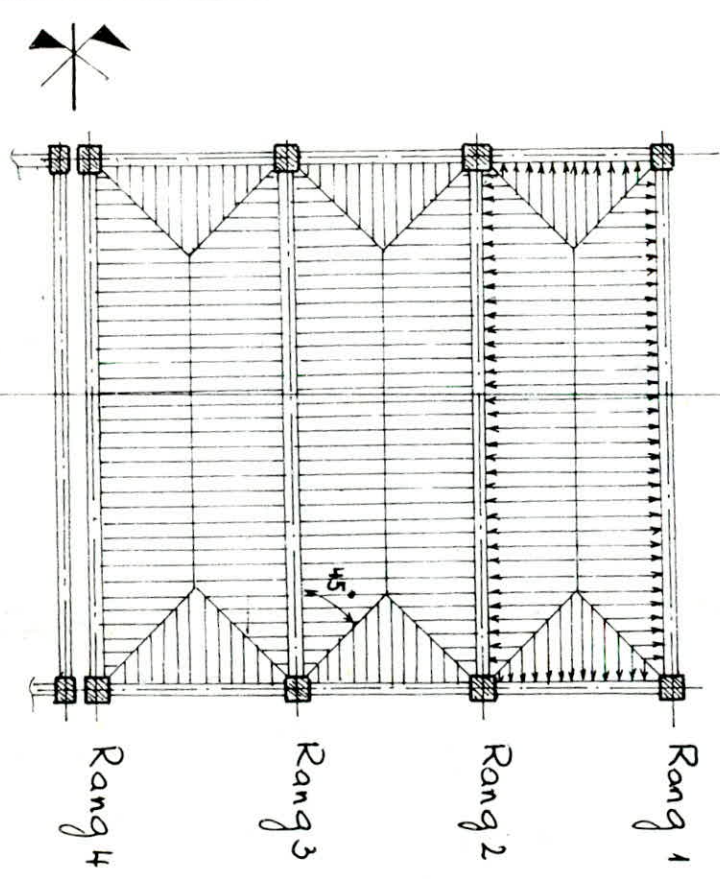
- si la somme des forces horizontales est différente de zéro, par conséquent les nœuds subissent un déplacement et les moments trouvés ne sont pas les moments réels, ce qui nous mènera à ajouter les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds.

Il y'a lieu cependant à négliger les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds si les déplacements sont faibles.

Répartition des charges verticales sur les portiques :

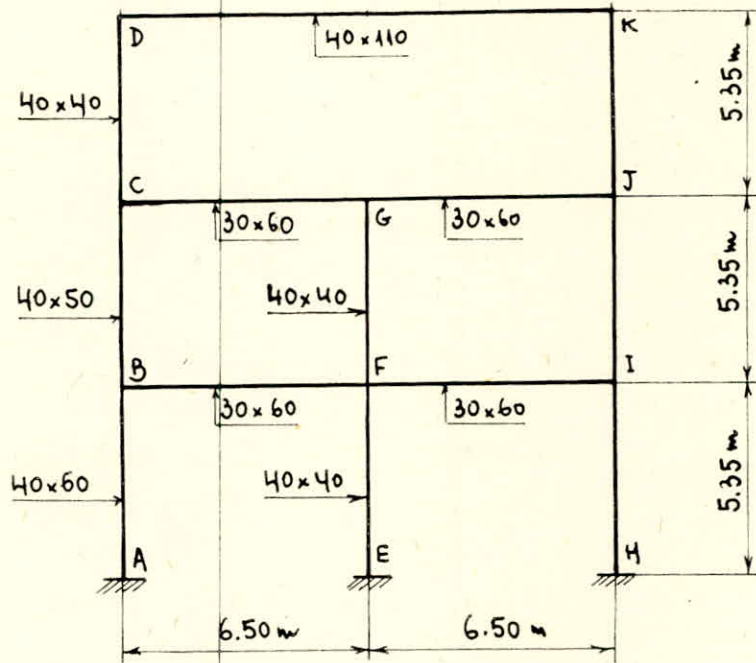


Coupe suivant
Plancher courant.



Coupe suivant.
Plancher terrasse

1. Portique intermédiaire transversal (Rang 2).



Les inerties des poutres et des poteaux ainsi que leurs raideurs seront présentées sous forme de tableau avec :

$$R_{pot.} = \frac{I_{pot.}}{h_{pot.}}$$

$$R_{pout.} = \frac{I_{pout.}}{l_{pout.}}$$

-Inerties et Raideurs:

	POTEAUX			
Designation	CD JK	BC IJ	AB IH	EF FG
Inertie (cm ⁴)	213333,3	416666,6	720000	213333,3
hauteur (cm)	535	535	535	535
Raideur (cm ²)	398,753	778,816	1345,794	398,753

	POUTRES	
Designation	DK	CG, GJ BF, FI
Inertie (cm ⁴)	4436666,6	540000
longueur (cm)	1300	650
Raideur (cm ²)	3412,820	830,769

Calcul des coefficients de répartition :

Noeud B:

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BF} + R_{BC}} = \frac{1345,794}{1345,794 + 830,769 + 778,816} = 0,455$$

$$C_{BF} = \frac{R_{BF}}{R_{BF} + R_{BA} + R_{BC}} = \frac{830,769}{\text{---} \text{---} \text{---}} = 0,281$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA} + R_{BF}} = \frac{778,816}{\text{---} \text{---} \text{---}} = 0,263$$

Noeud c

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CG} + R_{CD}} = \frac{778,816}{778,816 + 830,769 + 398,753} = 0,387$$

$$C_{CG} = \frac{R_{CG}}{R_{CG} + R_{CB} + R_{CD}} = \frac{830,769}{\text{---} \text{---} \text{---}} = 0,413$$

$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CG} + R_{CB}} = \frac{398,753}{\text{---} \text{---} \text{---}} = 0,198$$

Noeud D.

$$C_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DK}} = \frac{398,753}{398,753 + 3412,820} = 0,104$$

$$C_{DK} = \frac{R_{DK}}{R_{DK} + R_{DC}} = \frac{3412,820}{\text{---} \text{---} \text{---}} = 0,895$$

Noeud I

Par raison de symétrie, les coefficients de répartition à partir des noeuds H, I, J, K sont identiques à ceux issus des noeuds A, B, C, D.

Noud G:

$$C_{GC} = \frac{R_{GC}}{R_{GC} + R_{GF} + R_{GJ}} = \frac{830,769}{830,769 + 398,753 + 830,769} = 0,403$$

$$C_{GF} = \frac{R_{GF}}{R_{GF} + R_{GC} + R_{GJ}} = \frac{398,753}{\text{---//---//---//}} = 0,193$$

$$C_{GJ} = \frac{R_{GJ}}{R_{GJ} + R_{GC} + R_{GF}} = \frac{830,769}{\text{---//---//---//}} = 0,403$$

Noud F:

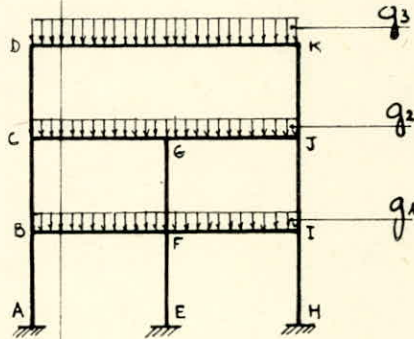
$$C_{FB} = \frac{R_{FB}}{R_{FB} + R_{FE} + R_{FG} + R_{FI}} = \frac{830,769}{830,769 + 398,753 + 398,753 + 830,769} = 0,337$$

$$C_{FG} = \frac{R_{FG}}{R_{FG} + R_{FB} + R_{FE} + R_{FI}} = \frac{398,753}{\text{---//---//---//}} = 0,162$$

$$C_{FI} = \frac{R_{FI}}{R_{FI} + R_{FG} + R_{FB} + R_{FE}} = \frac{830,769}{\text{---//---//---//}} = 0,337$$

$$C_{FE} = \frac{R_{FE}}{R_{FE} + R_{FI} + R_{FG} + R_{FB}} = \frac{398,753}{\text{---//---//---//}} = 0,162$$

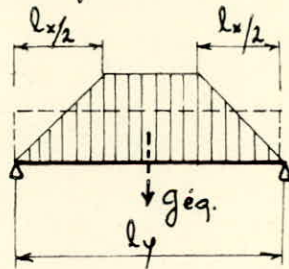
a) Etude du portique sous charges permanentes :



Le schéma précédent relatif à la répartition des charges verticales montre que les lignes de rupture qui sont constituées par les diagonales à 45° partant des angles et se raccordant sur l'axe permettent de comprendre comment les charges se distribuent sur les poutres latérales.

Soit M_r le moment fléchissant maximal dans une poutre sur deux appuis soumise à l'action d'une charge trapézoïdale, on peut trouver une charge q_1 uniformément répartie équivalente telle que :

$$\frac{q_1 l_y^2}{8} = M_r$$



Le développement de ce calcul conduit à la formule :

$$q_1 = k_{11} q l_x$$

avec :

q_1 : charge / mètre linéaire relative à 1 seul trapèze.

$$k_{11} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{l^2}{3} \right)$$

niveau 1;2 : $e = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,70}{6,20} = 0,758 \implies k_{11} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{0,758^2}{3} \right) = 0,404.$

niveau 3 : $e = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,70}{12,70} = 0,370 \implies k_{11} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{0,370^2}{3} \right) = 0,477$

Determination de g_3 : poids propre niveau 3.

Poutre : $0,40 \times 1,10 \times 2500 = 1100 \text{ kg/ml.}$

Plancher terrasse : $2 \cdot 0,477 \cdot 655 \cdot 4,70 = 2936,8$

2 trapezes

total = 4036,8 kg/ml.

d'où $g_3 = 4,037 \text{ t/ml.}$

Determination de g_1, g_2 : poids propre niveau 2 et 1 :

Poutre : $0,30 \times 0,60 \times 2500 = 450 \text{ kg/ml.}$

Plancher courant : $2 \cdot 0,404 \cdot 440 \cdot 4,70 = 1670,9 \text{ kg/ml.}$

total = 2120,9 kg/ml.

d'où $g_1 = g_2 = 2,121 \text{ t/ml.}$

Moments d'encastrements parfaits: (M_0)

$M_{0DK} = \frac{g_3 l^2}{12} = \frac{4,037 \cdot 13^2}{12} = 56,854 \text{ t.m}$

$M_{0DK} = + 56,854 \text{ t.m}$

$M_{0KD} = - 56,854 \text{ t.m.}$

$M_{0CG, BF, GJ, FI} = \frac{g_2 l^2}{12} = \frac{2,121 \cdot 6,5^2}{12} = 7,468 \text{ t.m.}$

$M_{0CG} = M_{0BF} = M_{0GJ} = M_{0FI} = + 7,468 \text{ t.m}$

$M_{0BC} = M_{0FB} = M_{0JG} = M_{0IF} = - 7,468 \text{ t.m.}$

Appuis et Nœuds		A	B		C			D		E	F				G			H	I		J			K							
Barres		AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	J1	JK	KJ	KD				
Coefficients de répartition		1	0,455	0,281	0,263	0,387	0,413	0,198	0,104	0,895	1	0,337	0,162	0,162	0,337	0,403	0,193	0,403	1	0,455	0,281	0,263	0,413	0,387	0,198	0,104	0,895				
Moments d'en-castrement		×	×	7,468	×	×	7,468	×	×	56,854	×	×	×	7,468	×	×	7,468	×	×	×	7,468	×	×	×	×	×	×	-56,854			
Déblochage successif des nœuds	1 ^{er} tour	D							-2,956	-5,913	-50,884																	-25,442			
		K									36,827																		-82,296		
		J																0,658											-3,189		
		I												0,962					1,558	3,117	1,925	1,802							0,901		
		B	-1,699	-3,398	-2,098	-1,964	-0,982																								
		C				-0,683	-1,366	-1,458	-0,699	-0,349																					
		G						0,014							0,006		0,028	0,013	0,028											0,014	
		F		0,013																											
	2 ^e tour	D								-1,897	-3,793	-32,648																		-16,324	
		K									7,164																			-16,008	
		J																												0,832	
		I																												1,747	
		B	0,152	0,305	0,188	0,176	0,088																								

Suite du 2^e tour →

Déblocage successif des nœuds

Coefficients de validation	Appuis et Nœuds												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K		
Suite 2 ^e tour	F		-0,022										
	G												
	C			0,247									
	D												
	K												
	J												
	I												
	B												
	C												
	G												
	F												
	D												
K													
J													
3 ^e tour													
4 ^e tour	F												
	G												
	C												
	D												
	K												
	J												
	I												
	B												
	C												
	G												
	F												
	D												
K													
J													
Suite du 4 ^e tour													

Deblocage successif des nœuds.

Appuis et Nœuds	Suite 4 ^e tour											5 ^e tour														
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K				
Barres	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GT	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
Coefficients de flexion	1	0,455	0,281	0,263	0,387	0,413	0,198	0,104	0,895	1	0,337	0,462	0,462	0,337	0,403	0,193	0,403	1	0,455	0,281	0,263	0,413	0,387	0,198	0,104	0,895
1														0				0	0	0	0	0	0	0		
B	-0,02	-0,04	-0,024	-0,023	-0,011					-0,02																
C				0,019	0,038	0,041	0,019	0,009						0,020												
G						-0,003							-0,001		-0,006	-0,003	-0,006									
F			0,002							0,001	0,004	0,002	0,002	0,004		0,001				0,002						
D							-0,185	-0,371	-0,300																	-0,15
K									0,069																	-0,54
J																	-0,001									
I														0				0	0	0	0	0	0	0	0	
B	-0,004	-0,009	-0,006	-0,005	-0,002					-0,003					0,039			0	0	0	0	0	0	0	0	
C				0,036	0,073	0,070	0,037	0,019																		
G						-0,008							-0,003		-0,015	-0,007	-0,015									
F			0							0	0	0	0	0												
Moments Flexion (tm)	-1,644	-3,289	5,435	-2,100	-1,345	7,040	-5,705	-11,107	10,964	0	-8,485	0	0	8,482	-7,692	0	7,70	4,646	3,294	-5,436	2,133	-6,986	4,408	5,57	10,791	-10,835

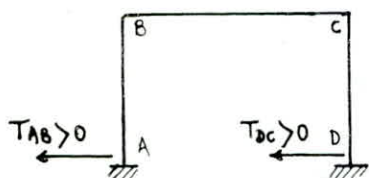
Afin de savoir si les moments trouvés sont définitifs ou non, on calculera la somme des forces horizontales agissant à la base par exemple. Pour cela on déterminera les efforts tranchants à la base.

Expression de l'effort tranchant dans une section quelconque de la poutre en fonction des moments transmis par les nœuds à la barre.

$$T = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

θ : effort tranchant dans la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples, et supportant les mêmes charges.

Convention de signe pour l'effort tranchant.



Revenons maintenant à notre portique :

$$\sum \text{Forces horizontales à la base} = T_{AB} + T_{EF} + T_{HI} = ?$$

$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = \frac{-1,644 - 3,289}{5,35} = -0,922$$

$$T_{EF} = \frac{M_{EF} + M_{FE}}{h} = \frac{0 + 0}{5,35} = 0$$

$$T_{HI} = \frac{M_{HI} + M_{IH}}{h} = \frac{1,646 + 3,294}{5,35} = 0,923$$

$$\left. \begin{array}{l} -0,922 + 0 + 0,923 = 0,001 \\ \approx 0 \end{array} \right\}$$

La Σ des forces horizontales est nulle, cela implique que les nœuds ne subissent pas de déplacements et les moments trouvés sont définitifs.

Calcul des Moments en travée :

Niveau 3 : poutre DK

$$M_t = M_0 + \frac{M_{DK} + M_{KD}}{2} \quad \text{avec } M_{DK} \text{ et } M_{KD} \text{ en signe RDM.}$$

avec $M_0 = \frac{q l^2}{8}$ Moment instatique.

$$M_{t_{DK}} = \frac{4,037 \cdot 13^2}{8} + \frac{(-10,964) + (-10,895)}{2} = +74,352 \text{ t.m.}$$

$$M_{t_{DK}} = +74,352 \text{ t.m.}$$

Niveau 2 : poutre CG, GJ.

$$M_t = M_0 + \frac{M_{CG} + M_{GC}}{2}$$

$$M_t = \frac{2,121 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-7,040) + (-7,692)}{2} = +3,835 \text{ t.m.}$$

$$M_{t_{CG}} = M_{t_{GJ}} = +3,835 \text{ t.m.}$$

Niveau 1 : poutres BF, FI

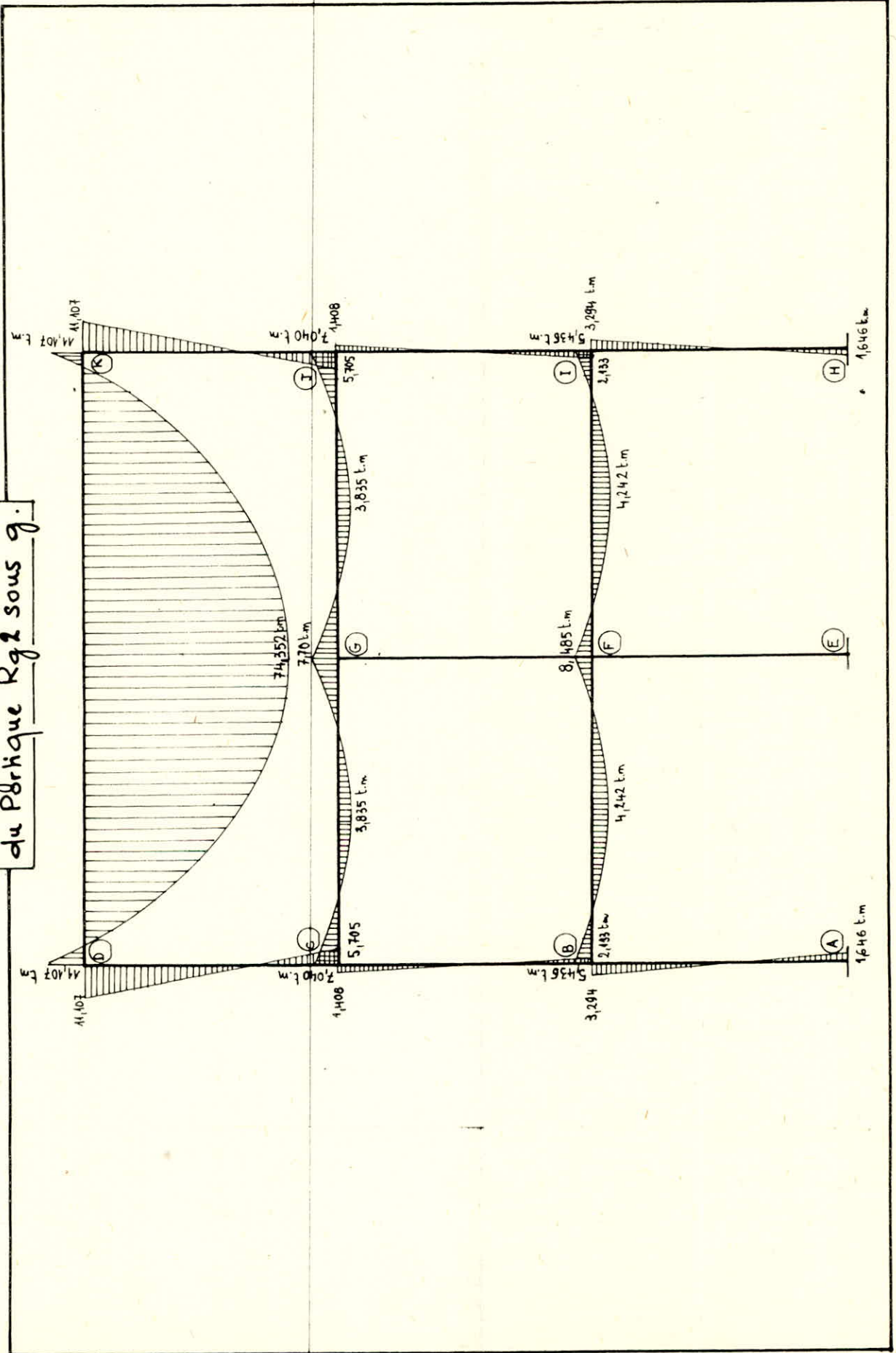
$$M_t = M_0 + \frac{M_{BF} + M_{FB}}{2}$$

$$M_t = \frac{2,121 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-5,435) + (-8,485)}{2} = +4,242 \text{ t.m.}$$

$$M_{t_{BF}} = M_{t_{FI}} = +4,242 \text{ t.m.}$$

Nota: Dans le diagramme des moments, certaines valeurs trouvées dans le tableau de cross seront arrondies afin de respecter la symétrie du pontique ainsi que la symétrie du chargement.

Diagramme des Moments
du Portique Rg2 sous g.

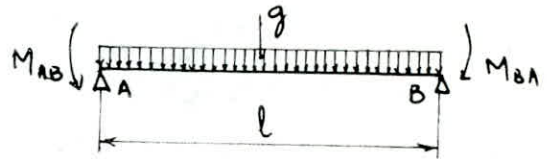


Determination des Efforts Tranchants

Précédemment on a vu que l'expression de l'effort Tranchant dans une barre AB est donné par:

$$T = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

$$\text{avec } \theta = \frac{gl}{2}$$



$$\text{Effort tranchant en A} \rightarrow T = + \frac{gl}{2} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

$$\text{Effort tranchant en B} \rightarrow T = - \frac{gl}{2} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

Barre DK:

$$\text{en D : } T = \frac{4,037 \cdot 13}{2} + \frac{(11,107) + (-11,107)}{13} = 26,24^t$$

$$\text{en K : } T = - \frac{4,037 \cdot 13}{2} + \frac{(11,107) + (-11,107)}{13} = -26,24^t$$

Barre CG:

$$\text{en C : } T = \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(7,040) + (-7,70)}{6,5} = 6,791^t$$

$$\text{en G : } T = - \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(7,040) + (-7,70)}{6,5} = -6,994^t$$

Barre BF:

$$\text{en B : } T = \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(5,436) + (-8,485)}{6,5} = 6,424^t$$

$$\text{en F : } T = - \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(5,436) + (-8,485)}{6,5} = -7,362^t$$

Barre GJ :

$$\text{en G : } T = \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(7,70) + (-7,040)}{6,5} = 6,994^t$$

$$\text{en J : } T = -\frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(7,70) + (-7,040)}{6,5} = -6,791^t$$

Barre FI

$$\text{en F : } T = \frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(8,485) + (-5,436)}{6,5} = 7,362^t$$

$$\text{en I : } T = -\frac{2,121 \cdot 6,5}{2} + \frac{(8,485) + (-5,436)}{6,5} = -6,424^t$$

Barres AB et HI (symétriques).

$$\left. \begin{array}{l} \text{en A et B} \\ \text{en H et I} \end{array} \right\} T = \frac{(-1,646) + (-3,294)}{5,35} = -0,923^t$$

Barres BC et IJ

$$\left. \begin{array}{l} \text{en B et C} \\ \text{en I et J} \end{array} \right\} T = \frac{(-2,133) + (-1,408)}{5,35} = -0,662^t$$

Barres CD et JK

$$\left. \begin{array}{l} \text{en C et D} \\ \text{en J et K} \end{array} \right\} T = \frac{(-5,705) + (-11,107)}{5,35} = -3,142^t$$

Récapitulatif	Barres	AB	BC	CD	EF	FG	HI	IJ	JK	DK	CG	GJ	BF	FI
	Tranchants (t)	-0,923	-0,662	-3,142	0	0	-0,923	-0,662	-3,142	26,24	6,791	6,994	6,424	7,362
	Barres	BA	CB	DC	FE	GF	IH	JI	KJ	KD	GC	JG	FB	IF
	Tranchants (t)	-0,923	-0,662	-3,142	0	0	-0,923	-0,662	-3,142	-26,24	-6,994	-6,791	-7,362	-6,424

Détermination des Efforts Normaux

Etant donné qu'il ne sera pas fait état des efforts normaux dans les calculs relatifs aux poutres (CCBA 68 A.15), on se limitera au calcul des efforts normaux uniquement dans les poteaux.

Les résultats seront établis en fonction des valeurs obtenues pour les efforts tranchants.

Effort Normaux dans les Poteaux: (compression (+)
Traction (-))

$$\text{Barre CD (et JK)} \rightarrow N = 26,24^t$$

$$\text{Barre BC (et IJ)} \rightarrow N = 26,24 + 6,791 = 33,031^t$$

$$\text{Barre AB (et HI)} \rightarrow N = 26,24 + 6,791 + 6,424 = 39,455^t$$

$$\text{Barre FG} \rightarrow N = 6,994 + 6,994 = 13,988^t$$

$$\text{Barre EF} \rightarrow N = 13,988 + 7,362 + 7,362 = 28,712^t$$

Récapitulatif:

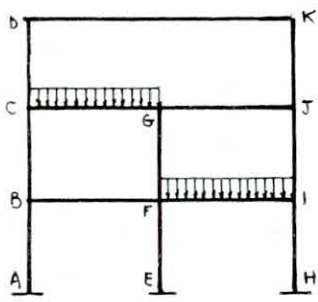
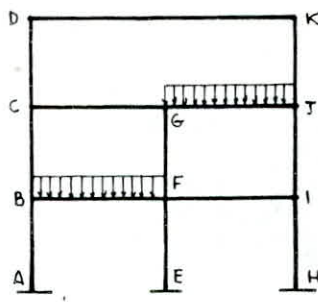
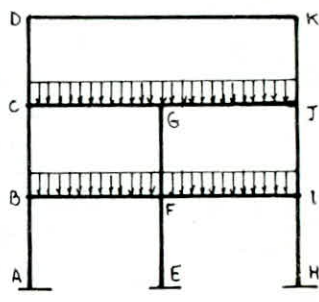
Barres	AB	BC	CD	EF	FG	HI	IJ	JK
Efforts Normaux (t)	39,455	33,031	26,24	28,712	13,988	39,455	33,031	26,24

b) Etude du portique sous surcharges

Le choix des divers cas de surcharges à étudier se fera de façon à obtenir des Moments correspondants au:

- Maximum en appui.
- Minimum en travée
- Maximum en travée.

Le choix des cas de surcharge sera fixé comme suit:

1 ^{er} CAS	2 ^e CAS	3 ^e CAS
		
Min. en travées GJ et BF Max en travées CG et FI	Min en travées CG et FI Max en travées GJ et BF	Max. en appuis G et F

$$q_M = 2 \cdot k_M \cdot l_x \cdot q \quad \text{avec } q = 1,2 p.$$

$$q_M = 2 \cdot 0,404 \cdot 4,70 \cdot 1,2 \cdot 1000 = 4557,12 \text{ kg/ml.}$$

$$q_M = 4,557 \text{ t/ml.}$$

Moments d'encastrement parfait (M_0).

$$M_{0CG} = + \frac{q l^2}{12} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{12} = +16,044 \text{ t.m.}$$

$$M_{0GC} = -16,044 \text{ t.m.}$$

$$M_{0FI} = + \frac{q l^2}{12} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{12} = +16,044 \text{ t.m.}$$

$$M_{0IF} = -16,044 \text{ t.m.}$$

Etude du 1^{er} CAS

Tableau de CROSS →

Appuis et Nœuds		A	B		C			D	E	F				G			H	I		J			K								
Bases		AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD				
Coefficients de répartition		1	0,455	0,281	0,263	0,387	0,413	0,198	0,104	0,895	1	0,337	0,162	0,162	0,337	0,403	0,193	0,403	1	0,455	0,281	0,263	0,413	0,387	0,198	0,104	0,895				
Moments d'en-castrement.							16,044								16,044	-16,044					-16,044										
Déblochage successif des nœuds	1 ^{er} tour	B		0	0																										
		C				-3,104	-6,209	-6,628	-3,176	-1,588							-3,313														
		G												1,868		7,801	3,736	7,801						3,900							
		F			-3,018									-1,912																	
		D																										0,711			
		K																											0,711		
		J																												-0,036	
	2 ^e tour	I																													
		B	4,393	2,785	1,720	1,610	0,805										0,860														
		C				-0,926	-1,852	-1,977	-0,948	-0,474																					
		G																													
		F			-0,666																										
		D																													

Suite du 2^e tour →

Appuis et Nœuds		A	B		C			D		E	F				G			H	I		J			K				
Barres		AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD	
Coefficients de répartition		1	0,455	0,281	0,263	0,387	0,413	0,198	0,104	0,895	1	0,337	0,162	0,162	0,337	0,403	0,193	0,403	1	0,455	0,281	0,263	0,413	0,387	0,198	0,104	0,895	
Suite 2 ^e tour	K								0,012																0,001	0,003	0,025	
	J																-0,673					-0,630	-1,345	-1,261	-0,645	-0,322		
	I													0,182					0,295	0,589	0,364	0,341		0,170				
Déblochage successif des nœuds	B	0,362	0,724	0,447	0,418	0,209						0,224																
	C				-0,174	-0,349	-0,372	-0,178	-0,089							-0,186												
	G						0,237							0,114		0,475	0,227	0,475					0,237					
	F		-0,087											0,052		-0,042	-0,175	-0,084	-0,084	-0,175			-0,087					
	D							0,004	0,008	0,069																	0,034	
	K									0,129																0,015	0,030	0,258
	J																											
	I														0,024				0,038	0,077	0,047	0,044		0,022				
4 ^e tour	B	0,059	0,118	0,073	0,068	0,034						0,086																
	C				-0,053	-0,106	-0,113	-0,054	-0,027							-0,056												
	G						0,037							0,018		0,074	0,036	0,074						0,037				
		Suite 4 ^e tour →																										

Appuis et Nœuds		A	B		C			D		E	F				G			H	I			J			K							
Bands		AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD					
Coefficients de répartition		1	0,455	0,281	0,263	0,387	0,443	0,198	0,104	0,895	1	0,337	0,162	0,162	0,337	0,403	0,193	0,403	1	0,455	0,281	0,263	0,443	0,387	0,198	0,104	0,895					
Débrage successif des nœuds	Suite 4 ^e tour	F		-0,013							-0,006	-0,026	-0,012	-0,012	-0,026		-0,006				-0,043											
		D							-0,005	-0,01	-0,091																		-0,045			
		K									0,039																		-0,087			
		J																											0,004	0,009	0,078	
		I														0,003																
	5 ^e tour	B	0,015	0,03	0,048	0,017										0,009																
		C				-0,007	-0,015	-0,016	-0,008	-0,004																						
		G						0,001																								
		F			-0,002																											
		D																														
		K																														
		J																														
		I																														
	Moments finaux (t.m)		1,829	3,657	-1,528	-2,151	-7,475	11,767	-4,243	-1,94	1,948	-1,82	-6,446	-3,64	-1,324	11,461	-10,918	2,815	8,074	4,844	9,691	-13,846	4,128	1,621	-0,145	-1,521	-0,782	0,782				



$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = \frac{(1,829) + (3,657)}{5,35} = +1,025$$

$$T_{EF} = \frac{M_{EF} + M_{FE}}{l} = \frac{(-1,82) + (-3,64)}{5,35} = -1,02$$

$$T_{HI} = \frac{M_{HI} + M_{IH}}{l} = \frac{(4,844) + (9,691)}{5,35} = +2,7^t$$

Σ Forces Horizontales à la base :

$$T_{AB} + T_{EF} + T_{HI} = +1,025 - 1,02 + 2,7 = 2,705^t$$

La Σ des forces horizontales est non nulle, cela implique que les nœuds subissent un léger déplacement relatif à la valeur trouvée ($2,705^t$). On adoptera comme Moments définitifs ceux déjà trouvés en admettant que les moments dus aux déplacements des nœuds est négligeable.

Calcul des Moments en travée :

Poutre CG :

$$M_{t_{CG}} = M_0 + \frac{M_{CG} + M_{GC}}{2} \quad \text{avec } M_{CG} \text{ et } M_{GC} \text{ en signe RDM.}$$

$$M_{t_{CG}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-11,767) + (-10,918)}{2} = 12,724 \text{ t.m.}$$

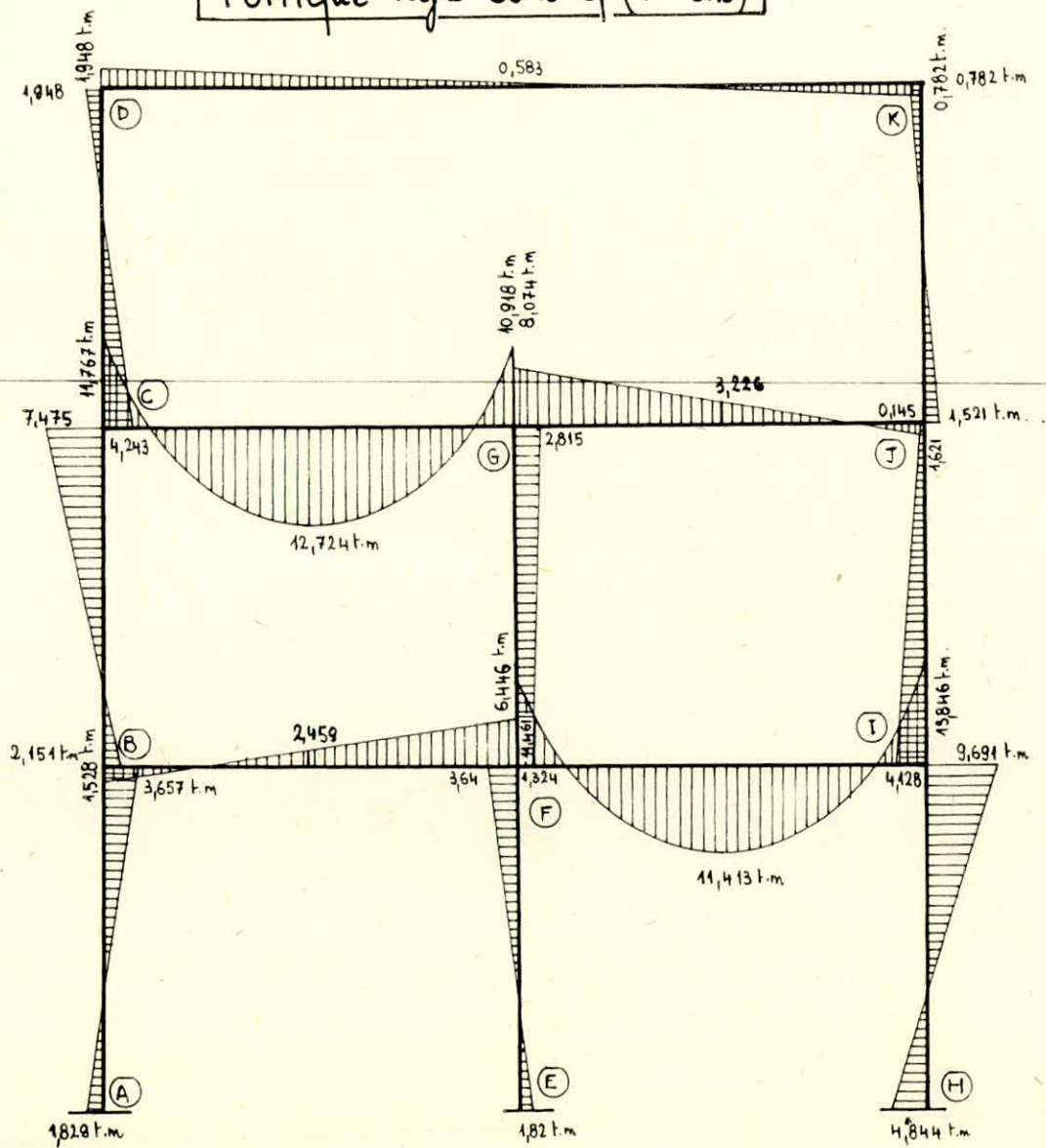
$$M_{t_{CG}} = 12,724 \text{ t.m.}$$

Poutre FI

$$M_{t_{FI}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-11,461) + (-13,846)}{2} = 11,413 \text{ t.m.}$$

$$M_{t_{FI}} = 11,413 \text{ t.m.}$$

Diagramme des Moments du
Portique Rg2 sous q (1^{er} cas)



Détermination des Efforts Tranchants:

Même principe avec cette fois si : $\theta = \frac{ql}{2} = \frac{4,557 \cdot 6,5}{2}$

On obtient les résultats suivants:

Barres	AB	BC	CD	EF	FG	HI	IJ	JK	DK	CG	GJ	BF	FI
Tranchant (t)	1,025	-1,799	-1,155	-1,020	0,278	2,716	0,744	-0,43	0,21	14,94	1,491	-1,226	14,443
Barres	BA	CB	DC	FE	GF	IH	JI	KJ	KD	GC	JG	FB	IF
Tranchant (t')	1,025	-1,799	-1,155	-1,020	0,278	2,716	0,744	-0,43	0,21	-14,679	1,491	-1,226	-15,177

Détermination des Efforts Normaux:

Barres	AB	BC	CD	EF	FG	HI	IJ	JK
Efforts Normaux (t)	13,924	15,15	0,21	31,839	16,17	13,476	-1,701	-0,21

Etude du 2^e et du 3^e cas :

- Le diagramme des moments relatif au 2^e cas de surcharge s'obtient par inversion de celui relatif au 1^{er} cas.
- Le diagramme des moments relatif au 3^e cas de surcharge s'obtient en sommant le 1^{er} cas et le 2^e cas.

Calcul des Moments au travée pour le 3^e cas :

$$M_{t_{CG}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-10,146) + (-18,992)}{2} = 9,497 \text{ t.m}$$

$$M_{t_{GJ}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-18,992) + (-10,146)}{2} = 9,497 \text{ t.m}$$

$$M_{t_{BF}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-12,318) + (-17,907)}{2} = 8,954 \text{ t.m}$$

$$M_{t_{FI}} = \frac{4,557 \cdot 6,5^2}{8} + \frac{(-17,907) + (-12,318)}{2} = 8,954 \text{ t.m}$$

Diagramme des Moments du
Portique Rg 2 sous q (2^e cas)

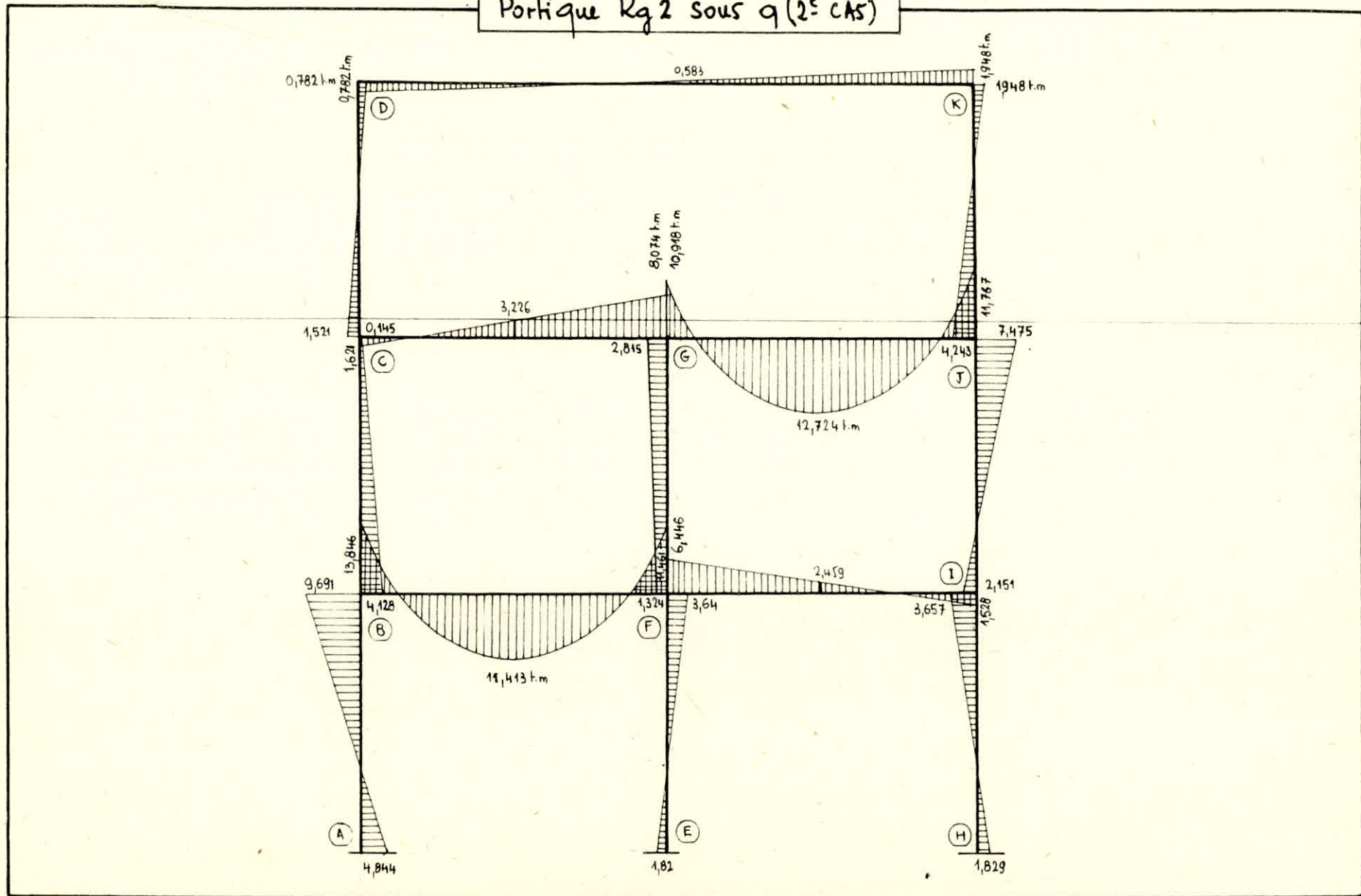
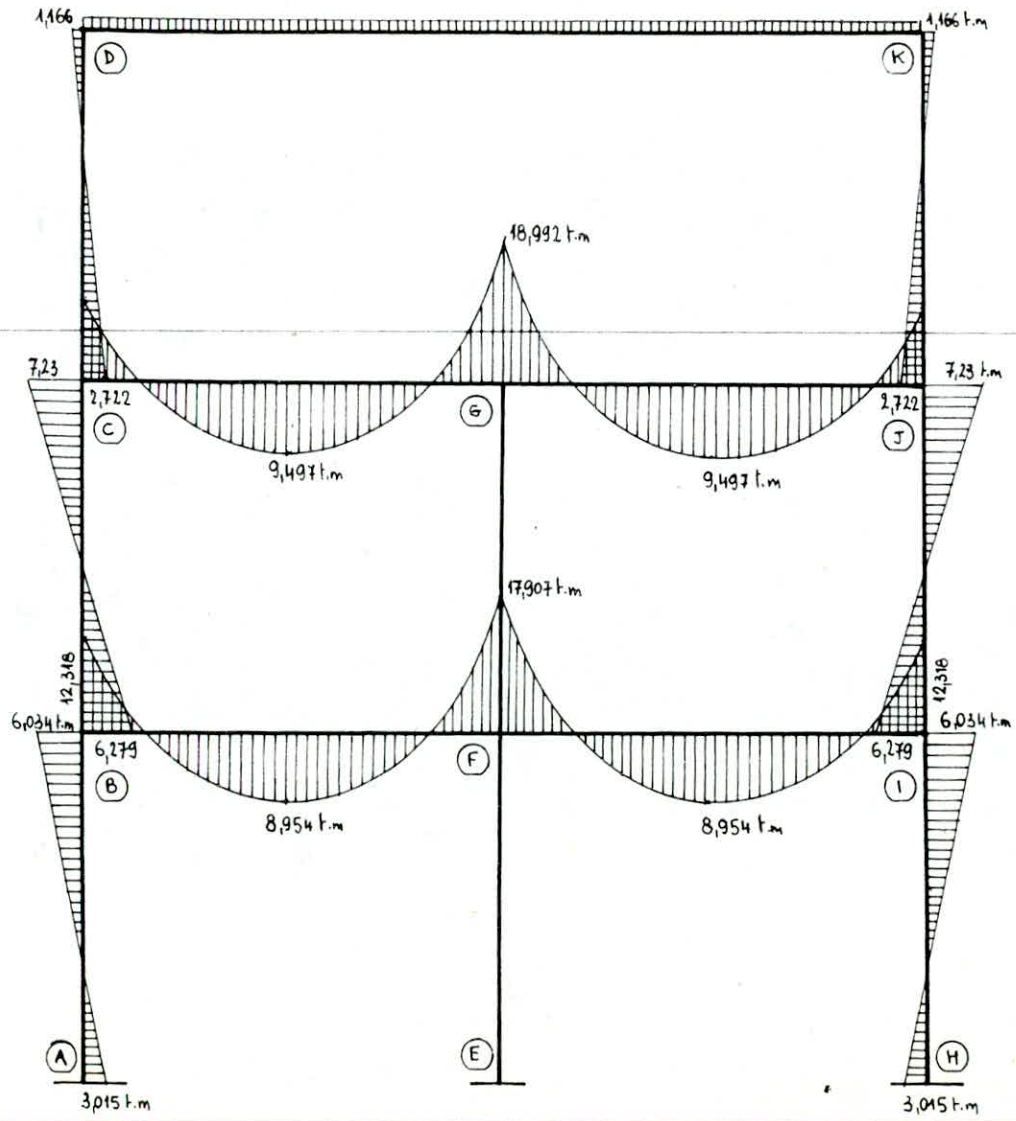


Diagramme des Moments du
Portique Rq 2 sous q (3^e Cas)



M, N, T
Portique Rg2

MOMENTS

BARRES CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
Sous G	1,646	-3,294	-5,436	+2,133	-1,408	-7,040	+5,705	-11,107	-11,107	0	-8,485	0	0	-8,485	-7,70	0	-7,70	+1,646	-3,294	-5,436	2,133	-7,04	-1,408	5,705	-11,107	-11,107
Sous G 1 ^{er} CAS	-1,829	3,657	1,528	2,151	-7,475	-11,767	4,243	-1,94	1,948	1,82	-6,446	-3,64	1,324	-11,461	-10,918	2,815	-8,074	4,844	-9,691	-13,846	4,128	1,621	0,145	-1,521	0,782	0,782
Sous G 2 ^e CAS	4,844	-9,691	-13,846	4,128	0,145	1,621	1,521	0,782	0,782	-1,82	-11,461	3,64	-1,324	-6,446	-8,074	-2,815	-10,918	-1,829	3,657	1,528	2,151	-11,767	-7,475	4,243	-1,94	-1,948
Sous G 3 ^e CAS	3,015	-6,034	-12,318	6,279	-7,23	-10,146	2,722	-1,158	-1,166	0	-17,907	0	0	-17,907	-18,992	0	-18,992	3,015	-6,034	-12,318	6,279	-10,146	-7,23	2,722	-1,158	-1,166

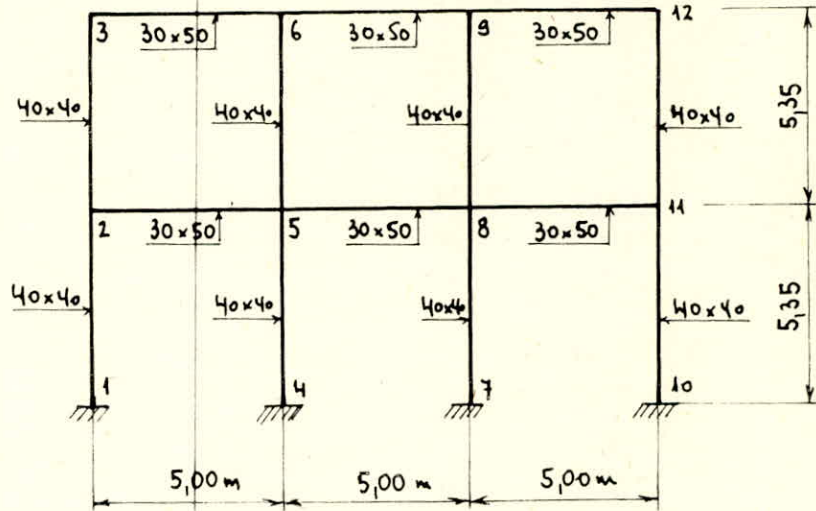
TRANCHANTS

BARRES CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
Sous G	-0,923	-0,923	6,424	-0,622	-0,622	6,791	-3,142	-3,142	2,624	0	-7,362	0	0	7,362	-6,994	0	6,994	-0,923	-0,923	-6,424	-0,622	-6,791	-0,622	-3,142	-3,142	-2,624
Sous G 1 ^{er} CAS	1,025	1,025	-1,226	-1,799	-1,799	14,94	-1,155	-1,155	0,21	-1,020	-1,226	-1,020	0,278	14,443	-14,679	0,278	1,491	2,716	2,716	-15,177	0,744	1,491	0,744	-0,43	-0,43	0,21
Sous G 2 ^e CAS	2,716	2,716	15,177	-0,744	-0,744	1,491	0,43	0,43	-0,21	1,020	14,443	1,020	-0,278	1,226	1,491	-0,278	14,679	-1,025	-1,025	1,226	1,799	14,94	1,799	1,155	1,155	-0,21
Sous G 3 ^e CAS	-1,691	-1,691	13,951	-2,543	-2,543	13,449	-0,725	-0,725	0	0	-15,669	0	0	15,669	-16,17	0	16,17	1,691	1,691	-13,951	2,543	-13,449	2,543	0,725	0,725	0

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS) COMP. (+)
TRACT. (-)

BARRES CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
Sous G	39,455			33,031			26,24			28,712			13,988				39,455			33,031			26,24			
Sous G 1 ^{er} CAS	13,924			15,15			0,25			31,839			16,17				13,476			-1,701				-0,21		
Sous G 2 ^e CAS	13,476			-1,701			-0,21			31,839			16,17				13,924			15,15				0,25		
Sous G 3 ^e CAS	27,4			13,449			0,04			63,678			32,34				27,4			13,449				0,004		

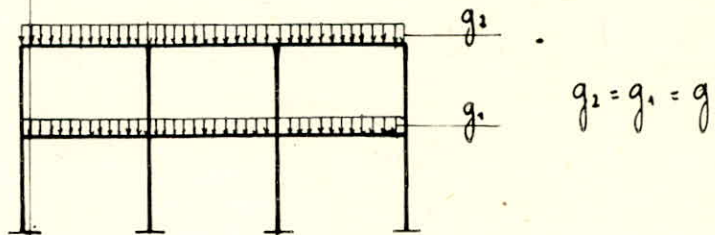
2. Portique intermédiaire longitudinal (Plan 2).



Inerties et Raideurs:

	Inertie (cm ⁴)	Raideur (cm ³)
Poutre	312500	625
Poteau	213333,3	398,754

a, Etude du portique sous charges permanentes:



Détermination de g.

Plancher courant:

2 charges réparties triangulairement $\rightarrow g = 2 g_{tr} k_{tr} l_x$

$$k_{tr} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{e^2}{3} \right)$$

$e = 1$ pour une charge triangulaire.

$$k_y = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1^2}{3} \right) = 0,333$$

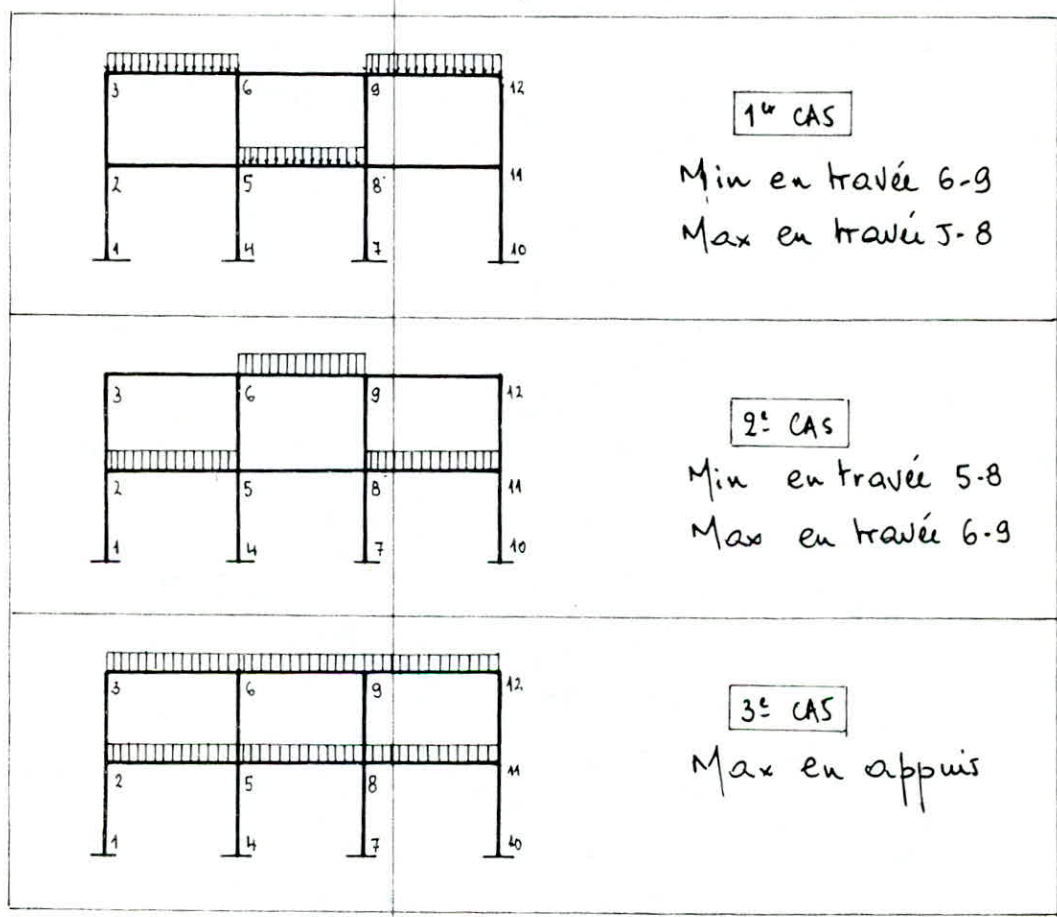
d'où plancher courant : $2.440 \cdot 0,333 \cdot 4,70 = 1377 \text{ kg/ml.}$

Poutre : $0,30 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/ml.}$

$$\text{Total } q = 1,752 \text{ t/ml.}$$

b, Etude du portique sous surcharges:

Le choix des cas de surcharge sera fixé comme suit :



2 surcharges réparties triangulairement: $q = 2 \text{ S kg l/m.}$

$$S = 1,2 p = 1,2 \cdot 1000 = 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 2 \cdot 1200 \cdot 0,333 \cdot 4,70 = 3756 \text{ kg/ml}$$

$$q = 3,756 \text{ t/ml.}$$

Diagramme des Moments
Portique Pn 2
sous g

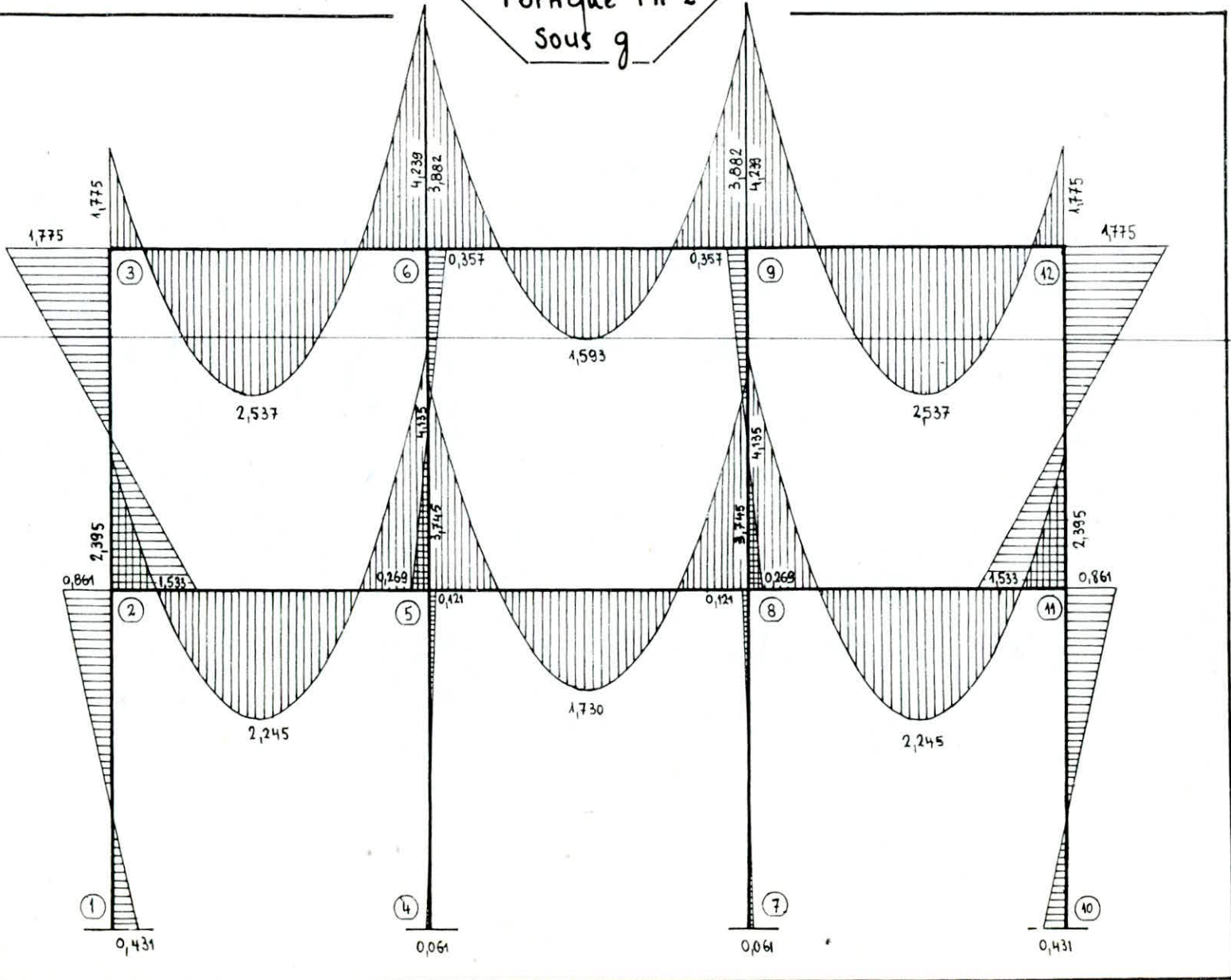


Diagramme des Moments
 Portique P_n 2
 sous q (1^{er} cas)

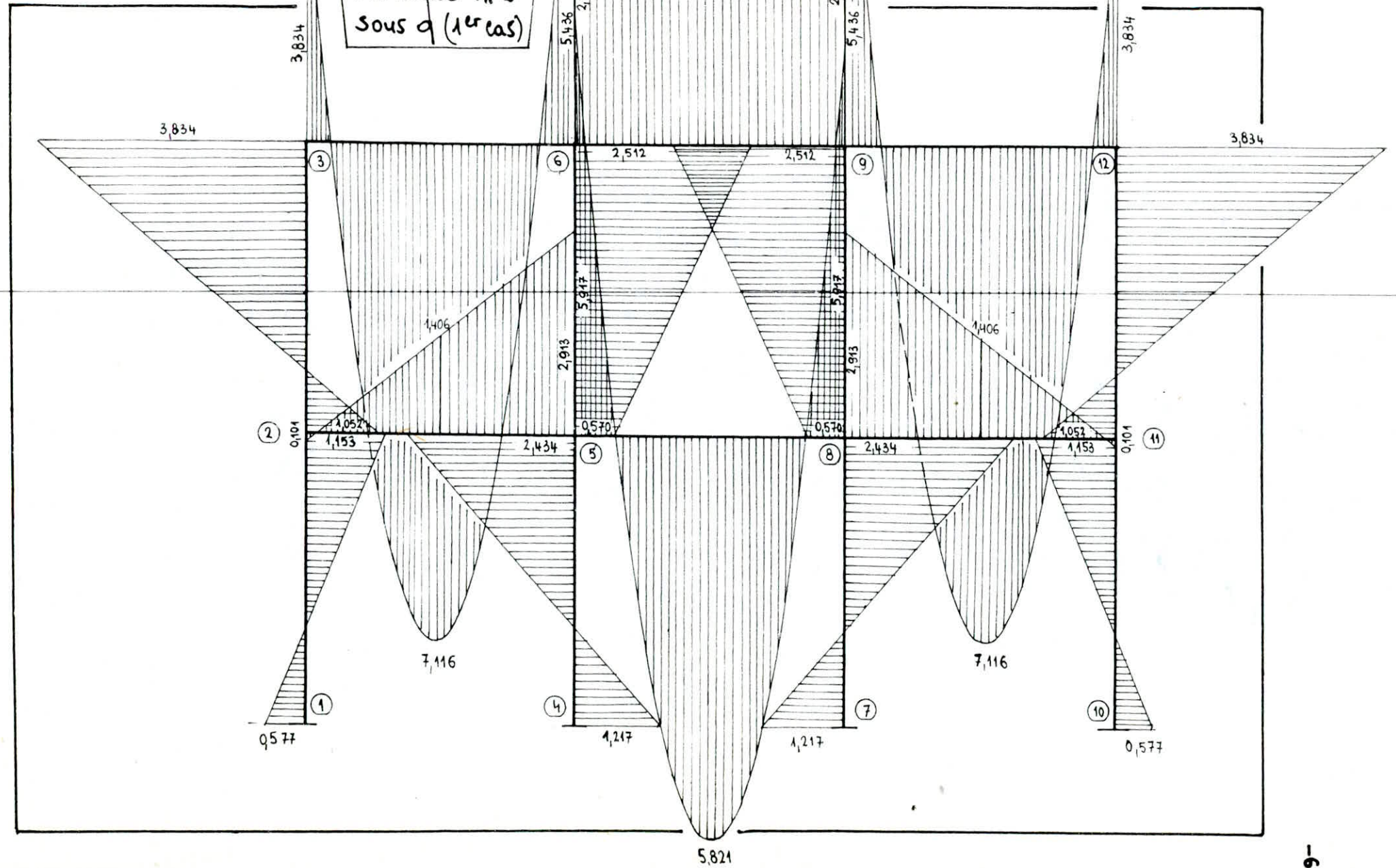
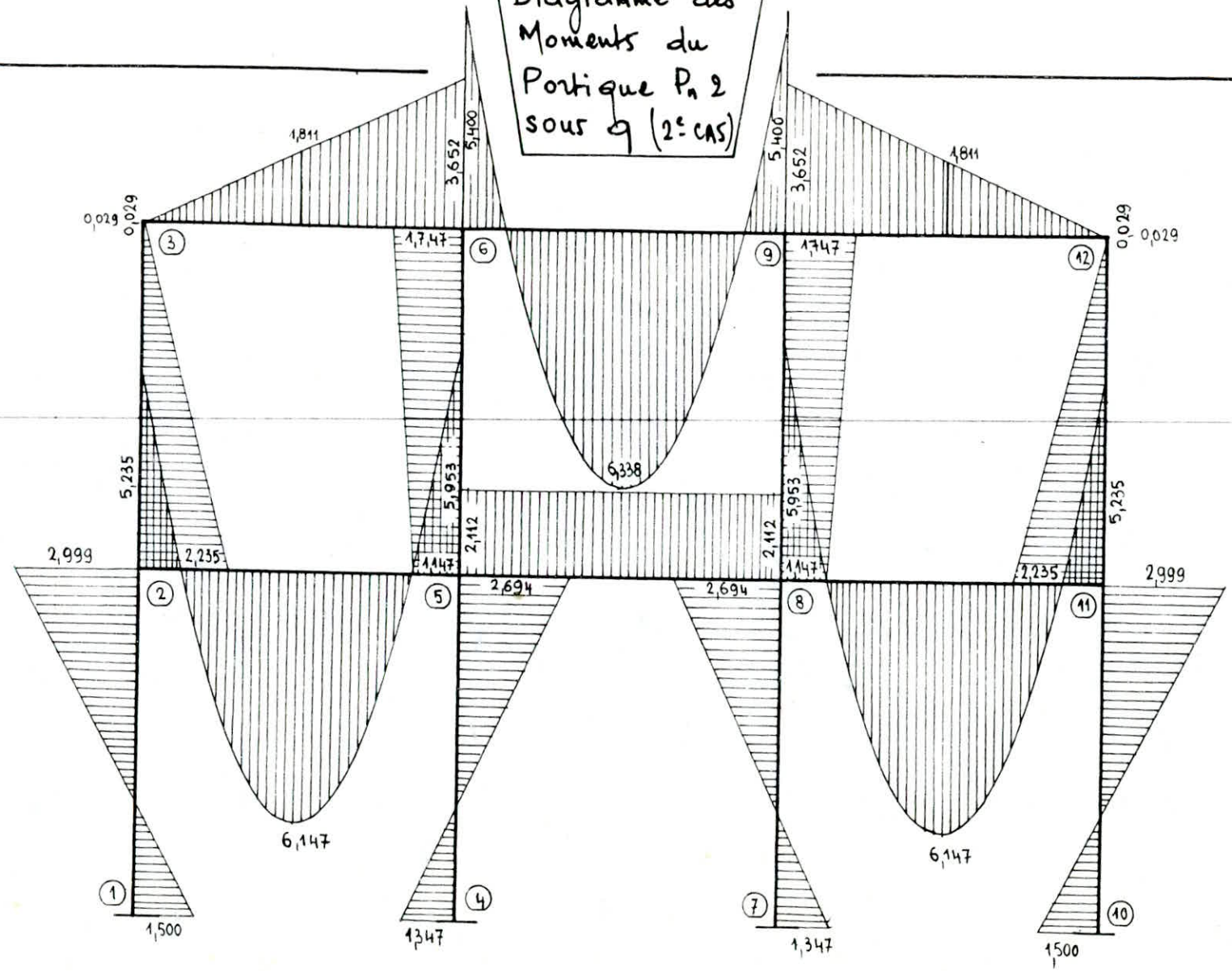


Diagramme des Moments du Portique P_n 2 sous q (2^e cas)



M, N, T
Portique P_n 2

MOMENTS

BARRES CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
Sous g	0,431	-0,861	1,533	-1,775	-0,061	0,121	-0,269	0,357	0,061	-0,121	0,269	-0,357	0,431	-0,861	1,533	-1,775	-2,395	-4,135	-3,745	-3,745	-4,135	-2,395	-1,775	-4,239	-3,882	-3,882	-4,239	-1,775
Sous g 1 ^{er} CAS	0,577	1,153	1,052	-3,834	1,217	-2,434	0,570	2,512	-1,217	2,434	-0,570	-2,512	-0,577	1,153	1,052	-3,834	0,101	-2,913	-5,917	-5,917	-2,913	0,101	-3,834	-5,436	-2,923	-2,923	-5,436	-3,834
Sous g 2 ^e CAS	1,500	-2,999	2,235	-0,029	-1,347	2,694	-1,147	-1,747	1,347	-2,694	1,147	1,747	1,500	-2,999	2,235	-0,029	-5,235	-5,953	-2,112	-2,112	-5,953	-5,235	0,029	-3,652	-5,400	-5,400	-3,652	0,029
Sous g 3 ^e CAS	0,923	-1,846	3,287	-3,863	-0,13	0,26	-0,577	0,765	0,13	-0,26	0,577	-0,765	0,923	-1,846	3,287	-3,863	-5,134	-8,866	-8,029	-8,029	-8,866	-5,134	-3,805	-9,088	-8,323	-8,323	-9,088	-3,805

TRANCHANTS

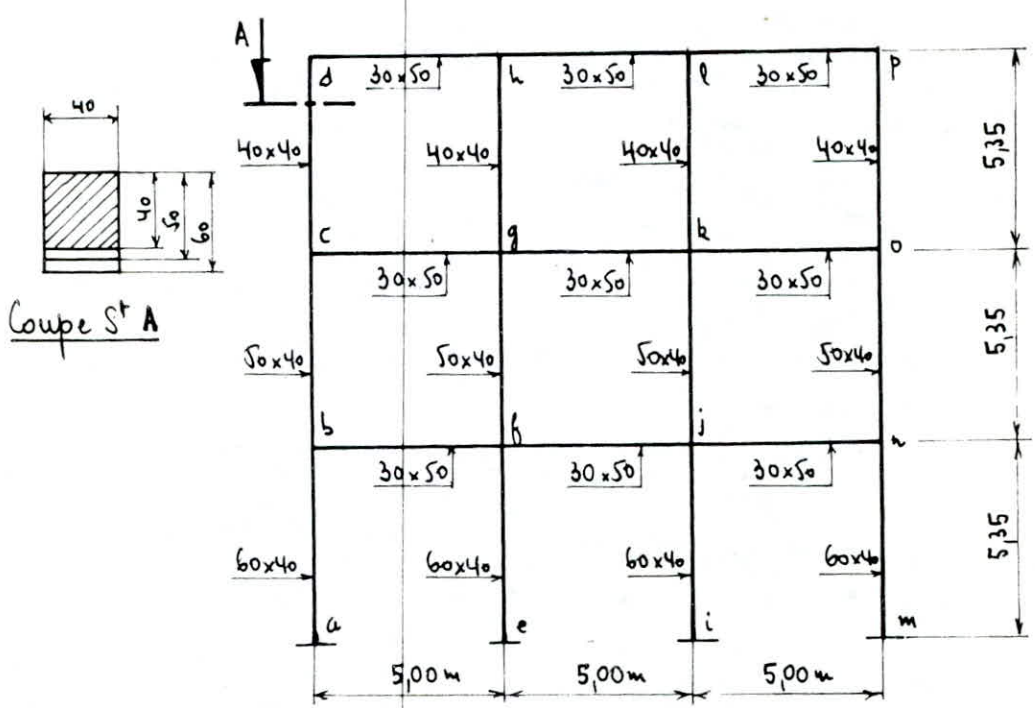
BARRES CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
Sous g	-0,241	-0,241	-0,618	-0,618	0,034	0,034	0,117	0,117	-0,034	-0,034	-0,117	-0,117	0,241	0,241	0,618	0,618	2,237	-2,933	2,585	-2,585	2,933	-2,237	2,052	-3,047	2,585	-2,585	3,047	-2,092
Sous g 1 ^{er} CAS	0,323	0,323	-0,913	-0,913	-0,682	-0,682	0,363	0,363	0,682	0,682	-0,363	-0,363	-0,323	-0,323	0,913	0,913	6,447	-7,653	7,05	-7,05	7,653	-6,447	6,729	-7,37	7,05	-7,05	7,37	-6,729
Sous g 2 ^e CAS	-0,841	-0,841	-0,423	-0,423	0,755	0,755	-0,112	-0,112	-0,755	-0,755	0,112	0,112	0,841	0,841	0,423	0,423	6,906	-7,193	7,05	-7,05	7,193	-6,906	6,314	-7,786	7,05	-7,05	7,786	-6,314
Sous g 3 ^e CAS	-0,518	-0,518	-1,336	-1,336	0,073	0,073	0,251	0,251	-0,073	-0,073	-0,251	-0,251	0,518	0,518	1,336	1,336	13,353	-14,846	14,1	-14,1	14,846	-13,353	13,043	-15,156	14,1	-14,1	15,156	-13,043

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

BARRES CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
Sous g	4,329		2,092		11,18		5,662		11,18		5,662		4,329		2,092													
Sous g 1 ^{er} CAS	13,176		6,729		29,123		14,42		29,123		14,42		13,176		6,729													
Sous g 2 ^e CAS	13,22		6,314		29,079		14,836		29,079		14,836		13,22		6,314													
Sous g 3 ^e CAS	26,396		13,043		58,202		29,256		58,202		29,256		26,396		13,043													

3. Portique de tige longitudinal (Plan 1).



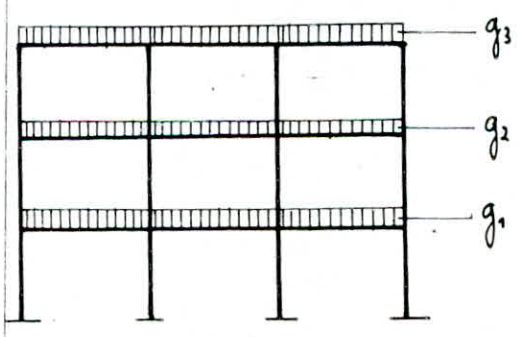
Coupe S^t A

Inerties et Raideurs :

POTEAUX		
Section	Inertie (cm ⁴)	Raideur (cm ²)
40x40	213333,3	398,754
50x40	266666,6	498,442
60x40	320000	598,131

POUTRE		
Section	Inertie (cm ⁴)	Raideur (cm ²)
30x50	312500	625

a, Etude du portique sous charges permanentes :



$g_1 = g_2 = g_3$

Détermination de q_3 :

Niveau 3

1 charge répartie triangulairement $\rightarrow q = l \cdot q_m \cdot b_m \cdot l_x$

$$b_m = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{l_x^2}{l^2} \right) = 0,333$$

- Plancher terrasse : $1,655 \cdot 0,333 \cdot 4,70 = 1025 \text{ kg/ml.}$

- Poutre : $0,30 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/ml.}$

Total = 1400 kg/ml.

Niveau 2 et 1

1 charge répartie triangulairement $q = l \cdot q_m \cdot b_m \cdot l_x$ $b_m = 0,333$

- Plancher courant : $1,440 \cdot 0,333 \cdot 4,70 = 689 \text{ kg/ml.}$

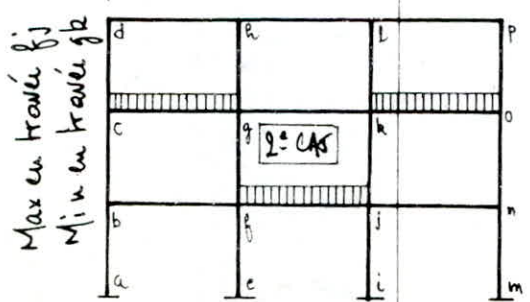
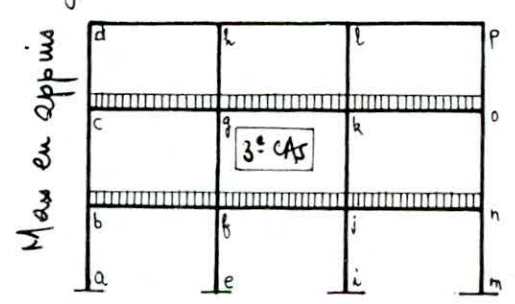
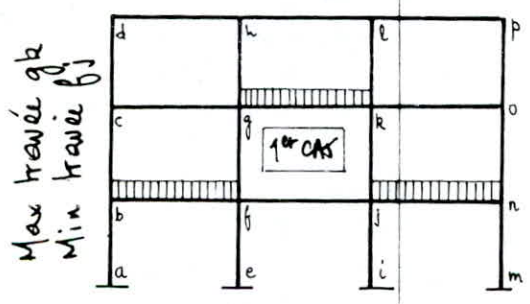
- Poutre : $0,30 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/ml.}$

- Facade : $\dots = 1425 \text{ kg/ml}$

Total = 2489 kg/ml

b) Etude du portique sous surcharges :

Le choix des cas de surcharge sera fixé comme suit :



$$S = 1,2 p = 1,2 \cdot 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1 \cdot S \cdot b_m \cdot l_x$$

$$= 1 \cdot 1200 \cdot 0,333 \cdot 4,70 = 1878 \text{ kg/ml.}$$

$q = 1,878 \text{ t/ml.}$

Diagramme des Moments du Portique P_n 1 sous g

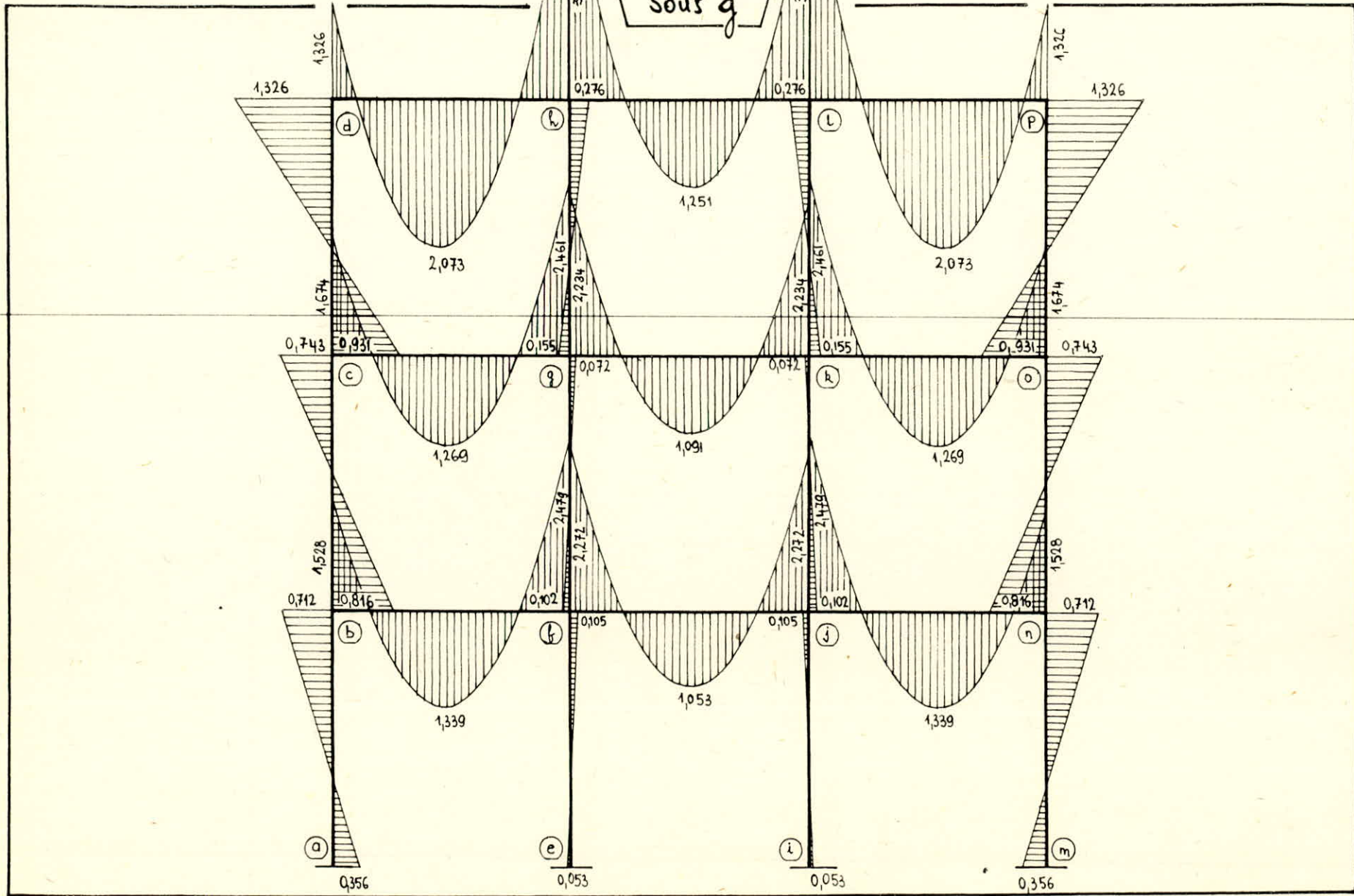
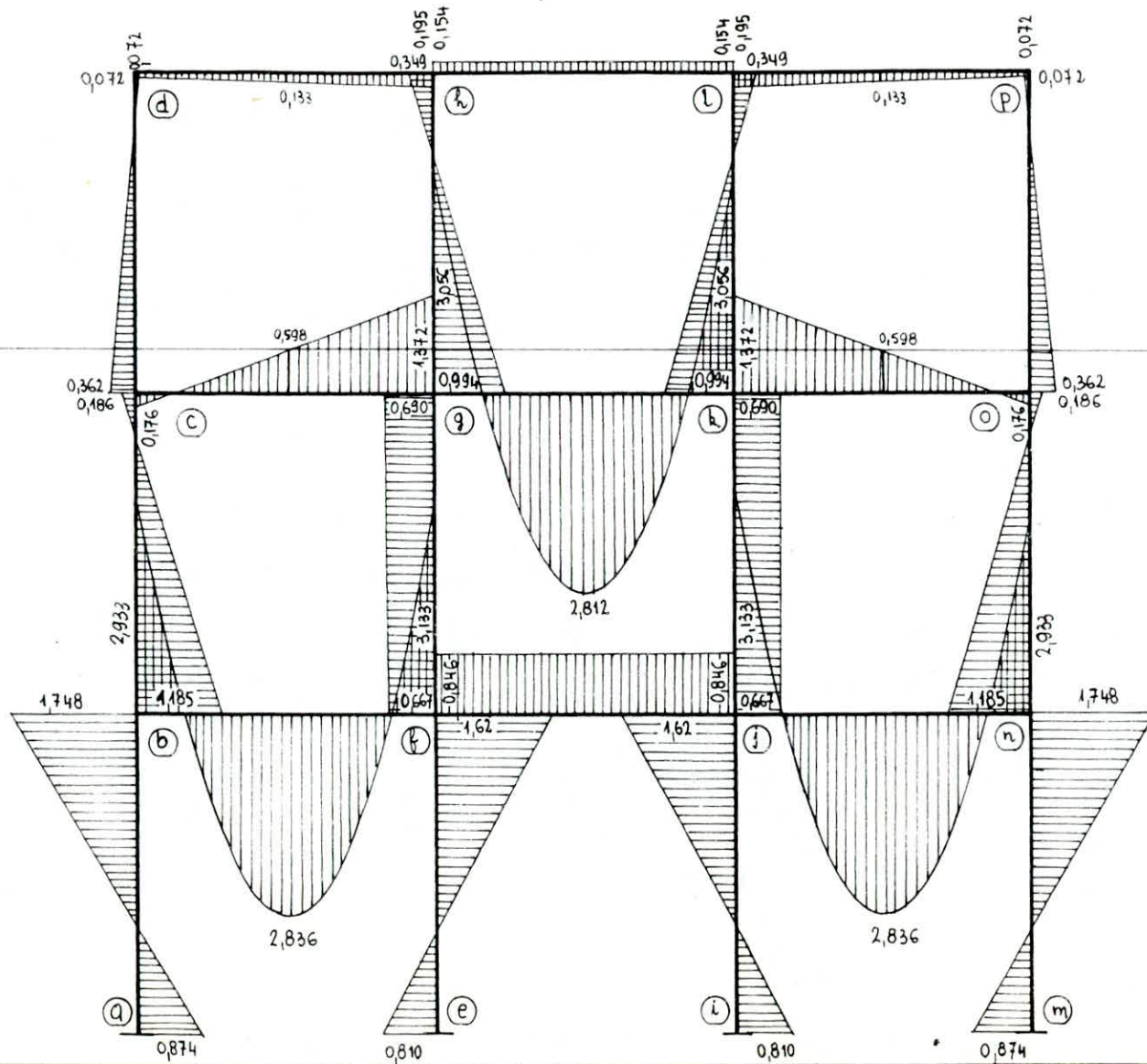
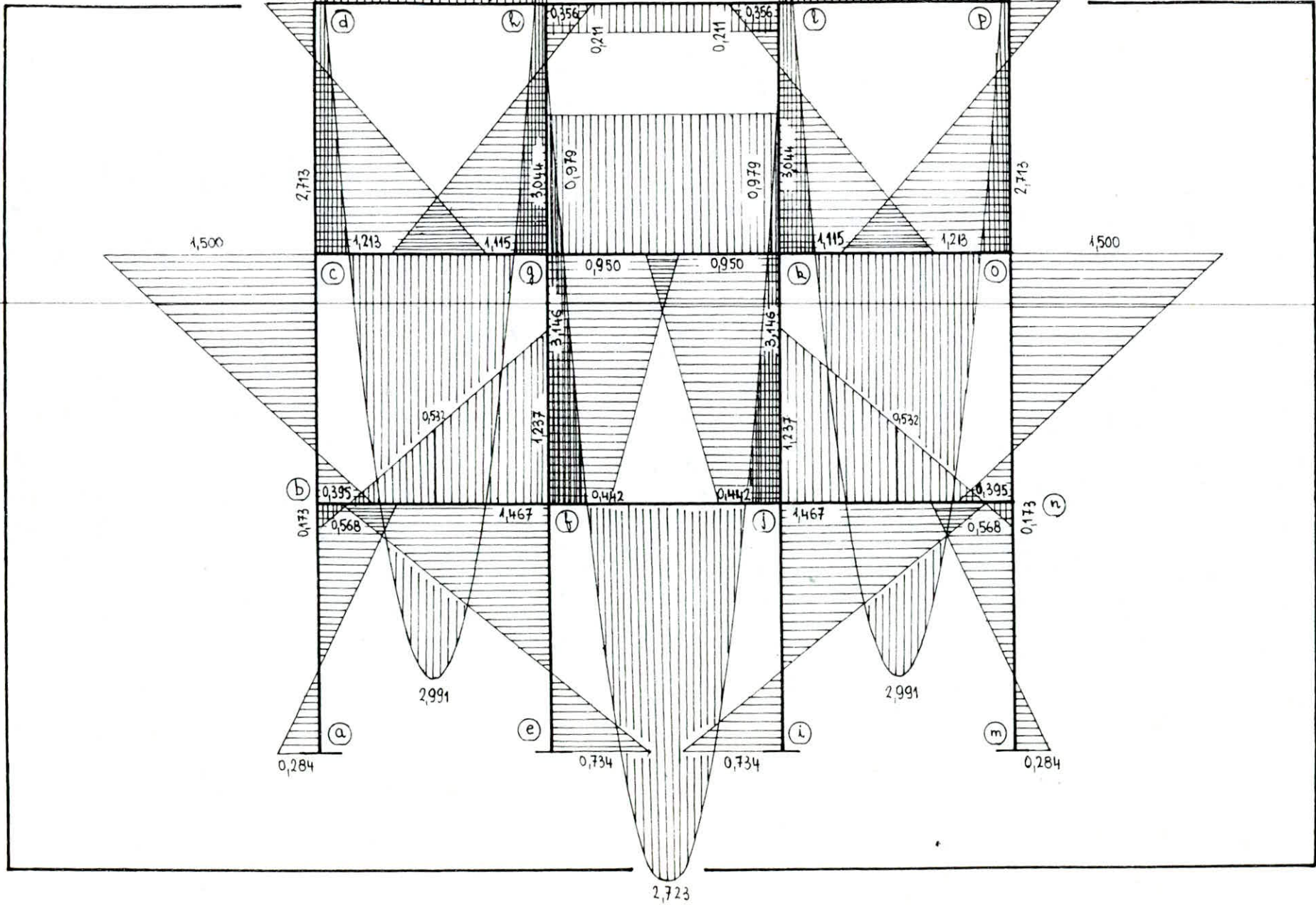


Diagramme des Moments du Portique P_n 1 sous q (1^{er} cas)



Portique P_n 1
 sous q (2^e cas)



M, N, T
Portique P_n 1

MOMENTS

BARRES CAS	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
Sous g	0,356	-0,712	-0,053	0,105	0,053	-0,105	0,356	-0,712	0,816	-0,743	-0,102	0,072	0,102	-0,072	0,816	-0,743	0,931	-1,326	-0,155	0,276	0,155	-0,276	0,931	-1,326
Sous g 1 ^{er} CAS	0,874	-1,748	-0,810	1,62	0,810	-1,62	0,874	-1,748	1,185	-0,186	-0,667	-0,667	0,667	0,667	1,185	-0,186	-0,362	0,072	0,994	-0,349	-0,994	0,349	-0,362	0,072
Sous g 2 ^e CAS	-0,284	0,568	0,734	-1,467	-0,734	1,467	-0,284	0,568	0,395	-1,500	0,442	0,950	-0,442	-0,950	0,395	-1,500	1,213	-0,342	-1,115	0,356	1,115	-0,356	1,213	-0,342
Sous g 3 ^e CAS	0,59	-1,18	-0,076	0,153	0,076	-0,153	0,59	-1,18	1,58	-1,686	-0,225	0,26	0,225	-0,26	1,58	-1,686	0,851	-0,27	-0,121	0,007	0,121	-0,007	0,851	-0,27

TRANCHANTS

BARRES CAS	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
Sous g	-0,199	-0,199	0,029	0,029	-0,029	-0,029	-0,199	-0,199	-0,291	-0,291	0,032	0,032	-0,032	-0,032	-0,291	-0,291	-0,421	-0,421	0,080	0,080	-0,080	-0,080	-0,421	-0,421
Sous g 1 ^{er} CAS	-0,490	-0,490	0,454	0,454	-0,454	-0,454	-0,490	-0,490	-0,256	-0,256	-0,004	-0,004	0,004	0,004	-0,256	-0,256	0,081	0,081	-0,251	-0,251	0,251	0,251	0,081	0,081
Sous g 2 ^e CAS	0,159	0,159	-0,411	-0,411	0,411	0,411	0,159	0,159	-0,354	-0,354	0,095	0,095	-0,095	-0,095	-0,354	-0,354	-0,29	-0,29	0,275	0,275	-0,275	-0,275	-0,29	-0,29
Sous g 3 ^e CAS	-0,331	-0,331	0,043	0,043	-0,043	-0,043	-0,331	-0,331	-0,61	-0,61	0,091	0,091	-0,091	-0,091	-0,61	-0,61	-0,209	-0,209	0,024	0,024	-0,024	-0,024	-0,209	-0,209

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

BARRES CAS	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
Sous g	3,747		9,781		9,781		3,747		2,645		7,007		7,007		2,645		1,51		4,265		4,265		1,51	
Sous g 1 ^{er} CAS	3,818		7,423		7,423		3,818		0,333		3,858		3,858		0,333		0,024		0,024		0,024		0,024	
Sous g 2 ^e CAS	3,779		7,437		7,437		3,779		3,497		3,63		3,63		3,497		0,039		0,039		0,039		0,039	
Sous g 3 ^e CAS	7,597		14,86		14,86		7,597		3,83		7,488		7,488		3,83		0,063		0,063		0,063		0,063	

complément du tableau →

Complément.

M, N, T
Portique P_n 1

MOMENTS

CAS \ BARRES	bf	fb	fi	if	in	nj	cg	gc	gh	kg	ko	ok	dk	kd	kl	lk	lp	pl
Sous g	-1,528	-2,479	-2,272	-2,272	-2,479	-1,528	-1,674	-2,461	-2,234	-2,234	-2,461	-1,674	-1,326	-3,401	-3,124	-3,124	-3,401	-1,326
Sous g 1 ^{er} CAS	-2,933	-3,133	-0,846	-0,846	-3,133	-2,933	0,176	-1,372	-3,056	-3,056	-1,372	0,176	0,072	0,195	-0,154	-0,154	0,195	0,072
Sous g 2 ^e CAS	0,173	-1,237	-3,146	-3,146	-1,237	0,173	-2,713	-3,044	-0,979	-0,979	-3,044	-2,713	-0,342	-0,145	0,211	0,211	-0,145	-0,342
Sous g 3 ^e CAS	-2,76	-4,37	-3,992	-3,992	-4,37	-2,76	-2,537	-4,446	-4,035	-4,035	-4,446	-2,537	-0,27	0,05	0,057	0,057	0,05	-0,27

TRANCHANTS

CAS \ BARRES	bf	fb	fi	if	in	nj	cg	gc	gh	kg	ko	ok	dk	kd	kl	lk	lp	pl
Sous g	1,102	-1,482	1,292	-1,292	1,482	-1,102	1,135	-1,450	1,292	-1,292	1,450	-1,135	1,51	-2,34	1,925	-1,925	2,34	-1,51
Sous g 1 ^{er} CAS	3,485	-3,565	0	0	3,565	-3,485	-0,309	-0,309	3,525	-3,525	0,309	0,309	0,024	0,024	0	0	-0,024	-0,024
Sous g 2 ^e CAS	-0,282	-0,282	3,525	-3,525	0,282	0,282	3,458	-3,591	0	0	3,591	-3,458	0,039	0,039	0	0	-0,039	-0,039
Sous g 3 ^e CAS	3,203	3,847	3,525	-3,525	3,847	-3,203	3,149	-3,500	3,525	-3,525	3,900	-3,149	0,063	0,063	0	0	-0,063	-0,063

EFFORTS NORMAUX

CAS \ BARRES	bf	fb	fi	if	in	nj	cg	gc	gh	kg	ko	ok	dk	kd	kl	lk	lp	pl
Sous g																		
Sous g 1 ^{er} CAS																		
Sous g 2 ^e CAS																		
Sous g 3 ^e CAS																		

- Calcul à la Rigidité

- Caractéristiques
Géométriques

. Centre de torsion

. Centre de masse

. Excentricités

par la méthode de :

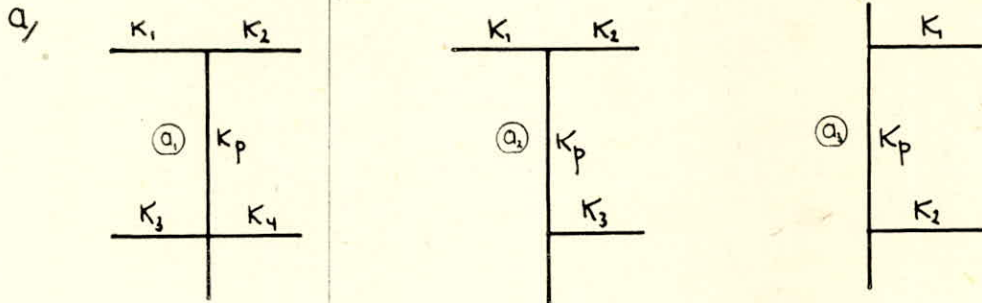
-MUTO-

Résumé de la méthode de MUTO.

-1- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres dans les 2 sens x et y.

$$K_{pot.} = \frac{I}{h} \quad K_{pout.} = \frac{I}{l}$$

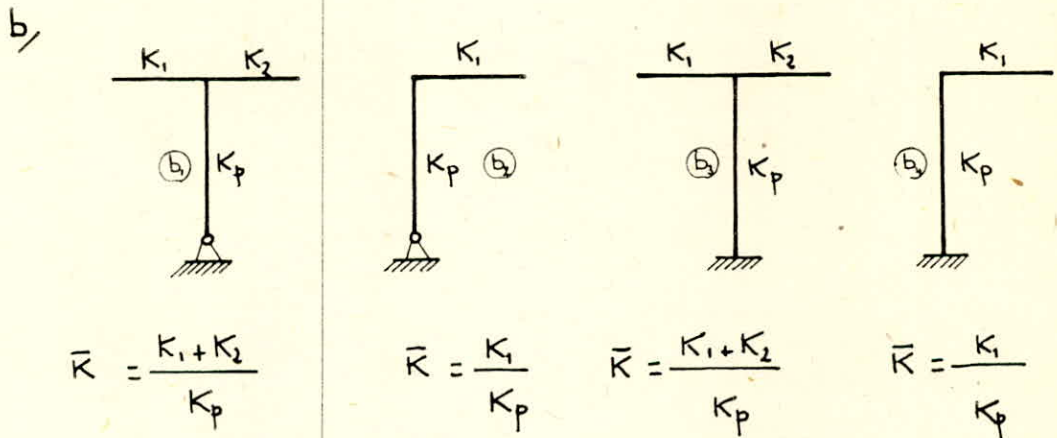
-2- Calcul des coefficients \bar{K} dans les 2 sens x et y.



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

-3- Calcul des coefficients de correction α_j des rigidités des poteaux dans les 2 sens x et y.

Cas a_1, a_2, a_3

$$\alpha_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

Cas b_3

$$\alpha_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

Cas b_1

$$\alpha_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$$

-4- Calcul des raideurs des poteaux corrigés $a_j k_j$ dans les 2 sens x et y .

-5- Calcul de la quantité D_j pour chaque niveau du portique considéré.

$$D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

- Calcul de la rigidité relative de niveau corrigée du portique considéré.

$$R_j = \frac{12 E}{h_j^2} D_j$$

-6- Calcul de la rigidité relative d'étage (j) : R_j dans les 2 sens x et y .

$$\text{sens } x \rightarrow R_{jx} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)}$$

$$\text{sens } y \rightarrow R_{jy} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)}$$

-7- Détermination du centre de torsion en utilisant la formule donnant les coordonnées (x_{c_j}, y_{c_j}) du centre de torsion (qu'on verra plus loin).

-8- Calcul de la rigidité de torsion $R_{j\theta}$ en chaque niveau j (qu'on verra plus loin).

Nota:

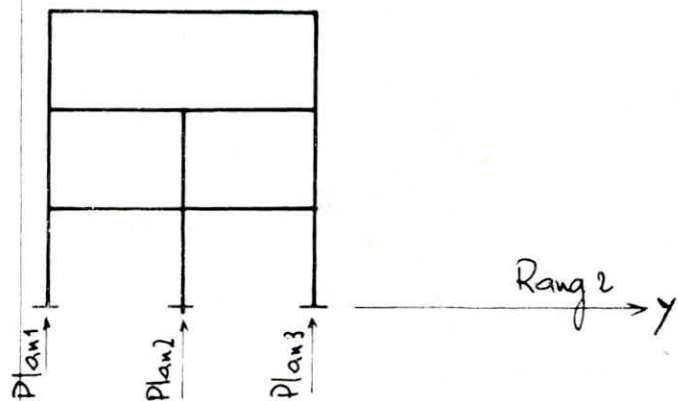
Les résultats seront présentés sous forme de tableau.

On rappelle que les inerties et raideurs des poutres et poteaux de chaque portique étudié ont déjà été traités dans le chapitre "Calcul des charges verticales", on n'y reviendra pas.

1- Sens Transversal (Suivant y).

Dans le sens transversal, on distingue 4 portiques semblables
 Rang 1 \equiv Rang 2 \equiv Rang 3 \equiv Rang 4.

Portique transversal (Rg 2).



Niveau	Poteau	K_p (cm ⁴)	\bar{K}	a_j	$a_j K_p$	D_j	$R_{j,y}$ (kg/cm)
3	1	398,754	5,321	0,727	289,894	579,788	8556,291
	2	X	X	X	X		
	3	398,754	5,321	0,727	289,894		
2	1	778,816	1,066	0,347	270,249	809,657	11948,611
	2	398,754	4,167	0,675	269,159		
	3	778,816	1,066	0,347	270,249		
1	1	1345,794	0,617	0,427	574,654	1451,165	21415,742
	2	398,754	4,167	0,757	301,857		
	3	1345,794	0,617	0,427	574,654		

Niveau 3 $\longrightarrow R_{3,y} = 4 \cdot R_{3,y} = 4 \cdot 8556,291 = 34225,164$ kg/cm

Niveau 2 $\longrightarrow R_{2,y} = 4 \cdot R_{2,y} = 4 \cdot 11948,611 = 47794,444$ kg/cm

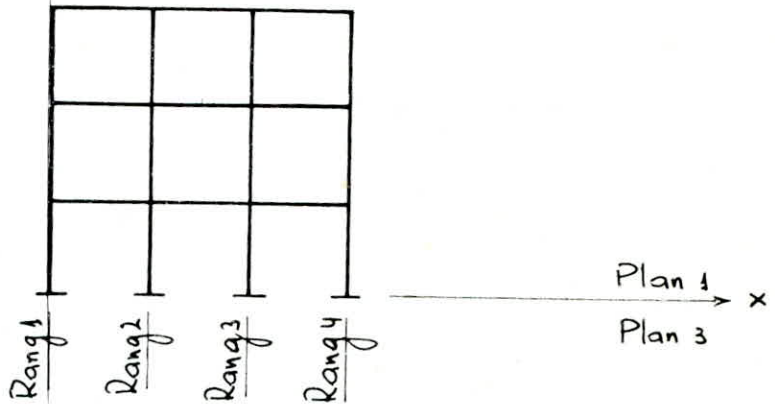
Niveau 1 $\longrightarrow R_{1,y} = 4 \cdot R_{1,y} = 4 \cdot 21415,742 = 85662,968$ kg/cm

2- Sens Longitudinal (suivant x)-

Dans le sens longitudinal, on distingue 3 portiques :

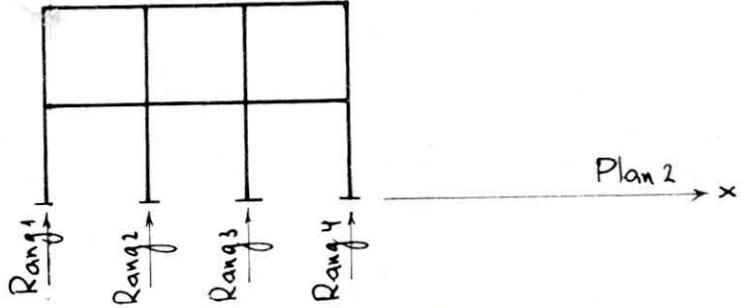
- 2 portiques de rive semblables Plan 1 \equiv Plan 3
- 1 portique intermédiaire Plan 2.

a, Portique longitudinale (Plan 1 ou Plan 3).



Niveau	Porteau	K_p (cm ³)	\bar{K}	a_j	$a_j K_p$	D_j	$R'_{j,x}$ (kg/cm)
3	1	398,754	1,567	0,439	175,053	836,586	12346,019
	2	398,754	3,134	0,610	243,240		
	3	398,754	3,134	0,610	243,240		
	4	398,754	1,567	0,439	175,053		
2	1	498,442	1,254	0,385	191,900	938,068	13843,651
	2	498,442	2,508	0,556	277,134		
	3	498,442	2,508	0,556	277,134		
	4	498,442	1,254	0,385	191,900		
1	1	598,131	1,045	0,507	303,252	1363,738	20125,528
	2	598,131	2,089	0,633	378,617		
	3	598,131	2,089	0,633	378,617		
	4	598,131	1,045	0,507	303,252		

b, Portique Longitudinal (Plan 2).



Niveau	Poutre	K_p (cm)	\bar{K}	a_j	$a_j K_p$	D_j	R_j^u (kg/cm)
2	1	398,754	1,567	0,439	175,053	836,586	12346,019
	2	398,754	3,134	0,610	243,240		
	3	398,754	3,134	0,610	243,240		
	4	398,754	1,567	0,439	175,053		
1	1	398,754	1,567	0,579	230,878	1026,392	15147,104
	2	398,754	3,134	0,708	282,318		
	3	398,754	3,134	0,708	282,318		
	4	398,754	1,567	0,579	230,878		

Niveau 3 $\rightarrow R_{3x} = 2 \cdot R'_{3x} + 1 \cdot R''_{3x} = 2 \cdot 12346,019 + 1 \cdot 0 = 24692,038$

Niveau 2 $\rightarrow R_{2x} = 2 \cdot R'_2 + 1 \cdot R''_2 = 2 \cdot 13843,651 + 12346,019 = 40033,321$

Niveau 1 $\rightarrow R_{1x} = 2 \cdot R'_1 + 1 \cdot R''_1 = 2 \cdot 20125,528 + 15147,104 = 55398,160$

Rescapitulatif:

$S^t y$

R_{3y} (kg/cm)	R_{2y} (kg/cm)	R_{1y} (kg/cm)
34225,164	47794,444	85662,968

$S^t x$

R_{3x} (kg/cm)	R_{2x} (kg/cm)	R_{1x} (kg/cm)
24692,038	40033,321	55398,160

Détermination du centre de torsion C_j .

Soient O_{xy} un repère avec O_x et O_y parallèles aux directions principales du bâtiment et O un point quelconque.

Les coordonnées (x_{cj}, y_{cj}) du centre de torsion C_j de l'étage (j) par rapport à O_{xy} sont données par les formules suivantes :

FORMULES DU BARYCENTRE

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)}}{R_{jy}^{(t)}} \qquad y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^n R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{R_{jx}^{(l)}}$$

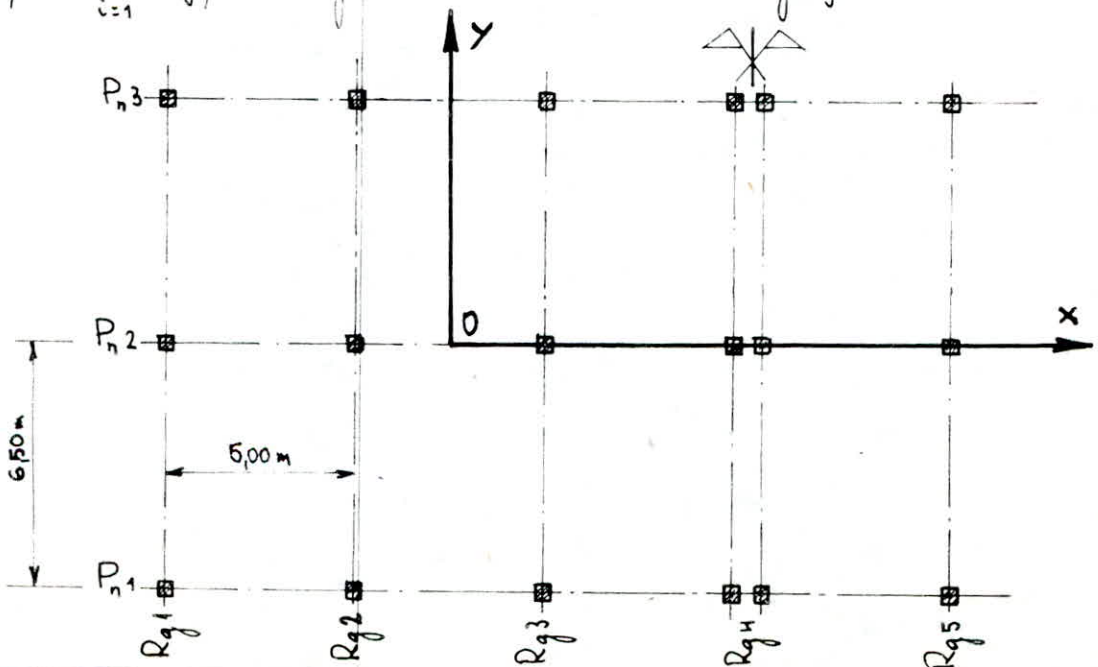
avec :

l : représentant le sens longitudinal

t : représentant le sens transversal.

$R_{jx}^{(l)} = \sum_{i=1}^k R_{jx}^{(li)}$: rigidité relative de l'étage j dans le sens long.

$R_{jy}^{(t)} = \sum_{i=1}^n R_{jy}^{(ti)}$: rigidité relative de l'étage j dans le sens trans.



Niveau 3

$$X_{c_3} = \frac{R_{3y}^1 x_3^1 + R_{3y}^2 x_3^2 + R_{3y}^3 x_3^3 + R_{3y}^4 x_3^4}{R_{3y}}$$

$$= \frac{8556,291 (-750) + 8556,291 (-250) + 8556,291 (+250) + 8556,291 (+750)}{34225,164} = 0$$

$$Y_{c_3} = \frac{R_{3x}^1 x_3^1 + R_{3x}^3 x_3^3}{R_{3x}}$$

$$= \frac{12346,019 (-650) + 12346,019 (+650)}{24692,038} = 0$$

Niveau 2

$$X_{c_2} = \frac{11948,611 (-750) + 11948,611 (-250) + 11948,611 (+250) + 11948,611 (+750)}{47794,444} = 0$$

$$Y_{c_2} = \frac{12843,651 (-650) + 12843,651 (+650)}{40033,321} = 0$$

Niveau 1

$$X_{c_1} = \frac{21415,742 (-750) + 21415,742 (-250) + 21415,742 (+250) + 21415,742 (+750)}{85662,968} = 0$$

$$Y_{c_1} = \frac{20125,528 (-650) + 20125,528 (+650)}{55398,160} = 0$$

d'où les coordonnées du centre de torsion :

Niveau 3

$$\boxed{X_{c_3} = 0}$$

$$\boxed{Y_{c_3} = 0}$$

Niveau 2

$$\boxed{X_{c_2} = 0}$$

$$\boxed{Y_{c_2} = 0}$$

Niveau 1

$$\boxed{X_{c_1} = 0}$$

$$\boxed{Y_{c_1} = 0}$$

Détermination du Centre de Masse :

Les coordonnées du Centre de Masse sont données par :

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Masses considérées :

- Acrotères :

- type 2 : 372 kg/ml.
- type 3 : 291 kg/ml.

- Plancher terrasse : 655 kg/m²

- Plancher courant : 440 kg/m²

- Poutres :

- 0,40 . 1,10 . 2500 = 1100 kg/ml.
- 0,30 . 0,60 . 2500 = 450 kg/ml.
- 0,30 . 0,50 . 2500 = 375 kg/ml.

- Poteaux :

- 0,40 . 0,40 . 2500 = 400 kg/ml.
- 0,40 . 0,50 . 2500 = 500 kg/ml.
- 0,40 . 0,60 . 2500 = 600 kg/ml.

- Murs de façades : 1425 kg/ml.

- Cloisons du Rez de Chaussée :

- Maçonnerie ; ép. 12 : 175 kg/m² ; ép. 20 : 240 kg/m²
- B.A. ép. 12.

Après calculs, on aboutit aux résultats suivants:

Niveau 3

$$\begin{aligned} X_{G_3} &= -0,243 \\ Y_{G_3} &= 0 \end{aligned}$$

Niveau 2.

$$\begin{aligned} X_{G_2} &= -0,658 \\ Y_{G_2} &= 0 \end{aligned}$$

Niveau 1

$$\begin{aligned} X_{G_1} &= -0,648 \\ Y_{G_1} &= 0,106 \end{aligned}$$

Excentricités:

Niv. / Coords.	3	2	1
X_G (m)	-0,243	-0,658	-0,648
X_C (m)	0	0	0
e_x (m)	-0,243	-0,658	-0,648

Niv. / Coords.	3	2	1
Y_G (m)	0	0	0,106
Y_C (m)	0	0	0
e_y (m)	0	0	0,106

Excentricités accidentelles:

Le Règlement Parasismique Algérien (Art. 3.3.5) fixe la chose suivante:

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- excentricité théorique résultant des plans.

Dans notre cas $e_a = 0,05 \cdot 15 = 0,75 \text{ m}$.

Donc:

$$\begin{aligned} \text{Niveau 3} &\longrightarrow e_x = \max \{ 0,243; 0,75 \} = 0,75 \text{ m} \\ &e_y = \max \{ 0; 0,75 \} = 0,75 \text{ m}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Niveau 2} &\longrightarrow e_x = \max \{ 0,658; 0,75 \} = 0,75 \text{ m} \\ &e_y = \max \{ 0; 0,75 \} = 0,75 \text{ m}. \end{aligned}$$

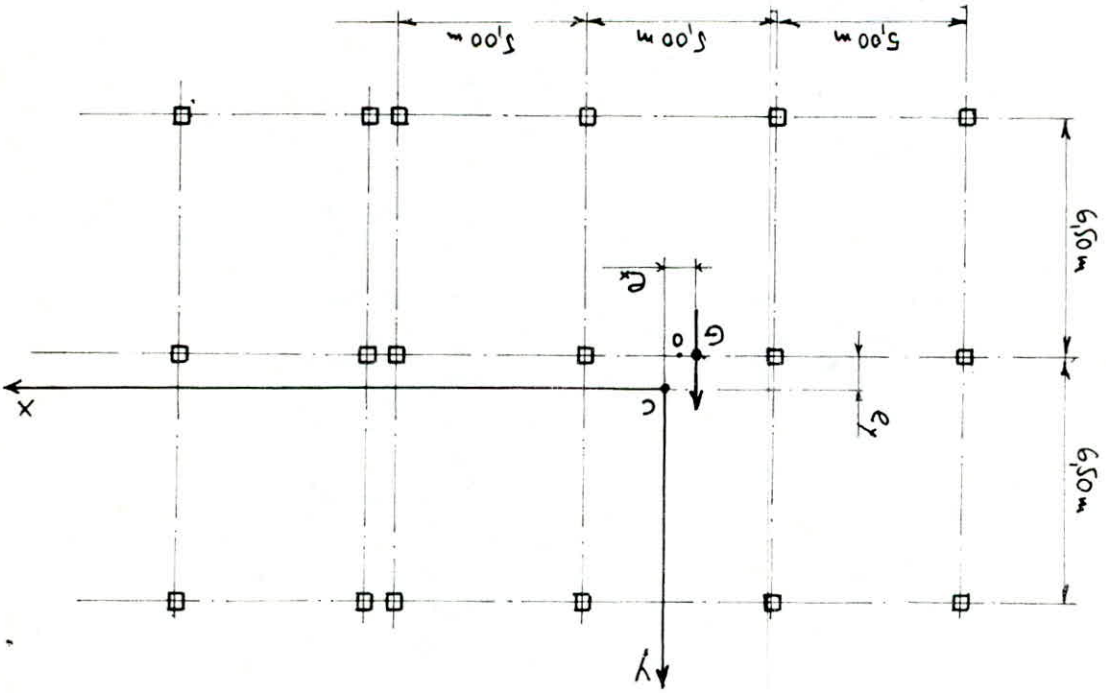
$$\begin{aligned} \text{Niveau 1} &\longrightarrow e_x = \max \{ 0,648; 0,75 \} = 0,75 \text{ m} \\ &e_y = \max \{ 0,106; 0,75 \} = 0,75 \text{ m}. \end{aligned}$$

Niveau 3 :

$$R_{3\theta} = 8556,291 (801)^2 + 8556,291 (199)^2 + 8556,291 (699)^2 + 12346,019 (575)^2 + 0 (75)^2 + 12346,019 (725)^2 = 2,135 \cdot 10^{10} \text{ kg.cm}$$

$$R_{2\theta} = 11948,611 (760)^2 + 11948,611 (260)^2 + 11948,611 (240)^2 + 11948,611 (740)^2 + 13843,651 (575)^2 + 12346,019 (75)^2 + 13843,651 (725)^2 = 2,686 \cdot 10^{10} \text{ kg.cm}$$

cdg G = point de passage de la force sismique.
 O : centre géométrique du plancher.
 c : centre de torsion accidentelle.



considérons le nouveau repère : cxy.

$$R_{j\theta} = \sum_{l=b}^{l=1} R_{jy}^{(l)} [x_j^l]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} [y_j^l]^2$$

Calcul de la rigidité à la torsion $R_{j\theta}$
 et donner par l'expression suivante :

$$R_{10} = 21415,742 (760)^2 + 21415,742 (260)^2 + 21415,742 (240)^2 + 21415,742 (740)^2 \\ + 20125,528 (565)^2 + 15147,104 (85)^2 + 20125,528 (735)^2 = 4,418 \cdot 10^{10} \text{ kg.cm}$$

Recapitulatif:

R_{30}	R_{20}	R_{10}
$2,135 \cdot 10^{10}$	$2,686 \cdot 10^{10}$	$4,418 \cdot 10^{10}$

- Etude au Seisme
- Détermination des Valeurs Propres et des Modes Propres de la structure.
- Calcul Dynamique et évaluation des Forces Sismiques de calcul st la méthode approchée de
L'ANALYSE MODALE

- ETUDE AU SEISME - (R.P.A. 1981)

- L'ossature du Centre Téléphonique est du type ossature autostable. C'est à dire cette dernière reprend à la fois les charges verticales et horizontales. C'est une ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

Cet ouvrage doit être fonctionnel à 100% pendant et immédiatement après un tremblement de terre, d'où il sera classé parmi les ouvrages importants.

Pour la détermination des efforts sismiques horizontaux, on distingue deux méthodes :

- La méthode dynamique directe
- La méthode statique équivalente.

- L'application de la première méthode étant basée suivant la notion de Spectre de Réponse Dynamique.

- La deuxième méthode suppose que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Conditions d'application de la Méthode Statique Equivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45m en zones I et II et 30m en zone III.
2. La forme en plan du bâtiment ou bloc étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions globales conformément à l'article 2.3.1.1.
3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.

- 4- La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- 5- Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.
- 6- Le bloc ou bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particulier, dans le cas des ossatures autostables avec remplissage en maçonnerie, les remplissages insérés entre les poteaux d'ossatures ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre.
- 7- La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.
- 8- La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Conclusion:

Les critères 5 et 8 non vérifiés pour notre structure nous font renoncer à l'application de la Méthode Statique Equivalente. La structure présentant donc des irrégularités dans son élévation (différence de rigidité de niveaux) nécessite une méthode dynamique plus exacte.

- Détermination des Valeurs Propres
et des Modes Propres de la
Structure -

Méthode de RAYLEIGH (ou Méthode Energetique de RAYLEIGH)

C'est une méthode utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de degrés de liberté dynamiques.

Elle a été développée à partir de la loi de conservation de l'énergie et n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs. Le principe de conservation de l'énergie totale pour un système élastique en mouvement sans amortissement s'écrit:

$$E_{\text{tot}} = E_c(t) + E_p(t) = \text{cte.}$$

avec:

$E_c(t)$: représentant l'énergie cinétique à un instant t .

$E_p(t)$: représentant l'énergie potentielle à un instant t .

Si un système oscillant exécute des mouvements suivant le mode fondamental, alors toutes les masses du système auront la même pulsation.

Les masses m_1, m_2, \dots, m_n constituant un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté auront des elongations $x_1(t), x_2(t), \dots, x_n(t)$, mesurées suivant les directions des degrés de liberté à partir des positions d'équilibre statique (voir figure ci-après). Les expressions des énergies cinétiques et potentielles s'écrivent de la manière suivante:

$$\textcircled{1} E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t)$$

$$\textcircled{2} E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n G_k x_k(t) \quad \text{avec } G_k = m_k g.$$

Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples.

$$\textcircled{3} X_k(t) = X_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \quad k = 1, 2, \dots, n$$

avec :

X_k : représentant l'amplitude

ω_1 : représentant la pulsation fondamentale.

φ_1 : représentant le déphasage du mode fondamental.

En substituant l'expression 3 dans les expressions 1 et 2 on obtient

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n m_k X_k^2 = E_c^{\max} \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n G_k X_k = E_p^{\max} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

Pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant l'énergie cinétique est nulle ($\dot{x}(t) = 0$) et l'énergie potentielle est maximale ($x(t) = x$, avec x représentant l'amplitude du déplacement).

À l'instant où le système passe par la position d'équilibre statique, l'énergie cinétique devient maximale ($\dot{x}(t) = \dot{x}$ avec \dot{x} représentant l'amplitude de la vitesse) tandis que l'énergie potentielle est nulle ($x(t) = 0$).

Donc :

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0 = \text{cte.}$$

et :

$$\textcircled{4} E_p^{\max} = E_c^{\max}$$

En remplaçant les valeurs maximales des énergies trouvées ci-dessus dans l'expression 4, on obtient :

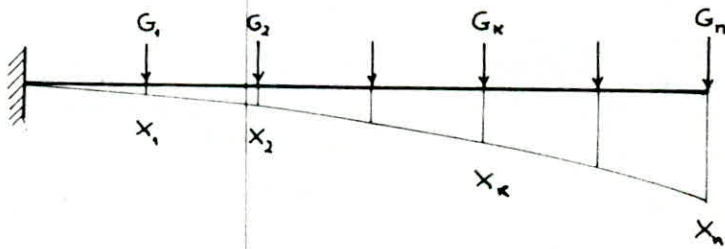
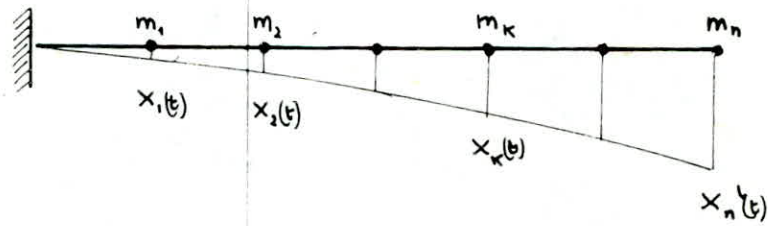
$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n G_k X_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum_{k=1}^n m_k X_k^2$$

d'où l'expression de la pulsation fondamentale de RAYLEIGH:

$$\omega_{1,K}^2 = \frac{\sum_{k=1}^n G_k X_k}{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2} = g \frac{\sum_{k=1}^n G_k X_k}{\sum_{k=1}^n G_k X_k^2} = g \frac{\sum_{k=1}^n m_k X_k}{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2}$$

La période de pulsation fondamentale $T = \frac{2\pi}{\omega}$ s'écrit:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k X_k^2}{\sum_{k=1}^n m_k X_k}}$$



Modélisation de la structure :

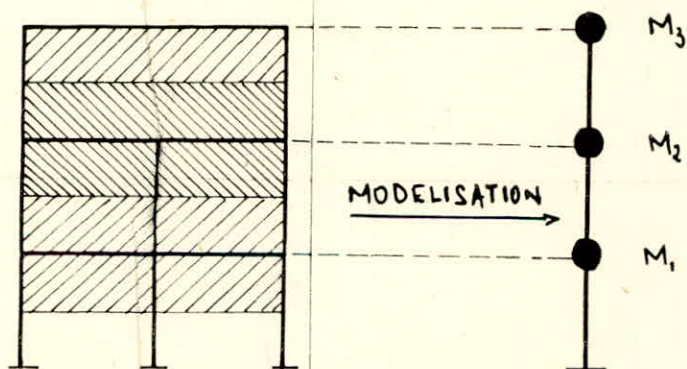
Elle met en évidence le choix d'un modèle mathématique conçu à partir du système réel.

On supposera que les masses au niveau des étages sont concentrées au niveau du centre de gravité des planchers. De même les masses seront reliées entre elles par des tiges représentant les poutres et les poteaux.

Les effets de rotation des masses autour d'axes horizontaux et verticaux seront négligés, de même que les déplacements verticaux des masses soumises à une excitation due au séisme.

Pour caractériser la position de la masse pendant son mouvement, on aura besoin d'un paramètre appelé élongation. Les systèmes dynamiques constitués par une masse qui oscille de telle manière que sa position s'appelle 1^{er} degré de liberté dynamique, qui est le nombre de paramètres indépendants caractérisant les déplacements pendant un mouvement oscillatoire.

On aboutit à un schéma dans lequel la structure est représentée par n masses effectuant des oscillations planes, les déplacements se réduisant à des translations horizontales dans le plan de la figure. Le système comprend autant de degré de liberté que de masses oscillantes.



- Le calcul de la pulsation fondamentale exige la connaissance de la forme de la déformée ; c'est à dire les valeurs des déplacements x_k . On imaginera les hypothèses de calcul suivantes :
- les déplacements x_k seront déterminés suivant la méthode de MUTO.
 - les masses concentrées seront soumises à des forces statiques horizontales ayant pour intensité $G_k = m_k g$.

Évaluation des masses de niveau

Niveau 3 :

— <u>Acrotères</u> :	• type 2 : 372 · 13	-----	= 4,836 ^t
	• type 3 : 291 (13 + 2.15)	-----	= 12,513 ^t
— <u>Plancher terrasse</u> :	655 · 13 · 15	-----	= 127,725 ^t
— <u>Poutres</u> :	• transv. 4 (0,40 · 1,10 · 13 · 2500)	-----	= 57,200 ^t
	• long. 6 (0,30 · 0,50 · 5 · 2500)	-----	= 11,250 ^t
— <u>Poteaux</u> :	8 (0,40 · 0,40 · 5,35/2 · 2500)	-----	= 8,560 ^t
— $\frac{1}{2}$ <u>Murs de façades</u> :	1425/2 (13 + 2.15)	-----	= 30,638 ^t
			<hr/>
			Total = 252,722 ^t

$S_3 = 100 \text{ kg/m}^2$ (surcharge terrasse)

$$\frac{1}{5} S_3 = \frac{1}{5} \cdot 100 \cdot 13 \cdot 15 = 3,9^t$$

$$\text{d'où } G_3 = 252,722 + 3,9 = 256,622^t \approx 257^t$$

$$G_3 = 257^t$$

Niveau 2 :

— <u>Plancher courant</u> :	440 · 13 · 15	-----	= 85,800 ^t
— <u>Poutres</u> :	• transv. 8 (0,30 · 0,60 · 6,50 · 2500)	-----	= 23,400 ^t
	• long. 9 (0,30 · 0,50 · 5,00 · 2500)	-----	= 16,875 ^t

— Poteaux : $\cdot 8 (0,40 \cdot 0,50 \cdot 5,35/2 \cdot 2500) \text{ ---} = 10,700^t$
 $\cdot 12 (0,40 \cdot 0,40 \cdot 5,35/2 \cdot 2500) \text{ ---} = 12,840^t$
 — Murs de façades: $1425 (13 + 2 \cdot 15) \text{ ---} = 61,275^t$
Total = 210,890^t

$S_2 = 1000 \text{ kg/m}^2$ (surcharge plancher courant)

$S_2 = 1000 \cdot 13 \cdot 15 = 195^t$

d'où $G_2 = 210,890 + 195 = 405,89^t \approx 406^t$

$G_2 = 406^t$

Niveau 1:

— Plancher courant: $440 \cdot 13 \cdot 15 \text{ ---} = 85,800^t$
 — Poutres : \cdot transv. $8 (0,30 \cdot 0,60 \cdot 6,50 \cdot 2500) \text{ ---} = 23,400^t$
 \cdot Long. $9 (0,30 \cdot 0,50 \cdot 5,00 \cdot 2500) \text{ ---} = 16,875^t$
 — Poteaux : $\cdot 8 (0,40 \cdot 0,50 \cdot 5,35/2 \cdot 2500) \text{ ---} = 10,700^t$
 $\cdot 8 (0,40 \cdot 0,60 \cdot 5,35/2 \cdot 2500) \text{ ---} = 12,840^t$
 $\cdot 4 (0,40 \cdot 0,40 \cdot 5,35 \cdot 2500) \text{ ---} = 8,560^t$
 — Murs de façades: $1425 (13 + 2 \cdot 15) \text{ ---} = 61,275$
Total = 219,45^t

$S_1 = 1000 \text{ kg/m}^2$ (surcharge plancher courant)

$S_1 = 1000 \cdot 13 \cdot 15 = 195^t$

d'où $G_1 = 219,45^t + 195^t = 414,45^t \approx 415^t$

$G_1 = 415^t$

Récapitulatif:

$G_3 = 257^t$

$G_2 = 406^t$

$G_1 = 415^t$

Détermination des déplacements x_k (déplacements absolus).

Les résultats seront présentés sous forme de tableau, avec pour déplacement relatif Δ_k , le déplacement relatif donné par l'expression de MUTO :

$$\Delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

avec :

Δ_k : déplacement relatif du niveau.

T_k : Effort tranchant du niveau

R_k : Rigidité relative d'étage

Sens Transversal (s^y).

Niveau	G_k (t)	$T_k = \Sigma G_k$ (t)	R_{ky} (t/cm)	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{ky}}$	$x_k = \Sigma \Delta_k$
3	257	257	34,225	7,51	33,96
2	406	663	47,794	13,87	26,45
1	415	1078	85,662	12,58	12,58

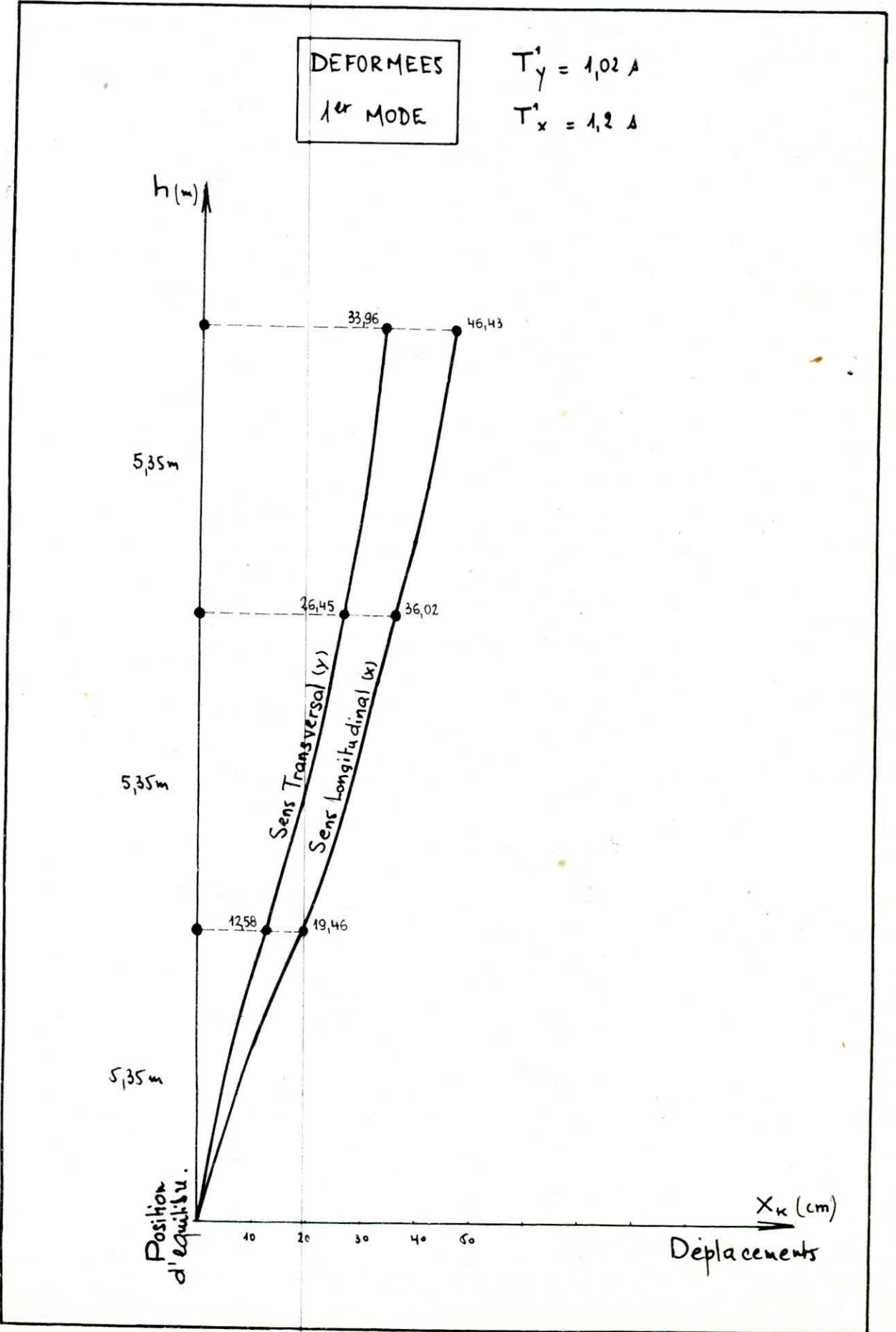
Sens longitudinal (s^x).

Niveau	G_k (t)	$T_k = \Sigma G_k$ (t)	R_{kx} (t/cm)	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{kx}}$	$x_k = \Sigma \Delta_k$
3	257	257	24,692	10,41	46,43
2	406	663	40,033	16,56	36,02
1	415	1078	55,398	19,46	19,46

1- Détermination de la période de pulsation relative au 1^{er} MOSE

$$T_y^1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{257 \cdot 33,96^2 + 406 \cdot 26,45^2 + 415 \cdot 12,58^2}{257 \cdot 33,96 + 406 \cdot 26,45 + 415 \cdot 12,58}} = 1,02 \text{ s}$$

$$T_x^1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{257 \cdot 46,43^2 + 406 \cdot 36,02^2 + 415 \cdot 19,46^2}{257 \cdot 46,43 + 406 \cdot 36,02 + 415 \cdot 19,46}} = 1,2 \text{ s}$$



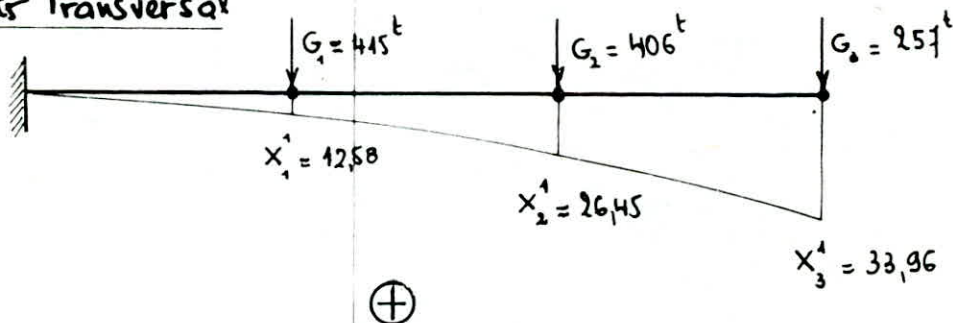
2. Etude et détermination de la période de pulsation relative au 2^e MODE.

La déformée relative au 2^e mode sera obtenue en superposant la déformée du 1^{er} mode avec une déformée inconnue par application de la propriété d'orthogonalité suivante :

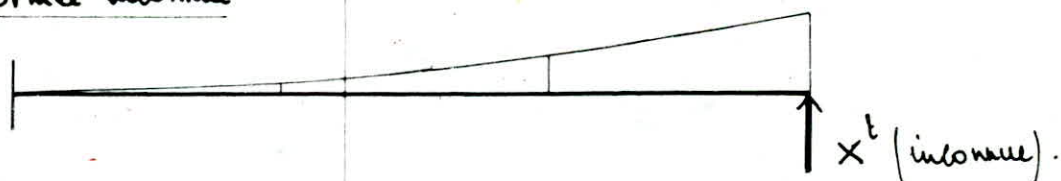
a/ Sens Transversal:

$$\sum_{k=1}^n G_k x_k^1 x_k^2 = 0$$

Déformée 1^{er} MODE
sens Transversal



Déformée inconnue



Niveau	G_k	$T_k = \sum G_k$	R_{ky}	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{ky}}$	$X_k = \sum \Delta_k$
3	x	x	34,225	$\frac{x}{34,225}$	$\frac{x}{34,225} + \frac{x}{47,794} + \frac{x}{85,662} = 0,0618 x$
2	0	x	47,794	$\frac{x}{47,794}$	$\frac{x}{47,794} + \frac{x}{85,662} = 0,0326 x$
1	0	x	85,662	$\frac{x}{85,662}$	$\frac{x}{85,662} = 0,0116 x$

Déplacements du 2^e MODE $\longrightarrow x_k^2 = x_k^1 - f_k(x)$

$$x_3^2 = 33,96 - 0,0618 x$$

$$x_2^2 = 26,45 - 0,0326 x$$

$$x_1^2 = 12,58 - 0,0116 x$$

Appliquons maintenant la propriété d'orthogonalité: $\sum G_k x_k^1 x_k^2 = 0$

$$257 \cdot 33,96 (33,96 - 0,0618x) + 406 \cdot 26,45 (26,45 - 0,0326x) + 415 \cdot 12,58 (12,58 - 0,0116x) = 0$$

$$x = \frac{257 \cdot 33,96^2 + 406 \cdot 26,45^2 + 415 \cdot 12,58^2}{257 \cdot 33,96 \cdot 0,0618 + 406 \cdot 26,45 \cdot 0,0326 + 415 \cdot 12,58 \cdot 0,0116} = 680^t$$

d'où :

$$x_3^2 = 33,96 - 0,0618 \cdot 680 = -8,064$$

$$x_2^2 = 26,45 - 0,0326 \cdot 680 = +4,282$$

$$x_1^2 = 12,58 - 0,0116 \cdot 680 = +4,692$$

Verification:

$$257 \cdot 33,96 \cdot (-8,064) + 406 \cdot 26,45 (+4,282) + 415 \cdot 12,58 (+4,692) = -70.380 + 70.478 \approx 0 \rightarrow (1 \text{‰})$$

Déformée 2^e MODE
Sens Transversal. (s'y)



$$\begin{aligned} x_3^2 &= -8,064 \\ x_2^2 &= +4,282 \\ x_1^2 &= +4,692 \end{aligned}$$

b) Sens Longitudinal : (même procédé).

Niveau	G_k	$T_k = \sum G_k$	R_{kx}	$\Delta_k = \frac{T_k}{R_{kx}}$	$x_k = \sum \Delta_k$
3	x	x	24,692	$\frac{x}{24,692}$	$\frac{x}{24,692} + \frac{x}{40,033} + \frac{x}{55,398} = 0,0835x$
2	0	x	40,033	$\frac{x}{40,033}$	$\frac{x}{40,033} + \frac{x}{55,398} = 0,0430x$
1	0	x	55,398	$\frac{x}{55,398}$	$\frac{x}{55,398} = 0,0180x$

$$x_3^2 = 46,43 - 0,0835x$$

$$x_2^2 = 36,02 - 0,0430x$$

$$x_1^2 = 19,46 - 0,0180x$$

$$\sum G_k x_k^1 x_k^2 = 0 \rightarrow \text{d'où :}$$

$$257 \cdot 46,43 (46,43 - 0,0835x) + 406 \cdot 36,02 (36,02 - 0,0430x) + 415 \cdot 19,46 (19,46 - 0,0180x) = 0$$

$$x = \frac{257 \cdot 46,43^2 + 406 \cdot 36,02^2 + 415 \cdot 19,46^2}{257 \cdot 46,43 \cdot 0,0835 + 406 \cdot 36,02 \cdot 0,0430 + 415 \cdot 19,46 \cdot 0,0180} = 699 \text{ t}$$

d'où :

$$x_3^2 = 46,43 - 0,0835 \cdot 699 = -11,936$$

$$x_2^2 = 36,02 - 0,0430 \cdot 699 = +5,963$$

$$x_1^2 = 19,46 - 0,0180 \cdot 699 = +6,878$$

Verification:

$$257 \cdot 46,43 (-11,936) + 406 \cdot 36,02 (+5,963) + 415 \cdot 19,46 (+6,878) =$$

$$= -142.426 + 142.749 = 0 \rightarrow (2\% \dots)$$

Déformée 2^e MODE
Sens longitudinal ($S^+ x$)

$$x_3^2 = -11,936$$

$$x_2^2 = +5,963$$

$$x_1^2 = +6,878$$

Détermination de la période de pulsation relative au 2^e MODE

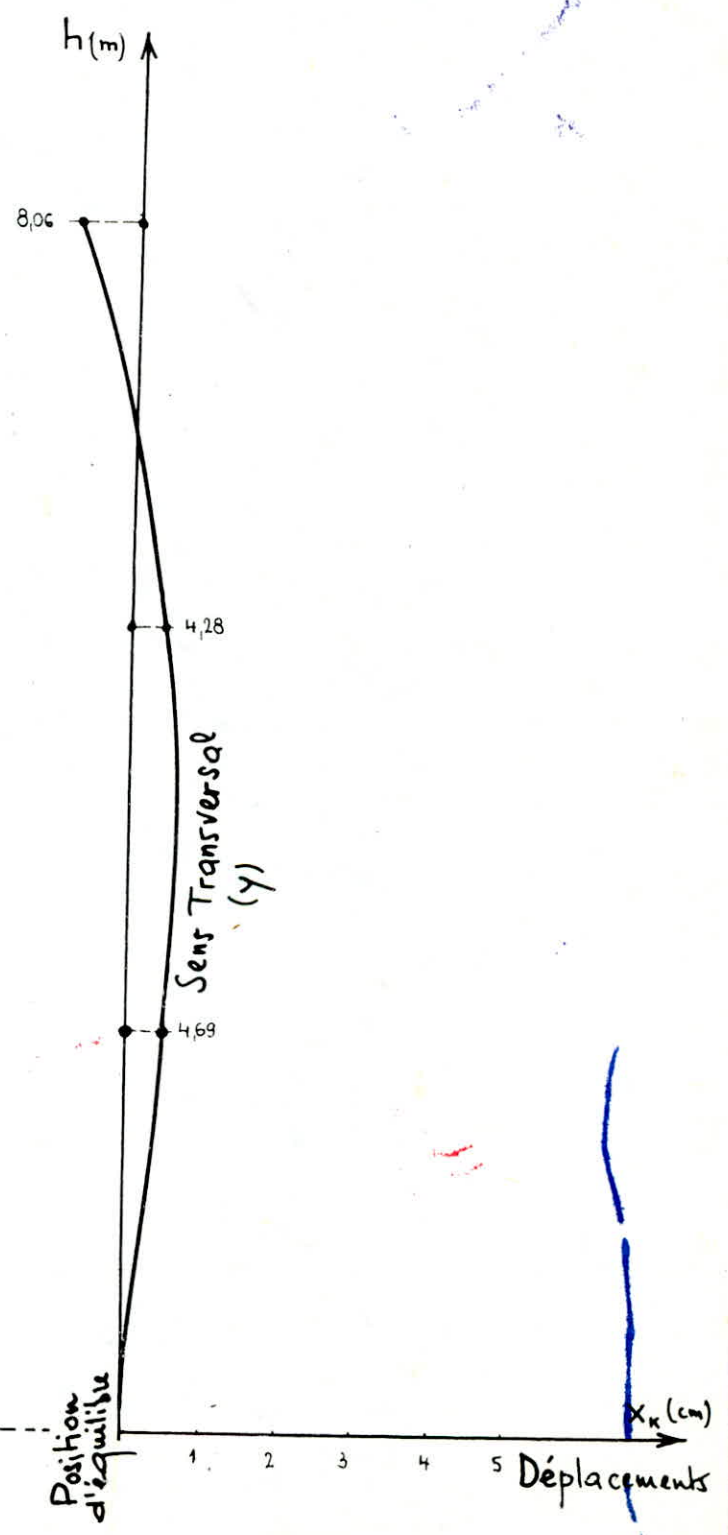
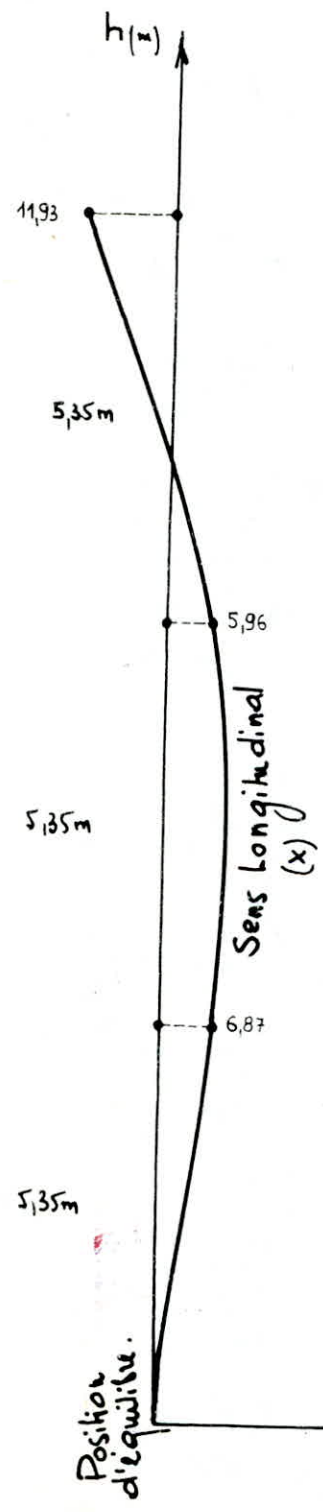
$$T_y^2 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{257 \cdot (-8,064)^2 + 406 \cdot (+4,282)^2 + 415 \cdot (+4,692)^2}{257 (-8,064) + 406 (+4,282) + 415 (+4,692)}} = 0,91 \text{ s}$$

$$= 1,13 \text{ s}$$

$$T_x^2 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{257 (-11,936)^2 + 406 (+5,963)^2 + 415 (+6,878)^2}{257 (-11,936) + 406 (+5,963) + 415 (+6,878)}}$$

Déformées
2^e MODE

$$T_y^2 = 0,91 \Delta$$
$$T_x^2 = 1,13 \Delta$$



- Analyse Modale:

- Evaluation des efforts dus au seisme suivant la méthode de Calcul Dynamique simplifié.

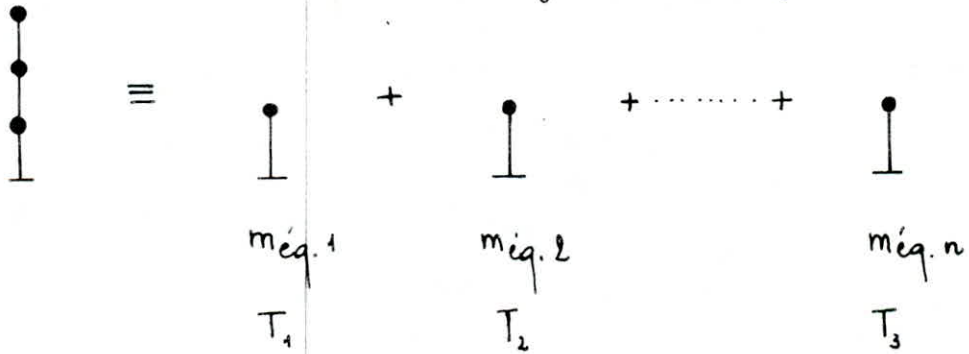
Méthode d'Analyse Modale:

Cette méthode fait l'équivalence entre un système à oscillations forcées à n degré de liberté et plusieurs systèmes possédant chacun:

- 1 seul degré de liberté
- 1 seule oscillation (T)
- 1 masse équivalente $m_{eq.i}$ (i = indice du mode).

$$m_{eq.i} = \frac{\left[\sum m_{ki} x_{ki} \right]^2}{\sum m_{ki} x_{ki}^2}$$

On aboutit donc au découplage suivant:



On définit ensuite un coefficient d'équivalence ϵ donnant une indication sur l'importance de chaque mode:

$$\epsilon_i = \frac{\left(\sum m_{ki} x_{ki} \right)^2}{\sum m_k \left(\sum m_k x_{ki}^2 \right)}$$

Calcul des coefficients d'équivalence:

a) Sens Transversal (S^y):

$$E_{1y} = \frac{(257 \cdot 33,96 + 406 \cdot 26,45 + 415 \cdot 12,58)^2}{(257 + 406 + 415) (257 \cdot 33,96^2 + 406 \cdot 26,45^2 + 415 \cdot 12,58^2)} = 0,87$$

$$E_{2y} = \frac{[257(-8,064) + 406(4,282) + 415(4,692)]^2}{(257 + 406 + 415) [257(-8,064)^2 + 406(4,282)^2 + 415(4,692)^2]} = 0,07$$

Prépondérance des modes:

- 1^{er} mode : 87%
- 2^e mode : 7%
- Autres modes : 6%

b) Sens longitudinal:

$$E_{1x} = \frac{(257 \cdot 46,43 + 406 \cdot 36,02 + 415 \cdot 19,46)^2}{(257 + 406 + 415) (257 \cdot 46,43^2 + 406 \cdot 36,02^2 + 415 \cdot 19,46^2)} = 0,89$$

$$E_{2x} = \frac{[257(-11,936) + 406(5,963) + 415(6,878)]^2}{(257 + 406 + 415) [257(-11,936)^2 + 406(5,963)^2 + 415(6,878)^2]} = 0,07$$

Prépondérance des modes:

- 1^{er} mode : 89%
- 2^e mode : 7%
- Autres modes : 4%

Forces Sismiques de calcul :

La force total sismique pour le mode i est donnée par :

$$F_i = \frac{\left[\sum m_{ki} x_{ki} \right]^2}{\sum m_{ki} x_{ki}^2} (ABD_i)$$

La force au niveau k pour le mode i sera donc donnée par :

$$F_{ki} = F_i \frac{m_{ki} x_{ki}}{\sum m_{ki} x_{ki}} = \frac{\left[\sum m_{ki} x_{ki} \right]^2}{\sum m_{ki} x_{ki}^2} \cdot (ABD_i) \frac{m_{ki} x_{ki}}{\sum m_{ki} x_{ki}}$$

A : coefficient d'accélération de zone

L'ouvrage est classé suivant le groupe d'usage I.
Situation de l'ouvrage : ALGER (ZONE II).

d'où $A = 0,25$.

B : Facteur de comportement de la structure.

portique autostable $\rightarrow B = 1/4$.

D_i : Facteur d'amplification dynamique moyen pour le mode i

sol meuble $\rightarrow D_i = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T_i}}$

Sens Transversal (st y)

$$D_{1y} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1,02}} = 1,400$$

$$D_{2y} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,91}} = 1,482$$

Sens Longitudinal (st x)

$$D_{1x} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1,2}} = 1,291$$

$$D_{2x} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1,13}} = 1,330$$

$$\epsilon_i = \frac{(\sum m_k x_{ki})^2}{\sum m_k (\sum m_k x_{ki}^2)} = \frac{(\sum m_k x_{ki})^2}{(\sum m_k x_{ki}^2)^2} \cdot \frac{1}{\sum m_k} = m_{eq.i} \cdot \frac{1}{\sum m_k}$$

$$\rightarrow m_{eq.i} = \sum m_k \cdot \epsilon_i = (257 + 406 + 415) \cdot \epsilon_i = 1078 \cdot \epsilon_i$$

Sens Transversal ($S^T y$).

MODE 1

$$F_{31y} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,400 (1078 \cdot 0,87) \frac{257 \cdot 33,96}{257 \cdot 33,96 + 406 \cdot 26,45 + 415 \cdot 12,58} =$$

$$F_{31y} = 29^t$$

$$F_{21y} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot (1,400 \cdot (1078 \cdot 0,87)) \cdot \frac{406 \cdot 26,45}{257 \cdot 33,96 + 406 \cdot 26,45 + 415 \cdot 12,58}$$

$$F_{21y} = 36^t$$

$$F_{11y} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,400 (1078 \cdot 0,875) \frac{415 \cdot 12,58}{257 \cdot 33,96 + 406 \cdot 26,45 + 415 \cdot 12,58}$$

$$F_{11y} = 17,5^t$$

MODE 2

$$F_{32y} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,482 (1078 \cdot 0,07) \frac{257 (-8,064)}{257 (-8,064) + 406 (4,282) + 415 (4,692)} = -9,2^t$$

$$F_{22y} = \frac{406 (4,282)}{\dots} = +7,7^t$$

$$F_{12y} = \frac{415 (4,692)}{\dots} = +8,7^t$$

Sens longitudinal (S^{t.x}).

MODE 1

$$F_{31x} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,291 (1078 \cdot 0,89) \cdot \frac{257 \cdot 46,43}{257 \cdot 46,43 + 406 \cdot 36,02 + 415 \cdot 19,46} =$$

$$F_{31x} = 27^t$$

$$F_{21x} = \frac{406 \cdot 36,02}{257 \cdot 46,43 + 406 \cdot 36,02 + 415 \cdot 19,46} =$$

$$F_{21x} = 33^t$$

$$F_{11x} = \frac{415 \cdot 19,46}{257 \cdot 46,43 + 406 \cdot 36,02 + 415 \cdot 19,46} =$$

$$F_{11x} = 18,2^t$$

MODE 2.

$$F_{32x} = 0,25 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,330 (1078 \cdot 0,07) \cdot \frac{257 (-11,936)}{257 (-11,936) + 406 (5,963) + 415 (6,878)} = -8,3^t$$

$$F_{22x} = \frac{406 (5,963)}{257 (-11,936) + 406 (5,963) + 415 (6,878)} = +6,6^t$$

$$F_{12x} = \frac{415 (6,878)}{257 (-11,936) + 406 (5,963) + 415 (6,878)} = +7,8^t$$

Récapitulatif:

		Efforts Sismiques	
		Mode i	
Sens Transv. (S ^{t.y})	Niveau	1	2
	3	29 ^t	-9,2 ^t
	2	36 ^t	+7,7 ^t
1	17,5 ^t	+8,7 ^t	

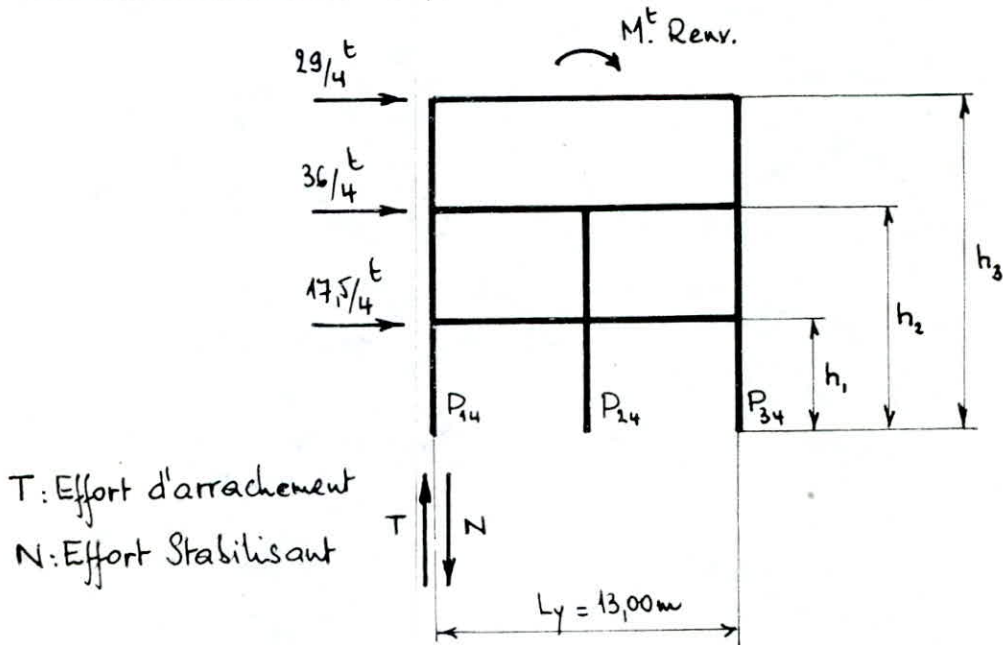
		Efforts Sismiques	
		Mode i	
Sens Long. (S ^{t.x})	Niveau	1	2
	3	27 ^t	-8,3 ^t
	2	33 ^t	+6,6 ^t
1	18,2 ^t	+7,8 ^t	

- RENVERSEMENT -

RPA Art. 3.3.6.

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.

- Sens Transversal: (S^t_y).



T: Effort d'arrachement
N: Effort Stabilisant

Efforts normaux ($G+Q$) venants au Poteau P_{14}

de R_g $\rightarrow 38,16 t$

de P_n $\rightarrow 11,344 t$

Total = $49,504 t = N$

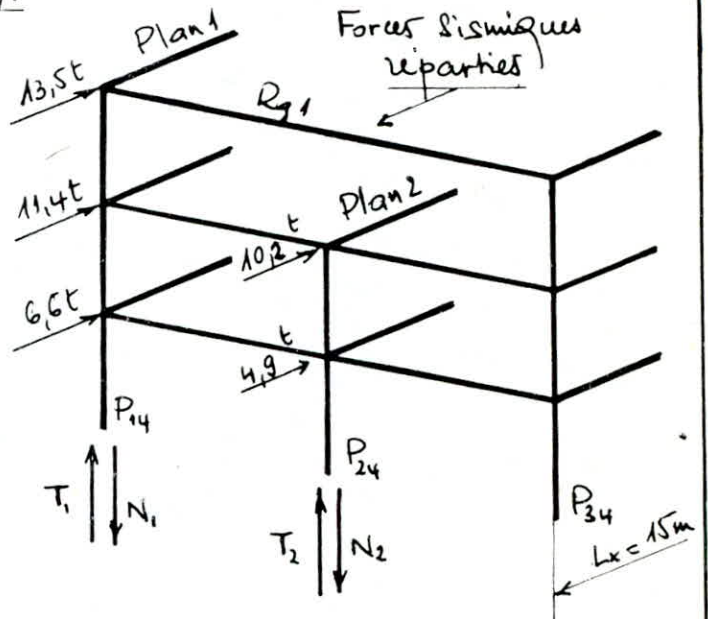
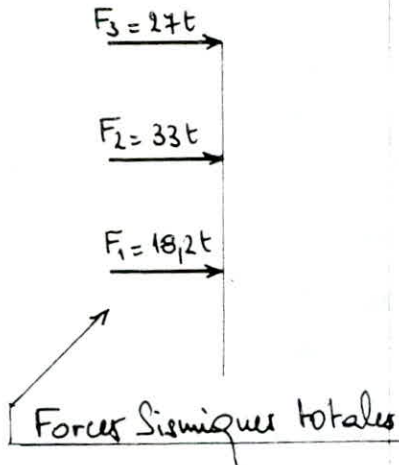
$$M^t_{Renversement} = \sum_{i=1}^3 F_i h_i = 17,5/4 \cdot 5,35 + 36/4 (5,35 \times 2) + 29/4 (5,35 \times 3)$$

$$= 236,068 t.m = M^t_{Renv.}$$

$$M^t_{Renv} = T \cdot L_y \Rightarrow T = \frac{M^t_{Renv.}}{L_y} = \frac{236,068}{13} = 18,16 t$$

$T = 18,16 < N = 49,504 \rightarrow$ Verifié.

- Sens longitudinal (S^t_x).



Portique $P_n 1$

$$F_{3x}' = F_3 \frac{R_{3x}'}{R_{3x}} = 27 \cdot \frac{12346,019}{24692,038} = 13,5t$$

$$F_{2x}' = F_2 \frac{R_{2x}'}{R_{2x}} = 33 \cdot \frac{13843,651}{40033,321} = 11,4t$$

$$F_{1x}' = F_1 \frac{R_{1x}'}{R_{1x}} = 18,2 \cdot \frac{20125,528}{55398,160} = 6,6t$$

Portique $P_n 2$

$$F_{3x}'' = F_3 \frac{R_{3x}''}{R_{3x}} = 27 \cdot \frac{0}{24692,038} = 0$$

$$F_{2x}'' = F_2 \frac{R_{2x}''}{R_{2x}} = 33 \cdot \frac{12346,019}{40033,321} = 10,2t$$

$$F_{1x}'' = F_1 \frac{R_{1x}''}{R_{1x}} = 18,2 \cdot \frac{15147,104}{55398,16} = 4,9t$$

Portique $P_n 1$

$$M_{1, Rev.}^t = \sum_{i=1}^3 F_i h_i = 6,6(5,35) + 11,4(5,35 \times 2) + 13,5(5,35 \times 3) = 373,965 \text{ t.m}$$

$$T_1 = \frac{M_{1, Rev.}^t}{L_x} = \frac{373,965}{15} = 24,93t < N_1 = 49,504t \quad \left(\begin{array}{l} \text{calculé} \\ \text{précédem-} \\ \text{-ment} \end{array} \right)$$

Portique $P_n 2$

Efforts normaux ($G+Q$) venants au poteau P_{24} :
 de R_{g1} : $49,64t$; de $P_n 2$: $30,725t$ \longrightarrow Total $N_2 = 80,365t$

$$M_{2, Rev.}^t = \sum_{i=1}^2 F_i h_i = 4,9(5,35) + 10,2(5,35 \times 2) = 135,355 \text{ t.m}$$

$$T_2 = \frac{M_{2, Rev.}^t}{L_x} = \frac{135,355}{15} = 9t \ll N_2 = 80,365t$$

Calcul des Charges
Horizontales s^t les
Effets du 1^{er} Mode
et du 2^e Mode de
vibration dûs au Seisme

Résumé de la Méthode de MUTO pour le Calcul des Charges Horizontales.

9- Calcul des efforts tranchants de niveau (j) revenant à chaque portique : transversal et longitudinal par les formules suivantes :

$$T_{jx}^{(l)} = Z_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} + Z_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{R_{j0}} \cdot y_0$$

$$T_{jy}^{(t)} = Z_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} + Z_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)}}{R_{j0}} \cdot x_0$$

avec :

T_{jx}, T_{jy} : efforts tranchants de niveau j.

Z_{jx}, Z_{jy} : efforts tranchants d'étage.

$y_j^{(l)}, x_j^{(t)}$: distance entre centre de torsion - portique considéré

x_0, y_0 : position du c.d.g. / centre de torsion.

10- Calcul des déplacements relatifs de niveau j revenant à chaque portique : dans les 2 sens.

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

11- Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque poteau des portiques transversal et longitudinal.

$$t_j = \frac{a_j K_j}{\sum a_j K_j} T_j = \frac{a_j K_j}{D_j} T_j$$

12- Détermination de la position du point de moment nul $z = y^h$
avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

y_0 : coefficient donné par les tableaux en fonction de \bar{K} , du nombre total de niveau que comporte le portique, et du numéro du niveau.

charge uniforme \rightarrow Tableau n° 3
 charge triangulaire \rightarrow Tableau n° 2. (avec poteaux encastres à la base)

Nota: Dans le cas des poteaux articulés à leur base; les tableaux 2 et 3 donnant y_0 pour les poteaux encastres à leur base peuvent être utilisés: les valeurs du 1^{er} niveau seront remplacées par zéro; et les valeurs des autres niveaux seront maintenues.

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et inférieures; est donné par le tableau n° 4 en fonction de α_1 et de \bar{K}

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2 \rightarrow \text{poutres sup.}^{15}}{K_3 + K_4 \rightarrow \text{poutres inf.}^{15}}$$

y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage, de l'étage supérieur adjacent, est donné par le tableau n° 5. en fonction de α_2 et \bar{K} .

$$\alpha_2 = \frac{h_s}{h} \rightarrow \text{niveau considéré.}$$

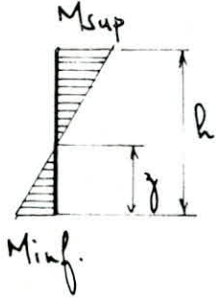
(pour le dernier niveau $y_2 = 0$)

y_3 : Terme de correction dû à la variation de la hauteur de l'étage inférieur adjacent, est donné par le tableau n° 5 en fonction de α_3 et \bar{K} .

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \rightarrow \text{niveau considéré.}$$

pour le 1^{er} niveau $y_3 = 0$.

13- Calcul des moments aux têtes des poteaux :

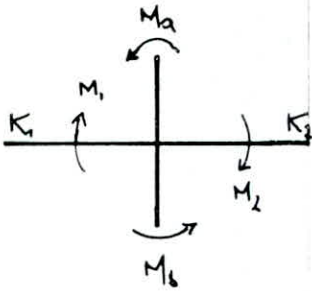


$$M_{sup} = t (h - z)$$

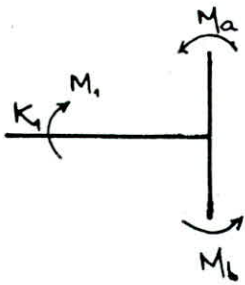
$$M_{inf} = t (z)$$

avec t : effort tranchant revenant au poteau considéré

14- Calcul des moments dans les poutres :



$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \end{cases}$$



$$\Rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

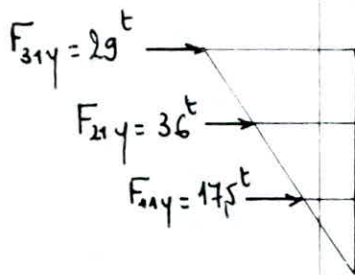
1- Sens Transversal (Sty).

L'effort tranchant de niveau T_{ij} dans un portique transversal est d'autant plus élevé que le terme x_j est grand. Ce qui vient à traiter le portique le plus éloigné du centre de torsion (le plus sollicité). Dans notre cas le portique sera Rq 1.

Portique Rq 1.

1er MODE

Forces Sismiques



Efforts tranchants d'étage.

$$\begin{aligned} T_{31y} &= 29^t \\ T_{21y} &= 65^t \\ T_{11y} &= 82,5^t \end{aligned}$$

$$T_{3y} = 29 \cdot \frac{8556,291}{34225,164} + 29 \frac{8556,291}{2,135 \cdot 10^{10}} \cdot (-801)(-75) = 7,95^t$$

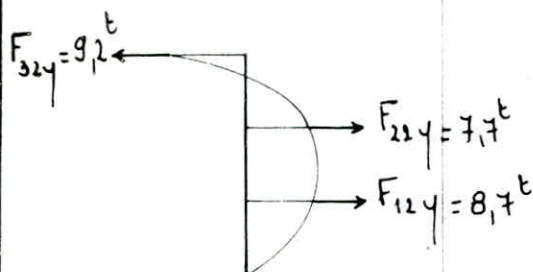
$$T_{2y} = 65 \frac{11948,611}{47794,444} + 65 \frac{11948,611}{2,686 \cdot 10^{10}} \cdot (-760)(75) = 17,90^t$$

$$T_{1y} = 82,5 \frac{21415,742}{85662,968} + 82,5 \frac{21415,742}{4,418 \cdot 10^{10}} \cdot (-760)(75) = 22,90^t$$

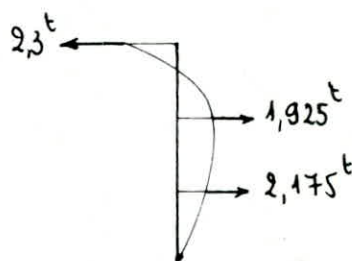
2^e MODE

La répartition des charges horizontales étant non triangulaire pour le 2^e MODE, la méthode de MUTO ne sera donc pas appliquée. Le calcul sera fait par la méthode des déplacements. Dans le sens Transversal (Sty), les quatre portiques étant identiques, les efforts sismiques seront répartis comme suit:

Forces Sismiques Totales



Forces Sismiques revenant au portique Rq 1.

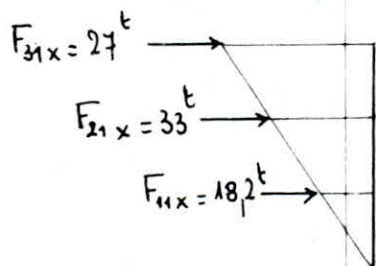


2- Sens Longitudinal : (S^x).

a) Portique P_n 1 (de rive).

1^{er} MODE

Forces Sismiques



Efforts Tranchants d'étage.

$$\begin{aligned} \tau_{31x} &= 27^t \\ \tau_{21x} &= 60^t \\ \tau_{11x} &= 78,2^t \end{aligned}$$

$$T_{3x'} = 27 \cdot \frac{12346,019}{24692,038} + 27 \cdot \frac{12346,019}{2,135 \cdot 10^{10}} (-725) (-75) = 14,35^t$$

$$T_{2x'} = 60 \cdot \frac{13843,651}{40033,321} + 60 \cdot \frac{13843,651}{2,686 \cdot 10^{10}} (-725) (-75) = 22,43^t$$

$$T_{1x'} = 78,2 \cdot \frac{20125,528}{55398,160} + 78,2 \cdot \frac{20125,528}{4,418 \cdot 10^{10}} (-735) (-75) = 30,37^t$$

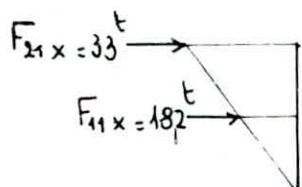
2^e MODE :

Dans le sens longitudinal, les trois portiques étant non identiques, la répartition des efforts se fera en fonction des rigidités de chaque portique. (voir figure 1, ci-après).

b, Portique P_n 2 (intermédiaire).

1^{er} MODE.

Forces Sismiques



Efforts Tranchants d'étage.

$$Z_{21x} = 33^t$$

$$Z_{11x} = 51,2^t$$

$$T_{2x}'' = 33 \cdot \frac{12346,019}{40033,321} + 33 \cdot \frac{12346,019}{2,686 \cdot 10^{10}} (-75)(-75) = 10,26^t$$

$$T_{1x}'' = 51,2 \cdot \frac{15147,104}{55398,160} + 51,2 \cdot \frac{15147,104}{4,418 \cdot 10^{10}} (-85)(-75) = 14,11^t$$

2^e MODE.

Portique P_n 1

$$F_{32x}' = F_{32} \cdot \frac{R_{3x}'}{R_{3x}} = 8,3 \cdot \frac{12346,019}{24692,038} = 4,15^t$$

$$F_{22x}' = F_{22} \cdot \frac{R_{2x}'}{R_{2x}} = 6,6 \cdot \frac{13843,651}{40033,321} = 2,28^t$$

$$F_{12x}' = F_{12} \cdot \frac{R_{1x}'}{R_{1x}} = 7,8 \cdot \frac{20125,528}{55398,160} = 2,83^t$$

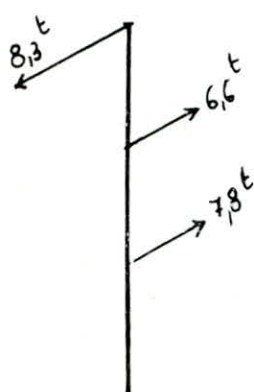
Portique P_n 2.

$$F_{32x}'' = F_{32} \cdot \frac{R_{3x}''}{R_{3x}} = 8,3 \cdot \frac{0}{24692,038} = 0$$

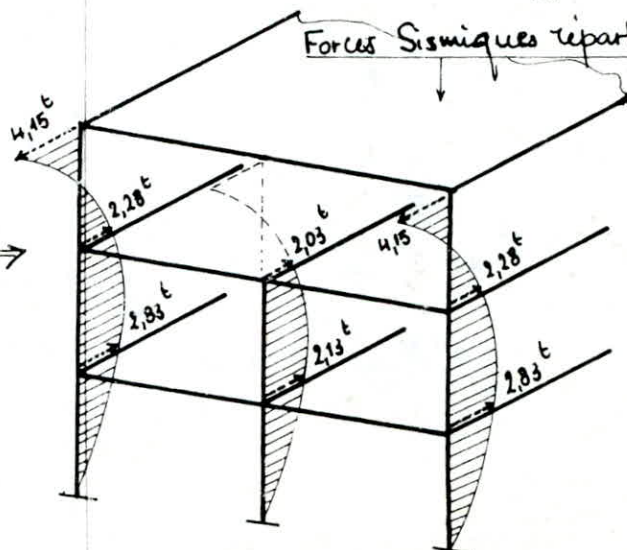
$$F_{22x}'' = F_{22} \cdot \frac{R_{2x}''}{R_{2x}} = 6,6 \cdot \frac{12346,019}{40033,321} = 2,03^t$$

$$F_{12x}'' = F_{12} \cdot \frac{R_{1x}''}{R_{1x}} = 7,8 \cdot \frac{15147,104}{55398,160} = 2,13^t$$

Forces Sismiques totales:



Forces Sismiques réparties:



Sens Transversal ($S^T y$)
Portique Rq 1.

Niveau	File de Potéau	$\frac{aK_p}{\sum aK_p}$	T_{ij} (t)	t_{ij} (t)	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z = yR$ (m)	M _{inf.} (t.m)	$R - z$ (m)	M _{sup.} (t.m)
3	1	0,5	7,95	3,97	0,50	0	0	0	0,50	2,67	10,60	2,68	10,64
	3	0,5	7,95	3,97	0,50	0	0	0	0,50	2,67	10,60	2,68	10,64
2	1	0,333	17,90	5,96	0,45	0	0	0	0,45	2,41	14,36	2,94	17,52
	2	0,332	17,90	5,94	0,50	0	0	0	0,50	2,67	15,86	2,68	15,92
	3	0,333	17,90	5,96	0,45	0	0	0	0,45	2,41	14,36	2,94	17,52
1	1	0,396	22,90	9,07	0,70	0	0	0	0,70	3,74	33,92	1,61	14,60
	2	0,208	22,90	4,76	0,55	0	0	0	0,55	2,94	13,99	2,41	11,47
	3	0,396	22,90	9,07	0,70	0	0	0	0,70	3,74	33,92	1,61	14,60

Sens Longitudinal (S^t.x)
Portique P_n 1

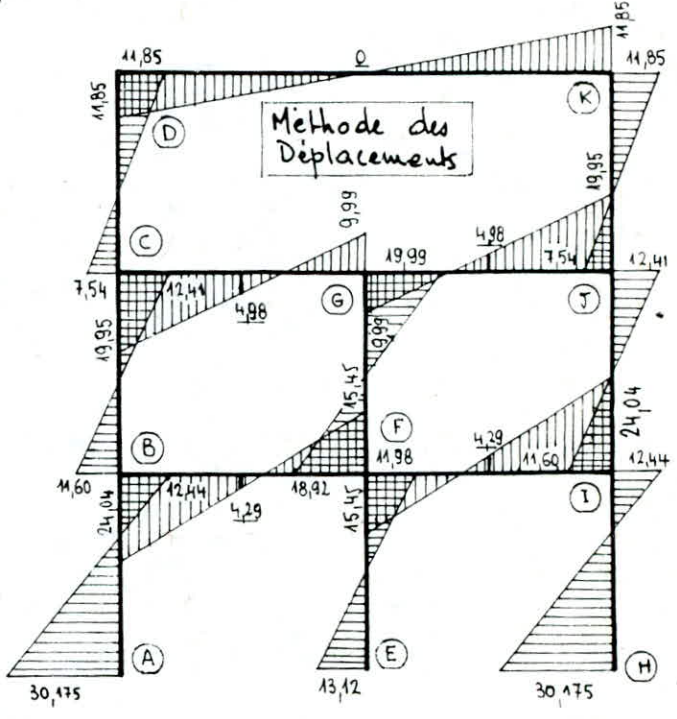
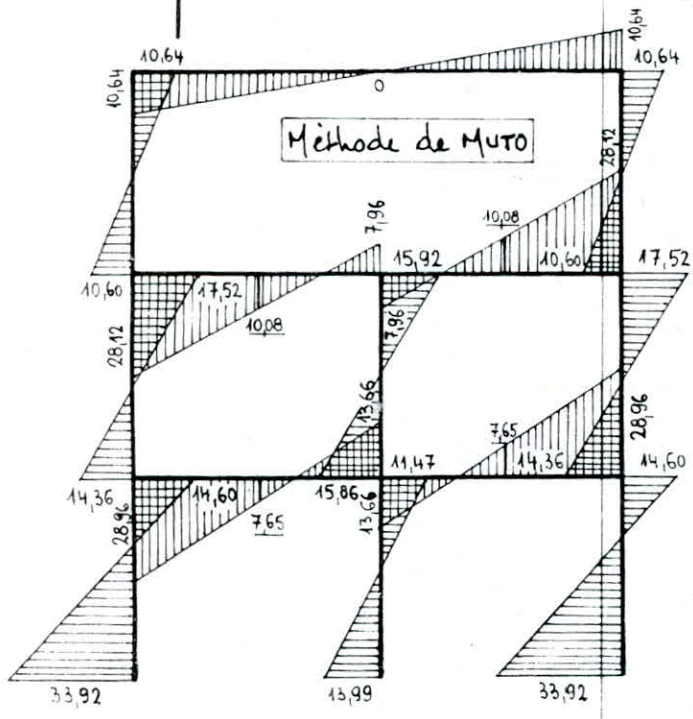
Niveau	File de Poutre	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T _{ij} (t)	t _{ij} (t)	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	z = y ₀ (m)	M _{inf.} (t.m)	R _z (m)	M _{sup.} (t.m)
3	1	0,209	14,35	3	0,428	0	0	0	0,428	2,29	6,87	3,06	9,18
	2	0,291	14,35	4,17	0,45	0	0	0	0,45	2,41	10,05	2,94	12,26
	3	0,291	14,35	4,17	0,45	0	0	0	0,45	2,41	10,05	2,94	12,26
	4	0,209	14,35	3	0,428	0	0	0	0,428	2,29	6,87	3,06	9,18
2	1	0,204	22,43	4,57	0,463	0	0	0	0,463	2,48	11,33	2,87	13,11
	2	0,295	22,43	6,61	0,50	0	0	0	0,50	2,67	17,65	2,68	17,71
	3	0,295	22,43	6,61	0,50	0	0	0	0,50	2,67	17,65	2,68	17,71
	4	0,204	22,43	4,57	0,463	0	0	0	0,463	2,48	11,33	2,87	13,11
1	1	0,222	30,37	6,74	0,65	0	0	0	0,65	3,48	23,45	1,87	12,60
	2	0,277	30,37	8,41	0,60	0	0	0	0,60	3,21	26,99	2,14	17,99
	3	0,277	30,37	8,41	0,60	0	0	0	0,60	3,21	26,99	2,14	17,99
	4	0,222	30,37	6,74	0,65	0	0	0	0,65	3,48	23,45	1,87	12,60

Sens longitudinal (S^t-x)
Portique P_n 2.

Niveau	File de Poteau	$\frac{aK_p}{\sum aK_p}$	T _{ij} (t)	t _{ij} (t)	Y ₀	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y	z = y h	M _{inf.} (t.m)	h-z (t.m)	M _{sup.} (t.m)
2	1	0,209	10,26	2,14	0,45	0	0	0	0,45	2,41	5,16	2,94	6,29
	2	0,291	10,26	2,98	0,45	0	0	0	0,45	2,41	7,18	2,94	8,76
	3	0,291	10,26	2,98	0,45	0	0	0	0,45	2,41	7,18	2,94	8,76
	4	0,209	10,26	2,14	0,45	0	0	0	0,45	2,41	5,16	2,94	6,29
1	1	0,225	14,11	3,17	0,57	0	0	0	0,57	3,05	9,67	2,30	7,29
	2	0,275	14,11	3,88	0,55	0	0	0	0,55	2,94	11,41	2,41	9,35
	3	0,275	14,11	3,88	0,55	0	0	0	0,55	2,94	11,41	2,41	9,35
	4	0,225	14,11	3,17	0,57	0	0	0	0,57	3,05	9,67	2,30	7,29

Diagrammes des Moments du Portique R_g1

Effets du 1^{er} MODE



Effets du 2^e MODE

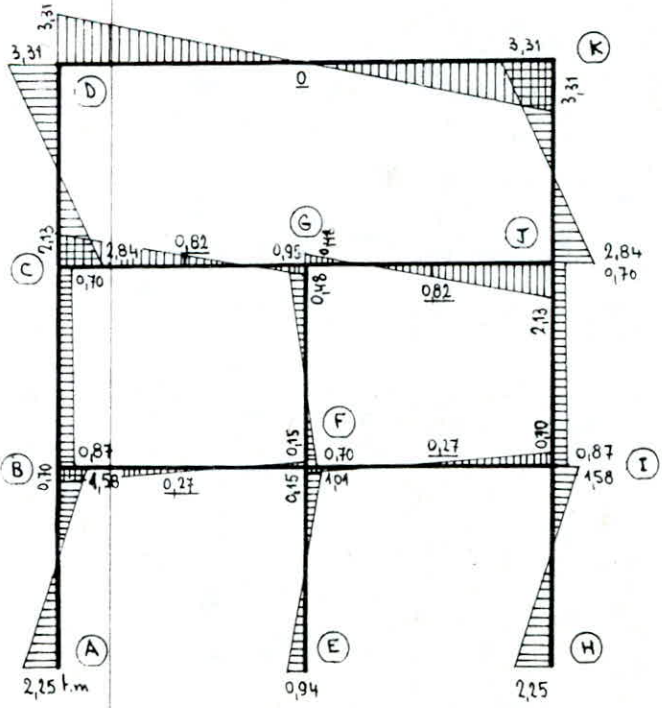
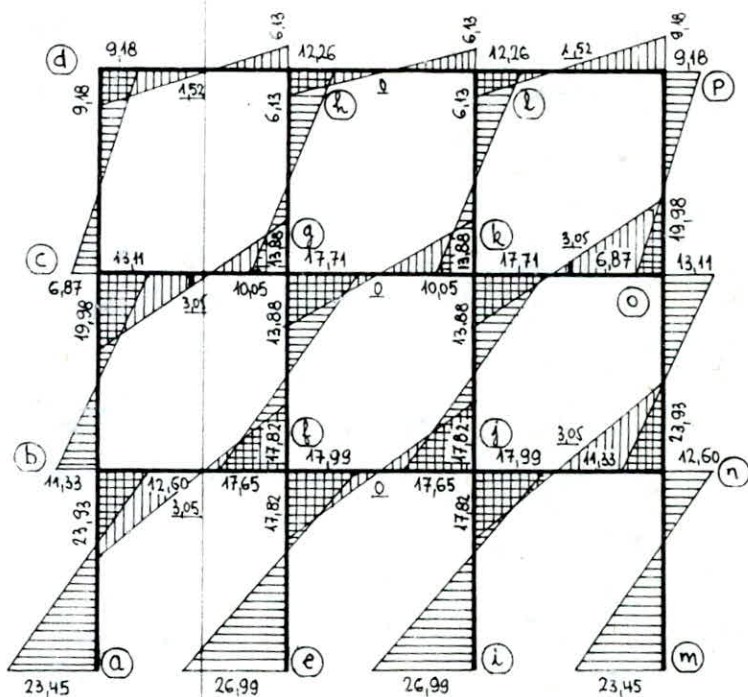


Diagramme des Moments du Portique P_n 1

Effets du 1^{er} MODE



Effets du 2^e MODE

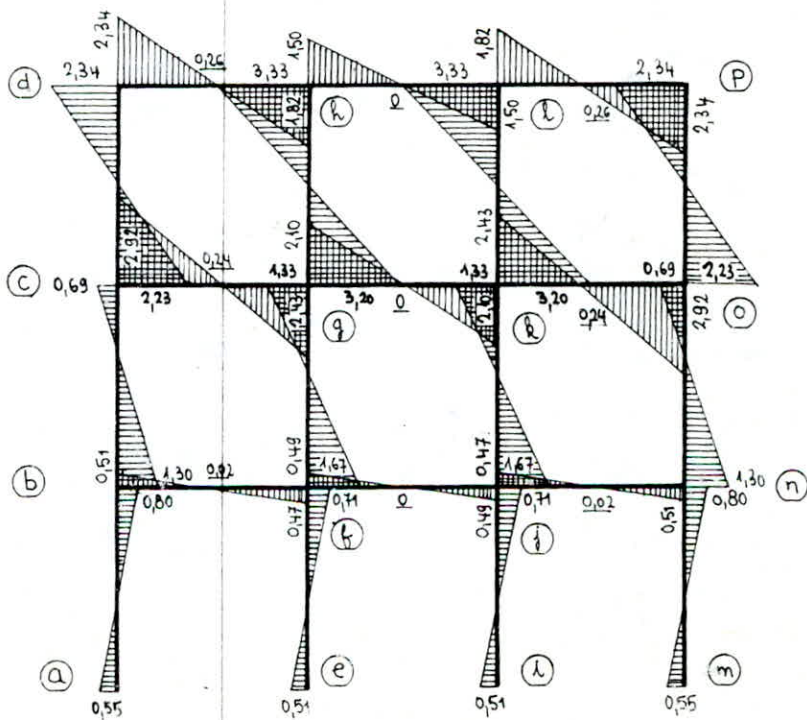
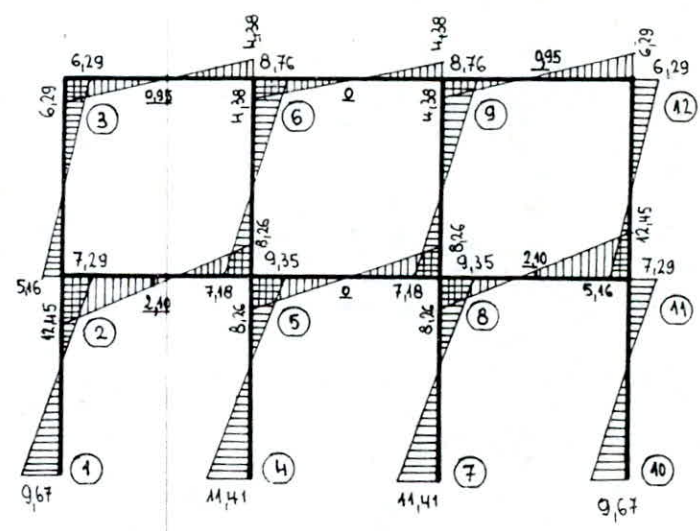
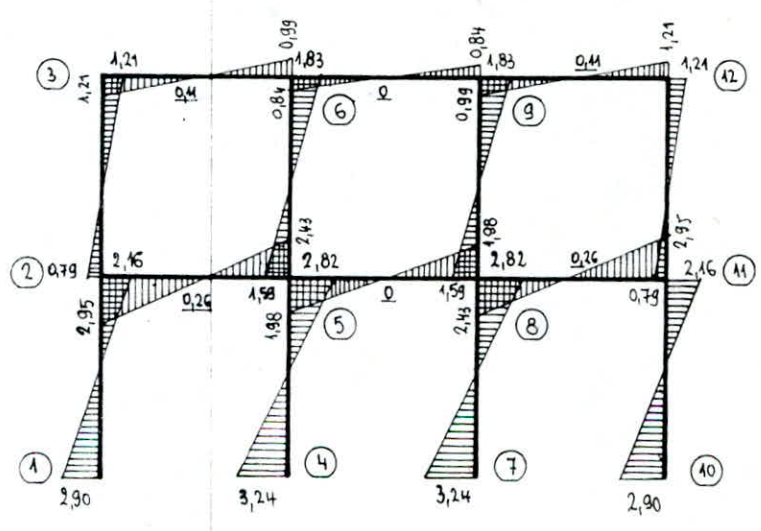


Diagramme des Moments du Portique P_n 2

Effets du 1^{er} MODE



Effets du 2^e MODE



M, N, T
Portique Rq 1

$\overleftrightarrow{SI_H}$

MOMENTS

$$M_{\text{resultant}} = \pm \sqrt{\sum M_i^2} = \pm \sqrt{M_1^2 + M_2^2}$$

BARRE CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
1 ^{er} MODE	-30,17	12,44	24,04	-4,60	12,44	19,95	-7,54	11,85	11,85	-13,12	-15,45	11,98	-18,92	15,45	-9,99	19,99	9,99	30,17	-12,44	-24,04	11,60	-19,95	-12,44	7,54	-11,85	-11,85
2 ^e MODE	-2,25	1,58	0,70	0,87	0,70	-2,13	2,84	-3,31	-3,31	-0,94	-0,15	1,01	0,70	0,15	0,48	-0,95	-0,48	2,25	-1,58	-0,15	-0,87	2,13	-0,70	-2,84	3,31	3,31
$M(\overleftrightarrow{SI_H})$	-30,25	12,54	24,05	-11,63	12,43	20,06	-8,06	12,30	12,30	-13,15	-15,45	12,02	-18,93	15,45	-10	20,01	10	30,25	-12,54	-24,04	11,63	-20,06	-12,43	8,06	-12,30	-12,30
$M(\overleftarrow{SI_H})$	30,25	-12,54	-24,05	11,63	-12,43	-20,06	8,06	-12,30	-12,30	13,15	15,45	-12,02	18,93	-15,45	10	-20,01	-10	-30,25	12,54	24,04	-11,63	20,06	12,43	-8,06	12,30	12,30

TRANCHANTS

BARRE CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK	KJ	KD
1 ^{er} MODE	7,96	7,96	-6,07	4,49	4,49	-4,60	3,62	3,62	-1,82	4,69	-6,07	4,69	7,27	-6,07	-4,60	7,27	-4,60	7,96	7,96	-6,07	4,49	-4,60	4,49	3,62	3,62	-1,82
2 ^e MODE	0,72	0,72	-0,13	-0,03	-0,03	0,40	-1,15	-1,15	0,51	0,36	-0,13	0,36	-0,21	-0,13	0,40	-0,31	0,40	0,72	0,72	-0,13	-0,03	0,40	-0,03	-1,15	-1,15	0,51
$T(\overleftrightarrow{SI_H})$	7,99	7,99	-6,07	4,49	4,49	-4,62	3,80	3,80	-1,89	4,70	-6,07	4,70	7,27	-6,07	-4,62	7,27	-4,62	7,99	7,99	-6,07	4,49	-4,62	4,49	3,80	3,80	-1,89
$T(\overleftarrow{SI_H})$	-7,99	-7,99	6,07	-4,49	-4,49	4,62	-3,80	-3,80	1,89	-4,70	6,07	-4,70	-7,27	6,07	4,62	-7,27	4,62	-7,99	-7,99	6,07	-4,49	4,62	-4,49	-3,80	-3,80	1,89

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

BARRE CAS	AB	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DK	EF	FB	FE	FG	FI	GC	GF	GJ	HI	IH	IF	IJ	JG	JI	JK			
1 ^{er} MODE	-12,50			-6,43			-1,82			0			0					12,50			6,43			1,82			
2 ^e MODE	+0,78			0,91			0,51			0			0						-0,78			-0,91			-0,51		
$N(\overleftrightarrow{SI_H})$	-12,52			-6,49			-1,89			0			0						12,52			6,49			1,89		
$N(\overleftarrow{SI_H})$	12,52			6,49			1,89			0			0						-12,52			-6,49			-1,89		

M, N, T
Portique Pn 2

$\vec{S}I_H$

MOMENTS

$$M_{\text{résultant}} = \pm \sqrt{\sum M_i^2} = \pm \sqrt{M_1^2 + M_2^2}$$

BARRE CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
1 ^{er} MODE	-9,67	7,29	-5,16	6,29	-11,11	9,35	-7,18	8,76	-11,41	9,35	-7,18	8,76	9,67	-7,29	5,16	-6,29	12,45	-8,26	8,26	-8,26	8,26	-12,45	6,29	-4,38	4,38	-4,38	4,38	-6,29
2 ^e MODE	-2,90	2,16	-0,79	1,21	-3,24	2,82	-1,59	1,83	-3,24	2,82	-1,59	1,83	2,90	-2,16	0,79	-1,21	2,95	-2,43	1,98	-1,98	2,43	-2,95	1,21	-0,99	0,84	-0,84	0,99	-1,21
$M(\vec{S}I_H)$	-10,09	7,60	-5,22	6,40	-11,86	9,76	-7,35	8,95	-11,86	9,76	-7,35	8,95	10,09	-7,60	5,22	-6,40	12,79	-8,61	8,49	-8,49	8,61	-12,79	6,40	-4,49	4,46	-4,46	4,49	-6,40
$M(\overleftarrow{S}I_H)$	10,09	-7,60	5,22	-6,40	11,86	-9,76	7,35	-8,95	11,86	-9,76	7,35	-8,95	-10,09	7,60	-5,22	6,40	-12,79	8,61	-8,49	8,49	-8,61	12,79	-6,40	4,49	-4,46	4,46	-4,49	6,40

TRANCHANTS

BARRE CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
1 ^{er} MODE	3,17	3,17	2,14	2,14	3,88	3,88	2,98	2,98	3,88	3,88	2,98	2,98	3,17	3,17	2,14	2,14	-4,14	-4,14	-3,30	-3,30	-4,14	-4,14	-2,13	-2,13	-1,75	-1,75	-2,13	-2,13
2 ^e MODE	0,94	0,94	0,37	0,37	1,13	1,13	0,64	0,64	1,13	1,13	0,64	0,64	0,94	0,94	0,37	0,37	-1,07	-1,07	-0,79	-0,79	-1,07	-1,07	-0,44	-0,44	-0,34	-0,34	-0,44	-0,44
$T(\vec{S}I_H)$	3,30	3,30	2,17	2,17	4,04	4,04	3,05	3,05	4,04	4,04	3,05	3,05	3,30	3,30	2,17	2,17	-4,27	-4,27	-3,39	-3,39	-4,27	-4,27	-2,19	-2,19	-1,78	-1,78	-2,17	-2,17
$T(\overleftarrow{S}I_H)$	-3,30	-3,30	-2,17	-2,17	-4,04	-4,04	-3,05	-3,05	-4,04	-4,04	-3,05	-3,05	-3,30	-3,30	-2,17	-2,17	4,27	4,27	3,39	3,39	4,27	4,27	2,19	2,19	1,78	1,78	2,17	2,17

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

COMP. (+)
TRACT. (-)

BARRE CAS	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11	2-5	5-2	5-8	8-5	8-11	11-8	3-6	6-3	6-9	9-6	9-12	12-9
1 ^{er} MODE	-6,27		-2,13		1,22		0,38		-1,22		-0,38		6,27		2,13													
2 ^e MODE	-1,51		-0,44		0,38		0,10		-0,38		-0,10		1,51		0,44													
$N(\vec{S}I_H)$	-6,45		-2,17		1,28		0,39		-1,28		-0,39		6,45		2,17													
$N(\overleftarrow{S}I_H)$	6,45		2,17		-1,28		-0,39		1,28		0,39		-6,45		-2,17													

M, N, T
Portique Pn1

$\overleftrightarrow{SI_H}$

MOMENTS

$M_{résultant} = \pm \sqrt{\sum M_i^2} = \pm \sqrt{M_1^2 + M_2^2}$

CAS \ BARRE	ab	ba	ef	f.e	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
1 ^{er} MODE	-23,45	12,60	-26,99	17,99	-26,99	17,99	23,45	-12,60	-11,33	13,11	-17,65	17,71	-17,65	17,71	11,33	-13,11	-6,87	9,18	-10,05	12,26	-10,05	12,26	6,87	-9,18
2 ^e MODE	-0,55	0,80	-0,51	0,71	-0,51	0,71	0,55	-0,80	1,30	-0,69	1,67	-1,33	1,67	-1,33	-1,30	0,69	2,23	-2,34	3,20	-3,33	3,20	-3,33	-2,23	2,34
M ($\overleftrightarrow{SI_H}$)	-23,45	12,62	-26,99	18,00	-26,99	18,00	23,45	-12,62	-11,40	13,13	-17,73	17,76	-17,73	17,76	11,40	-13,13	-7,22	9,47	-10,55	12,70	-10,55	12,70	7,22	-9,47
M ($\overleftarrow{SI_H}$)	23,45	-12,62	26,99	-18,00	26,99	-18,00	-23,45	12,62	11,40	-13,13	17,73	-17,76	17,73	-17,76	-11,40	13,13	7,22	-9,47	10,55	-12,70	10,55	-12,70	-7,22	9,47

TRANCHANTS

CAS \ BARRE	ab	ba	ef	f.e	ij	ji	mn	nm	bc	cb	f.g	g.f	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
1 ^{er} MODE	6,74	6,74	8,41	8,41	8,41	8,41	6,74	6,74	4,57	4,57	6,61	6,61	6,61	6,61	4,57	4,57	3,00	3,00	4,17	4,17	4,17	4,17	3,00	3,00
2 ^e MODE	0,25	0,25	0,23	0,23	0,23	0,23	0,25	0,25	-0,37	-0,37	-0,56	-0,56	-0,56	-0,56	-0,37	-0,37	-0,85	-0,85	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-0,85	-0,85
T ($\overleftrightarrow{SI_H}$)	6,74	6,74	8,41	8,41	8,41	8,41	6,74	6,74	4,58	4,58	6,63	6,63	6,63	6,63	4,58	4,58	3,12	3,12	4,34	4,34	4,34	4,34	3,12	3,12
T ($\overleftarrow{SI_H}$)	-6,74	-6,74	-8,41	-8,41	-8,41	-8,41	-6,74	-6,74	-4,58	-4,58	-6,63	-6,63	-6,63	-6,63	-4,58	-4,58	-3,12	-3,12	-4,34	-4,34	-4,34	-4,34	-3,12	-3,12

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

COMP. (+)
TRACT. (-)

complément du tableau \rightarrow

CAS \ BARRE	ab	ba	ef	f.e	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
1 ^{er} MODE	-18,16		3,05		-3,05		18,16		-9,83		1,83		-1,83		9,83		-3,06		0,61		-0,61		3,06	
2 ^e MODE	2,10		-0,46		0,46		-2,10		1,90		-0,46		0,46		-1,90		0,83		-0,23		0,23		-0,83	
N ($\overleftrightarrow{SI_H}$)	-18,30		3,08		-3,08		18,30		-10,01		1,88		-1,88		10,01		-3,17		0,65		-0,65		3,17	
N ($\overleftarrow{SI_H}$)	18,30		-3,08		3,08		-18,30		10,01		-1,88		1,88		-10,01		3,17		-0,65		0,65		-3,17	

M, N, T
Portique P₁

\vec{S}_H

MOMENTS

$$M_{\text{resultant}} = \pm \sqrt{\sum M_i^2} = \pm \sqrt{M_1^2 + M_2^2}$$

BARRE CAS	bf	fb	fj	ff	jw	nj	cg	gc	gk	kg	ko	ok	dh	hd	hl	lh	lp	pl
1 ^{er} MODE	23,93	-17,82	17,82	-17,82	17,82	-23,93	19,98	-13,88	13,88	-13,88	13,88	-19,98	9,18	-6,13	6,13	-6,13	6,13	-9,18
2 ^e MODE	-0,51	0,47	-0,49	0,49	-0,47	0,51	-2,92	2,43	-2,10	2,10	-2,43	2,92	-2,34	1,82	-1,50	1,50	-1,82	2,34
M(\vec{S}_H)	23,93	-17,82	17,82	-17,82	17,82	-23,93	20,19	-14,09	14,09	-14,09	14,09	-20,19	9,47	-6,39	6,31	-6,31	6,39	-9,47
M(\vec{S}_H)	-23,93	17,82	-17,82	17,82	-17,82	23,93	-20,19	14,09	-14,09	14,09	-14,09	20,19	-9,47	6,39	-6,31	6,31	-6,39	9,47

TRANCHANTS

BARRE CAS	bf	fb	fj	ff	jw	nj	cg	gc	gk	kg	ko	ok	dh	hd	hl	lh	lp	pl
1 ^{er} MODE	-8,35	-8,35	-7,13	-7,13	-8,35	-8,35	-6,77	-6,77	-5,55	-5,55	-6,77	-6,77	-3,06	-3,06	-2,45	-2,45	-3,06	-3,06
2 ^e MODE	0,19	0,19	0,20	0,20	0,19	0,19	1,07	1,07	0,84	0,84	1,07	1,07	0,83	0,83	0,60	0,60	0,83	0,83
T(\vec{S}_H)	-8,35	-8,35	-7,13	-7,13	-8,35	-8,35	-6,85	-6,85	-5,61	-5,61	-6,85	-6,85	-3,17	-3,17	-2,52	-2,52	-3,17	-3,17
T(\vec{S}_H)	8,35	8,35	7,13	7,13	8,35	8,35	6,85	6,85	5,61	5,61	6,85	6,85	3,17	3,17	2,52	2,52	3,17	3,17

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

BARRE CAS	bf	fb	fj	ff	jw	nj	cg	gc	gk	kg	ko	ok	dh	hd	hl	lh	lp	pl
1 ^{er} MODE																		
2 ^e MODE																		
N(\vec{S}_H)																		
N(\vec{S}_H)																		

- DÉFORMATIONS HORIZONTALES - (R.P.A)

Art. 2.3.2.4.

- Sous l'action des secousses, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable. A défaut de justifications suivant l'article 3.3.8.1, le joint entre deux blocs contigus aura une largeur supérieure à $H_1/300$ où H_1 représente la hauteur du bloc le moins haut.

Art. 3.3.7.1. - Déplacements relatifs -

- Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par le facteur $(1/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif. Le rapport $(1/2B)$ ne doit pas être plus petit que 1.
- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Art. 3.3.7.2

- Toutes les parties des structures doivent être calculées et construites comme des unités autonomes résistantes aux forces horizontales à moins qu'elles ne soient séparées structurellement par une distance suffisante qui leur permet d'éviter des contacts par suite des déplacements dus à l'action du séisme ou du vent. Des règles spécifiques sont données dans l'article 2.3.2.4.
- Dans notre cas le déplacement relatif de l'étage j sera déterminé à l'aide de la formule de MUTO.

$$\delta_j = \frac{Z_j}{R_j} \left(\frac{1}{2B} \right)$$

B: Facteur de comportement de la structure.

Déplacement relatif latéral admissible d'un étage $\rightarrow \bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 535 = 4 \text{ cm}$

Sens longitudinal (S^x).

Largeur du joint entre blocs

Le plus grand déplacement du dernier niveau sera obtenu en considérant le cas le plus défavorable où les deux blocs vibrent en opposition de phase.

$$l = \sum_{j=1}^3 \delta_{jx}(A) + \sum_{j=1}^3 \delta_{jx}(B) = 2 \sum_{j=1}^3 \delta_{jx}$$

$$= 2[1,09 + 0,82 + 0,33] = 4,5 \text{ cm}$$

on adoptera : $l = 6 \text{ cm}$.

Sens Transversal : (S^y)

Le déplacement maximal du dernier niveau dans le sens transversal à prendre en considération sera :

$$f_y = \sum_{j=1}^3 \delta_{jy} = 0,85 + 0,75 + 0,20 = 1,8 \text{ cm}$$

-COMBINAISONS
des CHARGES

-Courbes
Enveloppes

- COMBINAISONS DES CHARGES. -

- R.P.A. Art. 3.3.2.

Base de calcul des éléments structuraux.

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton et de charpente métallique en vigueur.

$$G + Q \pm SI \quad (3-6A)$$

$$0,8G \pm SI \quad (3-6B)$$

Exception: Les poteaux dans les ossatures autoportantes doivent être conçus pour $G + Q + 1,2 SI$ plutôt que pour la combinaison (3-6a)

où :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation non pondérée.

SI : effets des séismes, évalués par la formule (3-1)

- En raison des fortes surcharges considérées comme fixes, les effets dus au vent seront dans notre cas négligés dans les sollicitations totales.

- Sollicitations adoptées:

. Poteaux:

- Sollicitations du 1^{er} genre $SP_1 \rightarrow G + 1,2Q$

- Sollicitations du 2^e genre $SP_2 \rightarrow \begin{cases} G + Q + 1,2 \overline{SI}_w \\ 0,8G + \overline{SI}_w \end{cases}$

. Poutres:

- Sollicitations du 1^{er} genre $SP_1 \rightarrow G + 1,2Q$

- Sollicitations du 2^e genre $SP_2 \rightarrow \begin{cases} G + Q + \overline{SI}_w \\ 0,8G + \overline{SI}_w \end{cases}$

Portique Rq1

- COMBINAISONS - POTEAUX -

SP_i : G + 1,2Q

MOMENTS

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	Ji	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	0,106	-0,604	2,398	-4,61	5,658	-7,856	0,91	-1,82	0,662	1,407	2,442	-6,887	3,386	-0,8	2,776	-6,495
G+1,2Q (2 ^e CAS)	3,44	-7,278	3,386	-0,8	2,776	-6,495	-0,91	1,82	-0,662	-1,407	0,106	-0,213	2,397	-4,61	5,658	-7,856
G+1,2Q (3 ^e CAS)	2,52	-5,449	4,462	-4,462	4,898	-7,465	0	0	0	0	2,528	-5,059	4,462	-4,538	4,898	-7,465

TRANCHANTS

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	Ji	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-0,059	-0,059	-1,285	-1,285	-2,525	-2,525	-0,51	-0,51	0,139	0,139	0,785	0,785	-0,038	-0,038	-2,163	-2,163
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-1,93	-1,93	-0,757	-0,757	-1,733	-1,733	0,51	0,51	-0,139	-0,139	-1,084	-1,084	0,489	0,489	-1,37	-1,37
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-1,417	-1,417	-1,657	-1,657	-2,31	-2,31	0	0	0	0	0,273	0,273	0,861	0,861	-1,585	-1,585

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	Ji	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	31,424		28,05		16,39		33,72		16,757		31,2		19,628		16,14	
G+1,2Q (2 ^e CAS)	31,2		19,624		16,16		33,72		16,757		31,424		28,05		16,394	
G+1,2Q (3 ^e CAS)	38,16		27,26		16,288		49,64		24,84		38,462		27,26		16,27	

Portique Rq1

COMBINAISONS- POTEAUX

$$SP_2': 0,8G + \overrightarrow{S1_H}$$

MOMENTS

$$SP_2'': G + Q + 1,2\overrightarrow{S1_H}$$

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
$0,8G + \overrightarrow{S1_H}$	-29,43	10,906	-10,57	11,73	-5,23	6,79	-13,15	12,02	-18,93	20,01	31,066	-14,17	12,688	-13,128	10,889	-17,81
$0,8G + \overleftarrow{S1_H}$	31,066	-14,174	12,688	-13,128	10,889	-17,81	13,15	-12,02	18,93	-20,01	-29,43	10,906	-10,572	11,73	-5,23	6,791
$G + Q + 1,2\overrightarrow{S1_H}$	-36,19	14,44	-11,56	14,116	-6,896	8,265	-16,69	16,24	-23,378	25,42	39,74	-21,92	18,42	-19,45	15,33	-22,16
$G + Q + 1,2\overleftarrow{S1_H}$	39,74	-22,326	18,418	-19,40	15,33	-22,61	16,69	-16,24	23,378	-25,42	-36,19	14,835	-11,56	14,11	-6,896	8,265

TRANCHANTS

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
$0,8G + \overrightarrow{S1_H}$	7,53	7,53	4,18	4,18	2,24	2,24	4,70	4,70	7,27	7,27	7,53	7,53	4,16	4,16	2,24	2,24
$0,8G + \overleftarrow{S1_H}$	-8,45	-8,45	-4,80	-4,80	-5,36	-5,36	-4,70	-4,70	-7,27	-7,27	-8,45	-8,45	-4,82	-4,82	-5,36	-5,36
$G + Q + 1,2\overrightarrow{S1_H}$	9,53	9,53	4,63	4,63	2,827	2,827	6,15	6,15	8,863	8,863	10,27	10,27	6,249	6,249	3,19	3,19
$G + Q + 1,2\overleftarrow{S1_H}$	-1,10	-1,10	-7,045	-7,045	-7,085	-7,085	-6,15	-6,15	-8,863	-8,863	-10,67	-10,67	-5,410	-5,410	-6,72	-6,72

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

COMP. (+)
TRACT. (-)

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
$0,8G + \overrightarrow{S1_H}$	7,05		9,89		11,12		14,24		6,94		32,09		22,87		14,90	
$0,8G + \overleftarrow{S1_H}$	32,09		22,87		14,90		14,24		6,94		7,05		9,89		11,12	
$G + Q + 1,2\overrightarrow{S1_H}$	23,16		20,26		14,12		49,64		24,84		53,18		35,84		18,66	
$G + Q + 1,2\overleftarrow{S1_H}$	53,18		35,84		18,66		49,64		24,84		23,14		20,26		14,12	

Portique Rq2

- COMBINAISONS - POTEAUX -

SP₁ : G + 1,2 Q

MOMENTS

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-0,183	-0,267	4,284	-8,883	9,948	-13,044	1,82	-3,64	1,324	2,815	6,49	-12,985	6,261	-1,263	4,184	-10,320
G+1,2Q (2 ^e CAS)	6,49	-13,615	6,413	-1,263	4,184	-10,325	-1,82	3,64	-1,324	-2,815	-0,183	0,263	4,284	-8,883	9,948	-13,044
G+1,2Q (3 ^e CAS)	4,661	-9,328	8,412	-8,638	8,427	-12,265	0	0	0	0	4,661	-9,328	8,412	-8,738	8,427	-12,265

TRANCHANTS

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	0,102	0,102	-2,421	-2,421	-4,297	4,297	-1,020	-1,020	0,278	0,278	1,793	1,793	0,082	0,082	-3,572	-3,572
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-3,639	-3,639	-1,366	-1,366	-2,712	-2,712	1,020	1,020	-0,278	-0,278	-1,948	-1,948	1,137	1,137	-1,987	-1,987
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-2,614	-2,614	-3,165	-3,165	-3,867	-3,867	0	0	0	0	0,768	0,768	1,881	1,881	-2,417	-2,417

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

COMP. (+)
TRACT. (-)

POT. COMB.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	53,379		48,181		26,49		60,551		30,158		52,931		31,33		26,03	
G+1,2Q (2 ^e CAS)	52,931		31,33		26,03		60,551		30,158		53,379		48,181		26,49	
G+1,2Q (3 ^e CAS)	66,855		46,48		26,24		92,39		46,328		66,855		46,48		26,24	

Portique R₂

COMBINAISONS - POTEAUX

$$SP_2^I = 0,8G + \overrightarrow{S1_H}$$

MOMENTS

$$SP_2^H = G + Q + 1,2\overrightarrow{S1_H}$$

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
0,8G + $\overrightarrow{S1_H}$	-20,93	9,905	-9,922	11,302	-3,490	3,414	-13,15	12,02	-18,93	20,01	34,567	-15,175	13,336	-13,556	12,624	-21,185
0,8G + $\overleftarrow{S1_H}$	34,567	-15,175	13,336	-13,556	12,624	-21,185	13,15	-12,02	18,93	-20,01	-28,932	9,905	-9,922	11,302	-3,496	3,414
G + Q + 1,2 $\overrightarrow{S1_H}$	-36,482	14,788	-9,672	13,653	-5,488	4,435	-17,6	18,064	-24,04	26,827	42,79	-28,028	22,332	-23,799	19,62	-27,807
G + Q + 1,2 $\overleftarrow{S1_H}$	42,79	-28,667	22,368	-23,799	19,62	-27,807	17,6	-18,064	24,04	-26,827	-36,482	15,411	-9,672	13,653	-5,488	4,435

TRANCHANTS

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK	KJ
0,8G + $\overrightarrow{S1_H}$	7,251	7,251	3,992	3,992	1,286	1,286	4,70	4,70	7,27	7,27	7,25	7,25	3,960	3,960	1,286	1,286
0,8G + $\overleftarrow{S1_H}$	-8,728	-8,728	-4,987	-4,987	-6,313	-6,313	-4,70	-4,70	-7,27	-7,27	-8,728	-8,728	-5,019	-5,019	-6,313	-6,313
G + Q + 1,2 $\overrightarrow{S1_H}$	9,69	9,69	4,022	4,022	1,85	1,85	6,66	6,66	9,0	9,0	11,38	11,38	7,27	7,27	2,57	2,57
G + Q + 1,2 $\overleftarrow{S1_H}$	-13,23	-13,23	-8,553	-8,553	-8,857	-8,857	-6,66	-6,66	-9,0	-9,0	-11,53	-11,53	-5,30	-5,30	-8,13	-8,13

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

COMB. \ POT.	AB	BA	BC	CB	CD	DC	EF	FE	FG	GF	HI	IH	IJ	JI	JK
0,8G + $\overrightarrow{S1_H}$	19,044		19,935		19,102		22,97		11,19		44,08		32,915		22,88
0,8G + $\overleftarrow{S1_H}$	44,084		32,915		22,882		22,97		11,19		26,935		19,935		19,102
G + Q + 1,2 $\overrightarrow{S1_H}$	37,91		23,54		23,76		60,55		30,16		81,72		55,97		28,76
G + Q + 1,2 $\overleftarrow{S1_H}$	81,88		55,97		28,76		42,39		46,33		37,91		23,54		23,76

Portique P_n2

- COMBINAISONS POTEaux -

SP_i : G+1,2Q

MOMENTS

POT. COMB.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-0,146	0,292	2,585	-5,609	1,156	-2,313	0,301	2,869	-1,156	2,313	-0,301	2,869	-0,146	0,292	2,585	-5,609
G+1,2Q (2 ^e CAS)	1,931	-3,86	3,768	-1,804	-1,408	2,815	-1,416	1,39	1,408	-2,815	1,416	-1,39	1,931	-3,86	3,768	-1,804
G+1,2Q (3 ^e CAS)	1,354	-2,707	4,82	-5,638	-0,191	0,381	-0,346	1,122	0,191	-0,381	0,346	-1,122	1,354	-2,707	4,82	-5,638

TRANCHANTS

POT. COMB.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	0,082	0,082	-1,531	-1,531	-0,648	-0,648	0,48	0,48	0,648	0,648	-0,48	-0,48	-0,082	-0,082	1,531	1,531
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-1,082	-1,082	-1,041	-1,041	0,789	0,789	0,005	0,005	-0,789	-0,789	-0,005	-0,005	1,082	1,082	1,041	1,041
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-0,759	-0,759	-1,954	-1,954	0,107	0,107	0,368	0,368	-0,107	-0,107	-0,368	-0,368	0,759	0,759	1,954	1,954

EFFORTS NORMAUX (CUNOLES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

POT. COMB.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	17,705		8,371		40,303		20,082		40,303		20,082		17,705		8,371	
G+1,2Q (2 ^e CAS)	17,549		8,406		40,259		20,498		40,259		20,498		17,549		8,406	
G+1,2Q (3 ^e CAS)	30,725		15,135		69,382		34,918		69,382		34,918		30,725		15,135	

Portique Pn 2

COMBINAISSONS - POTEAUX

$$SR_2^I: 0,8G + \overrightarrow{SI}$$

$$SR_2^{II}: G + Q + 1,2\overleftarrow{SI}$$

MOMENTS

COMB. \ POT.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
$0,8G + \overrightarrow{SI_H}$	-9,745	6,911	-3,993	4,98	-11,909	9,857	-7,56	9,235	-11,811	9,643	-7,135	8,664	10,435	-8,289	6,446	-7,82
$0,8G + \overleftarrow{SI_H}$	10,435	-8,289	6,446	-7,82	11,811	-9,663	7,135	-8,664	11,909	-9,857	7,565	-9,235	-9,745	6,911	-3,993	4,98
$G+Q+1,2\overrightarrow{SI_H}$	-12,254	9,412	-3,679	5,876	-15,64	14,527	-10,226	12,609	-15,388	14,025	-9,121	12,13	14,039	-12,98	11,084	-13,38
$G+Q+1,2\overleftarrow{SI_H}$	14,039	-12,98	11,084	-13,38	15,388	-14,025	9,121	-12,13	15,64	-14,527	10,226	-13,609	-12,254	9,412	-3,679	5,876

TRANCHANTS

COMB. \ POT.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
$0,8G + \overrightarrow{SI_H}$	3,11	3,11	1,67	1,67	4,07	4,07	3,14	3,14	4,01	4,01	2,95	2,95	3,49	3,49	2,66	2,66
$0,8G + \overleftarrow{SI_H}$	-3,49	-3,49	-2,66	-2,66	-4,01	-4,01	-2,95	-2,95	-4,07	-4,07	-3,14	-3,14	-3,11	-3,11	-1,67	-1,67
$G+Q+1,2\overrightarrow{SI_H}$	4,04	4,04	1,56	1,56	5,64	5,64	4,14	4,14	5,49	5,49	3,65	3,65	5,04	5,04	4,68	4,68
$G+Q+1,2\overleftarrow{SI_H}$	-5,04	-5,04	-4,56	-4,56	-5,49	-5,49	-3,66	-3,66	-5,64	-5,64	-4,14	-4,14	-4,04	-4,04	-1,56	-1,56

EFFORTS NORMAUX (CUMULÉS)

COMP. (+)
TRACT. (-)

COMB. \ POT.	1-2	2-1	2-3	3-2	4-5	5-4	5-6	6-5	7-8	8-7	8-9	9-8	10-11	11-10	11-12	12-11
$0,8G + \overrightarrow{SI_H}$	-2,98		-0,49		10,22		4,92		7,66		4,14		9,91		3,84	
$0,8G + \overleftarrow{SI_H}$	9,91		3,84		7,66		4,14		10,22		4,92		-2,98		-0,49	
$G+Q+1,2\overrightarrow{SI_H}$	9,81		5,77		70,92		35,38		38,72		19,61		38,46		17,74	
$G+Q+1,2\overleftarrow{SI_H}$	38,46		17,74		38,72		19,61		70,92		35,38		9,81		5,77	

Portique Pn 1

— COMBINAISONS - POTEAUX —

SA : G + 1,2Q

MOMENTS

POT. COMB.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	1,23	-2,46	-0,863	1,725	0,863	-1,725	1,23	-2,46	2,001	-0,929	-0,369	-0,618	0,769	0,618	2,001	-0,929	0,569	-1,254	0,839	-0,073	-0,839	0,073	0,569	-1,254
G+1,2Q (2 ^e CAS)	0,072	-0,144	0,681	-1,262	-0,681	1,262	0,072	-0,144	1,211	-2,243	0,34	1,022	-0,34	-1,022	1,211	-2,243	2,144	-1,668	-1,27	0,632	1,27	-0,632	2,144	-1,668
G+1,2Q (3 ^e CAS)	0,946	-1,892	-0,129	0,258	0,129	-0,258	0,946	-1,892	2,296	-2,429	-0,327	0,332	0,327	-0,332	2,395	-2,429	1,782	-1,596	-0,276	0,283	0,276	-0,283	1,782	-1,596

TRANCHANTS

POT. COMB.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-0,689	-0,689	0,483	0,483	-0,483	-0,483	-0,689	-0,689	-0,547	-0,547	0,028	0,028	-0,028	-0,028	-0,547	-0,547	-0,34	-0,34	-0,171	-0,171	0,171	0,171	-0,34	-0,34
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-0,04	-0,04	-0,382	-0,382	0,382	0,382	-0,04	-0,04	-0,645	-0,645	0,127	0,127	-0,127	-0,127	-0,645	-0,645	-0,711	-0,711	0,355	0,355	-0,355	-0,355	-0,711	-0,711
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-0,53	-0,53	0,072	0,072	-0,072	-0,072	-0,53	-0,53	-0,901	-0,901	0,123	0,123	-0,123	-0,123	-0,901	-0,901	-0,63	-0,63	0,104	0,104	-0,104	-0,104	-0,63	-0,63

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

(COMP. (+)
TRACTA (-))

POT. COMB.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	7,565		17,204		17,204		7,565		2,978		10,865		10,865		2,978		1,534		4,289		4,289		1,534	
G+1,2Q (2 ^e CAS)	7,526		17,218		17,218		7,526		6,142		10,637		10,637		6,142		1,549		4,304		4,304		1,549	
G+1,2Q (3 ^e CAS)	11,344		24,641		24,641		11,344		6,475		14,495		14,495		6,475		1,573		4,328		4,328		1,573	

Portique Pn 1

— COMBINAISONS- POTEAUX —

$$SP_2' : 0,8G + S1 \rightarrow$$

$$SP_2'' : G + Q + 1,2 S1 \rightarrow$$

MOMENTS

COMB. POT.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
$0,8G + S1 \rightarrow$	-23,165	12,050	-27,03	18,084	-26,95	17,916	23,735	-13,189	-10,747	12,535	-17,811	17,817	-17,640	17,70	12,053	-13,724	-6,445	8,409	-10,674	12,921	-10,420	12,479	7,965	-10,53
$0,8G + S1 \leftarrow$	23,735	-13,189	26,941	-17,916	27,03	-18,084	-23,735	12,05	12,053	-13,724	17,648	-17,70	17,811	-17,817	10,744	12,535	7,965	-10,531	10,426	-12,479	10,674	-12,921	-6,445	8,41
$G + Q + 1,2 S1 \rightarrow$	-28,068	15	-33,251	23,325	-33,069	22,962	29,37	-17,604	-12,469	14,827	-22,045	22,334	-21,646	21,93	16,076	-18,185	-8,095	10,11	-13,93	15,872	-13,491	15,313	10,808	-13,032
$G + Q + 1,2 S1 \leftarrow$	29,37	-17,604	33,069	-22,962	33,251	-23,325	-28,068	15	16,076	-18,185	21,616	-21,93	22,045	-22,334	-12,469	14,827	10,808	-13,032	13,499	-15,313	13,93	-15,872	-8,095	10,11

TRANCHANTS

COMB. POT.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
$0,8G + S1 \rightarrow$	6,58	6,58	8,43	8,43	8,38	8,38	6,58	6,58	4,35	4,35	6,65	6,65	6,60	6,60	4,35	4,35	2,78	2,78	4,40	4,40	4,27	4,27	2,78	2,78
$0,8G + S1 \leftarrow$	-6,90	-6,90	-8,38	-8,38	-8,43	-8,43	-6,90	-6,90	-4,81	-4,81	-6,60	-6,60	-6,65	-6,65	-4,81	-4,81	-3,45	-3,45	-4,27	-4,27	-4,40	-4,40	-3,45	-3,45
$G + Q + 1,2 S1 \rightarrow$	8,05	8,05	10,58	10,58	10,48	10,48	8,05	8,05	4,95	4,95	8,01	8,01	7,93	7,93	4,95	4,95	3,40	3,40	5,56	5,56	5,38	5,38	3,40	3,40
$G + Q + 1,2 S1 \leftarrow$	-8,78	-8,78	-10,48	-10,48	-10,58	-10,58	-8,78	-8,78	-6,39	-6,39	-7,93	-7,93	-8,01	-8,01	-6,39	-6,39	-4,45	-4,45	-5,38	-5,38	-5,56	-5,56	-4,45	-4,45

EFFORTS NORMAUX (CUMULES)

COMP. (+)
TRACT. (-)

COMB. POT.	ab	ba	ef	fe	ij	ji	mn	nm	bc	cb	fg	gf	jk	kj	no	on	cd	dc	gh	hg	kl	lk	op	po
$0,8G + S1 \rightarrow$	-15,30		10,90		4,74		21,30		-7,89		7,48		3,72		12,12		-1,96		4,06		2,76		4,34	
$0,8G + S1 \leftarrow$	21,30		4,74		10,90		-15,30		12,12		3,72		7,48		-7,89		4,34		2,76		4,06		-1,96	
$G + Q + 1,2 S1 \rightarrow$	-14,43		28,34		13,51		33,30		-9,03		16,75		8,38		18,49		-2,27		5,11		3,51		5,38	
$G + Q + 1,2 S1 \leftarrow$	33,30		13,51		28,34		-14,43		18,49		8,38		16,75		-9,03		5,38		3,51		5,11		-2,27	

Portique Rg1

— COMBINAISONS - POUTRES —

SP₁: G+1,2Q

SP₂: - G+Q + S_{1H}
- 0,8G + S_{1H}

MOMENTS

POUTRE COMB.	BF	Trav.	FB	FI	Trav.	IF	CG	Trav.	GC	GJ	Trav.	JG	DK	Trav.	KD
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-2,606	1,400	-8,484	10,991	8,336	-10,283	-10,248	8,739	-10,233	-8,811	0,764	-3,554	-7,86	45,806	-6,495
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-10,283	8,336	-10,991	-8,484	1,400	-2,606	-3,554	0,764	-8,811	-10,233	8,739	-10,248	-6,495	45,806	-7,86
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-9,929	7,107	-14,214	-14,214	7,107	-9,529	-9,438	7,126	-14,27	-14,27	7,126	-9,438	-7,469	45,515	-7,469
0,8G + S _{1H}	21,35	6,294	-19,658	11,24	-2,106	-2,636	16,568	6,882	-13,819	6,181	-3,077	-22,552	6,791	36,878	-17,809
0,8G + S _{1H}	-26,746	-2,196	11,241	-19,658	6,394	21,34	-22,552	-3,077	6,181	-13,819	6,882	16,568	-17,809	36,878	6,791
G+Q + S _{1H}	21,444	12,626	-29,664	6,966	-2,89	-3,433	16,506	13,719	-24,27	1,189	-4,24	-30,308	5,805	45,806	-20,16
G+Q + S _{1H}	-34,343	-2,89	6,966	-29,664	12,626	21,434	-30,308	-4,24	1,189	-24,27	13,719	16,506	-20,16	45,806	5,805

TRANCHANTS

POUTRE COMB.	BF		FB	FI		IF	CG		GC	GJ		JG	DK		KD
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	3,37		-5,18	11,78		-11,57	11,68		-11,67	5,08		-3,46	16,37		-16,16
G+1,2Q (2 ^e CAS)	11,57		-11,78	5,18		-3,37	2,46		-5,08	11,67		-11,68	16,16		-16,37
G+1,2Q (3 ^e CAS)	10,96		-12,40	12,40		-10,96	10,93		-12,42	12,42		-10,93	16,27		-16,27
0,8G + S _{1H}	-2,88		-9,72	-2,42		-9,25	-1,25		-8,09	-1,15		-7,99	11,12		-14,9
0,8G + S _{1H}	9,25		2,42	9,72		2,88	7,99		1,15	8,09		1,25	14,90		-11,12
G+Q + S _{1H}	-2,7		-18,47	-0,89		-17,64	-1,16		-17,04	0,46		-16,3	14,27		-18,26
G+Q + S _{1H}	17,64		0,89	18,47		2,7	16,3		-0,46	17,04		1,16	18,26		-14,27

Portique Rg2

- COMBINAISONS - POUTRES -

$$SP_1: G+1,2Q$$

$$SP_2: \begin{matrix} -G+Q+\overrightarrow{SI_H} \\ -0,8G+\overleftarrow{SI_H} \end{matrix}$$

MOMENTS

POUTRE COMB.	BF	Trav.	FB	FI	Trav.	IF	CG	Trav.	GC	GJ	Trav.	JG	DK	Trav.	KD
$G+1,2Q$ (1 ^{er} CAS)	-3,908	1,783	-14,931	-19,946	15,655	-19,282	-18,801	16,559	-3,218	-0,374	0,609	-5,419	-13,055	73,769	-10,325
$G+1,2Q$ (2 ^e CAS)	-19,282	15,655	-19,946	-14,931	1,783	-3,908	-5,419	0,609	-0,374	-3,218	16,559	-18,801	-10,325	73,769	-13,055
$G+1,2Q$ (3 ^e CAS)	-17,754	13,196	-26,292	-26,392	13,196	-17,754	-17,186	13,332	-11,292	-11,292	13,332	-17,186	-12,273	73,186	-12,273
$0,8G+\overrightarrow{SI_H}$	19,701	7,683	-22,238	8,662	-0,896	-28,389	14,428	8,048	-16,16	3,84	-1,912	-25,692	3,414	59,481	-21,185
$0,8G+\overleftarrow{SI_H}$	-28,389	-0,896	8,662	-22,238	7,683	19,701	-25,692	-1,912	3,84	-16,16	8,048	14,428	-21,185	59,481	3,414
$G+Q+\overrightarrow{SI_H}$	20,142	19,948	-41,844	0,519	-2,507	-43,322	14,641	21,539	-21,292	9,626	-4,371	-38,867	1,975	73,769	-25,255
$G+Q+\overleftarrow{SI_H}$	-43,322	-2,507	0,519	-41,844	19,948	20,142	-38,867	-4,371	9,626	-21,292	21,539	14,641	-25,255	73,769	1,975

TRANCHANTS

POUTRE COMB.	BF		FB	FI		IF	CG		GC	GJ		JG	DK		KD
$G+1,2Q$ (1 ^{er} CAS)	5,20		-8,59	21,80		-21,60	21,73		-21,67	8,48		-5,30	26,45		-26,03
$G+1,2Q$ (2 ^e CAS)	21,60		-21,80	8,59		-5,20	5,30		-8,48	21,67		-21,73	26,03		-26,45
$G+1,2Q$ (3 ^e CAS)	20,37		-23,03	23,03		-20,37	20,24		-23,16	23,16		-20,24	26,24		-26,24
$0,8G+\overrightarrow{SI_H}$	-0,93		-11,96	-0,18		-11,21	0,81		-10,21	0,97		-10,05	19,10		-22,88
$0,8G+\overleftarrow{SI_H}$	11,21		0,18	11,96		0,93	10,05		-0,97	10,21		-0,81	22,88		-19,10
$G+Q+\overrightarrow{SI_H}$	-0,87		-29,1	2,52		-27,67	0,68		-27,78	3,86		-26,35	24,14		-28,34
$G+Q+\overleftarrow{SI_H}$	27,67		-2,52	29,1		0,87	26,35		-3,86	-27,78		-0,68	28,34		-24,14

Portique P_n 2

- COMBINAISONS - POUTRES -

SP₁: G+1,2Q

SP₂: -G + Q + $\overrightarrow{S1_H}$
- 0,86 + $\overrightarrow{S1_H}$

MOMENTS

POUTRE COMB.	2-5	Trav.	5-2	5-8	Trav.	8-5	8-11	Trav.	11-8	3-6	Trav.	6-3	6-9	Trav.	9-6	9-12	Trav.	12-9
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	-2,294	0,839	-7,048	-9,662	7,551	-9,662	-7,048	0,839	-2,294	-5,609	9,653	-9,675	-6,805	-1,33	-6,805	-9,675	9,653	-5,609
G+1,2Q (2 ^e CAS)	-7,63	8,392	-10,981	-5,857	-0,382	-5,857	-10,981	8,392	-7,63	-1,746	0,726	-7,891	-9,282	7,93	-9,282	-7,891	0,726	-1,746
G+1,2Q (3 ^e CAS)	-7,529	6,982	-13,001	-11,774	5,438	-11,774	-13,001	6,982	-7,529	-5,58	7,821	-13,327	-12,205	5,007	-12,205	-13,327	7,821	-5,58
0,86 + $\overrightarrow{S1_H}$	11,874	3,896	-11,918	5,494	1,384	-11,486	5,302	-0,304	-14,706	4,98	2,979	-7,881	1,354	1,274	-7,565	1,099	1,079	-7,82
0,86 + $\overleftarrow{S1_H}$	-14,706	-0,304	5,302	-11,486	1,384	5,494	-11,918	3,896	10,874	-7,82	1,079	1,099	-7,565	1,274	1,354	-7,881	2,979	4,98
G+Q + $\overrightarrow{S1_H}$	10,496	10,492	-21,611	2,633	⊗	-20,264	1,562	-1,261	-20,42	4,654	10,603	-17,817	-2,345	⊗	-16,665	-3,401	-0,224	-12,009
G+Q + $\overleftarrow{S1_H}$	-20,42	-1,261	1,562	-20,264	⊗	2,633	-21,611	10,492	10,496	-12,009	-0,224	-3,401	-16,665	⊗	-2,345	-17,817	10,603	4,654

TRANCHANTS

POUTRE COMB.	2-5		5-2	5-8		8-5	8-11		11-8	3-6		6-3	6-9		9-6	9-12		12-9
G+1,2Q (1 ^{er} CAS)	8,68		-10,58	9,63		-9,63	10,58		-8,68	8,82		-10,45	9,63		-9,63	10,45		-8,82
G+1,2Q (2 ^e CAS)	9,14		-10,12	9,63		-9,63	10,12		-9,14	8,40		-10,86	9,63		-9,63	10,86		-8,40
G+1,2Q (3 ^e CAS)	15,59		-17,78	16,68		-16,68	17,78		-15,59	15,13		-18,23	16,68		-16,68	18,23		-15,13
0,86 + $\overrightarrow{S1_H}$	-2,48		-6,61	-1,32		-5,46	-1,92		-6,06	-0,50		-4,64	0,29		-3,85	0,28		-3,85
0,86 + $\overleftarrow{S1_H}$	6,06		1,92	5,46		1,32	6,61		2,48	3,85		-0,28	3,85		-0,29	4,64		0,50
G+Q + $\overrightarrow{S1_H}$	4,41		-22,05	6,24		-20,37	5,85		-19,86	6,22		-20,41	7,85		-18,46	8,33		-17,3
G+Q + $\overleftarrow{S1_H}$	19,86		-5,85	20,37		-6,24	22,05		-4,41	17,31		-8,27	18,46		-7,85	20,4		-6,23

Portique P_n 1

- COMBINAISONS - POUTRES -

$$SP_1: G + 1,2Q$$

$$SP_2: \begin{matrix} -G + Q + \overline{S_{1H}} \\ -0,8G + \overline{S_{1H}} \end{matrix}$$

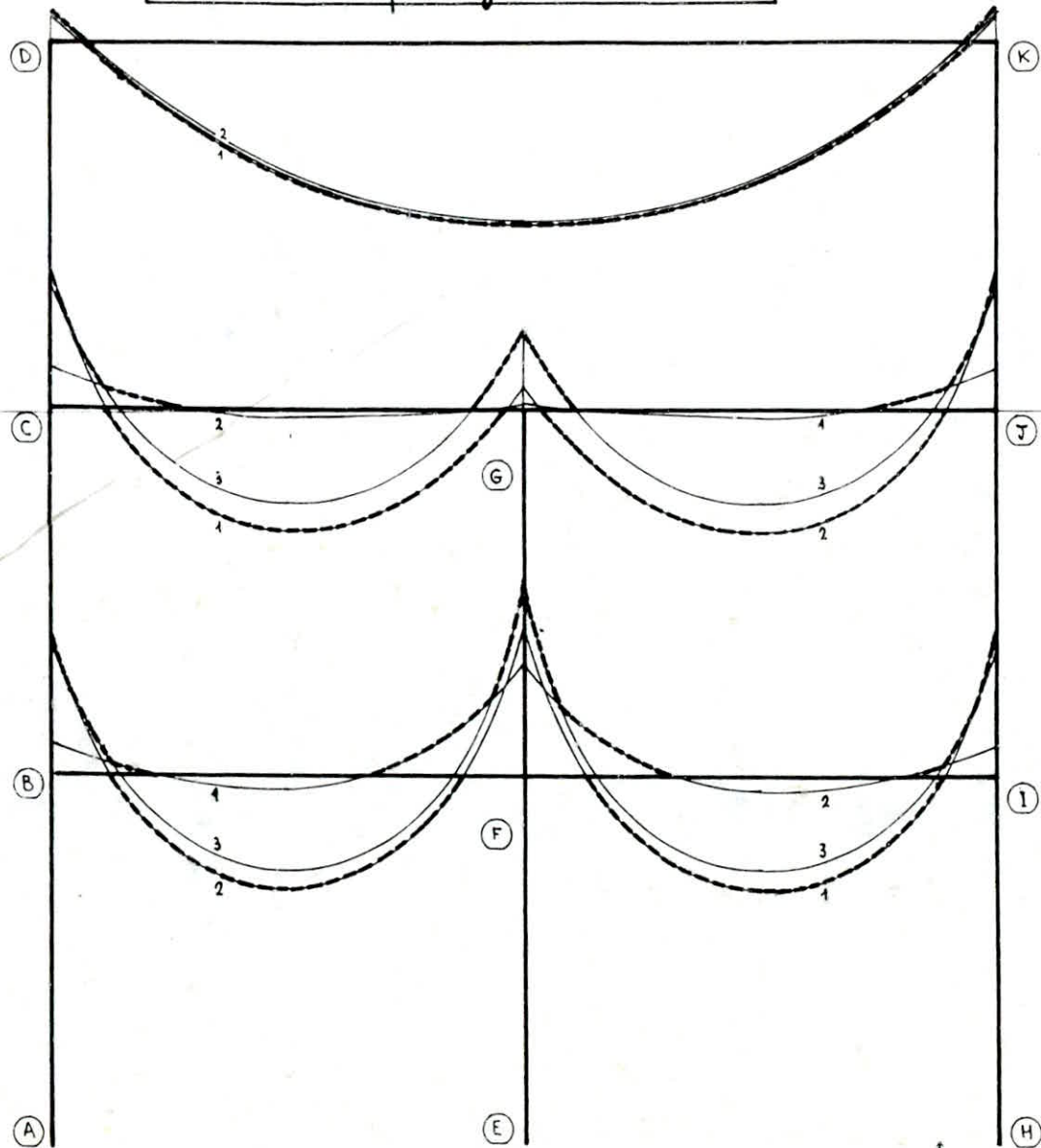
MOMENTS

POUTRE COMB.	bf	trav.	fb	fj	trav.	ff	fu	trav.	nj	cg	trav.	gc	gb	trav.	bg	ko	trav.	ok	dl	trav.	Rd	rl	trav.	lr	lp	trav.	pl		
G + 1,2Q (1 ^{er} CAS)	-4,461	4,135	-5,612	-3,118	0,207	-3,118	-5,612	4,135	-4,461	-1,498	0,671	-3,933	-5,29	3,903	-5,29	-3,933	0,671	-1,498	-1,254	2,206	-3,206	-3,206	1,097	-3,278	-3,206	2,206	-1,25		
G + 1,2Q (2 ^e CAS)	-1,355	0,807	-3,716	-5,418	3,736	-5,418	-3,716	0,807	-1,355	-4,387	4,26	-5,505	-3,213	0,112	-3,213	-5,505	4,26	-4,387	-1,668	1,83	-3,546	-2,913	1,462	-2,913	-3,546	1,83	-1,668		
G + 1,2Q (3 ^e CAS)	-4,288	3,642	-6,849	-6,264	2,929	-6,264	-6,849	3,642	-4,288	-4,211	3,661	-6,877	-6,269	2,924	-6,269	-6,877	3,661	-4,211	-1,596	2,073	-3,351	-3,067	1,251	-3,067	-3,351	2,073	-1,596		
0,8G + $\overline{S_{1H}}$	22,707	4,121	-19,803	16,002	0,842	-19,803	16,002	4,121	22,707	-21,529	-2,035	12,121	-15,814	0,973	-15,814	-2,035	-21,529	12,121	8,409	3,178	-9,111	3,811	1	-8,809	3,669	0,139	-10,531		
0,8G + $\overline{S_{1H}}$	-25,152	-1,979	15,937	-19,631	0,842	16,002	-19,803	4,121	22,707	-21,529	-2,035	12,121	-15,814	0,973	-15,814	-2,035	12,243	-16,059	4,065	18,851	-10,531	0,139	3,669	-8,809	1	3,811	-9,111	3,178	8,409
G + Q + $\overline{S_{1H}}$	22,578	7,225	-24,669	14,702		-24,094	14,104	-2,243	-28,391	18,692	7,31	-20,967	10,817		-20,299	10,257	-2,379	-24,571	8,216	3,726	-9,935	3,397		-9,588	3,184	0,31	-11,138		
G + Q + $\overline{S_{1H}}$	-28,391	-2,243	14,104	-24,094		14,702	-24,669	7,225	22,578	-24,977	-2,379	10,257	-20,299		10,817	-20,967	7,31	18,692	-11,138	0,31	3,184	-9,588		3,397	-9,935	3,726	8,216		

TRANCHANTS

POUTRE COMB.	bf		fb	fj		ff	fu		nj	cg		gc	gb		bg	ko		ok	dl		hd	hl		lr	lp		pl
G + 1,2Q (1 ^{er} CAS)	4,59		-5,05	1,29		-1,29	5,05		-4,59	0,82		-1,76	4,82		-4,82	1,76		-0,82	1,53		-2,31	1,925		-1,925	2,31		-1,53
G + 1,2Q (2 ^e CAS)	0,82		-1,76	4,82		-4,82	1,76		-0,82	4,59		-5,04	1,29		-1,29	5,04		-4,59	1,55		-2,30	1,925		-1,925	2,30		-1,55
G + 1,2Q (3 ^e CAS)	4,30		-5,33	4,82		-4,82	5,33		-4,30	4,28		-5,35	4,82		-4,82	5,35		-4,28	1,57		-2,28	1,925		-1,925	2,28		-1,57
0,8G + $\overline{S_{1H}}$	7,147		-9,53	-6,09		-8,16	-7,16		-9,23	-5,94		-8,01	-4,57		-6,64	-5,69		-7,76	-1,96		-5,04	-0,98		-4,06	-1,30		-4,39
0,8G + $\overline{S_{1H}}$	9,23		7,16	8,16		6,09	9,53		7,147	7,76		5,69	6,64		4,57	8,01		5,94	4,38		1,30	4,06		0,98	5,04		1,64
G + Q + $\overline{S_{1H}}$	-7,53		-13,68	-5,84		-11,95	-6,59		-12,94	-6,03		-12,2	-4,32		-10,43	-5,09		-11,44	-1,64		-5,48	-0,595		-4,445	-0,89		-4,74
G + Q + $\overline{S_{1H}}$	12,94		6,59	11,95		5,84	12,68		7,53	11,44		5,09	10,43		4,32	12,2		6,03	4,74		0,89	4,445		0,595	5,48		1,64

Courbe Enveloppe des Moments
du Portique Rg2 sous G+1,2Q



1 → G+1,2Q (1^{er} cas)

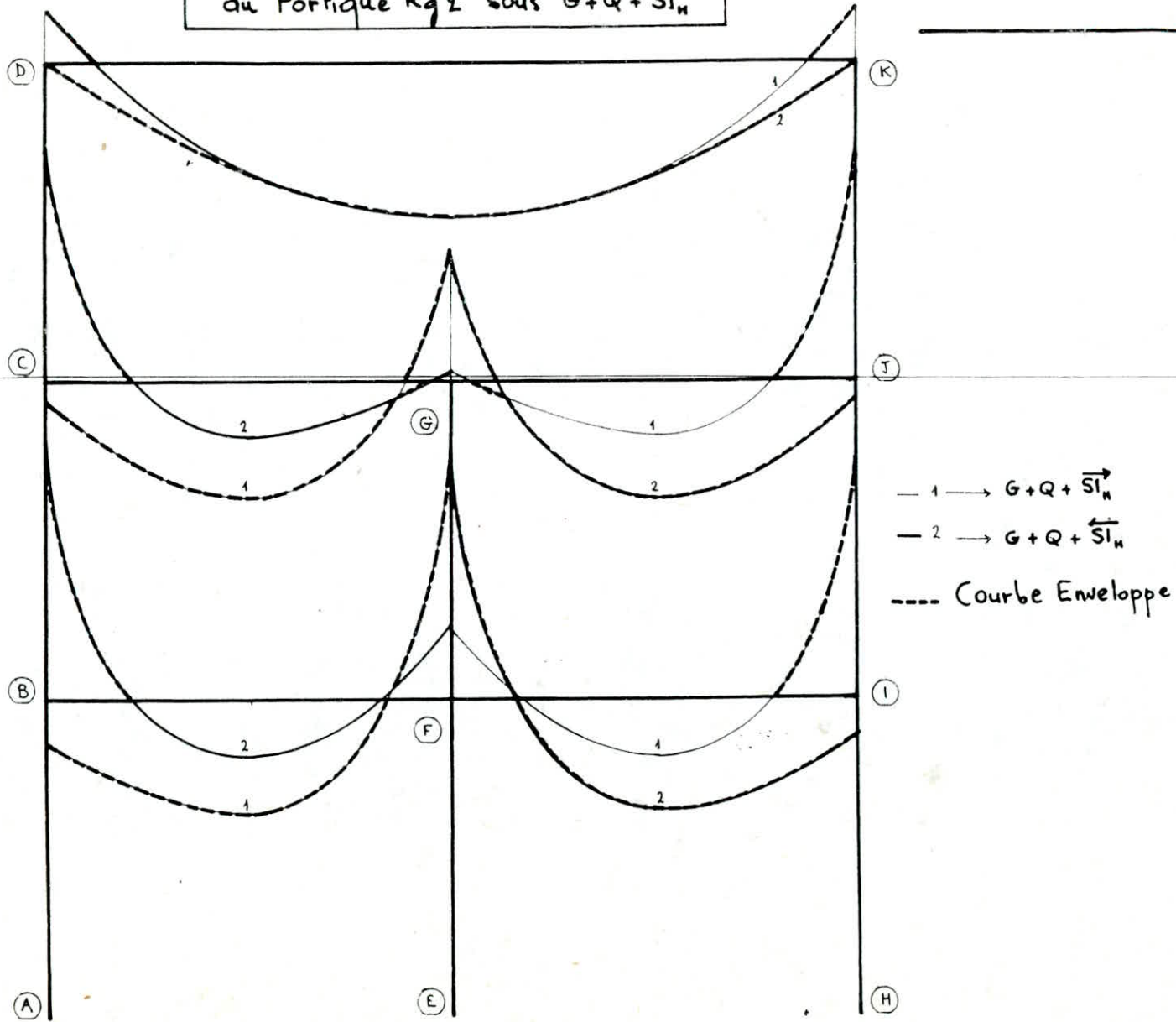
2 → G+1,2Q (2^e cas)

3 → G+1,2Q (3^e cas)

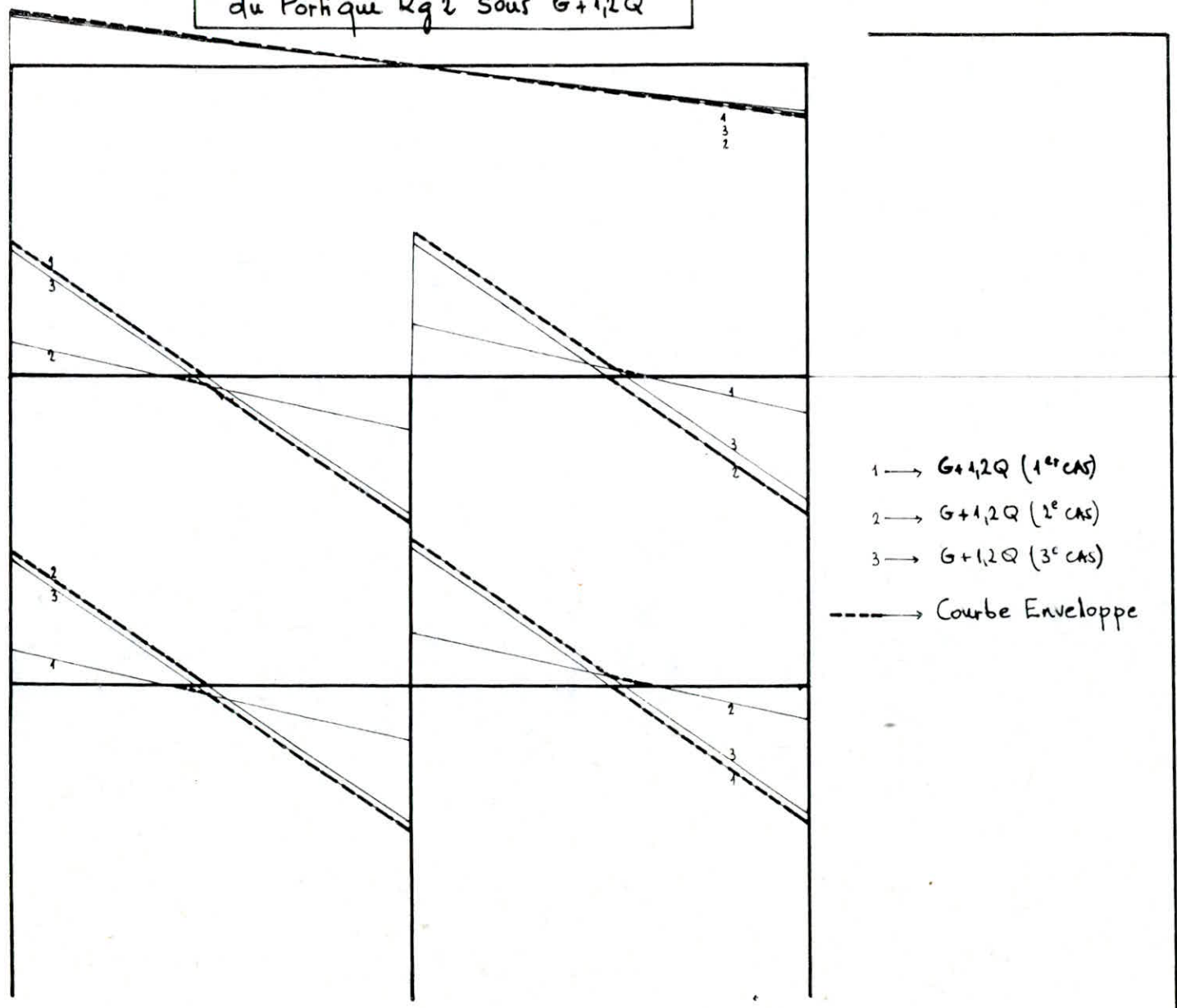
--- → Courbe Enveloppe

- L'échelle relative au niveau 3
est réduite de 3 fois par
rapport aux niveaux 1 et 2 -

Courbe Enveloppe des Moments
 du Portique Rg2 sous $G+Q+\vec{S}I_M$

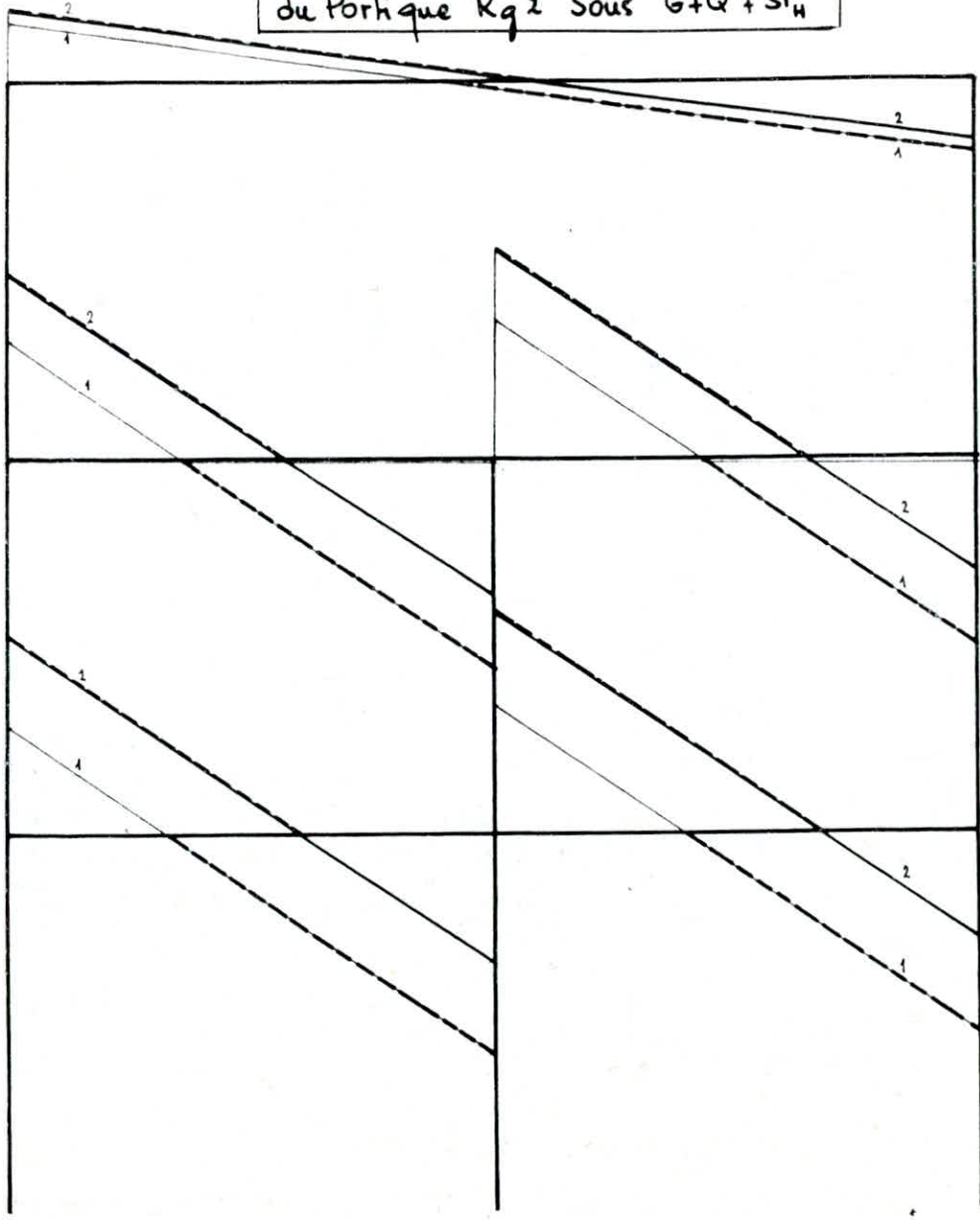


Courbe Enveloppe des Tranchants
du Portique Rg2 sous G+1,2Q



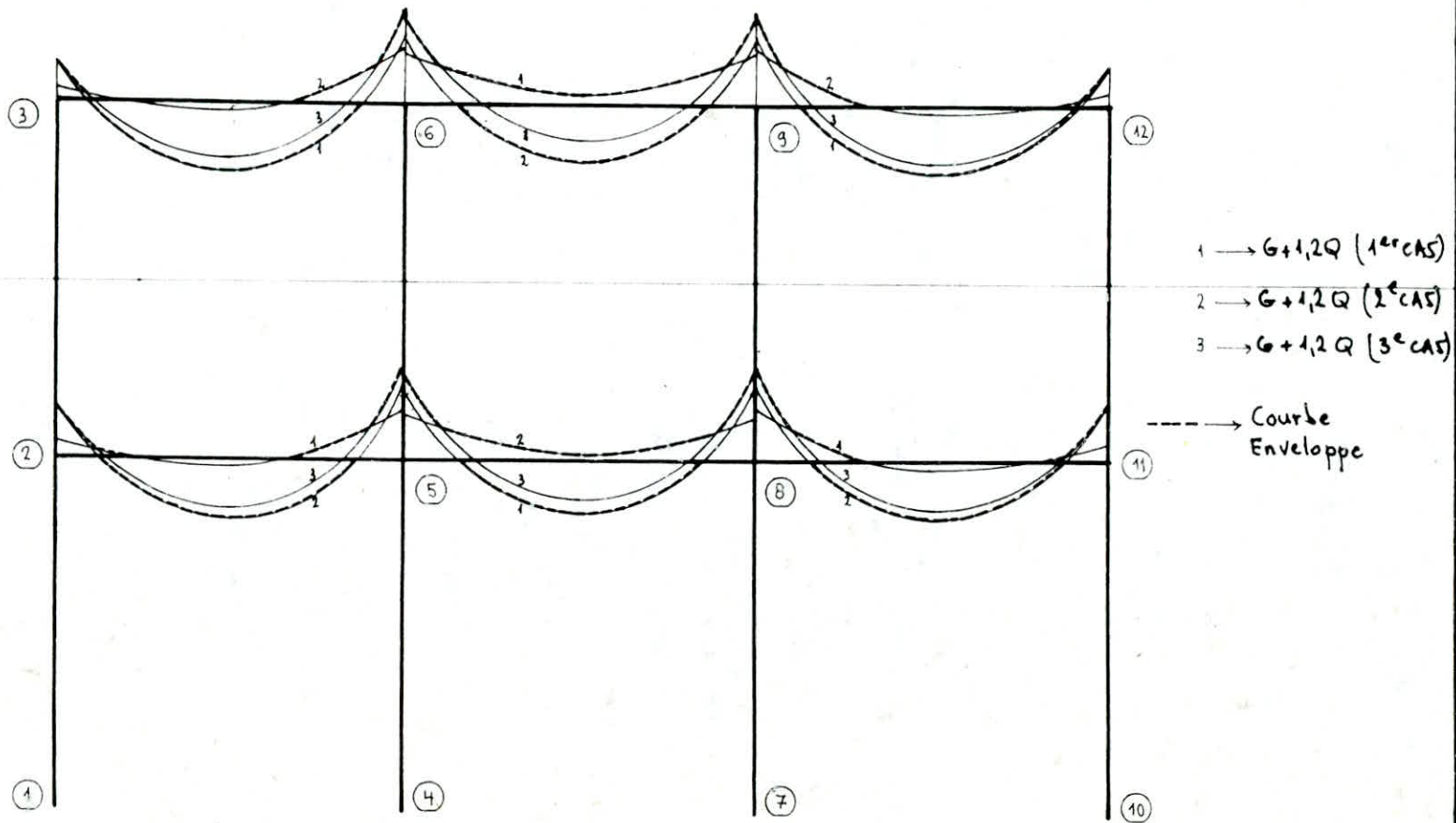
- 1 → G+1,2Q (1^{er} cas)
- 2 → G+1,2Q (2^e cas)
- 3 → G+1,2Q (3^e cas)
- → Courbe Enveloppe

Courbe Enveloppe des Tranchants
 du Portique Rq2 sous $G+Q + \overleftrightarrow{S1_H}$

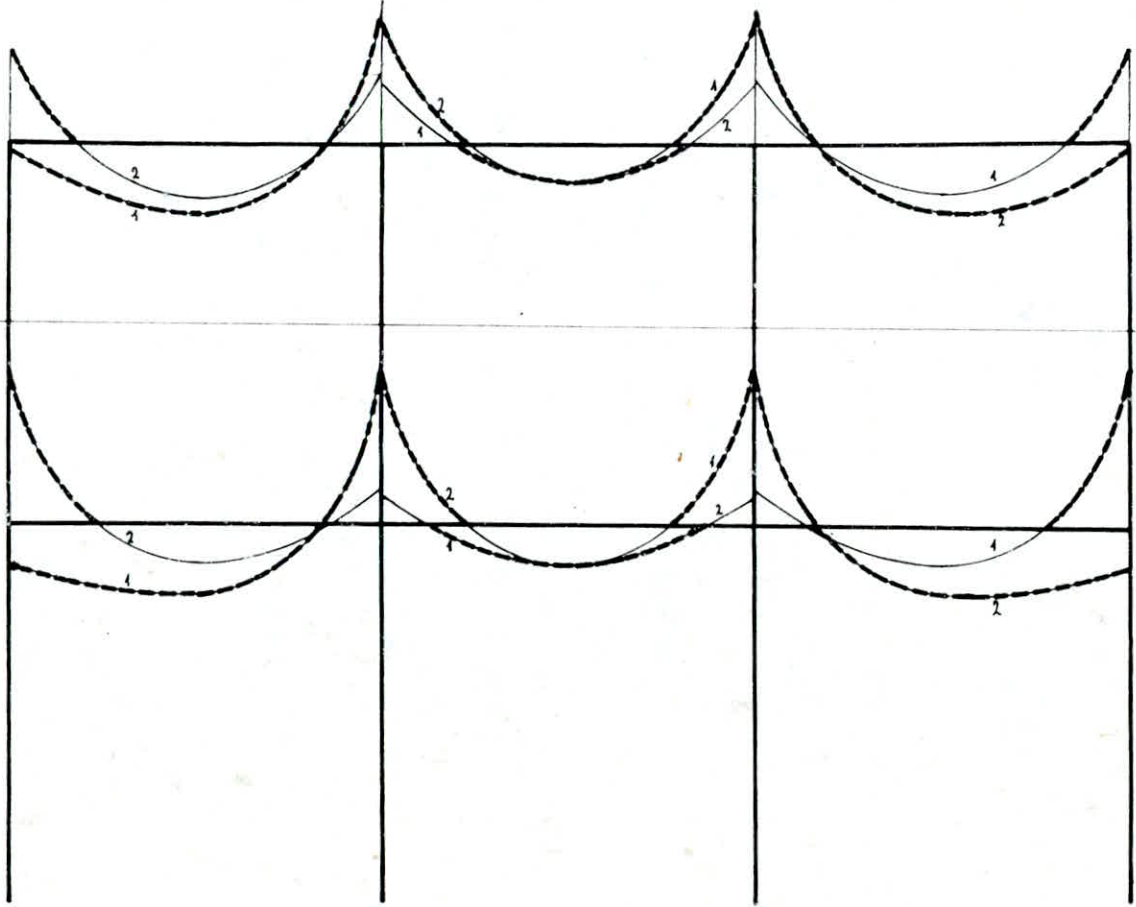


- 1 —→ $G+Q + \overrightarrow{S1_H}$
- 2 —→ $G+Q + \overleftarrow{S1_H}$
- - - - - → Courbe Enveloppe

Courbe Enveloppe des Moments
du Portique $P_n 2$ sous $G+1,2Q$

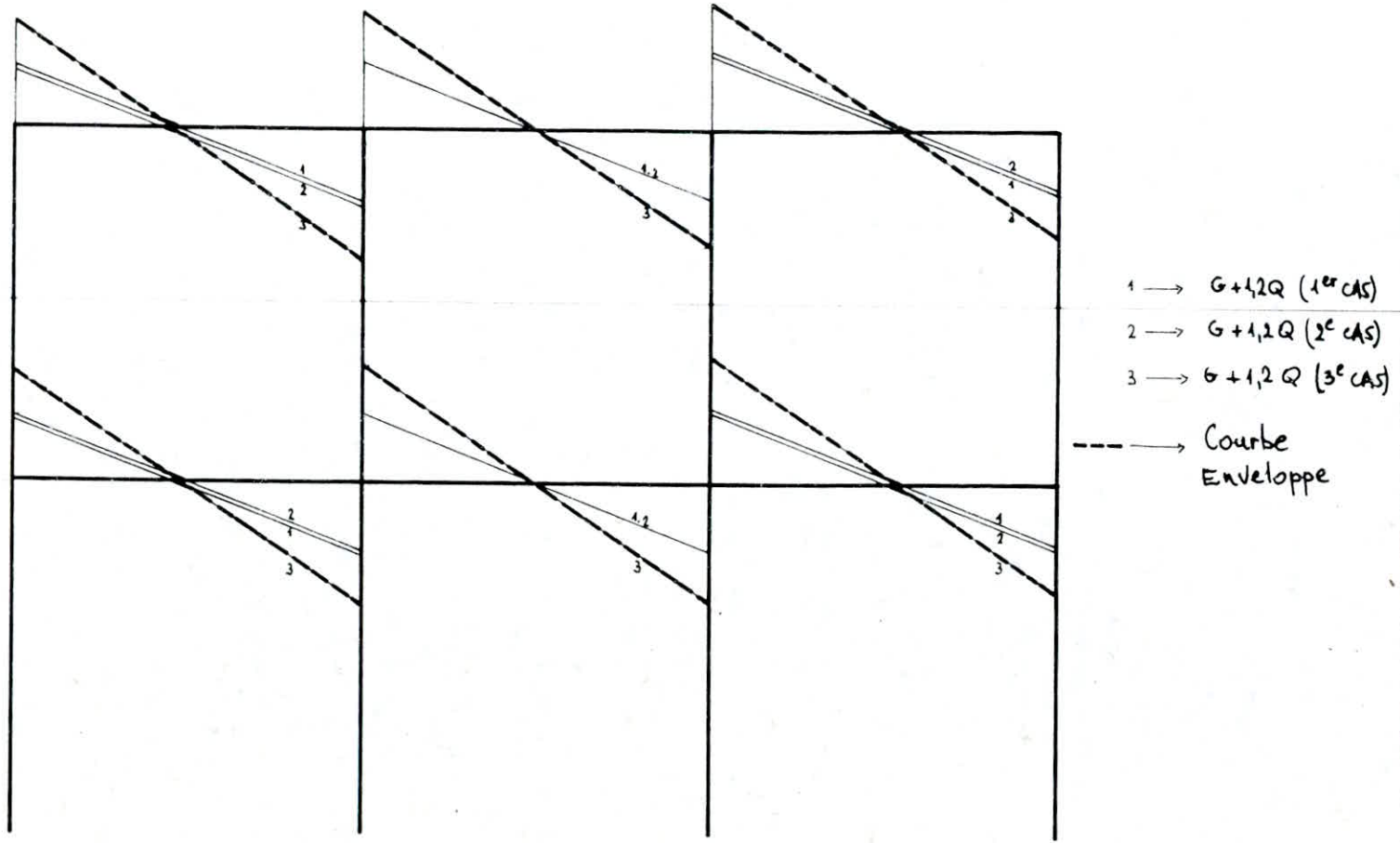


Courbe Enveloppe des Moments
du Portique $P_n 2$ sous $G+Q+\vec{S}_{1n}$

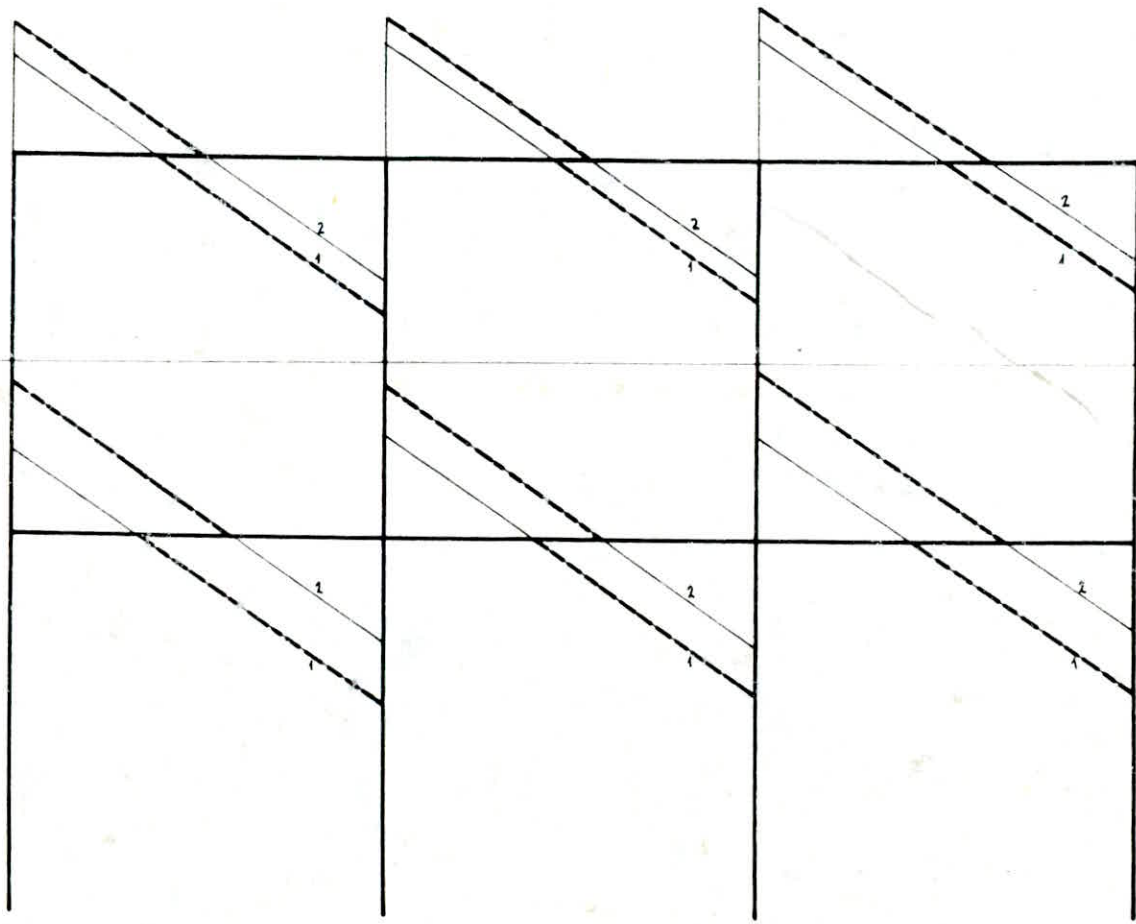


1 → $G+Q+\vec{S}_{1n}$
 2 → $G+Q+\vec{S}_{1n}$
 - - - → Courbe Enveloppe

Courbe Enveloppe des Tranchants
du Portique $P_n 2$ sous $G+1,2Q$



Courbe Enveloppe des Tranchants
 du Portique $P_n 2$ sous $G+Q + \overrightarrow{SI}_n$



1 → $G+Q + \overrightarrow{SI}_n$
 2 → $G+Q + \overleftarrow{SI}_n$
 - - - → Courbe Enveloppe

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

- Poutres
- Poteaux

- FERRAILLAGE DES POUTRES -

Les poutres seront calculées et ferrillées en flexion simple et cela d'après l'article A15 du CCBA 68 qui exclut la prise en compte des efforts normaux.

Les sollicitations de calcul sont les suivantes :

$$SP_1 \text{ si } 1,5 SP_1 > SP_2$$

$$SP_2 \text{ si } 1,5 SP_1 < SP_2$$

Béton :

$$SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 165,24 \text{ E} \quad \text{Section rect.} \longrightarrow \epsilon = 1$$

$$SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 247,86 \text{ E}$$

Aciers HA.

$$\phi \leq 20$$

$$SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200$$

$$\phi > 20$$

$$SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2667$$

$$SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4000$$

1. Armatures longitudinales :

Méthode de calcul (P. CHARON)

1. Section rectangulaire

$$\text{Calcul de } \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \longrightarrow \text{Tableau} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = \\ \kappa = \end{array} \right.$$

- Si $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \implies$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires, la section d'aciers tendus sera :

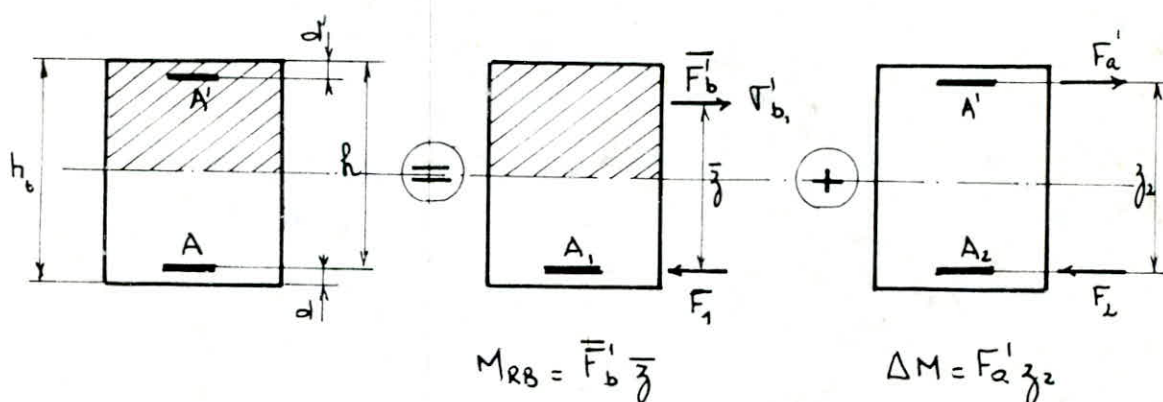
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{avec} \\ h = h_t - d \\ d = \frac{h_t}{10} \end{array} \right.$$

- Si $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} > \bar{\sigma}'_b \implies$ aciers comprimés nécessaires et calcul du moment résistant du béton M_{RB} :

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \bar{\gamma} b h^2 \quad \text{avec:}$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \quad , \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\alpha}{3}$$

La section étudiée sera décomposée comme suit:



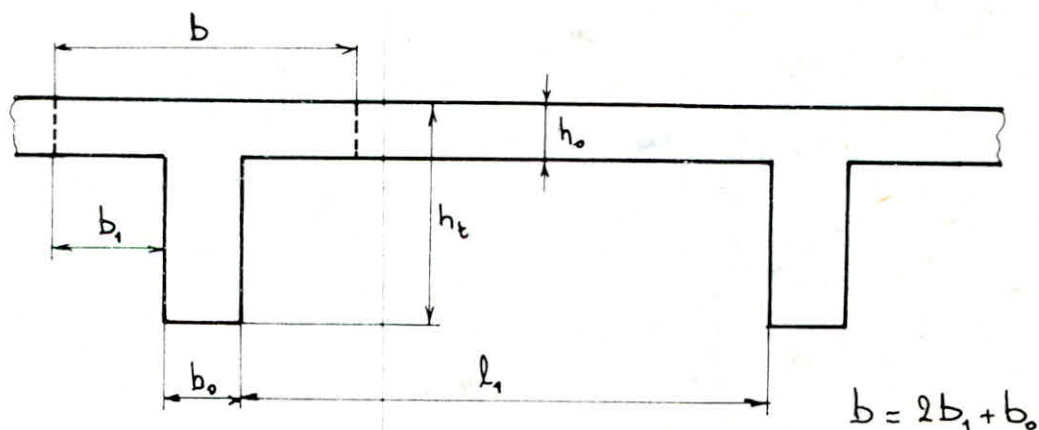
- Armatures tendues: A

$$A = A_1 + A_2 = \frac{M_{RB}}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$$

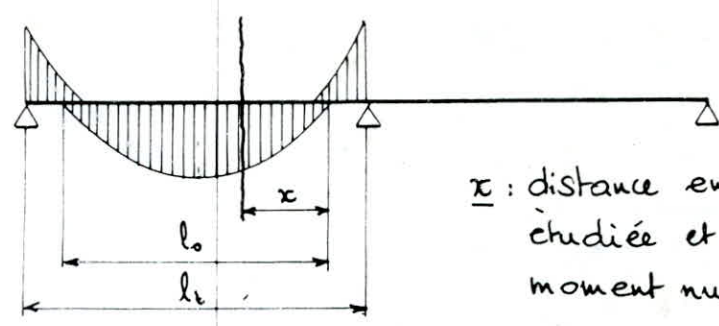
- Armatures comprimées A':

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b \left[\frac{y_1 - d'}{y_1} \right] \quad y_1 = \alpha h$$

2- Section en T:



$$b_1 \leq \begin{cases} l_1/2 \\ l_0/6 \\ l_e/10 \\ 2x/3 \end{cases} \begin{array}{l} \longrightarrow l_0 \text{ mesuré sur courbe enveloppe} \\ \\ \\ \longrightarrow x \text{ mesuré sur courbe enveloppe.} \end{array}$$



x : distance entre la section étudiée et le point de moment nul le plus proche

Méthode de calcul (P. CHARON)

Détermination de l'axe neutre:

calcul de $\mu = \frac{15M}{\sqrt{a} b h^2}$ Tableau $\begin{cases} \varepsilon = \\ \kappa = \\ \alpha = \end{cases} \xrightarrow{\text{calcul}} \alpha h$

- Si $\alpha h \leq h_0 \implies$ l'Axe Neutre tombe dans la table, la section se calcule comme une section rectangulaire de dimension $b \times h$. et:

$$A = \frac{M}{\sqrt{a} \varepsilon h}$$

- Si $\alpha h \gg h_0 \implies$ calcul d'une section en T.

Détermination de la largeur de la table de compression b:

Niveau 1,2 Portique Rg2

$$b_1 \leq \begin{cases} l_1/2 = 470/2 = 235 \text{ cm} \\ l_0/6 = 540/6 = 90 \text{ cm} \\ l_e/10 = 650/10 = 65 \text{ cm} \\ 2x/3 = 2 \cdot 255/3 = 170 \text{ cm} \end{cases} = 65 \text{ cm} \downarrow b = 160 \text{ cm}$$

Niveau 1,2,3 Portique Pn2

$$b_1 \leq \begin{cases} l_1/2 = 620/2 = 310 \text{ cm} \\ l_0/6 = 390/6 = 65 \text{ cm} \\ l_e/10 = 500/10 = 50 \text{ cm} \\ 2x/3 = 2 \cdot 170/3 = 113 \text{ cm} \end{cases} = 50 \text{ cm} \downarrow b = 130 \text{ cm}$$

Portique P_n 2

NIV.	Section	Moments (t.m)	Genre de Sollicit.	b (cm)	b ₀ (cm)	R (cm)	α	αh (cm)	μ	ε	K	σ'_b	A _{calcul} (cm ²)	n ϕ adopté	A _{adopté}	\bar{w} %	
2	3-6	-12,009	SP ₂		30	45			0,0706	0,8911	30,9	135,9	7,13	12 HA 10	9,42	0,69	13 → prendre si $\bar{w} < 0,3\%$
2	trav. 3-6	9,653	SP ₂	130	30	45	0,1852	8,3	0,0196	0,9383	66	42,4	8,16	2 HA 16 2 HA 20	10,3	0,762	
2	6-3	-13,327	SP ₂		30	45			0,1175	0,8656	22,2	126	12,22	12 HA 12	13,57	1,005	
2	6-9	-12,205	SP ₂		30	45			0,1076	0,8705	23,6	118,6	11,13	12 HA 12	13,57	1,005	
2	trav. 6-9	7,93	SP ₂	130	30	45	0,1685	7,58	0,0161	0,9438	74	37,83	6,67	4 HA 16	8,04	0,595	
1	2-5	-20,42	SP ₂		30	45			0,1200	0,8645	21,9	191,7	12,49	12 HA 12	13,57	1,005	
1	trav. 2-5	8,392	SP ₂	130	30	45	0,1734	7,8	0,0170	0,9422	71,5	39,16	7,07	4 HA 16	8,04	0,595	
1	5-2	-21,611	SP ₂		30	45			0,1270	0,8615	21,1	199,05	13,27	12 HA 12	13,57	1,005	
1	5-8	-20,264	SP ₂		30	45			0,1191	0,8649	22	190,9	12,39	12 HA 12	13,57	1,005	
1	trav. 5-8	7,551	SP ₂	130	30	45	0,1648	7,4	0,0153	0,9451	76	36,8	6,34	4 HA 16	8,04	0,595	

R.P.A. Art. 4.2.3.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être :

$$\begin{aligned}
 & \text{(HA)} \quad w_0 = 0,3\% \\
 & \text{(A dx)} \quad w_0 = 0,5\%
 \end{aligned}
 \quad < \bar{w} < 2,5\%$$

Portique Rg 2

NIV.	Section	Moments (t.m)	Genre de Sollicit.	b (cm)	b ₀ (cm)	R (cm)	α	αh (cm)	μ	ε	κ	σ'_b	A _{calcul} (cm ²)	n ϕ adopté	A _{adapté}	$\bar{\omega}$ %	Autre choix
3	DK	-25,355	SP ₂		40	99			0,0231	0,9338	60,5	69,42	6,53	12 HA 12	13,57	0,342	8 HA 16 A=16,08
3	trav. _{DK}	73,769	SP ₁		40	99			0,1058	0,8711	23,8	112,05	32,07	12 HA 20	37,69	0,951	8 HA 25 A=39,26
3	KD	-25,355	SP ₂		40	99			0,0231	0,9338	60,5	69,42	6,53	12 HA 12	13,57	0,342	8 HA 16 A=16,08
2	CG	-38,867	SP ₂		30	54			0,1586	0,8494	18,2	230,7	20,18	4 HA 16 8 HA 14	20,35	1,256	4 HA 20 4 HA 16 A=20,6
2	trav. _{CG}	16,559	SP ₁	160	30	54	0,1818	9,8	0,0190	0,9394	67,5	41,48	11,66	4 HA 20	12,56	0,775	
2	GC	-21,292	SP ₂		30	54			0,0869	0,8812	27,1	154,9	10,65	8 HA 10 4 HA 12	10,80	0,666	4 HA 20 A=12,56
2	GJ	-21,292	SP ₂		30	54			0,0869	0,8812	27,1	154,9	10,65	8 HA 10 4 HA 12	10,80	0,666	4 HA 20 A=12,56
2	trav. _{GJ}	16,559	SP ₁	160	30	54	0,1818	9,8	0,0190	0,9394	67,5	41,48	11,66	4 HA 20	12,56	0,775	
2	JG	-38,867	SP ₂		30	54			0,1586	0,8494	18,2	230,7	20,18	4 HA 16 8 HA 14	20,35	1,256	4 HA 20 4 HA 16 A=20,6
1	BF	-43,332	SP ₂		30	54			0,1769	0,8428	16,8	250	22,67	12 HA 16	24,12	1,488	8 HA 20 A=25,13
1	trav. _{BF}	15,655	SP ₁	160	30	54	0,1765	9,5	0,0179	0,9408	69,5	40,2	11,00	4 HA 20	12,56	0,775	
1	FB	-41,842	SP ₂		30	54			0,1708	0,8447	17,2	244,2	21,84	12 HA 16	24,12	1,488	8 HA 20 A=25,13
1	FI	-41,842	SP ₂		30	54			0,1708	0,8447	17,2	244,2	21,84	12 HA 16	24,12	1,488	8 HA 20 A=25,13
1	trav. _{FI}	15,655	SP ₁	160	30	54	0,1765	9,5	0,0179	0,9408	69,5	40,2	11,00	4 HA 20	12,56	0,775	
1	IF	-43,332	SP ₂		30	54			0,1769	0,8428	16,8	250	22,67	12 HA 16	24,12	1,488	8 HA 20 A=25,13

- Verification des armatures longitudinales:

a, Pourcentage minimal → déjà fait.

b, Contraintes:

$$A \text{ adopté } \rightarrow w = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \begin{cases} \mu' = \rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{\mu' b h^2} < \bar{\sigma}'_b \\ \mu = \rightarrow \sigma_a = \frac{15 M}{\mu b h^2} < \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

$$\text{Section en T} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 165,24 \text{ } \epsilon \quad \text{avec } \epsilon = 0,4 \frac{b_0}{b} + 0,6 \quad \left(\begin{array}{l} \text{pour} \\ h_0 > 10 \end{array} \right)$$

c, Fissuration:

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$K: 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable.

ϕ : plus grand ϕ des aciers tendus.

η : HA → $\eta = 1,6$

Verification des contraintes

Sections	Moment	Sollicit.	A adopté	$\bar{\omega}$	μ'	σ'_b	$\bar{\sigma}'_b$	μ	σ_a	$\bar{\sigma}_a$
DK, KD	-25,355	SP ₂	13,57	0,342	0,1239	52,19	247,86	0,0464	2090,7	4200
trav. DK	73,769	SP ₁	37,69	0,951	0,1769	106,3	165,24	0,1228	2298,4	2800
CG, JG	-38,867	SP ₂	20,35	1,256	0,1923	231	247,86	0,1584	4181	4200
trav. CG GT	16,559	SP ₁	12,56	0,775	0,1658	114,16	165,24	0,1015	2797,3	2800
GC, GT	-21,292	SP ₂	10,80	0,666	0,1576	154,43	247,86	0,0879	4153,46	4200
BF, IF	-43,332	SP ₂	24,12	1,488	0,2018	245,45	247,86	0,1869	3975,4	4200
trav. BF FI	15,655	SP ₁	12,56	0,775	0,1658	107,9	165,24	0,1015	2644,6	2800
FB, FI	-41,842	SP ₂	24,12	1,488	0,2018	237	247,86	0,1869	3838,7	4200
3-6	-12,009	SP ₂	9,42	0,69	0,1596	123,86	247,86	0,0910	3258,4	4200
trav. 3-6	9,653	SP ₁	10,3	0,762	0,1648	96,4	165,24	0,0997	2390,6	2800
6-3	-13,327	SP ₂	13,57	1,005	0,1802	121,7	165,24	0,1300	2531,2	2800
6-9	-12,205	SP ₂	13,57	1,005	0,1802	111,5	165,24	0,1300	2318,1	2800
trav. 6-9	7,93	SP ₁	8,04	0,595	0,1517	86,04	165,24	0,0790	2478,5	2800
2-5	-20,42	SP ₂	13,57	1,005	0,1802	186,5	247,86	0,1300	3878,4	4200
trav. 2-5	8,392	SP ₁	8,04	0,595	0,1517	91,06	165,24	0,0790	2623	2800
5-2	-21,611	SP ₂	13,57	1,005	0,1802	197,4	247,86	0,1300	4104,6	4200
5-8	-20,264	SP ₂	13,57	1,005	0,1802	185,1	247,86	0,1300	3848,6	4200
trav. 5-8	7,551	SP ₁	8,04	0,595	0,1517	81,9	165,24	0,0790	2360	2800

Sens Transv.
Ry 2

Sens Long.
Rx 2

Verification à la fissuration.

Sections	A	$B_f = 2bd$	$w_f = \frac{A}{B_f}$	plus grand ϕ (mm)	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_{af}$		
DK, KD	13,57	880	0,0154	12	2672	2859,9	2800	2800		
trav. KD	37,69	880	0,0428	20	3598,3	2215,3	2800	2800		
CG	20,35	360	0,0565	16	5417	2476,7	2800	2800		
trav. CG	12,56	360	0,0348	20	3103,7	2215,3	2800	2800		
GC	10,80	360	0,03	12	4615,3	2859,9	2800	2800		
GJ	10,80	360	0,03	12	4615,3	2859,9	2800	2800		
trav. GJ	12,56	360	0,0348	20	3103,7	2215,3	2800	2800		
JG	20,35	360	0,0565	16	5417	2476,7	2800	2800		
BF	24,12	360	0,067	16	6017,9	2476,7	2800	2800		
trav. BF	12,56	360	0,0348	20	3103,7	2215,3	2800	2800		
FB	24,12	360	0,067	16	6017,9	2476,7	2800	2800		
FI	24,12	360	0,067	16	6017,9	2476,7	2800	2800		
trav. FI	12,56	360	0,0348	20	3103,7	2215,3	2800	2800		
IF	24,12	360	0,067	16	6017,9	2476,7	2800	2800		
3-6	9,42	300	0,0314	10	5735,1	3132,8	2800	2800		
trav. 36	10,3	300	0,0343	20	3066,9	2215,3	2800	2800		
6-3/6-9/25 5-2/5-8.	13,57	300	0,045	12	6229	2859,9	2800	2800		
trav. ⁶⁻⁹ ₂₋₅ 5-8	8,04	300	0,0268	16	3170,3	2476,7	2800	2800		

Sens Long. \times Sens Transv.
Pg. 2

d) Condition de non fragilité - ccBA 68 Art. 5-2.-

Poutres flechies $\longrightarrow A \geq b_0 R \psi_A \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$

b_0 : largeur de la nervure (b pour une section rectangulaire)

$\psi_A = \begin{cases} 0,35 & \text{pour aciers bruts de laminage} \\ 0,54 & \text{pour aciers écrouis.} \end{cases}$

Portique Rq2 :

niveau 3 $\longrightarrow A \geq 40.99. 0,54 \frac{7,1}{2800} \left(\frac{110}{99}\right)^2 = 6,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifié}$

niveau 2,1 $\longrightarrow A \geq 30.54. 0,54 \frac{7,1}{2800} \left(\frac{60}{54}\right)^2 = 2,74 \longrightarrow \text{Verifié}$

e) Fliche

On ne fera pas de justification de fliche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$-\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$

$-\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

$-\frac{A}{bR} \leq \frac{43}{\sigma_{ca}(\text{bars})}$

l: portée de la poutre

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment isostatique

A: section des armatures tendues

b: largeur de la nervure.

Poutre DK

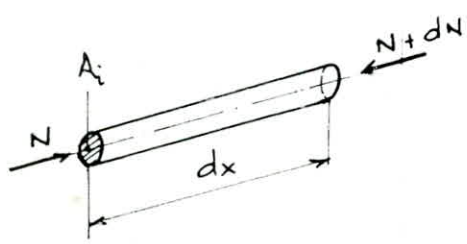
$-\frac{110}{1270} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,062. \longrightarrow \text{Verifié}$

$-\frac{110}{1270} = 0,086 \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{74,352}{85,281} = 0,087 \text{ à } 1\% \longrightarrow \text{Verifié}$

$-\frac{A}{bR} \leq 40.99 \cdot \frac{43}{4120} = 41,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Verifié}$

idem pour toutes les poutres

f/ Adhérence d'entraînement des armatures de traction. Art. 29.11
 L'accroissement de l'effort de traction de l'armature tendue entre les abscisses x et $x+dx$ dû à la variation du moment fléchissant engendre l'effort tangent Δ le long de l'armature. Cet effort tangent met en jeu l'adhérence acier béton. Δ tend à faire glisser l'armature longitudinale sur dx .



$$\Delta = \frac{S_i}{l_i} \cdot T \longrightarrow \tau_d$$

S_i : M^t statique / A.N de la partie d'armature entraînée

$$\tau_d = \frac{T}{P_u z} \leq \bar{\tau}_d = 3 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \cdot 15 \cdot 7,11 = 31,95 \text{ kg/cm}^2$$

Portique Rq2

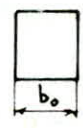
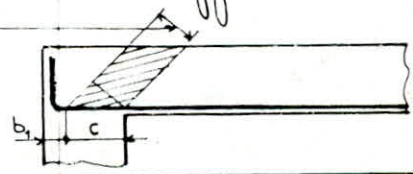
Section	T (t)	$z = \frac{7}{8} R$	Nappe inf. isolée	$P_u = n \pi \phi$	τ_d
DK	28,34	86,5	4HA20	25,12	13,02
CG	26,35	47,2	4HA20	25,12	22,22
GC	27,78	47,2	4HA20	25,12	23,43
BF	27,67	47,2	4HA20	25,12	23,33
FB	29,1	47,2	4HA20	25,12	24,5

g/ Appuis:

La transmission des charges à l'appui se fait par une bielle inclinée à 45° .

Cette bielle doit transmettre l'effort tranchant T. Elle est soumise à un effort de compression $T\sqrt{2}$.

largeur de bielle
 $= \frac{c \sqrt{2}}{2}$



Section de la bielle $S_b = b_o \frac{c\sqrt{2}}{2}$

c doit verifier $\sigma'_{b_o} = \frac{T\sqrt{2}}{c\sqrt{2}/2 b_o} = \frac{2T}{c b_o} \leq \bar{\sigma}'_{b_o}$

$c \geq \frac{2T}{\sigma'_{b_o} b_o}$

$SP_2 \rightarrow \sigma'_{b_o} = 123,9 \text{ kg/cm}^2$

$SP_1 \rightarrow \sigma'_{b_o} = 82,6 \text{ kg/cm}^2$

Section	b_o (cm)	T (t) SP ₂	C_{min} (cm)	T (t) SP ₁	C_{min} (cm)
DK	40	28,34	11,4	26,24	15,9
CG	30	26,35	14,1	20,24	16,3
GC	30	27,78	14,9	23,16	18,7
BF	30	27,67	14,8	20,37	16,4
FB	30	29,1	15,6	23,03	18,6

h/ Section d'acier à ancrer : CCBA 88 Art. 35,32

Si le moment flichissant agissant sur un appui, positif ou négatif est inférieur en module à T, la section minimale des armatures de traction qui doivent être conduite jusqu'à cet appui et ancrés totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à $T + \frac{M}{3}$.

$A_i \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{Ma}{3} \right)$

Ma pris avec son signe.

On distinguera 2 cas :

1, $T + \frac{Ma}{3} < 0$ ancrage non nécessaire.

2, $T + \frac{Ma}{3} > 0$ ancrage nécessaire

La valeur de $T + \frac{Ma}{3}$ prise en compte résultera de la combinaison donnant la plus grande valeur positive.

	Appui DK $z = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} 99 = 86,6$			Appui CG $z = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} 54 = 47,2$			Appui GC $z = 47,2$			Appui BF $z = 47,2$			Appui FB		
	T (t)	Ma (t.m)	Ai \geq cm ²	T	Ma	Ai \geq	T	Ma	Ai \geq	T	Ma	Ai \geq	T	Ma	Ai \geq
G+1,2Q (1 ^{er} cas)	26,45	-13,055	4,06	21,73	-18,807	-6,4	21,67	-3,218	5,3	5,20	-3,908	-1,1	8,59	-14,931	-8,2
G+1,2Q (2 ^e cas)	26,03	-10,325	5,04	5,30	-5,419	-2,2	8,48	-0,374	2,7	21,60	-19,282	-6,8	21,80	-19,946	-7,3
G+1,2Q (3 ^e cas)	26,24	-12,273	4,3	20,24	-17,186	-5,7	23,16	-11,292	-0,27	20,37	-17,754	-6,1	23,03	-26,392	-11,7
0,8G + $\vec{S}1_u$	19,10	3,414	5,5	0,81	14,428	7,5	10,21	-16,16	-5,7	-0,93	19,701	9,7	11,96	-22,238	-8,3
0,8G + $\vec{S}1_u$	22,88	-21,185	-0,4	10,05	-25,692	-10,5	0,97	3,84	2,1	11,21	-28,389	-11,6	0,18	8,642	4,4
G+Q + $\vec{S}1_u$	24,14	1,975	6,3	0,68	14,641	7,5	27,78	-21,292	-4,1	-0,87	20,142	9,9	29,1	-41,842	-14,1
G+Q + $\vec{S}1_u$	28,34	-25,355	-0,22	26,35	-38,867	-13,3	3,86	9,626	5,7	27,67	-43,332	-15,2	2,52	0,519	0,86

• Les sections d'ancrage des Ai retenues sont celles qui sont encadrées.

• Pour les As on optera pour une section d'ancrage $A_s \geq \frac{Ma}{z \sqrt{f_a}}$ avec Ma le plus grand négatif.

Appui DK
Ma = -25,355 t.m
A_s = 6,97 cm²

Appui CG
Ma = -38,867
A_s = 19,5 cm²

Appui GC
Ma = -21,292 t.m
A_s = 10,74 cm²

Appui BF
Ma = -43,332 t.m
A_s = 21,86 cm²

Appui FB
Ma = -41,842
A_s = 21,10 cm²

i/ Ancrage.

condition pour ancrage total:

P. CHARON

$$l_2 + 1,89 l_1 \geq l_d - 2,21 r$$

avec $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

zone d'ancrage normal $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 7,1 = 19,96$

$\phi = 20$: $l_d = \frac{2}{4} \cdot \frac{2800}{19,96} = 70 \text{ cm.}$

Dispositions constructives à respecter : R.P.A 81 (fig 8).

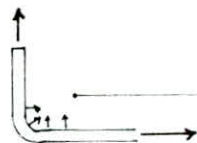
$$l_1 \geq 20 \phi = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 + \frac{\pi(2r)}{3} + l_1 \geq \max(30 \phi; 50 \text{ cm}).$$

Donc l_1 et l_2 seront prises de respectant les conditions suivantes:

- $l_2 + 1,89 l_1 \geq l_d - 2,21 r \approx 46 \text{ cm}$
- $l_1 \geq 20 \phi = 40 \text{ cm}$
- $l_2 + 23 + l_1 \geq 60 \text{ cm.}$

j/ Ecrasement du béton:



risque de dépasser $\bar{\sigma}_a$
 \downarrow
 Ecrasement du béton

r: rayon de courbure des barres $r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a$: contrainte au début du crochet, on prend $\bar{\sigma}_a$

$\nu = 1$ pour barre courbée isolée

d = entourage minimal

$$d \approx 6 - \phi/2 = 5 \text{ cm}$$

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \nu$$

$$r \geq 0,10 \cdot 2 \cdot \frac{2800}{82,6} \left(1 + \frac{2}{5}\right) 1 = 9,5 \text{ cm}$$

$$r = 11 \text{ cm} > \bar{r} = 9,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

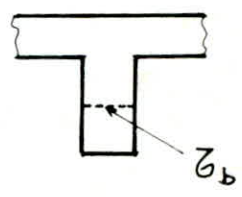
b) Résistance à l'effort tranchant: - Stabilité de l'âme

La contrainte de cisaillement du béton doit vérifier:

$$\tau_{b, \max} = \frac{T_{\max}}{b_0 z} \leq \bar{\tau}_b \quad \gamma = \frac{7}{8} R$$

- Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b$

- Si $\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_b$

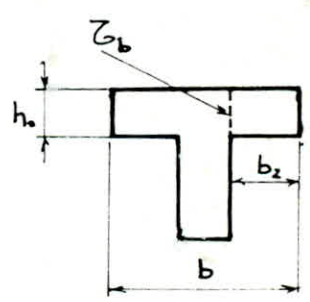


Section	T	σ'_b	$\bar{\sigma}'_{b_0}$	z	b_0	z_b	$\bar{\tau}_b$
DK	28,34	52,19	123,9	86,6	40	8,18	37,25
CG	26,35	231	123,9	47,2	30	18,6	28,06
GC	27,78	154,43	123,9	47,2	30	19,6	34,6
BF	27,67	245,45	123,9	47,2	30	19,5	26,82
FB	29,1	237	123,9	47,2	30	20,55	27,55

b) Jonction hourdi - Nervure

$$\tau_b = \frac{T}{z h_0} \cdot \frac{b_2}{b} \leq \bar{\tau}_b$$

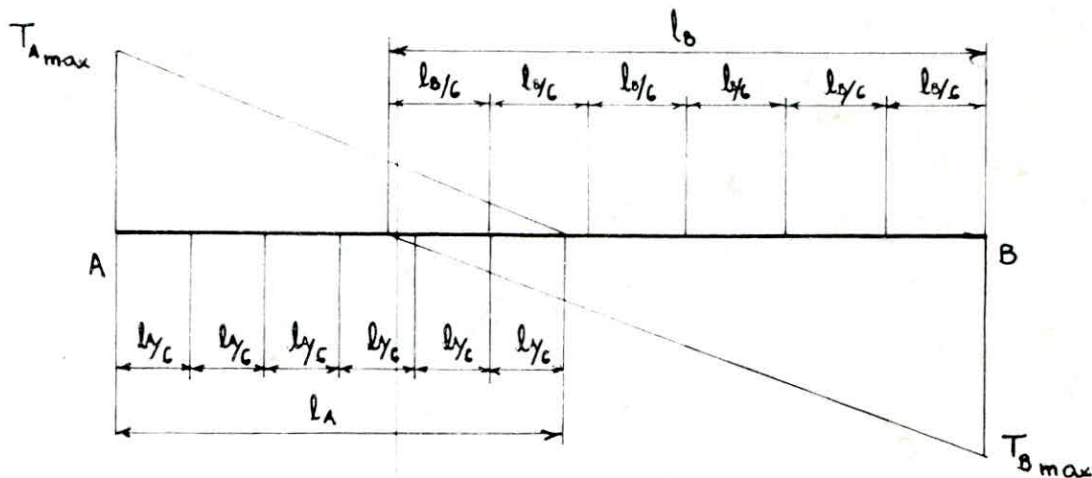
avec $\bar{\tau}_b = 4 \bar{\sigma}'_b$



Section	T (t)	z (cm)	h_0 (cm)	b_2 (cm)	b_{cm}	z_b	$\bar{\tau}_b$
CG	26,35	47,2	12	65	160	18,89	42,6
GC	27,78	47,2	12	65	160	19,9	42,6
BF	27,67	47,2	12	50	130	18,78	42,6
FB	29,1	47,2	12	50	130	19,76	42,6

2. Armatures transversales:

Méthode pratique de répartition des aciers transversaux.



- l_A, l_B mesurés sur Courbes Enveloppes de tranchants

- Détermination des écarts en l_A et l_B

Calcul en A:

A_t choisis $\longrightarrow t_A$

• 1^{er} tronçon

Le 1^{er} écart à partir du nu d'appui sera égal à $\frac{t_A}{2}$
Les autres écarts qui suivent le 1^{er} seront égaux à t_A

• 2^e tronçon

Tous les écarts seront égaux chacun à $1,2 t_A$

• 3^e tronçon $\longrightarrow 1,5 t_A$

• 4^e tronçon $\longrightarrow 2 t_A$

• 5^e tronçon $\longrightarrow 3 t_A$

• 6^e tronçon $\longrightarrow 6 t_A$

Calcul en B

même procédé.

Nota: Les écarts se situant dans la partie centrale (mi-travée) seront pris égaux au min $\{t_A, t_B\}$.

Poutre du portique Rg 2, niveau 2

Le choix étant fait sur 2 cadres $\phi 10$ et 1 étrier $\phi 8$ droits espacés d'un écartement t .

$4\phi 10 + 2\phi 8 \rightarrow A_t = 3,14 + 1,01 = 4,15 \text{ cm}^2$

On suppose une reprise de bétonnage $\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ent}$

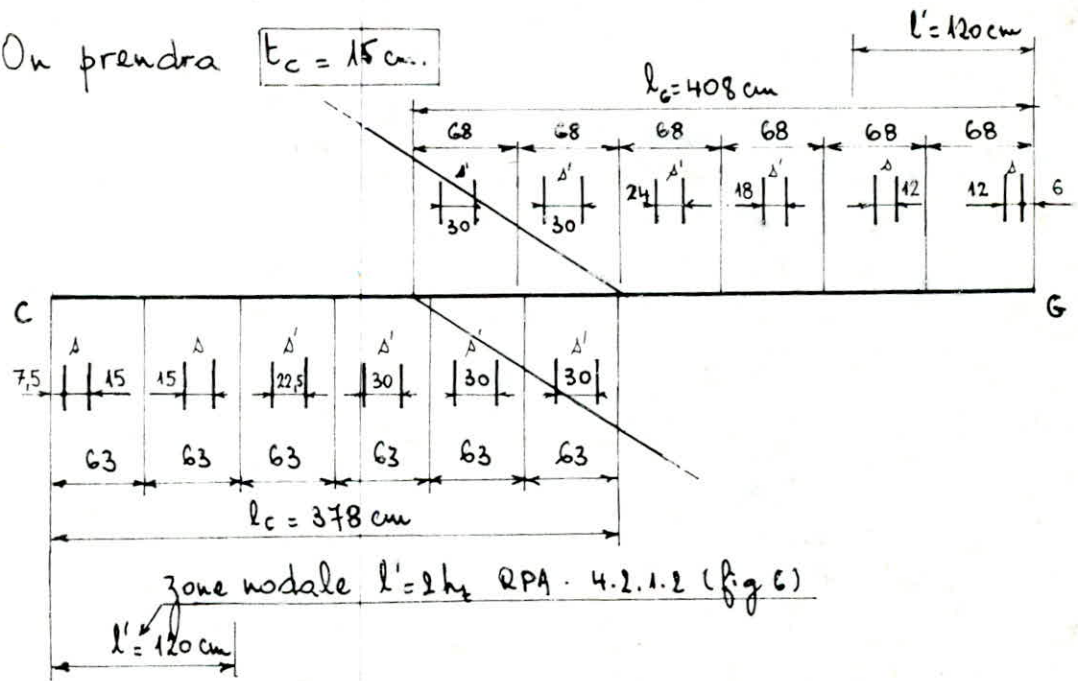
Condition d'espacement: Appui CG $= \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{CG}} = \frac{4,15 \cdot 47,2 \cdot 1600}{20,24 \cdot 10^3} = 15,5 \text{ cm}$

espacement admissible - CEB-A 68.

$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = R \left(1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 54 \left(1 - 0,3 \frac{18,6}{10,65}\right) = 25 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2 R = 0,2 \cdot 54 = 10,8 \text{ cm} \end{cases}$

On prendra $t_c = 15 \text{ cm}$.



espacement admissible - RPA 4.2.3.2.2.

zone nodale : $s \leq \min \begin{cases} h_t/4 = 60/4 = 15 \text{ cm} \\ 12 \phi = 12 \cdot 1,4 = 16,8 \text{ cm} \end{cases}$ ϕ : plus petit diamètre des A_t

En dehors de la zone nodale : $s' \leq h_t/2 = 30 \text{ cm}$.

Section d'armatures min: - zone nodale $A_t \geq 0,003 A_b$
- zone courante $A_t \geq 0,003 A'b$

- condition d'espacement : Appui GC.

$$t \leq \frac{A_{t3} \sqrt{f_{ct}}}{f_{gc}} = \frac{4,15 \cdot 47,2 \cdot 1600}{23,16 \cdot 10^3} = \underline{13,5 \text{ cm}}$$

- espacement admissible - CCBA 68

$$\bar{E} = \max \begin{cases} \bar{E}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{Z_b}{\bar{J}_b} \right) = 54 \left(1 - 0,3 \frac{19,6}{10,65} \right) = \underline{24 \text{ cm}} \\ \bar{E}_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 54 = 10,8 \text{ cm} \end{cases}$$

- espacement admissible - RPA. 4.2.3.2.2.

• zone nodale : $s \leq \min \begin{cases} h/4 = 60/4 = 15 \text{ cm} \\ 12 \phi = 12 \cdot 1 = \underline{12 \text{ cm}} \end{cases}$ ϕ : plus petit diamètre des A_i

On prendra $t_s = 12 \text{ cm}$.

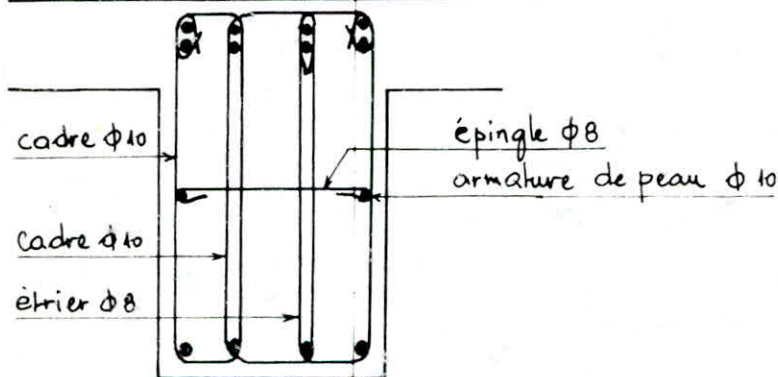
• En dehors de la zone nodale : $s' \leq h/2 = 30 \text{ cm}$

- Section d'armatures minimum.

• zone nodale $A_t \geq 0,003 A b_0$

• zone courante $A_t \geq 0,003 A' b_0$

Portique Rg2 - Niveau 2 - Appui CG



Même procédé pour les autres sections ; Les résultats finaux, ainsi que les dispositions constructives sont contenus dans les dessins de ferrailage.

Répartition des armatures longitudinales - Epure d'arrêt des barres :

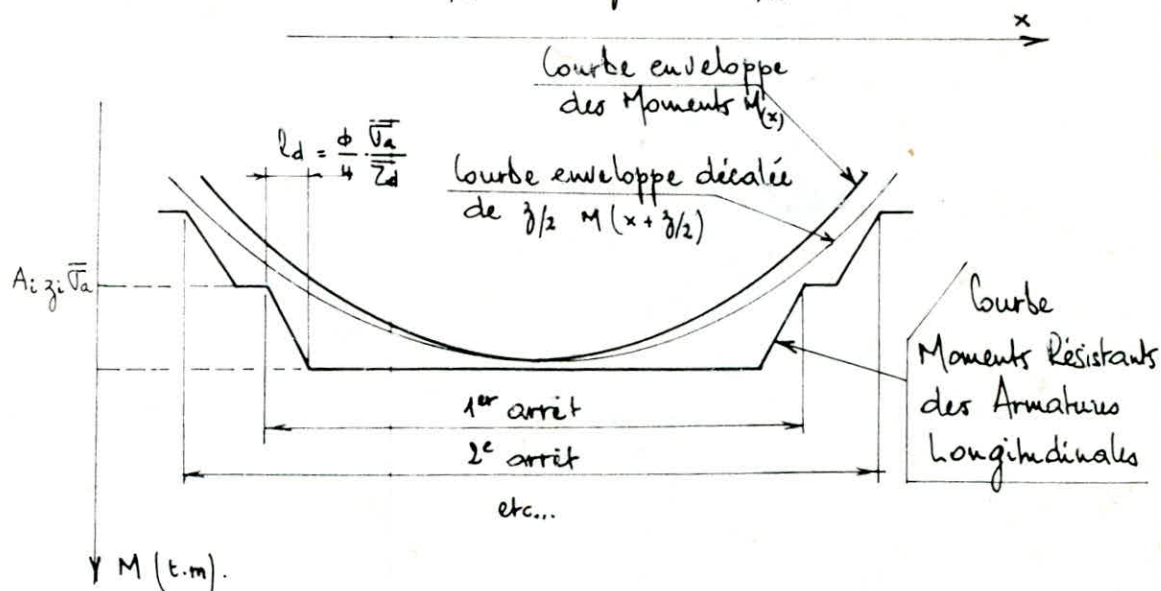
La courbe du moment fléchissant extérieur obtenue à l'aide de la courbe enveloppe établie précédemment sera décalée d'une distance $a_1 = \frac{3}{2}(1 - \cotg \alpha)$, α étant l'inclinaison des armatures transversales.

Ce décalage est dû à l'influence de l'effort tranchant.

On effectuera une translation de $\frac{3}{2}(1 - \cotg \alpha)$ parallèlement à l'axe des abscisses représentant l'axe des distances.

Donc la traction des armatures longitudinales en un abscisse x doit être évaluée en fonction de $M(x + a_1)$.

Dans notre cas, on utilisera des armatures transversales droites, donc $\alpha = 90^\circ$ et $a_1 = \frac{3}{2}(1 - \cotg 90^\circ) = \frac{3}{2}$.



Moment Résistant des barres arrêtées

$$M_{ra} = A_i z_i \bar{\sigma}_a$$

$$z_i \approx \frac{7}{8} R$$

R.P.A. 4-2-3-2-1.

- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent porter des armatures filantes (supérieures et inférieures avec une section minimale indiquée sur la fig. 8).

- FERRAILLAGE DES POTEAUX -

Les poteaux sont sollicités par les efforts suivants :

- Efforts Normaux.
 - Efforts Tranchants
 - Moments fléchissants
- } Sens Transv. et Long. \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{FLEXION} \\ \text{COMPOSÉE} \\ \cdot M_x, N \\ \cdot M_y, N \end{array} \right.$

En principe le calcul se fait sous la plus défavorable sollicitation du 1^{er} genre et sous la plus défavorable de SP_2 en adoptant finalement la plus grande section d'acier.

En pratique, les sollicitations du 1^{er} genre sont suffisantes dans le cas des éléments soumis à la compression simple ou à la flexion simple. Par contre, en flexion composée c'est le 2^e genre qui est prépondérant.

Sollicitations de calcul :

- Pour le calcul du béton comprimé et aciers comprimés, on utilisera les efforts suivants :

- $M_{max}, N_{correspondant}$.
- N_{max}, M_{corr} .

- Pour le calcul des armatures tendues, on utilisera les efforts suivants :

- N_{min}, M_{corr} .

Contrainte admissible du béton : (Voir Caractéristiques des Matériaux et Contraintes Admissibles)

- Armatures longitudinales :

Méthode de calcul :

- 1- On procédera à un choix de la section d'acier pour chaque section de béton en tenant compte des considérations suivantes :
 - Poteaux à sections variables.
 - Le pourcentage minimum des armatures longitudinales est de 1% en zone II. R.P.A. 81. 4.2.3.1.1

2- On tiendra compte des Restrictions dues au flambement (CCBA 68)

- Pièces chargées axialement: ($N \neq 0, M = 0$)

- $\lambda \leq 50 \rightarrow$ Calcul en Compression simple.
- $50 < \lambda \leq 150 \rightarrow$ Calcul en Flexion composée $\rightarrow \begin{cases} N \\ e_0 = f_c \end{cases}$

$$e_0 = f_c = \frac{8i^2}{\sigma} (1 + \zeta) 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2}$$

- Charges excentrées: (N, M, e_0).

- $\lambda \leq 35 \rightarrow$ F.C avec N, e
- $35 < \lambda \leq 50 \rightarrow$ F.C avec $e_0 = e_{\text{calcul}} + f_{1c}$
- $50 < \lambda \leq 150 \rightarrow N$; calcul d'un nouvel élancement λ'

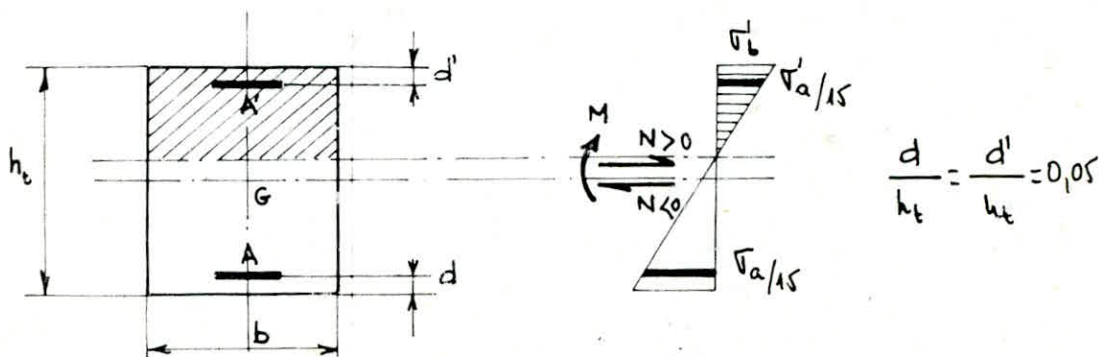
$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33.000}{1 + 0,6\zeta} \cdot \frac{e_{\text{calcul}}}{h_t} \rightarrow$$

\rightarrow et le calcul se fera comme le calcul des charges axiales.

3- Vérifications des contraintes du béton et de l'acier:

-- Sections rectangulaires avec armatures symétriques ($A = A'$)
partiellement comprimées - (car ou $e_0 > e_1$)

(Aide Mémoire Béton Armé - Victor Davidovici - Tableau 4-46)



$$\left. \begin{array}{l} \text{choix} \rightarrow \bar{\omega} = \frac{100A}{b h t} = \frac{100 A'}{b h t} \\ \text{calcul} \rightarrow K_e = \frac{N}{M} h t \end{array} \right\} \text{Tableau} \left\{ \begin{array}{l} K_b = \\ K_e = \end{array} \right.$$

verification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{b h t^2} \leq \bar{\sigma}_b \quad \sigma_a = K \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_a$$

- Section entierement comprimée (car où $e_0 \leq e_1$) :
utilisation de la methode de P. CHARON.

Application Numerique : Poteau P₁₂

• Niveau 1.

Poteau est à ses extremités encastré dans un massif de fondation et $l_c = 0,7 \cdot l_0$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens } x \\ \text{Sens } y \end{array} \right\} \rightarrow l_{c_{x,y}} = 0,7 \cdot 535 = 374,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{c_x}}{i_x} = \frac{l_{c_x}}{\sqrt{\frac{I_x}{B}}} = \frac{374,5}{\sqrt{\frac{60 \cdot 40^3 / 12}{40 \cdot 60}}} = 32,4 < 35$$

$$\lambda_y = \frac{l_{c_y}}{i_y} = \frac{l_{c_y}}{\sqrt{\frac{I_y}{B}}} = \frac{374,5}{\sqrt{\frac{40 \cdot 60^3 / 12}{40 \cdot 60}}} = 21,6 < 35$$

} F.C avec $N_1, e_{0 \text{ calcul}}$

• Niveau 2.

Sens x → Poteau est à ses extremités assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

effectivement $R_{\text{pout}} = 625 \text{ cm}^3 > R_{\text{pot}} = 498,442 \text{ cm}^3$

$$l_{c_x} = 0,7 \cdot l_0 = 374,5$$

$$\lambda_x = \frac{l_{c_x}}{i_x} = \frac{374,5}{\sqrt{\frac{50 \cdot 40^3 / 12}{40 \cdot 50}}} = 32,4 < 35 \rightarrow \text{F.C avec } N_1, e_{0 \text{ calcul}}$$

Sens y: Les conditions déjà citées n'étant pas remplies $\rightarrow l_{cy} = 0,9 l_0$
d'où $l_{cy} = 0,9 \cdot 535 = 481,5 \text{ cm}$

$$\lambda_y = 33,36 < 35 \rightarrow \text{F.C. avec } N_1, e_0 \text{ calcul}$$

• Niveau 3.

Sens x $\rightarrow l_{cx} = 0,7 \cdot l_0 = 374,5 \text{ cm}$

$$\lambda_x = \frac{l_{cx}}{i_x} = \frac{374,5}{\sqrt{\frac{40 \cdot 40^3 / 12}{40 \cdot 40}}} = 32,4 < 35 \rightarrow \text{F.C. avec } N_1, e_0 \text{ calcul}$$

Sens y $\rightarrow l_{cy} = 0,9 l_0 = 481,5 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_{cy}}{i_y} = \frac{481,5}{\sqrt{\frac{40 \cdot 40^3 / 12}{40 \cdot 40}}} = 41,69$$

$35 < \lambda_y = 41,69 \leq 50 \rightarrow \text{F.C. avec } e_0 = e_0 \text{ calcul} + f_{ic}$

$$\begin{aligned} \text{avec } f_{ic} &= 0,16 (\lambda - 35) e_0 \text{ calcul} \\ &= 0,16 (41,69 - 35) e_0 \text{ calcul} = 1,07 e_0 \text{ calcul} \end{aligned}$$

- vérification des contraintes du poteau P_{12} au niveau 3 à sa base

sous M_{\max} , N_{corr} :

• Moment ramené par le portique $R_g 2 \rightarrow M_{y_{\max}} = 19,62 \text{ t.m (SP}_2)$

• Moment ramené par le portique $P_n 1 \rightarrow M_{x_{\max}} = 13,93 \text{ t.m (SP}_2)$

• Effort Normal ramené par les 2 portiques $N_{\text{corr}} = 36,01 \text{ t. (SP}_2)$

Sens x:

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h_t} = \frac{100 A'}{b h_t} = 0,75 \quad e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{13,93 \cdot 10^5}{36,01 \cdot 10^3} = 38,7 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{40}{6}$$

$$K_e = \frac{N}{M_x} h_t = \frac{36,01 \cdot 10^3}{13,93 \cdot 10^5} 40 \approx 1$$

$$\left. \begin{array}{l} \tilde{\omega} = 0,75 \\ K_e = 1 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} K_b = 0,18 \rightarrow \nabla'_b = \frac{1}{K_b} \frac{M_x}{b h_t^2} = \frac{13,93 \cdot 10^5}{0,18 \cdot 40 \cdot 40^2} \approx 121 < \overline{\nabla}_{b_2} \\ K = 17,88 \rightarrow \nabla'_a = K \nabla'_b = 17,88 \cdot 121 = 2162 < \overline{\nabla}_{a_2} \end{array}$$

Sens y:

$$\tilde{w} = \frac{100A}{bht} = \frac{100A'}{bht} = 0,75$$

$$e_{o, \text{cal}} = \frac{M_y}{N} = \frac{19,62 \cdot 10^5}{36,01 \cdot 10^3} = 54,5 \text{ cm}$$

$$e_o = e_{o, \text{cal}} + 1,07 e_{o, \text{cal}} = 54,5 + 1,07 \cdot 54,5 = 113 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{d'où } \tilde{w} = 0,75 \\ K_e \approx 0,40 \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} K_b = 0,20 \\ K = 25,69 \end{array}$$

$$\sigma'_b = \frac{19,62 \cdot 10^5}{0,20 \cdot 40 \cdot 40} = 153,3 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_{b_2} (SR_2)$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 25,69 \cdot 153,3 = 3937,8 < \overline{\sigma}_a (SR_2)$$

Même procédé de vérification pour $\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}}, M_{x, \text{corr.}} \\ N_{\text{max}}, M_{y, \text{corr.}} \end{array} \right.$ et $\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{min}}, M_{x, \text{corr.}} \\ N_{\text{min}}, M_{y, \text{corr.}} \end{array} \right.$

Prescriptions relatives aux armatures longitudinales : R.P.A. 81.4.3.3.1.1

- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Le diamètre minimum est de 14 mm en zone II
- la longueur minimale des recouvrements est de $50 \phi_z^{\text{max}}$ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur des zones de nœuds.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera de 1% en zone II, sans toutefois dépasser en toute section:
 - 4% pour $\sigma'_{28} \leq 270 \text{ bars}$
 - 5% pour $\sigma'_{28} > 270 \text{ bars}$

- Armatures transversales :

- CCBA 68 :

• zone courante :

choix de $\Phi_t \rightarrow \frac{\Phi_l}{\Phi_t} \approx 3$

écartement $t \leq \begin{cases} E_1 = (100 \Phi_t - 15 \Phi_{lmax}) (2 - \frac{\nabla'_b}{\nabla'_{b_0}}) \\ E_2 = 15 (2 - \frac{\nabla'_b}{\nabla'_{b_0}}) \Phi_{lmin} \end{cases}$

∇'_b : contrainte réelle à l'intérieur du poteau.

• zone de recouvrement

longueur de recouvrement $l_r \geq \begin{cases} 20 \Phi_{lmax} \\ 0,6 l_d = 0,6 (43 \Phi_t) \approx 26 \Phi_{lmax} \\ l_t \rightarrow t_q \quad t_c \geq 7 \text{ cm} \end{cases}$

Nombre de cadres $N \geq \begin{cases} 3 \\ \frac{0,4 \Phi_l^2 \cdot \nabla_{eml}}{\Phi_t^2 \cdot \nabla_{em}} \end{cases}$

écartement $t_c : t_c = \frac{l_r}{N-1}$

• R.P.A. 81. 4.2.3.1.2.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec la formule suivante :

$A_t = \frac{1,25 T}{\rho_s \nabla_{em}}$ avec $T = \begin{cases} 2 T_{calcul} \text{ si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{calcul} \text{ si } \lambda < 15 \end{cases}$

• zone courante $\rightarrow t \leq 12 \Phi_{lmin}$ ----- en zone II

• zone nodale $\rightarrow t \leq \min(10 \Phi_{lmin}, 15 \text{ cm})$ -- en zone II

quantité d'armatures transversales minimales :

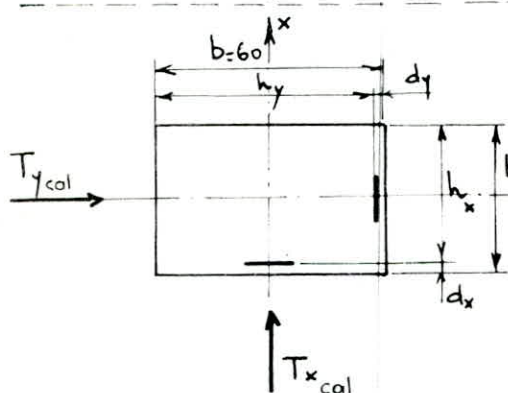
$A_t^{min} = 0,004 t b_s$ en zone II

Verification de la resistance à l'effort tranchant :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} < \bar{\sigma}_b = 0,15 \sqrt{f_{28}} \quad \text{avec } T = \begin{cases} 2T_{\text{col.}} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3T_{\text{col.}} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

et $z = \frac{7}{8} R$

A.N. Poteau P₁₂ - niveau 1 à la base



$$T_{x_{\text{col}}} = 10,58 \text{ t} \quad \text{SP}_2$$

$$T_{y_{\text{col}}} = 13,23 \text{ t} \quad \text{SP}_2$$

$$\lambda_x = 32,4 > 15 \rightarrow T_x = 2 T_{x_{\text{col}}} = 21,16 \text{ t}$$

$$\lambda_y = 21,6 > 15 \rightarrow T_y = 2 T_{y_{\text{col}}} = 26,46 \text{ t}$$

$$\frac{d_x}{h_{t_x}} = 0,05 \rightarrow d_x = 0,05 \cdot 40 = 2 \text{ cm} \rightarrow h_x = 38 \text{ cm} \rightarrow z_x = \frac{7}{8} h_x = 33,2 \text{ cm}$$

$$\frac{d_y}{h_{t_y}} = 0,05 \rightarrow d_y = 0,05 \cdot 60 = 3 \text{ cm} \rightarrow h_y = 57 \text{ cm} \rightarrow z_y = \frac{7}{8} h_y = 49,8 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{b_y} = \frac{T_x}{b z_x} = \frac{21,16 \cdot 10^3}{60 \cdot 33,2} = 10,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0,15 \cdot 275,4 = 41,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b_x} = \frac{T_y}{b z_y} = \frac{26,46 \cdot 10^3}{40 \cdot 49,8} = 13,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 41,31 \text{ kg/cm}^2$$

Même procédé de verifications pour les autres sections.

Les calculs relatifs à la détermination des armatures longitudinales et transversales ainsi qu'aux dispositions constructives de tous les poteaux nous ont amené à établir les résultats suivants:

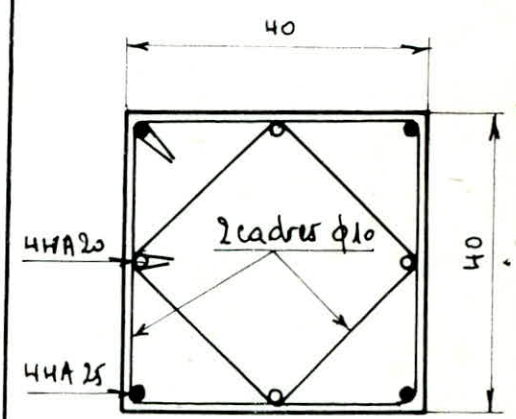
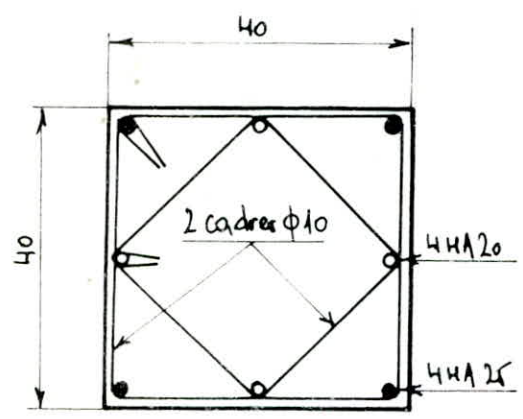
- Les poteaux suivants Plan 1 et Plan 3 seront ferrillés de la même manière (voir ci-après)
- Les poteaux suivants Plan 2 seront ferrillés de la même manière (voir ci-après).

La répartition des armatures longitudinales sera répartie comme suit.
La répartition des armatures transversales figurera sur le dessin de ferrailage.

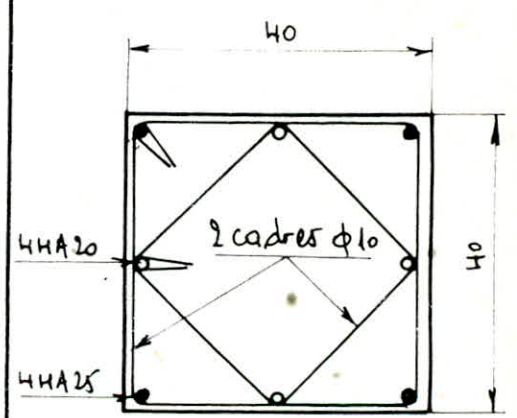
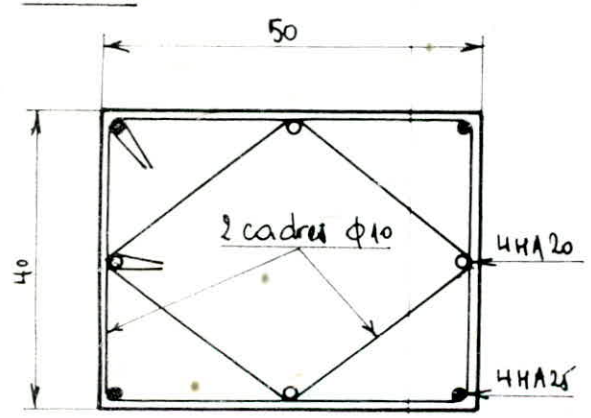
Poteaux S^t P_n 1 et P_n 3

Poteaux S^t P_n 2

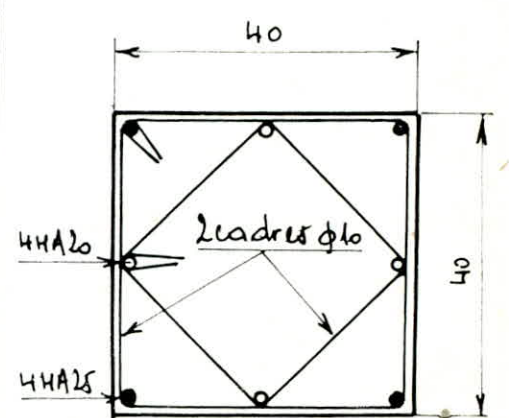
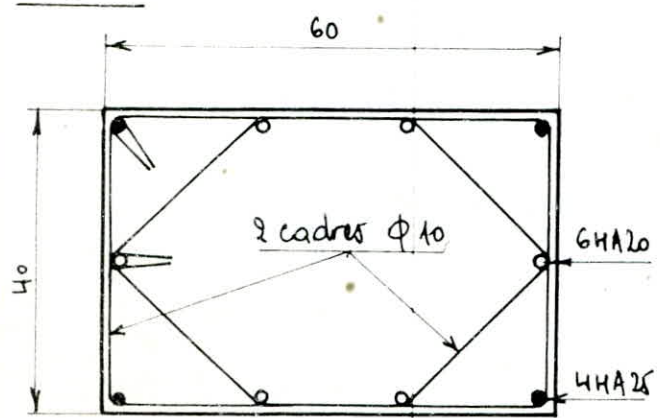
Niveau 3



Niveau 2



Niveau 1



FONDATIONS

- FONDATIONS -

- Sollicitations de calcul :

On fera un double calcul :

- 1- Dimensionnement et ferrailage suivant la plus défavorable sollicitation du 1^{er} genre pour chaque semelle.
- 2- Dimensionnement et ferrailage suivant la plus défavorable sollicitation du 2^e genre pour chaque semelle.
- 3- Adoption de la plus grande section de béton et d'acier

- Méthode de calcul : (VOIR BETON III).

La méthode de calcul utilisée est la méthode des Bielles. Cette méthode étant actuellement très employée s'applique pour des semelles assez rigides où : $h \geq \frac{A-a}{4}$

Cette relation dénote une certaine sécurité vis à vis du cisaillement.

Dimensionnement :

Le choix étant fait pour des semelles caillées :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot A} \pm \frac{M \cdot v}{I} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} v = A/2 \\ I = \frac{A \cdot A^3}{12} \end{cases}$$

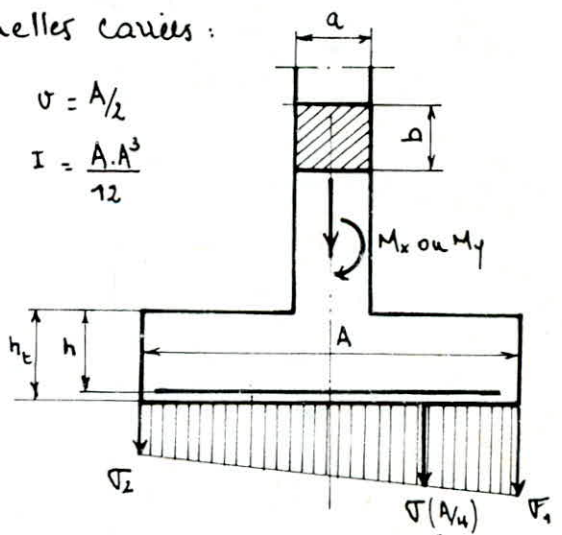
$$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{avec } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A^2} + \frac{M \cdot v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A^2} - \frac{M \cdot v}{I} \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A^2} + \frac{6M}{A^3} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A^2} - \frac{6M}{A^3} \end{cases}$$

Repartition des contraintes trapézoïdales si $A \geq 6e$ avec $e = \frac{M_y}{N}$ ou $\frac{M_x}{N}$

$$\rightarrow \sigma(A/4) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A =$$



Verification des contraintes du sol : - SP₁ : $\sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_{sol}$
 - SP₂ : $\sigma_1 \leq 1,33 \bar{\sigma}_{sol}$

Vérification au poinçonnement :

- Caquot $\rightarrow h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\bar{\sigma}'_{b0}}}$ avec $Q' = \sigma(A/4) A^2$.

- CCBA 68 Art. 39,54

La condition de sécurité suivante vis à vis du poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées du premier genre.

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq \frac{1,5 Q}{P_c h_t}$$

Q : valeur de la charge localisée

h_t : épaisseur totale de la plaque

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

P_c : périmètre du contour à considérer d'après le paragraphe 39,54.

Armatures : Méthode des bielles

$$A_x = \frac{Q'(A-a)}{8R \bar{\sigma}_a}$$

$$Q' = \sigma(A/4) \cdot A^2 \rightarrow \sigma(A/4) \text{ calculé à partir de } M_x, \sigma(A/4) = f(\sigma_1, \sigma_2)$$

- Si on n'a pas de moment dans l'autre sens ($M_y = 0$) :

$$A_y = \frac{Q'(A-b)}{8R \bar{\sigma}_a}$$

- Si on a un moment dans l'autre sens ($M_y \neq 0$)

$$A_y = \frac{Q''(A-b)}{8R \bar{\sigma}_a}$$

$$Q'' = \sigma(A/4) \cdot A^2 \rightarrow \sigma(A/4) \text{ calculé à partir de } M_y, \sigma(A/4) = f(\sigma_3, \sigma_4)$$

$$\sigma_3 > \sigma_4$$

$$l_d \geq 35 \text{ à } 40 \phi$$

Vérification à l'adhérence :

$$\phi \leq A \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a}$$

Les semelles auront même notation que les poteaux :

Remarque:

Les moments fléchissants ramener par les poteaux ne sont pas pris en considération dans les calculs s'ils sont parallèles au plan relatif au voile périphérique.

Semelle S₂₂

1- Sollicitations 1^{er} genre $\begin{cases} M_x = 0,191 \text{ t.m} \\ M_y = 0 \\ N = 166,052 \text{ t.m.} \end{cases}$ Poteau 40x40.

chargement trapézoïdal $\rightarrow A \geq 6c = 6 \frac{M_x}{N} = 6 \cdot \frac{0,191 \cdot 10^5}{166,052 \cdot 10^3}$

$$A \geq 6 \cdot 0,115 = 0,69 \text{ cm}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{166,052 \cdot 10^3}{A^2} + \frac{3 \cdot 0,191 \cdot 10^5}{A^3} \leq \bar{\sigma}_a = 2 \rightarrow A = 290 \text{ cm}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{166,052 \cdot 10^3}{290^2} + \frac{3 \cdot 0,191 \cdot 10^5}{290^3} = 1,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} h &\geq \frac{A-a}{4} = \frac{290-40}{4} = 62,5 \\ \text{CAQOT: } h &\geq 1,44 \sqrt{\frac{1,97 \cdot 290^2}{846}} = 64,5 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} h &= 65 \\ h_t &= 70 \end{aligned}$$

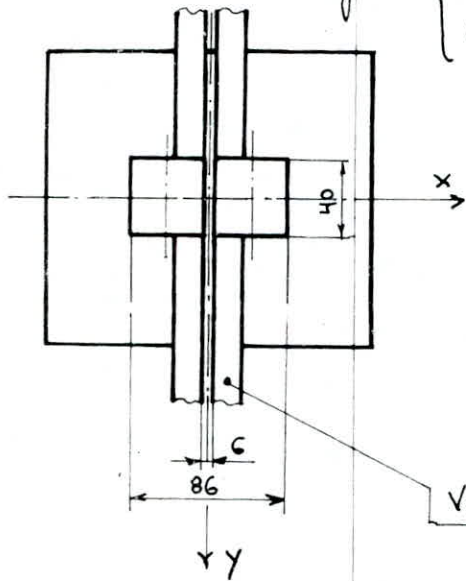
$$\text{CCBA 68: } 1,5 \frac{\sigma(A/4) \cdot A^2 - \sigma(A/4) (a+h_t) (b+h_t)}{h_t \cdot [2(a+h_t) + (b+h_t)]} =$$

$$1,5 \frac{1,97 \cdot 290^2 - 1,97 (40+70) (40+70)}{70 \cdot 2[(40+70) + (40+70)]} = 6,9 \leq 1,2 \cdot \bar{\sigma}_b = 8,52$$

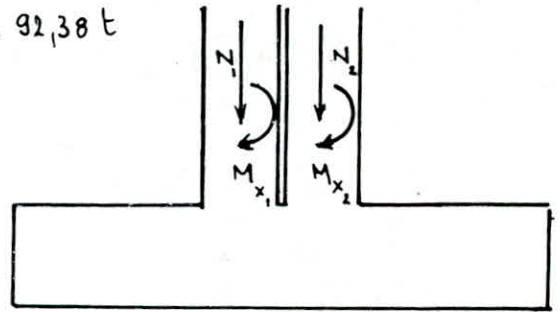
$$\text{Armatures: } A_x = \frac{Q'(A-a)}{8R\bar{\sigma}_a} = \frac{1,97 \cdot 290^2 (290-40)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 28,7 \text{ cm}^2 = A_y$$

Semelle S₁₄.

1. Sollicitations 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 14,039 \text{ t.m} \\ M_y = 16,69 \text{ km} \\ N = 92,38 \text{ t} \end{array} \right.$



Poteaux 40x40cm.



$$\sigma(A/4) = \frac{N_1 + N_2}{A^2} + 3 \frac{M_1 + M_2}{A^3}$$

Voile peripherique.

$$A \gg b.e = 6 \cdot \frac{2 \cdot 14,039 \cdot 10^5}{2 \cdot 92,38 \cdot 10^3} = 6 \cdot 15,19 = 91 \text{ cm.}$$

$$\sigma(A/4) = 2 \cdot \frac{92,38 \cdot 10^3}{A^2} + 3 \cdot \frac{2 \cdot 14,039 \cdot 10^5}{A^3} \leq 2 \rightarrow A = 330 \text{ cm}$$

$$\sigma(A/4) = 1,93 < \bar{\sigma}_{A_1} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2,16 < \bar{\sigma}_{A_2} = 433,2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma(A/4) = 1,93 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_1 = 2,16 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,22 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{330-40}{4} = 72,5 \\ \frac{330-86}{4} = 61 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} h = 75 \text{ cm} \\ h_t = 80 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$h \gg 1,44 \sqrt{\frac{1,93 \cdot 330^2}{123,9}} = 59,3$$

$$A_x = \frac{1,93 \cdot 330^2 (330-86)}{8 \cdot 75 \cdot 4200} = 20,35 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{1,93 \cdot 330^2 (330-40)}{8 \cdot 75 \cdot 4200} = 24,18 \text{ cm}^2$$

Les résultats relatifs à toutes les semelles seront présentés sur tableau:

Semelle	Poteau	GENRE Sollicit.	M_x (t.m)	M_y (t.m)	N (t)	e (cm)	$g \cdot e$	A	$\sqrt{A_y}$	$\sqrt{1}$	$\sqrt{2}$	h h_t	A_x A_y	A_{adopte}	h h_t adopte	A_x adopte	A_y adopte
S_{12}	40x40 cm	SP ₁	0,191	0	166,052	0,115	0,69	290	1,97	1,98	1,97	65 70	28,7 28,7	310x310	$h=70$ $h_t=75$	20HA14 $A=30,78$ $e=15$	20HA14 $A=30,78$ $e=15$
		SP ₂	15,64	17,6	167,59	10,5	63	310	1,92	2,09	1,39	70 75	21,18 21,18				
S_{12}	40x60	SP ₁	0,129	4,661	120,896	5,36	32,2	260	1,86	1,94	1,63	60 65	20,58 18,71	310x310	$h=70$ $h_t=75$	21HA12 $A=23,75$ $e=15$	21HA12 $A=23,75$ $e=15$
		SP ₂	33,25	42,79	139,620	30,6	113,8	310	1,88	2,31	0,59	70 75	20,74 19,2				
S_{21}	40x40	SP ₁	1,354	0	112,432	1,2	7,22	240	1,98	2,01	1,89	55 60	18,5 18,6	270x270	$h=60$ $h_t=65$	18HA12 $A=20,35$ $e=15$	18HA12 $A=20,35$ $e=15$
		SP ₂	14,039	16,69	120,167	11,68	70	270	1,86	2,07	1,22	60 65	15,46 15,46				
S_{24}	2(40x40)	SP ₁	1,354(2)	2(0)	2(84,645)	1,59	9,69	310	1,79	1,81	1,70	70 75	24,5 23,6	330x330	$h=75$ $h_t=80$	22HA12 $A=24,88$ $e=15$	20HA14 $A=30,78$ $e=17$
		SP ₂	2(14,039)	2(16,69)	2(92,38)	15,19	91	330	1,93	2,16	1,22	75 80	20,35 24,18				
S_{34}	2(40x60)	SP ₁	2(0,946)	2(2,52)	2(61,14)			270	$\sqrt{1,87}$			60 65	18,67 21,31	330x330	$h=70$ $h_t=75$	20HA12 $A=22,61$ $e=17$	22HA12 $A=24,88$ $e=15$
		SP ₂	2(29,37)	2(39,74)	2(105,192)			330	$\sqrt{1,93}$			70 75	21,82 24,15				
S_{11}	40x60	SP ₁	0,946	2,52	82,109			210	$\sqrt{1,86}$			50 55	12,46 10,99	250x250	$h=55$ $h_t=60$	18HA10 $A=14,13$ $e=14$	18HA10 $A=14,13$ $e=14$
		SP ₂	29,37	39,74	119,095			250	$\sqrt{1,90}$			55 60	13,53 12,24				

Remarque: Les semelles S_{11} et S_{34} liées chacune par un voile périphérique dans le sens x et y ont été calculées comme suit: $N/A \leq \sqrt{\sigma_a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sqrt{\sigma_a}}} \rightarrow \sigma = \frac{N}{A}$, $A_x = \frac{F_x}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{1}{\sqrt{\sigma_a}} \cdot \frac{N(A-b)}{8R}$, $A_y = \frac{F_y}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{1}{\sqrt{\sigma_a}} \cdot \frac{N(A-a)}{8R}$

CHOIX FINAL:

- Semelles 8^e Rang 1 et Rang 7 \rightarrow $A_x A_y = 270 \times 270 \text{ cm}$ \rightarrow $h = 65 \text{ cm}$
 $h_t = 70 \text{ cm}$ \rightarrow $A_x = A_y = (18HA12) e = 15$.
- Semelles 8^e Rang 2, 3, 4, 5, 6 \rightarrow $A_x A_y = 330 \times 330$ \rightarrow $h = 75 \text{ cm}$
 $h_t = 80 \text{ cm}$ \rightarrow $A_x = A_y = (20HA14) e = 17$.

- LONGRINES -

R.P.A. Art. 4.2.1.3

- Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après:
 $25 \times 30 \text{ cm}$ → pour les sols de fondation de consistance moyenne
 $30 \times 30 \text{ cm}$ → pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

on adoptera donc des longrines de $30 \times 30 \text{ cm}$.

R.P.A. - Art. 4.2.3.3

- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\frac{N}{15} \text{ pour les terrains de consistance moyenne}$$

$$\frac{N}{10} \text{ pour les terrains meubles.}$$

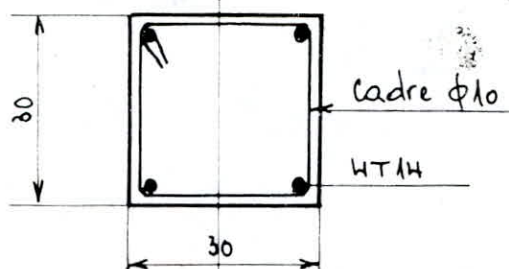
où N est l'effort axial du poteau en question.

- Le ferrailage minimum doit être $4 \phi 14$ ou $4 T 12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm .

$$N = \frac{N_{\max}}{10} \begin{cases} SP_1 \rightarrow N = \frac{169,290}{10} = 16,929 \text{ t} \\ SP_2 \rightarrow N = \frac{210,384}{10} = 21,038 \text{ t} \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} SP_1: A &\geq \frac{16,929 \cdot 10^3}{2800} \approx 6 \text{ cm}^2 \\ SP_2: A &\geq \frac{21,038 \cdot 10^3}{4200} \approx 5 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{choix} \rightarrow 4T14 (A = 6,16 \text{ cm}^2)$$

espacement à partir du bord: $e = 10$
 espacement courant:
 $e = 20$



- VOILE PERIPHERIQUE -

R.P.A. 3.3.8.5.

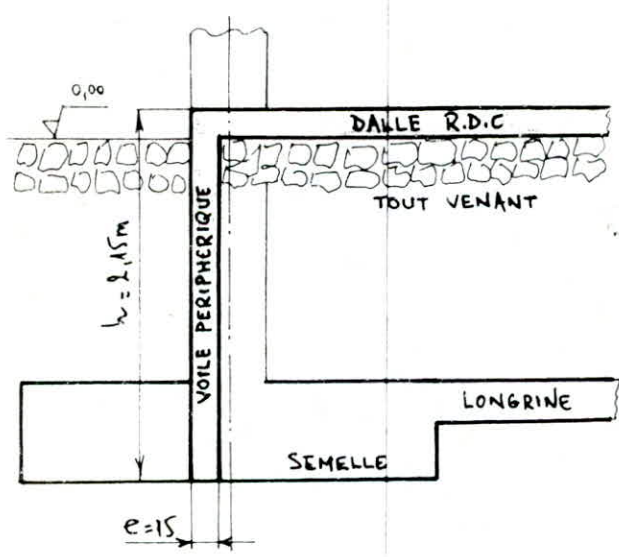
- Le voile periphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton avec recouvrements $\geq 50\phi$, équerre de renforcement dans les angles.

- Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2\text{cm}^2$ par face et par ml de hauteur.

On adoptera une épaisseur $e = 15\text{cm}$. hauteur du voile $h = 2,15\text{m}$



- Armatures longitudinales filantes sup. et inf. : $A \geq \frac{0,20}{100} \cdot 2,15 \cdot 15 = 6,45\text{cm}^2$
→ choix 5T20/ml

- Armatures longitudinales de peau.
→ choix 5T10/ml de hauteur.

