

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE ~~NATIONALE POLYTECHNIQUE~~

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

~~ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE~~

BIBLIOTHÈQUE

THESE DE FIN D'ETUDES

CENTRAL TELEPHONIQUE

BLOC 5

Sujet proposé par :

M. I. UNGUREANU

Docteur - Ingénieur

Etudié par :

A. ABDELBAKI

PROMOTION 1975

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
— المكتبة —
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

Qu'il me soit permis de remercier
tous les professeurs de l'Ecole
Nationale Polytechnique qui ont
contribué à ma formation et en
particulier Monsieur Ion Ungureanu
pour ses précieux conseils.

Je remercie également mes parents
qui m'ont toujours encouragé
ainsi que tous mes frères et amis.

Introduction.

La présente étude a pour objet le calcul des principaux éléments porteurs d'un bloc (N°5) faisant partie d'un groupe de bâtiments appartenant au ministère des P.T.T. L'ensemble de la construction est exécuté à BELCOURT (Alger). Le bloc présente un décrochement en plan (Forme en L) et est composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et deux étages. Sa hauteur à partir du sol est de 17,50 m (Acrotère compris), sa longueur de 24,70 m et sa largeur de 20,70 m. La structure est composée de 5 portiques transversaux d'entreaxe 5 m et de 3 portiques longitudinaux d'entreaxe 12 m. Les planchers sont prévus à corps creux avec poutrelles préfabriquées sauf au sous sol où l'on aura une dalle flottante.

La fonction des différents niveaux est:

- Sous-sol : Pièces à division - Surcharge 800 kg/m^2
 - R-D-C : Salle des équipements et transmissions 800 kg/m^2
 - 1^{er} étage : Automatique - 600 kg/m^2
 - 2^{ème} étage : Comptabilité téléphonique - 600 kg/m^2
 - Terrasse non accessible - Surcharge 100 kg/m^2 .
-
-

Table des matières

-	Caracteristiques des matériaux utilisés	1
-	Chapitre 1 : <u>Etude des planchers</u>	
	Plancher terrasse	3
	1 - Estimation des charges sur la poutrelle	3
	2 - Disposition des poutrelles	4
	3 - Calcul des moments fléchissants	4
	4 - Armatures longitudinales	5
	5 - Compression dans le béton	8
	6 - Etude de l'effort tranchant	9
	7 - fraction des armatures aux appuis	11
	8 - Ancrage des armatures	12
	9 - Compression de la biele d'about	13
	10 - Ferrailage de la dalle de compression	13
	11 - Vérification de la flèche	14
	Plancher 25+4 Niveau 2 et 3	15
	1 - Estimation des charges	15
	2 - Calcul des moments	15
	3 - Armatures longitudinales	16
	4 - Armatures aux appuis	18
	5 - Contrainte de compression dans le béton	19
	6 - Etude de l'effort tranchant	19
	7 - Ferrailage de la dalle de compression	21
	8 - Vérification de la flèche	21
	Plancher 25+4 Niveau 1	25
	1 - Charges et moments	25
	2 - Armatures longitudinales	26
	3 - Contrainte de compression dans le béton	27
	4 - Etude de l'effort tranchant	28
	5 - Ferrailage de la dalle de compression	29
	6 - Vérification de la flèche	29
-	Chapitre 2 : <u>Prédimensionnement de la structure</u>	
	Schémas de la structure	32
	Prédimensionnement des poutres	33
	Descente des charges	34
	Récapitulatif	43

-	<u>Chapitre 3 - Etude au Seisme</u>	
-	- Evaluations des sollicitations d'origine sismique	46
-	- Rigidité oblique des poteaux	50
-	- Centre de rigidité élastique	51
-	- Axes principaux pour un groupe de poteaux	53
-	- Efforts dans les poteaux dus au couple de torsion	54
-	- Calcul pratique des portiques à nœuds rigides Méthode de MUTO	56
-	- Forces sismiques et déplacements	58
-	- Calcul des rigidités des portiques Rigidité par niveau	60 68
-	- Calcul numérique des forces sismiques	70, 78
-	- " " " déplacements	76, 81
-	- Etude de la torsion	83
-	<u>Chapitre 4 - Etude au Vent</u>	
-	- Diagramme des pressions normales	88
-	- Actions dynamiques	90
-	- Actions du vent sur le portique 7	91
-	- Etude comparative : Vent - Seisme	92
-	<u>Chapitre 5 - Calcul des efforts</u>	
-	- Cas de charges considérées	93
-	- Charges verticales revenant sur chaque portique	94
-	- Résultats du Programme STRESS Portique 7	102
-	- Diagramme de M, T, N G + 1, 2P	104
-	SEISME	111
-	G + P + SEISME	118
-	- Calcul des forces sismiques verticales	121
-	<u>Chapitre 6 - Ferrailage du portique 7</u>	
-	- Poutres	122
-	- Poteaux	126

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISÉS

1. Contraintes admissibles pour les sollicitations du 1^{er} genre :

a) Contraintes admissibles pour le beton :

Le beton est caracterise par sa contrainte de compression a l'age de 28 jours. Cette contrainte designee par σ'_{28} est determinee par des essais ou estimee a priori. Mais generalement, au commencement de l'etude d'un projet, on n'a pas encore effectue d'essais sur le beton qui sera utilise, aussi on a ete amene a se fixer a priori des valeurs pour σ'_{28} .

α - Contrainte de compression admissible :

$$\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \ell'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \ell'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{Ciment classe 325}) \quad ; \quad \beta = 5/6 \quad (\text{beton peu controle})$$

$$\delta = 1 \quad \text{car} \quad h_m > 4 C_g \quad (h_m : \text{epaisseur minimale de l'element} ; C_g : \text{grossueur granulat})$$

$$\epsilon = 0,30 \quad \text{pour la compression simple}$$

$$\epsilon = 0,60 \quad \text{pour la flexion simple}$$

$\epsilon = 1$ pour la compression simple quelque soit la forme de la section et pour la flexion simple avec section rectangulaire.

$0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas (determine par la condition $\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$)

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 5/6 \times 1 \times 275 = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 0,6 \times 5/6 \times 1 \times 275 = 137,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{section rectan.})$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 0,6 \times 5/6 \times \epsilon \times 275 = 137,5 \cdot \epsilon \cdot \text{Kg/cm}^2 \quad (\text{autres sections})$$

β - Contrainte de traction de reference :

$$\bar{\sigma}_b = \ell_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \ell_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$$

α, β, δ gardent les valeurs definiées dans le paragraphe precedent

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars}) \quad \text{d'où} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,02578$$

Ou encore $\bar{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 270 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right) = 5/6 \times 270 \times 0,018 + \frac{5}{6} \times 2,1$
 $\bar{\sigma}_b = 4,05 + 1,75 = 5,8 \text{ bars}$ ou $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

b) Contraintes admissibles pour les aciers :

α. Contrainte de traction admissible :

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \sigma_{en} : \text{limite d'élasticité nominale}$$

$$\rho_a = 2/3 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en}$$

- * Ronds lisses : Fe E24 : $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- * Barres à haute adhérence : Fe E40 : $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Toutefois, on peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (C.C.B.A 68 Art. 49).

β. Contrainte de compression admissible :

$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 la limite d'élasticité nominale σ_{en} des armatures longitudinales doit être en principe au moins égale à 3300 bars (C.C.B.A 68 Art 32.21).
 Dans le cas contraire, la contrainte de compression admissible de l'acier sera frappée du coefficient minorateur $\sigma_{en}/3340$: $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} \cdot \sigma_{en}/3340$

2. Contraintes admissibles pour les sollicitations du 2^{ème} genre :

a) Contraintes admissibles pour le béton :

** α. Contrainte de compression admissible : les valeurs données pour $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}_b$ du 1^{er} genre sont à multiplier par 1,5.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \times 1,5 = 103 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 137,5 \times 1,5 = 206 \text{ kg/cm}^2$$

** β. Contrainte de traction de référence : la valeur de $\bar{\sigma}_b$ donnée pour le 1^{er} genre est multipliée par 1,5.

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

b) Contraintes admissibles pour les aciers :

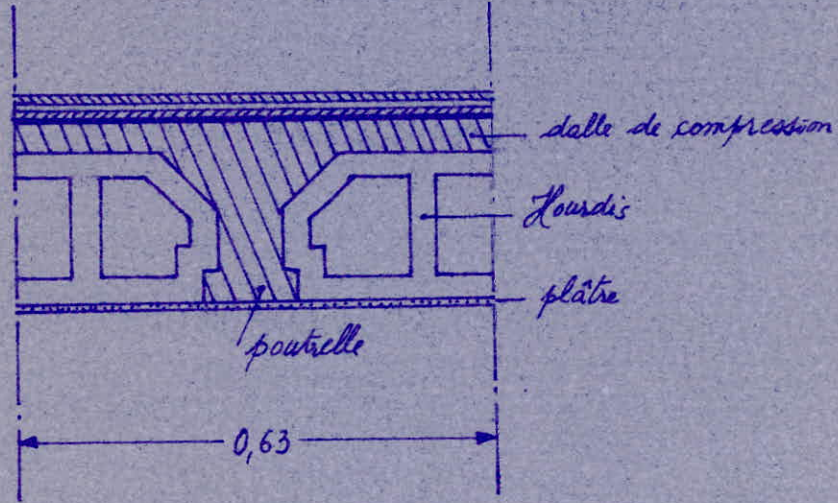
$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en}$$

CHAPITRE I

**ETUDE
DES PLANCHERS**

PLANCHER TERRASSE

I. Poutrelles



1. Estimation des charges sur la poutrelle :

	Kg/m^2	Kg/ml
		$\times 0,63$
- Hourdis creux :	128	80,64
- Dalle de compression : $0,04 \times 2500$	100	63
- Poutrelle : $0,12 \times 0,20 \times 2500$		60
- Enduit de plâtre : $0,01 \times 1700$	17	10,71
- Isolation en liège :	10	6,30
- Etanchéité multicouche :	30	18,9
- Protection lourde (5cm gravillon) : $0,05 \times 2000$	100	63
- Forme de pente	270	170,1

Total : $g = 472,65 \text{ Kg/ml}$

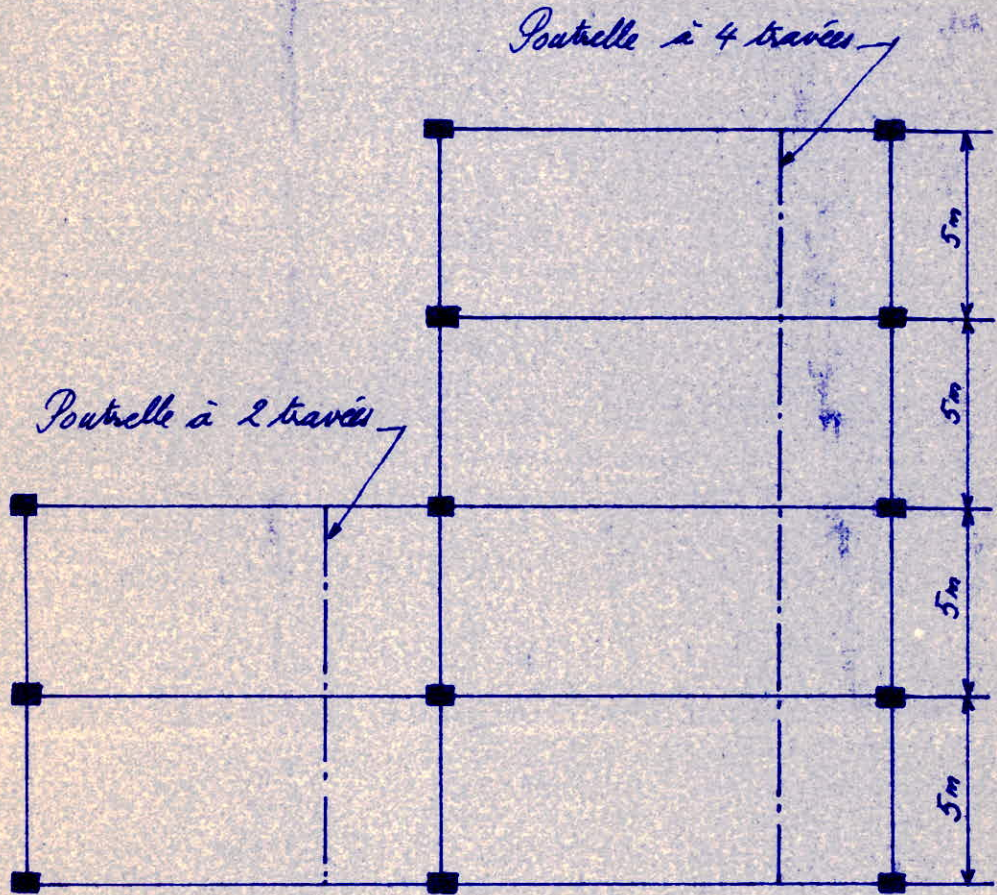
1.2. Surcharge :

Terrasse non accessible : $400 \times 1,2$ 120 Kg/m^2 - $p = 75,6 \text{ Kg/ml}$

Nou $q = g + p = 472,65 + 75,6 = 548,25 \text{ Kg/ml}$

$q = 550 \text{ Kg/ml}$

2. Disposition des poutrelles:



Donc on a à étudier deux sortes de poutrelles : l'une à 4 travées d'entreaxe 5m, l'autre à 2 travées de même entreaxe. Les poutres transversales ayant une largeur de 40cm, la longueur l entre nus d'appui de chaque travée sera de :

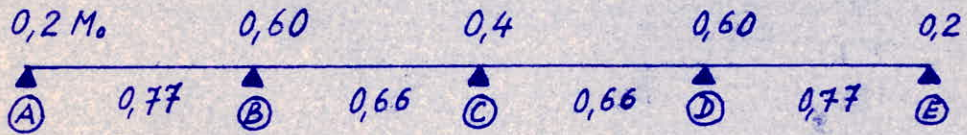
$$l = 5 - 0,40 = 4,60 \text{ m.}$$

3. Calcul des moments: C.C.B.A 68 Art. 55.

- $s < 2g$ $s = 100 \times 0,63 < 2 \times 472,65$
- La fissuration n'étant pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements.
- Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.

Les conditions précédentes étant réunies, on peut appliquer les méthodes forfaitaires données par le C.C.B.A 68.

Poutrelle à 4 travées



C.C.B.A. 68 Art. 54 : la portée à introduire dans les calculs est la portée mesurée entre nus intérieurs des appuis.

Les poutrelles ayant même portée et même charge le moment isostatique M_0 est de :

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

$$M_0 = 550 \cdot \frac{4,6^2}{8}$$

$$M_0 \approx 1455 \text{ Kg. m}$$

Travées AB et DE :

$$0,2 M_0 = 0,2 \times 1455 = 291 \text{ Kg. m}$$

$$0,77 M_0 = 0,77 \times 1455 = 1120 \text{ Kg. m}$$

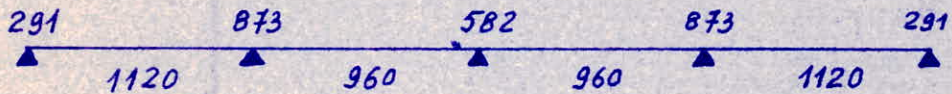
$$0,6 M_0 = 0,6 \times 1455 = 873 \text{ Kg. m}$$

Travées BC et CD :

$$0,6 M_0 = 0,6 \times 1455 = 873 \text{ Kg. m}$$

$$0,66 M_0 = 0,66 \times 1455 = 960 \text{ Kg. m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \times 1455 = 582 \text{ Kg. m}$$

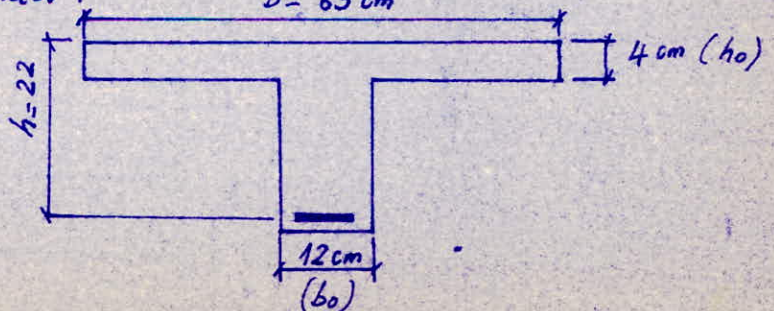


Type I

Type II

4 - Détermination des armatures longitudinales :

On assimile la poutrelle à une poutre en T_c ayant les dimensions suivantes :



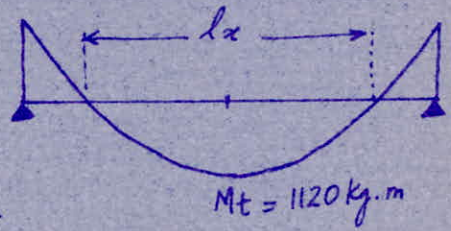
4. 1. Armatures en travée :

- Largeur de la table de compression prise en compte: C.C.B.A 68 Art. 23.3

- ① $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{1}{2} \cdot L = \frac{51}{2}$ (L : distance entre nus intérieurs des nervures)
- ② $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = 46$ (l : portée de la poutelle : 460 cm)
- ③ $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \left(\frac{l_x}{2} \right)$ (l_x : distance entre points de moments nuls.)

$$l_x = \sqrt{\frac{8 M_t}{g}} = \sqrt{\frac{8 \times 1120}{550}}$$

$$l_x = 4,04 \text{ m} \quad \frac{l_x}{2} = 2,02 \text{ m.}$$



Donc $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} (202) = 134 \text{ cm.}$

La 1^{ère} condition étant la plus restrictive on prend donc :

$$\frac{b-b_0}{2} = \frac{51}{2} \quad b-b_0 = 51 \text{ cm} \Rightarrow b = 51 + 12 = 63 \text{ cm.}$$

- (a) travées AB - DE :

$M = 1120 \text{ Kg.m.}$	TYPE I
--------------------------	--------

La pièce est calculée à l'aide d'abaques :

$$\frac{b_0 h}{100} = 2,64 ; \quad \frac{b_0 h^2}{100} = 58,08 ; \quad \mu_a = \frac{M}{\frac{b_0 h^2}{100} \cdot \frac{\sigma_s}{\eta}} = \frac{1120 \cdot 10^2}{58,08 \times \frac{2800}{75}} = 10,32$$

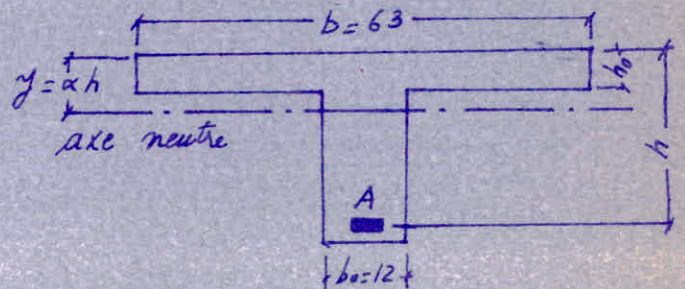
$$a'_n = \frac{(b-b_0) h_0}{\frac{b_0 h}{100}} = 77,27$$

On lit alors :

$$\alpha = 0,192$$

$$a_n = 11,8$$

$$\eta = 0,238$$



$$y = \alpha h = 0,192 \times 22 = 4,22 \text{ cm}$$

$y > h_0 = 4 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la nervure, donc la pièce sera calculée comme une poutre en T.

Alors : $A = \frac{a_n}{\eta} \cdot \frac{b_0 h}{100} = \frac{11,8}{15} \times 2,64 = 2,09 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 (2,26 \text{ cm}^2)$

$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,238 \times 186,6 = 44,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- ⑥ travées BC - CD :

$M = 960 \text{ Kg.m}$

TYPE II

$\mu_a = \frac{960 \cdot 10^2}{58,08 \times 186,6} = 8,85$

Alors : $\alpha = 0,18$; $y = \alpha h = 0,18 \times 22 = 3,96 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$
 la poutre est calculée comme une poutre rectangulaire de largeur $b = 63 \text{ cm}$

$\frac{b h}{100} = \frac{63 \times 22}{100} = 13,86$; $\frac{b h^2}{100} = 304,92$

$\mu_a = \frac{M}{\frac{b h^2}{100} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = \frac{960 \cdot 10^2}{304,92 \times 186,6} = 1,69$

D'où $\alpha = 0,173$; $a_n = 1,81$; $\eta = 0,209$

$A = \frac{1,81}{15} \times 13,86 = 1,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 (2,26 \text{ cm}^2)$

$\sigma'_b = 0,209 \times 186,6 = 39 \text{ Kg/cm}^2 < 137,5 \text{ Kg/cm}^2$

* Vérification de la condition de non-fragilité : CCBA 68 Art 52

$\frac{A}{b h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h t}{h}\right)^2$; $\left. \begin{array}{l} \psi_4 = 0,54 \text{ pour aciers ferrous} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$

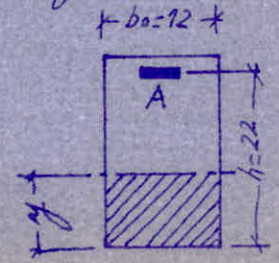
$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h t}{h}\right)^2 = 63 \cdot 22 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{24}{22}\right)^2$

$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 1,87 \text{ cm}^2$ Vérifié

4.2. Armatures aux appuis :

Aux appuis, on a un moment négatif, la poutre travaille comme une poutre rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$\frac{b_0 h}{100} = \frac{12 \times 22}{100} = 2,64$; $\frac{b_0 h^2}{100} = 58,08$



N° Appui	Moment	μ	α	η	a_n	A	σ'_b	A adoptée	
A	291	2,68	0,213	0,27	2,86	0,51	51	2TB	1,0cm ²
B	873	8,05	0,345	0,528	9,09	1,6	98,5	2T12	2,26"
C	582	5,37	0,29	0,410	5,95	1,05	76,5	2T10	1,57"

* Vérification de la condition de non fragilité pour l'appui A:

$$A \geq \text{boh} \cdot \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} \left(\frac{R_t}{k} \right)^2 = 12 \times 22 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{24}{22} \right)^2 = 0,357 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,0 \text{ cm}^2 > 0,357 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

5. Contrainte de compression dans le béton:

5.1. En travée: $M_{\max} = 1120 \text{ kg.m}$

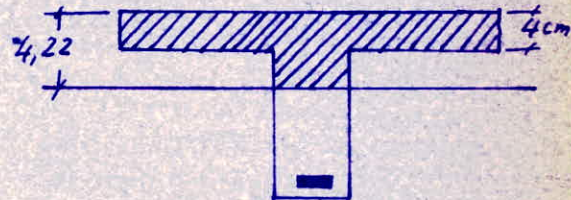
On doit avoir $\sigma'_m = \frac{F'}{S} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ kg/cm}^2$

$F' = \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8} \cdot h$ et S: surface de béton comprimé.

$$F' = \frac{1120 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 22} = 5750 \text{ Kg}$$

$$S = 4 \times 63 + 0,22 \times 12 = 254,64 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{5750}{254,64} = 22,5 \text{ kg/cm}^2 < 68,7 \text{ kg/cm}^2$$



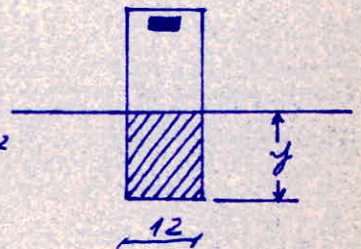
5.2. Aux appuis: $M_{\max} = M_B = 873 \text{ kg.m}$

$$F' = \frac{M}{z} = \frac{873 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 22} = 4470 \text{ Kg}$$

$$y = \alpha h = 0,345 \times 22 = 7,6 \text{ cm}$$

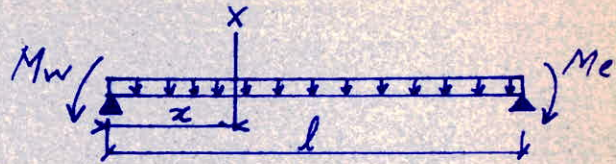
$$\sigma'_m = \frac{4470}{12 \times 7,6} = 49 \text{ kg/cm}^2 < 68,7 \text{ kg/cm}^2$$

Donc vérifiée



6. Etude de l'effort tranchant:

$$T_x = Q_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$



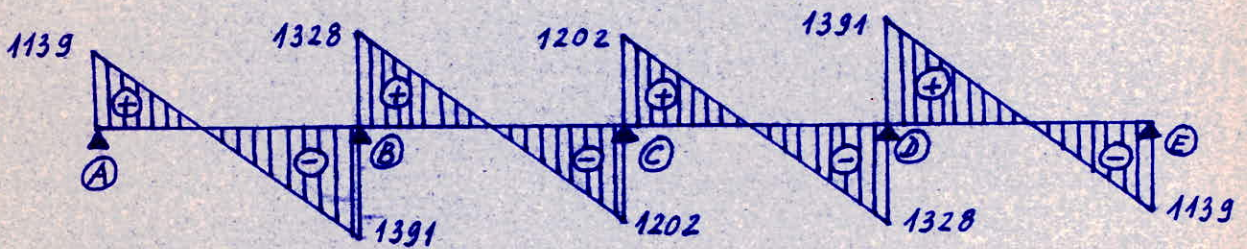
Donc:

$$T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{550 \times 4,6}{2} + \frac{291 - 873}{4,6} = 1265 - 126 = 1139 \text{ Kg}$$

$$T_B^g = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -1265 - 126 = -1391 \text{ Kg}$$

$$T_B^d = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{550 \times 4,6}{2} + \frac{873 - 582}{4,6} = 1265 + 63 = 1328 \text{ Kg}$$

$$T_C^g = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = -1265 + 63 = -1202 \text{ Kg}$$



6.1 Armatures transversales:

C.C.B.A. 68 Art. 58.3 : Si $\tau_b > \frac{3\bar{\sigma}_b}{4}$: Nécessité d'armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h \quad (\text{C.C.B.A. 68 Art. 25.11})$$

Ⓐ Appuis A et E: $T_A = 1139 \text{ Kg}$

$$\tau_b = \frac{1139}{12 \times 19,5} = 4,86 \text{ Kg/cm}^2$$

C.C.B.A. 68 Art 25.12 : $\sigma_b' = 51 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \bar{\tau}_b \leq 3,5\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ Vérifiée}$$

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est $\bar{\sigma}_t = \rho_a \bar{\sigma}_n$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{4,86}{9 \times 5,9}\right) \times 2400 = 0,9083 \times 2400 = 2180 \text{ Kg/cm}^2$$

L'espacement t sera alors donné par: $t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

At étant la section des armatures transversales.
Si l'on prend 1 cadre $\phi 5$ alors $At = 2 \times 0,196 = 0,392 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{0,392 \cdot 19,5 \times 2180}{1139} = 14,6 \sim 14 \text{ cm}$$

C.C.B.A. 68 Art 25.12: L'espacement t des cours successifs des armatures transversales d'âme est limité à:

$$\bar{t} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\bar{t} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{4,86}{5,9}\right) = 16,55 \text{ cm}$$

$t < \bar{t}$ Vérficé

En travée, on adoptera la règle de Caquot pour l'espacement t des armatures: Avant l'écartement initial auprès de l'appui, on prend, pour les écartements suivants, en centimètres, la suite des nombres: 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60.

Moutefois l'espacement ne doit pas dépasser la hauteur utile h de la poutre même si l'effort tranchant est nul. ($t_{max} = 20 \text{ cm}$).
On répétera autant de fois chaque intervalle qu'il y a de mètres dans la demi-portée.

Dans notre cas la demi-portée est: $\frac{4,6}{2} = 2,3 \sim 3$

Donc on aura 3 espacements de 13, 3 x 16 ...

Ⓛ Appuis B et D: $T_b^g = T_b^d = 1391 \text{ Kg}$

$$\tau_b = \frac{1391}{12 \times 19,5} = 5,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{car } \sigma'_b = 98,5 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{98,5}{68,7}\right) 5,9 = 18,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{5,95}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 0,888 \times 2400 = 2130 \text{ Kg/cm}^2$$

$At = 0,392 \text{ cm}^2$ (1 cadre $\phi 5$).

$$t = \frac{0,392 \times 19,5 \times 2130}{1391} = 11,8 \text{ cm} \sim 11 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{5,95}{5,9}\right) = 15,6 \text{ cm}$$

$t < \bar{t}$ Vérifié

En travée on applique la règle de Caquot:

3 espacements de 11, 3 x 13, 3 x 16 ...

$$T_B^d = T_B^z = 1328 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{1328}{12 \times 19,5} = 5,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{98,5}{68,7}\right) 5,9 = 18,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \left(1 - \frac{5,67}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 0,893 \times 2400 = 2140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,392 \times 19,5 \times 2140}{1328} = 12,3 \text{ cm.}$$

On prend $t = 11 \text{ cm}$ et on applique la règle de Laquot.

ⓐ Appui C : $T_C^z = T_C^d = 1202 \text{ Kg}$

$$\tau_b = \frac{1202}{12 \times 19,5} = 5,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 76,5 \text{ Kg/cm}^2 : \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{76,5}{68,7}\right) 5,9 = 20 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\sigma_{at} = \left(1 - \frac{5,15}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 2170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,392 \times 19,5 \times 2170}{1202} = 13,8 \text{ cm} < \bar{t} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{5,15}{5,9}\right) = 16,3 \text{ cm}$$

On prend $t = 13 \text{ cm}$ en appui et on applique la règle de Laquot pour les autres sections en travée : $3 \times 13, 3 \times 16, 3 \times 20 \dots$

7. Traction des armatures inférieures au droit des appuis :

C.C.B.A. 68 Art. 35 : Il faut que $A\bar{\sigma}_a > \frac{T+M}{z}$
 M étant considéré en valeur algébrique.

Appui	M (kgcm)	M/z	T (Kg)	$\frac{T+M}{z}$	Remarque
A, E	$-291 \cdot 10^2$	-1490	1139	-351	< 0
B, D	$-873 \cdot 10^2$	-4470	1391	-3079	< 0
C	$-582 \cdot 10^2$	-2980	1202	-1778	< 0

$$\frac{T+M}{z} < 0 \quad \text{ou} \quad \frac{M}{z} > T$$

la force de traction due à l'effort tranchant est équilibrée par la force de compression due au moment négatif à l'appui.

8. Ancrage des armatures : C.C.B.A 68 Art. 30

a. Contrainte d'adhérence admissible :

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_s \quad (\text{Zones d'ancrage normales})$$

ψ_d : coefficient de scellement (caractérisant la nature du contact)

$\psi_d = 1,5$ pour les barres haute adhérence.

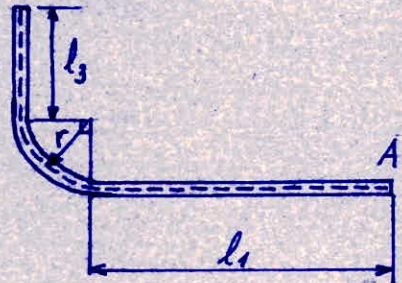
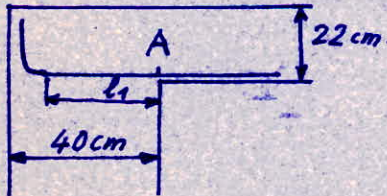
$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Longueur de scellement droit :

$$l_d = \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \phi \cdot \frac{2800}{4 \times 16,6} \approx 42 \phi$$

Diamètre ϕ (mm)	8	10	12
l_d (cm)	34	42	51

c. Ancrage par courbure (Appuis de rive) :



la condition pour que l'ancrage soit total en A est :

$$l_1 + 1,89 l_3 \geq l_d - 2,21 r \quad (\text{CHARON p341})$$

Pour les barres HA le rayon r minimum admis est $r = 5\phi$.

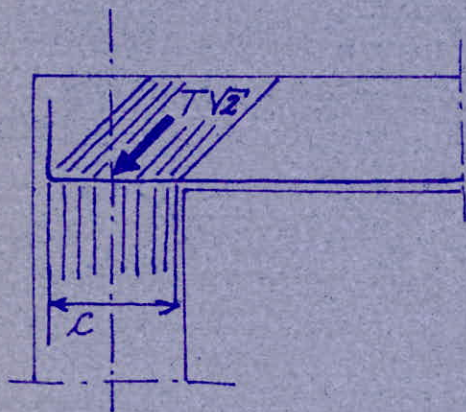
$$l_1 = 40 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 5\phi = 37 - 5\phi$$

d'où
$$l_3 \geq \frac{l_d - 2,21 \times 5\phi - (37 - 5\phi)}{1,89} \quad \text{avec } l_d = 42\phi$$

$$l_3 \geq \frac{35,95 \phi - 37}{1,89}$$

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ $l_3 \geq 7,05 \text{ cm} \Rightarrow \underline{l_3 = 8 \text{ cm}}$
 Pour $\phi = 12 \text{ mm}$ $l_3 \geq 3,3 \text{ cm} \Rightarrow \underline{l_3 = 5 \text{ cm}}$

9. Vérification de la compression de la bielle d'about:



$$\sigma'_{b0} = \frac{2T}{b_0 \cdot c}$$

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

$$c = 37 \text{ cm}$$

$$T_{appui} = 1139 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc } \sigma'_{b0} = \frac{2 \times 1139}{12 \times 37} = \underline{0,52 \text{ Kg/cm}^2} < \underline{68,7 \text{ Kg/cm}^2}$$

10. Ferraillage de la dalle de compression: C.C.B.A 68 Art 58.

Ces armatures sont utiles:

- pour limiter les risques de fissuration par retrait
- pour résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- pour réaliser un effet de répartition entre nervures voisines.

* Armatures perpendiculaires aux nervures:

l'écartement entre nervures étant compris entre 50 et 80 cm, la section des armatures est exprimée en $\text{cm}^2/\text{mètre linéaire}$.

$$A \geq 0,02 l_n \cdot \frac{2160}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{en}}$$

$$\left. \begin{array}{l} l_n = 63 \text{ cm} \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{(Acier Ecrou)} \end{array} \right\}$$

$$A \geq \frac{43 \times 63}{4200}$$

$$A \geq 0,645 \text{ cm}^2$$

Si l'on prend un diamètre de 5 mm ($0,196 \text{ cm}^2$) $\rightarrow 4 \text{ T5 } (0,785 \text{ cm}^2)$

Or l'espacement est limité à 20 cm, on peut donc 5 T5 par mètre linéaire. ($A = 0,981 \text{ cm}^2$).

* Armatures parallèles aux nervures: $A' = \frac{A}{2} = \frac{0,645}{2} = 0,323 \text{ cm}^2$

l'espacement étant limité à 33 cm (3 T5 / ml), on peut 3 T5 par mètre linéaire ($A' = 0,589 \text{ cm}^2$).

11. Vérification de la flèche : Art 58.4 C.C.B.A.68

L'épaisseur des planchers à hourdis creux doit être telle que leurs déformations restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction.

Si les 3 conditions suivantes sont vérifiées, on peut se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers.

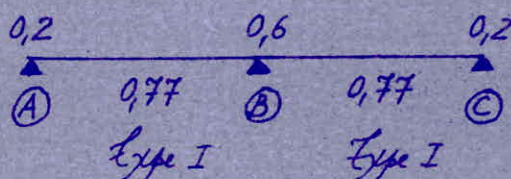
$$\textcircled{1} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \rightarrow \quad \frac{24}{460} = 0,0522 > \frac{1}{22,5} = 0,0444$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{24}{460} = 0,0522 > \frac{1}{15} \cdot 0,77 = 0,0513$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \quad \rightarrow \quad \frac{2,26}{12 \times 22} = 0,00856 < \frac{36}{4200} = 0,00857$$

Vérifiée

Poutrelle à 2 travées



Les travées AB et BC, étant symétriques en tout point de vue, sont de même type (Type I) que celles de la poutrelle à 4 travées calculée précédemment. (Voir plan de coffrage et ferrail.)

PLANCHER 25+4

Niveau 2 et 3 . Surcharge 600 Kg/m²

1. Estimation des charges :

1.1. Charges permanentes :

- Hourdi creux	142 Kg/m ²
- Dalle de compression .. 0,04 x 2500	100 "
- Poutrelle : 0,12 x 0,20 x 2500 : 0,63	119 "
- Câble	34 "
- Mortier de ciment : 22 x 1,5cm	33 "
- Carrelage	44 "
- Plâtre	17 "

Total: 489 Kg/m² ~ 490 Kg/m²

$$g = 490 \text{ Kg/m}^2$$

1.2. Surcharges:

$$p = 600 \times 1,2 = 720 \text{ Kg/m}^2$$

D'où $q' = g + p = 490 + 720 = 1210 \text{ Kg/m}^2$

Soit $q = 1210 \times 0,63 = 762,3 \text{ Kg/ml}$

$$q = 763 \text{ Kg/ml}$$

2. Calcul des moments:

$$s = 600 \text{ Kg/m}^2 \quad g = 490 \text{ Kg/m}^2 \quad s < 2g$$

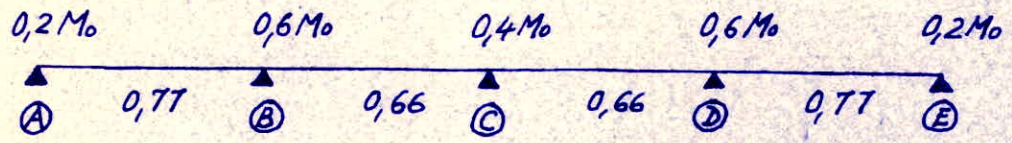
On adopte alors la méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée donnée par le C.C.B.A. 68 Art. 55 -

Comme dans le cas du plancher terrasse calculé précédemment, on a deux sortes de poutrelles : l'une à 4 travées, l'autre à deux travées -

Toutes les travées ont une longueur de 5m entre axes - la longueur de calcul est considérée entre nus d'appuis.

$$l = 5\text{m} - 0,4\text{m} = 4,60\text{m}$$

Poutrelle à 4 travées

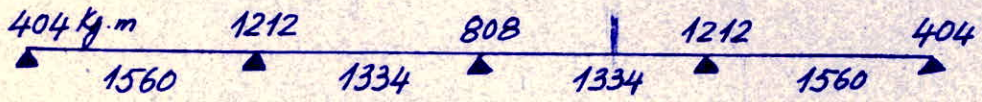


Moment isostatique : $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 763 \cdot \frac{4,6^2}{8}$ $M_0 = 2020 \text{ Kg.m}$

Travées AB et DE :

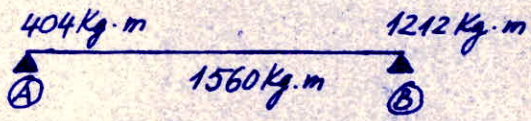
Travées BC et CD :

$0,2 M_0 = 0,2 \times 2020 = 404 \text{ Kg.m}$	$0,6 M_0 = 0,6 \times 2020 = 1212 \text{ Kg.m}$
$0,77 M_0 = 0,77 \times 2020 = 1555,4 \text{ Kg.m}$	$0,66 M_0 = 0,66 \times 2020 = 1333,2 \text{ Kg.m}$
$0,6 M_0 = 0,6 \times 2020 = 1212 \text{ Kg.m}$	$0,4 M_0 = 0,4 \times 2020 = 808 \text{ Kg.m}$

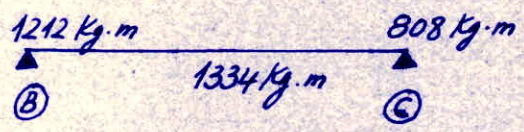


Donc deux types de poutrelles :

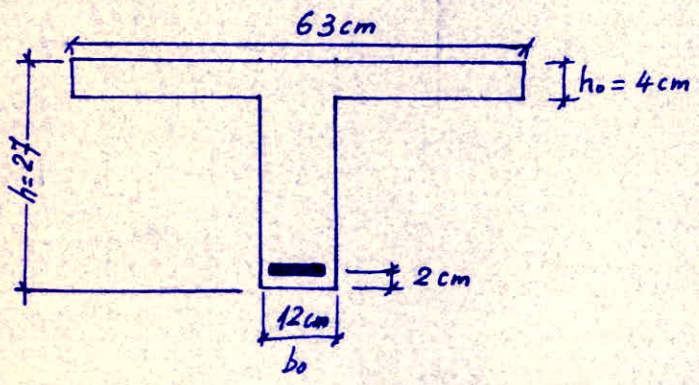
** Type I :



** Type II :



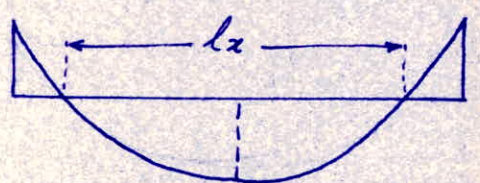
1. Détermination des armatures longitudinales :



1.1. Armatures en travée :

- Largeur de la table de compression prise en compte : C.C.B.A 68 Art. 23.3

- a) $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{1}{2} \cdot 51 \text{ cm}$
- b) $\frac{b-b_0}{2} < \frac{l}{10} = 46 \text{ cm}$
- c) $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \left(\frac{l_x}{2}\right)$



$$l_x = \sqrt{\frac{8 M_t}{9}} = \sqrt{\frac{8 \times 1560}{9}} = 4,05 \text{ m}$$

$M_t = 1560 \text{ Kg.m.}$

Donc $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l_x}{3} = \frac{4,05}{3} = 1,35 \text{ m} = 135 \text{ cm.}$

La condition a) étant plus restrictive, la largeur b de calcul est $\frac{b-b_0}{2} = \frac{51}{2} \Rightarrow b = 51 + 12 = 63 \text{ cm.}$

* Travées AB - DE : TYPE I

$M = 1560 \text{ Kg.m.}$

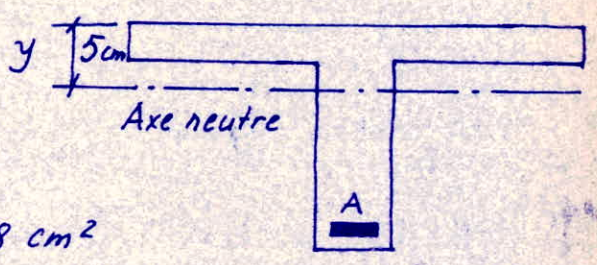
$$\frac{b_0 h}{100} = \frac{12 \times 27}{100} = 3,24 ; \quad \frac{b_0 h^2}{100} = 87,48 ; \quad \delta = \frac{h_0}{2h} = \frac{4}{2 \times 27} = 0,074$$

$$a_n = \frac{(b-b_0)h_0}{\frac{b_0 h}{100}} = \frac{51 \times 4}{3,24} = 62,963 ; \quad \mu_2 = \frac{M}{\frac{b_0 h^2}{100} \cdot \frac{\sigma_a}{n}} = 9,556$$

On lit alors sur les abaques : $\alpha = 0,185 ; a_n = 11 ; \eta = 0,227.$

$$y = \alpha h = 0,185 \times 27 = 5 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la nervure, la pièce sera calculée comme une poutre en T.



Alors : $A = \frac{11}{15} \times 3,24 = 2,38 \text{ cm}^2$

On prend 2 T 14 ($A = 3,08 \text{ cm}^2$)

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,227 \times 186,6 = 42,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

** Travées BC et CD : TYPE II

$M = 1334 \text{ Kg.m.}$

$$\mu_2 = \frac{1334 \cdot 10^2}{87,48 \times 186,6} = 8,2$$

Alors : $\alpha = 0,175$
 $a_n = 10$
 $\eta = 0,212$

$$y = \alpha h = 0,175 \times 27 = 4,73 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \quad \text{Calcul comme poutre en T.}$$

$$A = \frac{10}{15} \times 3,24 = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 (A = 2,26 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_2}{\eta} = 0,212 \times 186,6 = 39,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* Vérification de la condition de non fragilité: Art 52

$$\frac{A}{bh} \geq \gamma_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_2} \left(\frac{ht}{h}\right)^2 \Rightarrow A \geq 12 \times 27 \times 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{29}{27}\right)^2$$

$$A \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

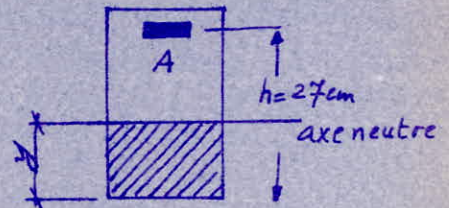
$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,425 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

1.2. Armatures aux appuis:

Aux appuis, on a un moment négatif, la pièce travaille comme une poutre rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et hauteur $h = 27 \text{ cm}$.

$$\frac{b_0 h}{100} = \frac{12 \times 27}{100} = 3,24$$

$$\frac{b_0 h^2}{100} = 87,48$$



Appuis	M (kg.m)	μ_2	α_1	a_n	$A(\text{cm}^2)$	η	σ'_b	Remarque A adaptée
A, E	404	2,47	0,206	2,65	0,572	0,26	48,5	2T8 (1,0 cm ²)
B, D	1212	7,425	0,343	8,33	1,8 cm ²	0,512	95,54	2T12 (2,26 cm ²)
C	808	808	0,281	5,50	1,19	0,39	72,77	2T10 (1,57 cm ²)

* Vérification de la condition de non fragilité:

$$A \geq 12 \times 27 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{29}{27}\right)^2$$

$$A \geq 0,425 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée dans tous les cas.}$$

2. Contrainte de compression dans le béton:

2.1. En travée: $M_{max} = 1560 \text{ Kg.m.}$

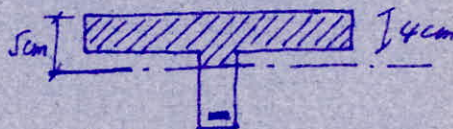
Il faut que: $\sigma'_m = \frac{F'}{S} < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$

F' : force de compression: $F' = \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8}h$ et S : section de béton comprimé.

$$F' = \frac{1560 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 27} = 6603,2 \text{ Kg.}$$

$$S = 4 \times 63 + 12 \times 1 = 264 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_m = \frac{6603,2}{264} = 25 \text{ Kg/cm}^2 < 68,7 \text{ Kg/cm}^2.$$



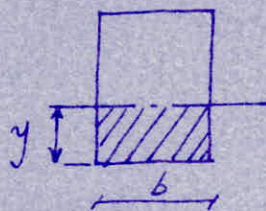
2.2. En appui: $M_{max} = 1212 \text{ Kg.m.}$

$$F = \frac{M}{z} = \frac{1212 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \times 27} = 5150 \text{ Kg}$$

$$y = \alpha h = 0,343 \times 27 = 9,25 \text{ cm}$$

$$S = b \cdot y = 12 \times 9,25 = 111 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{5150}{111} = 46,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2.$$



3. Etude de l'effort tranchant:

$$T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} = \frac{763 \times 4,6}{2} + \frac{404 - 1212}{4,6}$$

$$T_A = 1578 \text{ Kg.}$$

$$T_B^g = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} = -\frac{763 \times 4,6}{2} + \frac{404 - 1212}{4,6}$$

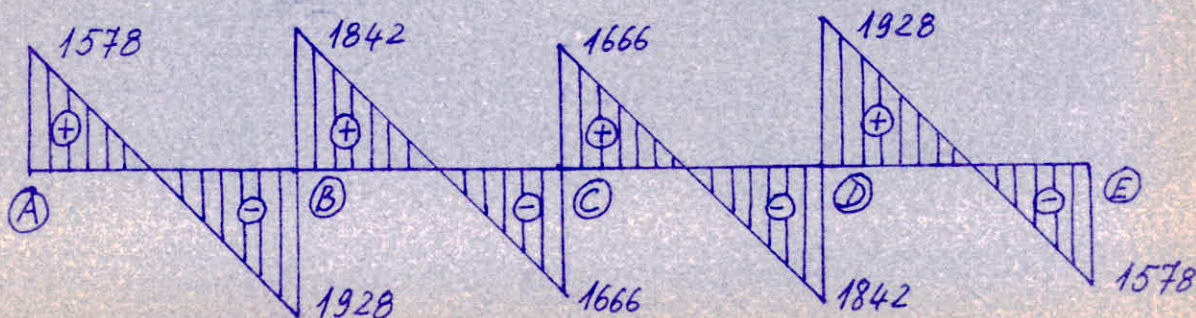
$$T_B^g = -1928 \text{ Kg.}$$

$$T_B^d = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} = \frac{1753,26}{2} + \frac{1212 - 808}{4,6}$$

$$T_B^d = 1842 \text{ Kg.}$$

$$T_C^d = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} = -\frac{1753,26}{2} + \frac{87,8}{4,6}$$

$$T_C^d = 1666 \text{ Kg.}$$



3.1 Armatures transversales:

- Contrainte de cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$ - $b_0 = 12 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} h = 23,6 \text{ cm}$
- Si $\sigma_b' < \bar{\sigma}_{b0}'$: $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,6 \text{ kg/cm}^2$ - Si $\sigma_b' > \bar{\sigma}_{b0}'$: $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b$
- Contrainte de traction admissible : $\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{90 \bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{en}$ - ($\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)
- Section A_t des armatures transversales : 1 cadre $\phi 5$ $A_t = 0,392 \text{ cm}^2$
- Espacement des cadres : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$
- Espacement admissible : $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h (= 5,4 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$

Appuis	T (kg)	τ_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t (cm ²)	t (cm)	\bar{t} (cm)	Remarque
A, E	1578	5,57	2150	0,392	12,6	19,3	t = 12 < 19
B ^g , D ^d	1928	6,8	2090	0,392	10	17,6	t = 10 < 17
B ^d , D ^g	1842	6,5	2100	0,392	10,5	18,1	t = 10 < 17
C	1666	5,88	2135	0,392	11,85	18,9	t = 11 < 18

Pour les espacements des cadres en travée, on adoptera la méthode de Laquot. La demi-portée étant de $\frac{4,6}{2} = 2,3 \sim 3$. On aura 3 fois l'espacement initial calculé puis 3 espacements de l'écartement suivant le précédent dans la suite de nombres: 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60.
 Exp: A partir de l'appui A, on aura 3 espacements de 12 cm, 3 de 13 cm, 3 de 16 cm etc... jusqu'au milieu de la travée.

4. Traction des armatures inférieures au droit des appuis:

C.C.B.A 68 Art 35: Il faut que $A \bar{\sigma}_2 > T + \frac{M}{z}$ M: valeur algébrique.

Appuis	M (kg.cm)	M/z	T _{max} (kg)	T + M/z	Remarque
A, E	-404.10 ¹²	-1710	+1578	-132	T + M/z < 0 Pas de nécessité d'armatures de traction
B, D	-1212.10 ¹²	-5150	+1928	-3222	
C	808.10 ¹²	-3420	1666	-1754	

5. Ferraillage de la dalle de compression: C.C.B.A 68 Art 58

* Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{cn}} \quad l_n: \text{écartement des nervures ou poutrelles.} \\ l_n = 63 \text{ cm.} \quad \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A \geq \frac{43 \cdot 63}{4200} = 0,645 \text{ cm}^2$$

L'espacement étant limité à 20 cm, on prend donc 5T5 par mètre linéaire ($A = 0,981 \text{ cm}^2$)

* Armatures parallèles aux nervures : $A' = \frac{A}{2} = 0,323 \text{ cm}^2$

Mais l'espacement est limité à 33 cm, on prend donc 3T5 par mètre linéaire ($A' = 0,589 \text{ cm}^2$).

6. Vérification de la flèche: (1^{ère} travée AB)

$$\textcircled{1} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} ; \quad \frac{29}{460} = 0,063 > 0,0444 \quad \underline{\text{Vérficé}}$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_k}{M_0} ; \quad \frac{29}{460} = 0,063 > \frac{1}{15} \cdot 0,77 = 0,0513 \quad \underline{\text{Vérficé}}$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{cn}} ; \quad \frac{A}{b_0 h} = \frac{3,08}{12 \times 27} = 0,0095 \not< \frac{36}{4200} = 0,00857 \\ \underline{\text{Non vérifié.}}$$

L'une des 3 conditions précédentes n'étant pas vérifiée, on doit faire une justification de la flèche.
[C.C.B.A 68 Art 61 et Annales de l'ITBTP Mai 1969]

La flèche nuisible à la bonne tenue des éléments va être la somme des deux flèches suivantes :

- la flèche due à la déformation différée sous l'effet des charges permanentes : f_{g0} .
- la flèche instantanée due aux surcharges d'exploitation : $f_{q0} - f_{g0}$

Donc la flèche nuisible Δf_t s'écrit :

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

6.1. Charges et moments:

$$q = 490 \times 0,63 = 308,7 \text{ Kg/m}$$

$$q = (490 + 600) \times 0,63 = 686,7 \text{ Kg/m}$$

$$M_g = 0,77 \times 308,7 \times \frac{4,6^2}{8} = \underline{628,72 \text{ Kg.m}} \quad (M_t = 0,77 \frac{q l^2}{8})$$

$$M_q = 0,77 M_0 = 0,77 \frac{q l^2}{8} = 0,77 \times 686,7 \times \frac{4,6^2}{8} = \underline{1398,60 \text{ Kg.m.}}$$

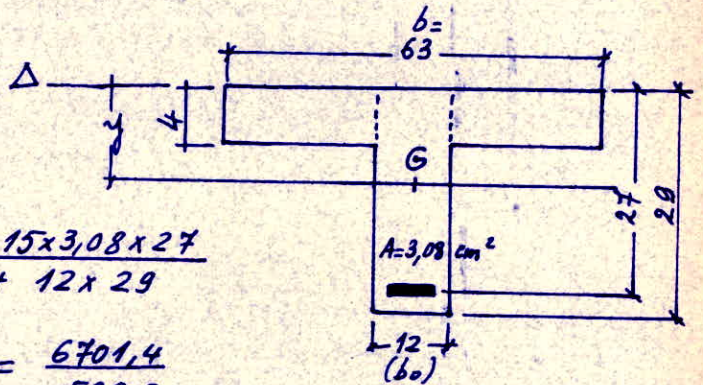
6.2. Inertie totale:

$$y = \frac{\text{Moment statique } / \Delta}{\Omega \text{ (section totale)}}$$

$$y = \frac{51 \times 4 \times 2 + 12 \times 29 \times 14,5 + 15 \times 3,08 \times 27}{15 \times 3,08 + 51 \times 4 + 12 \times 29}$$

$$y = \frac{408 + 5046 + 1247,40}{46,20 + 204 + 348} = \frac{6701,4}{598,2}$$

$$y = 11,203 \text{ cm}$$



$$- I_t: \text{ inertie totale: } I_t = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-y)^3}{3} + nA(h-y)^2$$

$$I_t = \frac{63 \times (11,203)^3}{3} - \frac{51 \times (11,203 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (17,794)^3}{3} + 15 \times 3,08 \times \overline{15,797}^2$$

$$I_t = 29527,199 - 6353,151 + 22547,61 + 11528,988$$

$$I_t = 57250,646 \text{ cm}^4$$

6.3. Calcul des valeurs de λ et μ :

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h} = \frac{3,08}{12 \times 27} = 0,009506$$

Ⓐ Pour les charges de faible durée d'application:

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \bar{\omega}} = \frac{5,0}{72 \left(2 + \frac{2 \times 12}{63}\right) 0,009506} = 3,2955$$

Ⓑ Pour les charges de longue durée d'application:

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \bar{\omega}} = \frac{\lambda_i}{2,5} = 1,3182$$

② Pour la charge $q = 308,7 \text{ Kg/m}$ c'est à dire $M_g = 628,72 \text{ Kg.m}$, la contrainte σ_a des aciers serait de :

$$\frac{\sigma_a}{n} = \frac{M}{\mu_a \cdot b \cdot h^2} \quad \mu_a \text{ donné par les abaques } \mu_a = 13,2$$

$$\text{Donc } \sigma_a = \frac{628,72 \cdot 10^2 \times 15}{13,2 \times 87,5} = 816,88 \text{ Kg/cm}^2 = 800,86 \text{ bars.}$$

$$\mu_{g_0} = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,009506 \times 801 + 3 \times 5,8}$$

$$\underline{\mu_{g_0} = 0,394}$$

③ Pour la charge $q = 686,7 \text{ Kg/m}$

$$M = 1398,6 \text{ Kg.m.} \quad \rightarrow \quad \sigma_a = \frac{15 \times 1398,6 \cdot 10^2}{13,2 \times 87,5} = 1816,36 \text{ Kg/cm}^2 = 1780,745 \text{ bars.}$$

$$\mu_{g_i} = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,009506 \times 1781 + 3 \times 5,8}$$

$$\underline{\mu_{g_i} = 0,6593}$$

6.4. Calcul des modules de déformation longitudinale :

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ bars}$$

$$E_i = 3 E_v = 3 \times 126000 = 378000 \text{ bars}$$

6.5 Calcul des flèches :

① Calcul de $f_{g\infty}$:

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu_g} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Moment d'inertie en tenant compte de} \\ \text{l'existence de fissures éventuelles.} \end{array} \right)$$

$$I_{fv} = \frac{57250,65}{1 + 1,3182 \times 0,394} = 37680,49 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{628,72 \cdot 10^2 \times 4,6^2}{10 \times 126000 \times 37680,49}$$

$$\boxed{f_{g\infty} = 0,2802 \text{ cm.}}$$

⑥ Calcul de f_{g0} :

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{gi}} = \frac{57250,65}{1 + 3,2955 \times 0,6593} = 18044,64 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = \frac{M_{g0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{1398,6 \cdot 10^2 \times 460^2}{10 \times 378000 \times 18044,64} = 0,4339 \text{ cm.}$$

$$f_{g0} = 0,4339 \text{ cm.}$$

⑦ Calcul de f_{g0} :

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{57250,65}{1 + 3,2955 \times 0,394} = 24908,51 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{628,72 \cdot 10^2 \times 460^2}{10 \times 378000 \times 24908,51}$$

$$f_{g0} = 0,1413 \text{ cm}$$

Enfinement la flèchemissible est:

$$\Delta_{ft} = f_{g0} + f_{g0} - f_{g0} = 0,2802 + 0,4339 - 0,1413$$

$$\Delta_{ft} = 0,5728 \text{ cm}$$

Où la valeur admissible de Δ_{ft} est pour $l \leq 5 \text{ m}$:

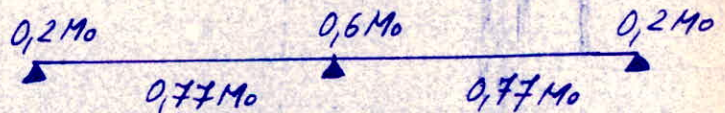
$$\Delta_{ft} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = \underline{\underline{0,92 \text{ cm}}}$$

$\Delta_{ft} = 0,5728 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm}$ la flèche est donc justifiée.

Poutrelle à deux travées

- $q = 763 \text{ kg/ml}$

- Moments :



Ce type de poutrelles a été calculé précédemment pour 4 travées - Voir poutrelle TYPE I -

PLANCHER 25+4

Niveau 1 - Surcharge 800 Kg/m²

* Estimation des charges sur le plancher :

- Charges permanentes :

Flourdis creux	142 Kg/m ²
Dalle de compression	100 Kg/m ²
Poutrelle	119 Kg/m ²
Sable	34 Kg/m ²
Mortier de ciment	33 Kg/m ²
Carrelage	44 Kg/m ²
Plâtre (enduit)	17 Kg/m ²

Total: 489 Kg/m² $g = 490 \text{ Kg/m}^2$

- Surcharge : $800 \times 1,2 = 960 \text{ Kg/m}^2$ $p = 960 \text{ Kg/m}^2$

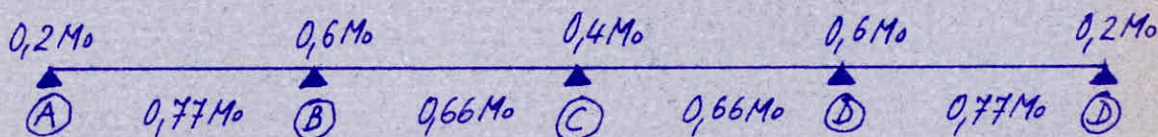
$g + p = 490 + 960 = 1450 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow q = 1450 \times 0,63 = 913,5$

$q = 914 \text{ Kg/ml}$

Poutrelle à 4 travées

1. Calcul des moments: C.C.B.A 68 Art. 55.3

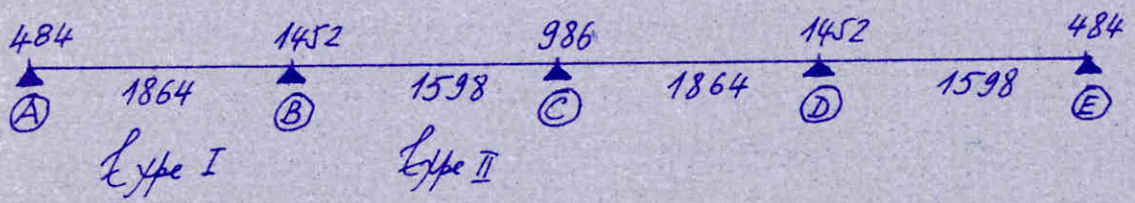
$s = 800 \text{ Kg/m}^2 < 2 \times g = 980 \text{ Kg/m}^2$, on peut donc appliquer la règle énoncée à l'article 55.3 du C.C.B.A 68.



- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{914 \times 4,6^2}{8} = 2417,53 \text{ Kg.m}$

$M_0 = 2420 \text{ Kg.m}$

- $0,2 M_0 = 0,2 \times 2420 = 484 \text{ Kg.m}$
- $0,77 M_0 = 0,77 \times 2420 = 1863,4 \text{ Kg.m} \sim 1864 \text{ Kg.m}$
- $0,6 M_0 = 0,6 \times 2420 = 1452 \text{ Kg.m}$
- $0,66 M_0 = 0,66 \times 2420 = 1597,2 \text{ Kg.m} \sim 1598 \text{ Kg.m}$
- $0,4 M_0 = 0,4 \times 2420 = 968 \text{ Kg.m}$



- Dimensionnement de la pièce (Milieu de la travée) :

- ① $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{5l}{2}$
- ② $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm.}$
- ③ $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \left(\frac{l_x}{2} \right) = \frac{l_x}{3}$

$l_x = \sqrt{\frac{8 M_e}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 1864}{914}} = \sqrt{16,315} = 4,04 \text{ m}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l_x}{3} = \frac{404}{3} = 134,6 \text{ cm.}$

La 1^{ere} condition étant la plus restrictive, on prend $b = 51 + 12 = 63 \text{ cm}$

2. Armatures longitudinales :

$\frac{b_0 h}{100} = \frac{12 \times 27}{100} = 3,24$; $\frac{b_0 h^2}{100} = 87,48$; $\delta = \frac{h_0}{2h} = \frac{4}{2 \times 27} = 0,074$
 $a_n = \frac{(b-b_0) h_0}{\frac{b_0 h}{100}} = \frac{51 \times 4}{3,24} = 62,963$; $\mu_a = \frac{M}{\frac{b_0 h^2}{100} \times \frac{\sigma_a}{n}}$

* En travée :

Travée	M (Kg.m)	μ_a	a_n	α	η	σ_b	A	Remarque
AB, DE	1864	11,42	13,2	0,203	0,254	47,4	2,85	2T14 (3,08cm ²)
BC, CD	1598	9,79	12	0,19	0,235	43,9	2,59	2T14 (3,08cm ²)

* Aux appuis (chapeaux):

Appui	M(Kg.m)	μ	a_n	α	η	σ'_b	A	Remarque
A, E	484	2,97	3,2	0,222	0,285	53,18	0,69	2T8 (1,0 cm ²)
B, D	1452	8,90	10,1	0,358	0,56	104,49	2,18	2T12 (2,26 cm ²)
C	986	6,04	6,7	0,306	0,44	82,11	1,45	2T10 (1,57 cm ²)

* Condition de non fragilité:

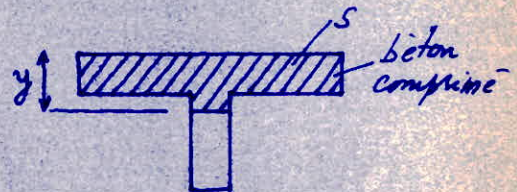
$$\frac{A}{b_0 h} \geq 4 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h t}{h}\right)^2 \quad A \geq 12 \times 27 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{29}{27}\right)^2$$

$$A \geq 0,4253 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié dans tous les cas.}$$

3. Contrainte de compression dans le béton:

- En travée:

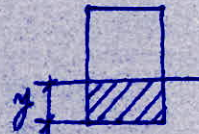
$$\sigma'_m = \frac{F}{S} = \frac{M/z}{S} \quad z = \frac{7}{8} \cdot h$$



travées	M	z	F' = M/z	y	S (cm ²)	$\sigma'_m = F/S$	Remarque
AB, DE	1864	23,6	7898,7	5,48	269,76	29,3	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$
BC, CD	1598	23,6	6771,1	5,13	265,56	25,5	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$

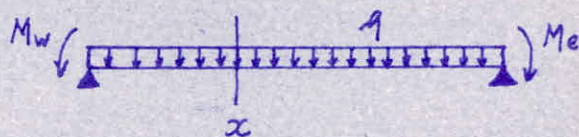
- Aux appuis:

$$z = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$$



Appui	M(Kg.m)	z (cm)	M/z (kg)	y (cm)	S (cm ²)	σ'_m (kg/cm ²)	Remarque
A, E	484	23,6	2050,84	5,994	71,928	28,52	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$
B, D	1452	23,6	6152,4	9,666	115,992	53,04	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$
C	986	23,6	4177,97	8,262	99,144	42,14	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$

4. Etude de l'effort tranchant :



$$T(x) = qx + \frac{M_w - M_e}{l}$$

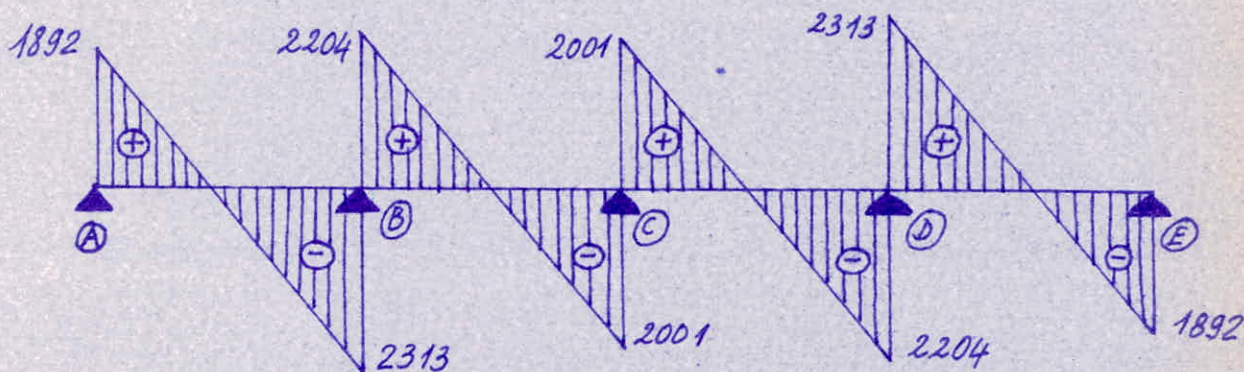
$$T = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{à l'appui.}$$

$$T_A = \frac{914 \times 4,6}{2} + \frac{484 - 1452}{4,6} = 1891,56 \text{ Kg}; \quad T_A = 1892 \text{ Kg}$$

$$T_B^g = -\frac{914 \times 4,6}{2} + \frac{4,6 \times 4,6}{4,6} - 1452 = -2312,43 \text{ Kg}; \quad T_B^g = -2313 \text{ Kg}$$

$$T_B^d = \frac{914 \times 4,6}{2} + \frac{1452 \times 4,6 - 986}{4,6} = 2203,3 \text{ Kg}; \quad T_B^d = 2204 \text{ Kg}$$

$$T_C^g = T_C^d = -\frac{914 \times 4,6}{2} + \frac{1452 \times 4,6 - 986}{4,6} = -2000,7 \text{ Kg}; \quad T_C = -2001 \text{ Kg}$$



- Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \times 5,9}\right) \sigma_{en} \quad ; \quad t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

On prend 1 cadre $\phi 5 \text{ mm}$ en acier doux : $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $A_t = 9,392 \text{ cm}^2$

Appui	T (Kg)	$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$	$\bar{\sigma}_{at}$	$A_t (\text{cm}^2)$	t (cm)	Remarque
A, E	1892	6,68	2098	0,392	10,26	t = 10 cm
B^g, D^d	2313	8,17	2030	0,392	8,12	t = 8 cm
B^d, D^g	2204	7,78	2048	0,392	8,59	t = 8 cm
C	2001	7,07	2080	0,392	9,62	t = 9 cm

En travée, on applique la méthode de M. Caquot pour l'espacement des cadres.

5. Ferraillage de la dalle de compression :

- Perpendiculairement aux nervures (ou aux poutrelles):

$$A \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{cn}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{cn}} \quad A \geq \frac{43 \cdot 63}{4200} = 0,645 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5 T5/ml (0,981 cm²/ml).

- Parallèlement aux nervures:

$$A' \geq \frac{A}{2} = \frac{0,645}{2} = 0,323 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T5/ml (0,589 cm}^2/\text{ml)}$$

6. Vérification de la flèche : (1^{ère} travée AB)

$$\textcircled{1} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{225} ; \frac{29}{460} = 0,063 > \frac{1}{225} = 0,444 \quad \underline{\text{Vérficé}}$$

$$\textcircled{2} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{29}{460} = 0,063 > \frac{1}{15} \times 0,77 = 0,0513 \quad \underline{\text{Vérficé}}$$

$$\textcircled{3} \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{cn}} \quad \frac{A}{b_0 h} = \frac{3,08}{12 \times 27} = 0,0095 \neq \frac{36}{4200} = 0,0085 \quad \underline{\text{Non vérifié}}$$

Donc on doit justifier la flèche:

la flèchemissible est $\Delta f_t = f_{g_{00}} + f_{q_0} - f_{g_0}$

(Annales de l'ITBTP Mai 1969 par M. Albigez et C.C.B.A 68)

6.1. Charges et moments :

$$g = 490 \times 0,63 = 308,7 \text{ Kg/ml}$$

$$q = (490 + 800) 0,63 = 812,7 \text{ Kg/ml}$$

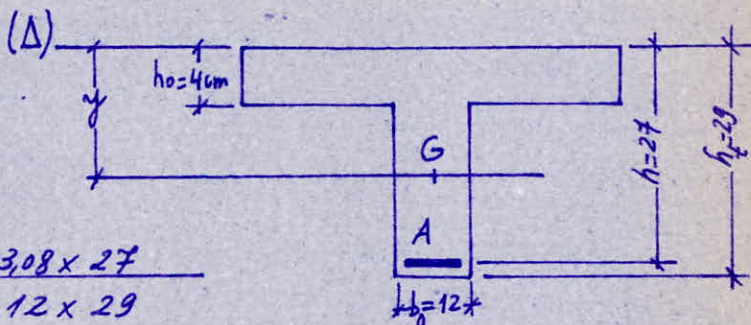
(la surcharge 800 Kg/m² n'est pas majorée).

$$M_g = 0,77 g \frac{l^2}{8} = 0,77 \times 308,7 \times \frac{4,6^2}{8} = 628,72 \text{ Kg.m.}$$

$$M_q = 0,77 q \frac{l^2}{8} = 0,77 \times 812,7 \times \frac{4,6^2}{8} = 1655,19 \text{ Kg.m.}$$

6.2. Inertie totale:

$$y = \frac{M_s / \Delta}{S} = \frac{\text{Moment statique} / \Delta}{\text{Surface totale}}$$



$$y = \frac{51 \times 4 \times 2 + 12 \times 29 \times 14,5 + 15 \times 3,08 \times 27}{15 \times 3,08 + 51 \times 4 + 12 \times 29}$$

$$y = 11,203 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(ht-y)^3}{3} + nA(k-y)^2$$

$$I_t = 63 \times \frac{(11,203)^3}{3} - 51 \times \frac{(11,203-4)^3}{3} + 12 \times \frac{(29-11,203)^3}{3} + 15 \times 3,08 \times (27-11,203)^2$$

$$I_t = 57250,646 \text{ cm}^4$$

6.3. Calcul des valeurs de λ et μ :

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h} = \frac{3,08}{12 \times 27} = 0,009506$$

Ⓐ Pour les charges de faible durée d'application:

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + \frac{3b_0}{b})\bar{\omega}} = \frac{5,8}{72(2 + \frac{2 \times 12}{63})0,009506} = 3,2955$$

Ⓑ Pour les charges de longue durée d'application:

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + \frac{3b_0}{b})\bar{\omega}} = \frac{\lambda_i}{2,5} = 1,3182$$

Ⓒ Pour la charge $q = 308,7 \text{ kg/ml}$ c'est à dire $M = 628,72 \text{ kg.m}$ la contrainte σ_a des aciers serait de:

$$\frac{\sigma_a}{n} = \frac{M}{\mu_a \cdot \frac{b_0 h^2}{100}} \quad \mu_a = 13,2 \quad (= f(a_n = \frac{15 \times A}{\frac{b_0 h}{100}} = \frac{15 \times 3,08}{3,24} = 14,26)$$

$$\sigma_a = \frac{15 \times 629 \cdot 10^2}{13,2 \times 87,5} = 816,88 \text{ kg/cm}^2 = 800,86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu_{qv} = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,009506 \times 801 + 3 \times 5,8}$$

$$\mu_{qv} = 0,394$$

④ Pour la charge $q = 812,70 \text{ Kg/ml}$:

$$M_g = 1655,2 \text{ Kg.m} \rightarrow \sigma_a = \frac{15 \times 1655,2 \cdot 10^2}{13,2 \times 87,5} = 2150 \text{ Kg/cm}^2 = 2110 \text{ }^{\frac{b}{c}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,003506 \times 2110 + 3 \times 5,8} = 0,703$$

$$\mu_g = 0,703$$

6.4. Modules de deformation longitudinale:

$$E_v = 126000 \text{ }^{\frac{b}{c}} \quad E_i = 378000 \text{ }^{\frac{b}{c}}$$

6.5. Calcul de la flèche:

① f_{g00} : $I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{57250,65}{1 + 1,3182 \times 0,394} = 37680,49 \text{ cm}^4$

$$f_{g00} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{628,72 \cdot 10^2 \times 4,6^2}{10 \times 126000 \times 37680,49} = 0,2802 \text{ cm}$$

② f_{g0} : $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{gi}} = \frac{57250,65}{1 + 3,2955 \times 0,703} = 17261,33 \text{ cm}^4$

$$f_{g0} = \frac{M_{g0} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{1655,2 \cdot 10^2 \times 4,60^2}{10 \times 378000 \times 17261,33} = 0,5368 \text{ cm}$$

③ f_{g0} : $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{57250,65}{1 + 3,2955 \times 0,394} = 24908,51 \text{ cm}^4$

$$f_{g0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{628,72 \cdot 10^2 \times 4,60^2}{10 \times 378000 \times 24908,51} = 0,1413 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = f_{g00} + f_{g0} - f_{g0} = 0,2802 + 0,5368 - 0,1413 = 0,6757 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = 0,6757 \text{ cm}$$

$$\overline{\Delta}_{ft} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \Delta_f < \overline{\Delta}_{ft}$$

la flèche est donc justifiée

Poutrelle à deux travées

$q = 914 \text{ Kg/ml}$

Moments :

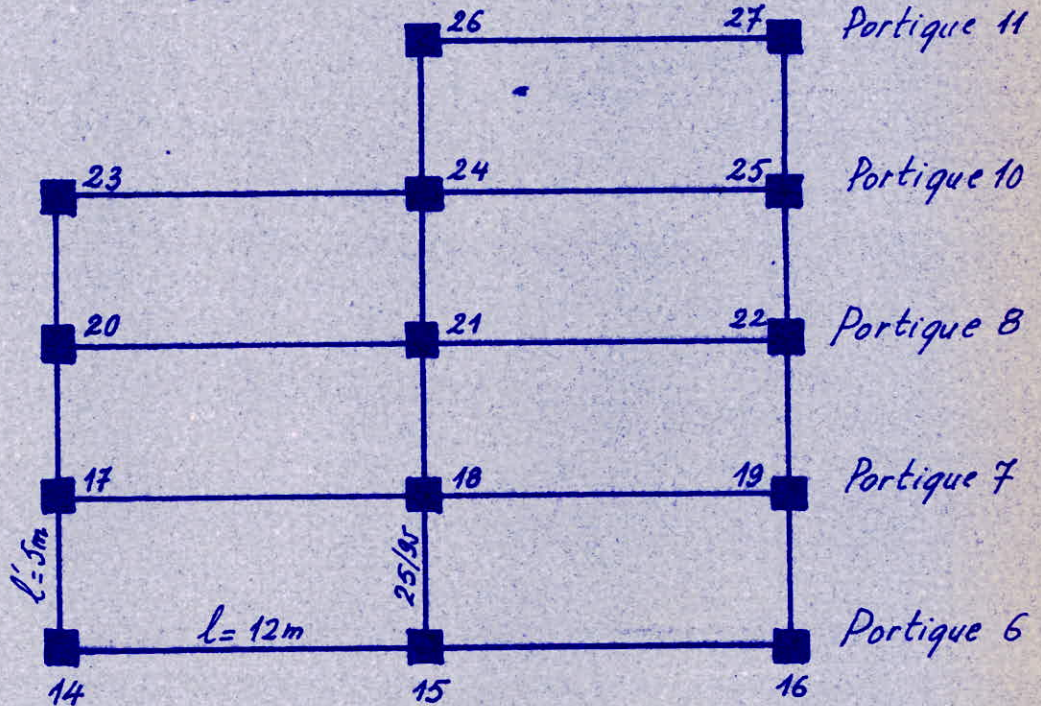


Le type de poutrelle a été calculé précédemment pour la poutrelle à 4 travées (Voir poutrelle TYPE I).

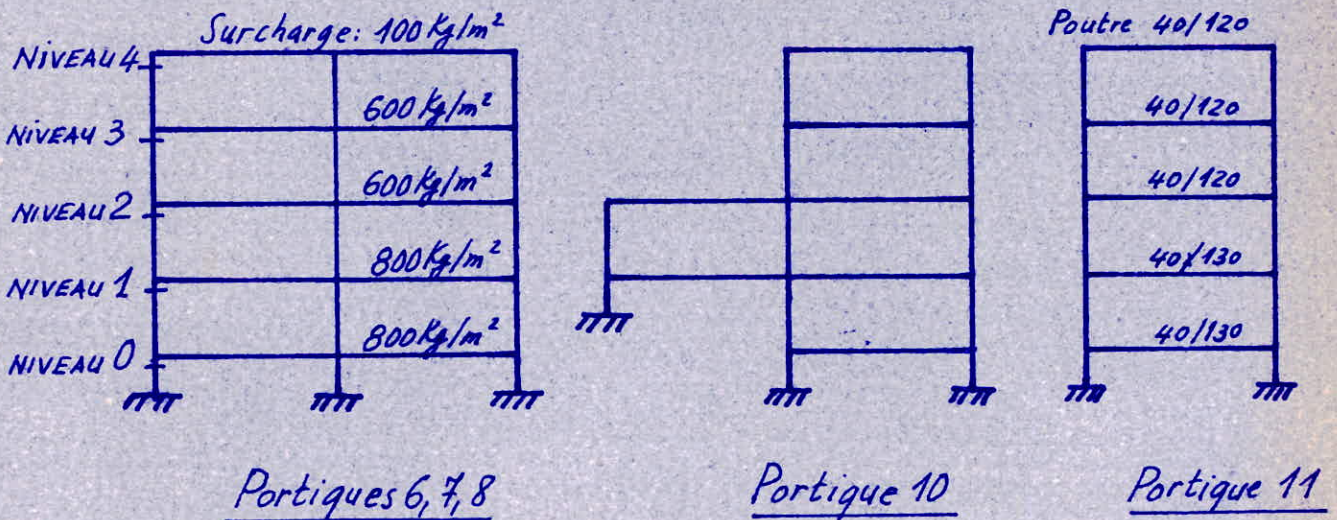
CHAPITRE 2

**PREDIMENSIONNEMENT
DE LA
STRUCTURE**

Vue en plan de la structure :



Elevation de la structure :



1. - Poutres transversales:

Le sont des poutres rectangulaires. En général, la hauteur h d'une poutre est prise égale à $\frac{1}{10}$ de la portée l . Ayant $l = 12\text{ m}$, $h = \frac{12}{10} = 1,2\text{ m}$.

On prendra alors $h = 120\text{ cm}$ pour les niveaux 4, 3, 2 et $h = 130\text{ cm}$ pour le niveau 1 qui est plus chargé (Surcharge = 800 kg/m^2).

Quant à la largeur b , elle doit être comprise entre 0,3 et 0,4 fois la hauteur h . On prend $b = 40\text{ cm}$.

2. - Poutres longitudinales:

Le sont des poutres rectangulaires de hauteur $h = 95\text{ cm}$ et de largeur $b = 25\text{ cm}$ pour tous les niveaux.

3. - Poteaux:

Une descente de charges s'impose. On doit calculer l'effort de compression N à chaque niveau et déduire la section S du poteau par : $S = \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$.

Pour tenir compte de la continuité, on doit majorer la charge N sur les poteaux centraux et minorer la charge N sur les poteaux de rive.

Pour cette raison on prend $\left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b_0} = 50\text{ kg/cm}^2 \text{ pour les poteaux centraux} \\ \bar{\sigma}'_{b_0} = 60\text{ kg/cm}^2 \text{ pour les poteaux de rive.} \end{array} \right.$

Les surcharges étant pour la plupart fixes on ne tiendra pas compte de la dégression des charges.

DESCENTE DES CHARGES

□ NIVEAU 4 :

Ⓐ Plancher 20+4

1. Plancher	323 Kg/m ²
2. Enduit en plâtre	17 "
3. Forme de pente	270 "
4. Isolation en liège	10 "
5. Etanchéité	30 "
6. Protection lourde (5cm de gravillons)	100 "

Total : 750 Kg/m²

Ⓑ Surcharge :

7. Surcharge : 100 x 1,2	120 Kg/m ²
--------------------------------	-----------------------

Ⓒ Poutres, Acrotère :

8. Poutre transversale (P1) : 0,4 x 1,20 x 2500 x 1,00	1200 Kg/ml
9. Poutre longitudinale (P2) : 0,25 x 0,95 x 2500 x 1,00	594 Kg/ml
10. Acrotère : 1,30 x 0,10 x 2500 x 1,00	325 Kg/ml

* Poteaux P14 - P16 - P20 - P26 - P27 :

la surface intéressant ces poteaux est A = 17 m²

1. Plancher : 17 x 750	12750 Kg
2. Surcharge : 17 x 120	2040 Kg
3. Poutre P1 + Acrotère : (1200+325) 6,3m	9608 Kg
4. Poutre P2 + Acrotère : (594+325) 2,70m	2482 Kg

Total : 26880 Kg

* Poteau P.15 : A = 32,4 m²

1. Plancher : 32,4 x 750	24300 Kg
2. Surcharge : 32,4 x 120	3888 Kg
3. Poutre P1 + Acrotère : (1200+325) 12m	18300 Kg
4. Poutre P2 : 594 x 2,70	1604 Kg

Total : 48092 Kg

* Poteaux P17 - P19 - P22 - P25 - P24: $A = 31,50 \text{ m}^2$

1. Plancher : $31,50 \times 750$	23625 Kg
2. Surcharge : $31,50 \times 120$	3780 Kg
3. Poutre P1 : $1200 \times 6,00$	7200 Kg
4. Poutre P2 + Acrotère : $(594 + 325) \times 5,00$	4595 Kg

Total: 39200 Kg

* Poteau P18 : $A = 60 \text{ m}^2$

1. Plancher : 60×750	45000 Kg
2. Surcharge : 60×120	7200 Kg
3. Poutre P1 : 1200×12	14400 Kg
4. Poutre P2 : 594×5	2970 Kg

Total: 69570 Kg

* Poteau P21 : $A = 46,90 \text{ m}^2$

1. Plancher : $46,9 \times 750$	35175 Kg
2. Surcharge : $46,9 \times 120$	5628 Kg
3. Poutre P1 : 1200×12	14400 Kg
4. Poutre P2 : 594×5	2970 Kg
5. Acrotère : $325(6 + 2,5)$	2763 Kg

Total: 60936 Kg

□ NIVEAU 3:

1. Plancher (25+4)	490 Kg/m ²
2. Surcharge : $600 \times 1,2$	720 Kg/m ²
3. Poutre P1 ($40 \times 120 \text{ cm}$)	1200 Kg/ml
4. Poutre P2 ($25 \times 95 \text{ cm}$)	594 Kg/ml
5. Murs	1500 Kg/ml

* Poteaux P 14 - P 16 $A = 17 m^2$

- 1- Plancher : 17×490 8330 Kg
- 2- Surcharge : 17×720 12240 Kg
- 3- Poutre P1 : $6,30 \times 1200$ 7560 Kg
- 4- Poutre P2 : $2,70 \times 594$ 1604 Kg
- 5- Murs : $1500 \times 2,7$ 4050 Kg

Total : 33 784 Kg

* Poteau P 15 : $A = 32,40 m^2$

- 1- Plancher : $32,40 \times 490$ 15876 Kg
- 2- Surcharge : $32,40 \times 720$ 23328 Kg
- 3- Poutre P1 : 12×1200 14400 Kg
- 4- Poutre P2 : $2,70 \times 594$ 1604 Kg

Total : 55 208 Kg

* Poteaux P 17 - P 19 - P 22 - P 24 - P 25 : $A = 31,50 m^2$

- 1- Plancher : $31,50 \times 490$ 15435 Kg
- 2- Surcharge : $31,50 \times 720$ 22680 Kg
- 3- Poutre P1 : $1200 \times 6,30$ 7560 Kg
- 4- Poutre P2 : $594 \times 5,00$ 2970 Kg
- 5- Murs : $1500 \times 5,00$ 7500 Kg

Total : 56 145 Kg

* Poteau P 18 : $A = 60 m^2$

- 1- Plancher : 60×490 29400 Kg
- 2- Surcharge : 60×720 43200 Kg
- 3- Poutre P1 : 12×1200 14400 Kg
- 4- Poutre P2 : 5×594 2970 Kg

Total : 89 970 Kg

* Poteaux P20 - P26 - P27 : $A = 17 m^2$

- 1. Plancher : 17×490 8330 Kg
- 2. Surcharge : 17×720 12240 Kg
- 3. Poutre P1 : $6,30 \times 1200$ 7560 Kg
- 4. Poutre P2 : $2,70 \times 594$ 1604 Kg
- 5. Murs : $(6,3 + 2,7) 1500$ 13500 Kg

Total : 43234 Kg

* Poteau P21 : $A = 46,9 m^2$

- 1. Plancher : $46,9 \times 490$ 22981 Kg
- 2. Surcharge : $46,9 \times 720$ 33768 Kg
- 3. Poutre P1 : 12×1200 14400 Kg
- 4. Poutre P2 : 5×594 2970 Kg
- 5. Murs : $(2,5 + 6) 1500$ 12750 Kg

Total 86869 Kg

□ NIVEAU 2 : (Voir le niveau 3)

* Poteaux P14 - P16 : 33784 Kg

* Poteau P15 : 55208 Kg

* Poteaux P17 - P19 - P22 - P25 : 56145 Kg

* Poteau P18 : 89970 Kg

* Poteaux P26 - P27 : 43234 Kg

* Poteau P20 : $N = 43234 \text{ Kg (Niveau 3)} + \text{Supplément } n \text{ (A=17m}^2\text{)}$

- 1- Plancher : $17 \times 750 = 12750 \text{ Kg}$
 - 2- Surcharge : $17 \times 120 = 2040 \text{ Kg}$
 - 3- Poutre L2 + Acrot. $(594 + 325) \times 2,50 = 2238 \text{ Kg}$
- } $n = 17088 \text{ Kg}$

$N = 43234 + 17088$ Total : 60322 Kg

* Poteau P21 : $N = 86869 \text{ Kg} + \text{Supplément } n \text{ (A=17m}^2\text{)}$

- 1- Plancher : $17 \times 750 = 12750 \text{ Kg}$
 - 2- Surcharge : $17 \times 120 = 2040 \text{ Kg}$
- } $n = 14790 \text{ Kg}$

$N = 86869 \text{ Kg} + 14790 \text{ Kg}$ Total : 101659 Kg

* Poteau P23 : $A = 17 \text{ m}^2$

- 1- Plancher : $17 \times 750 = 12750 \text{ Kg}$
- 2- Surcharge : $17 \times 120 = 2040 \text{ Kg}$
- 3- Poutre P1 + Acrotère : $(1200 + 325) \times 6,30 = 9608 \text{ Kg}$
- 4- Poutre P2 + Acrotère : $(594 + 325) \times 2,70 = 2482 \text{ Kg}$

Total : 26880 Kg

* Poteau P24 : $N = 56145 \text{ Kg} + \text{Supplément } n \text{ (A=17m}^2\text{)}$

- 1- Plancher 12750 Kg
 - 2- Surcharge 2040 Kg
 - 3- Poutre P1 + Acrot. 9608 Kg
- } $n = 24398 \text{ Kg}$

$N = 56145 + 24398$ Total : 80543 Kg

▣ NIVEAU 1 :

- 1- Plancher (25+4) 490 Kg/m²
- 2- Surcharge : $800 \times 1,2 = 960 \text{ Kg/m}^2$
- 3- Poutre P1 : $0,4 \times 1,30 \times 2500 = 1300 \text{ Kg/ml}$
- 4- Poutre P2 : $0,25 \times 0,95 \times 2500 = 594 \text{ Kg/ml}$
- 5- Murs 1500 Kg/ml

* Poteaux P14 - P20 : $A = 17m^2$

- 1. Plancher : 17×490 8330 Kg
- 2. Surcharge : 17×960 16320 Kg
- 3. Poutre P1 : $6,3 \times 1300$ 8190 Kg
- 4. Poutre P2 : $2,7 \times 594$ 1604 Kg

Total : 34444 Kg

* Poteau P15 : $A = 32,4 m^2$

- 1. Plancher : $32,4 \times 490$ 15876 Kg
- 2. Surcharge : $32,4 \times 960$ 31104 Kg
- 3. Poutre P1 : 12×1300 15600 Kg
- 4. Poutre P2 : $2,7 \times 594$ 1604 Kg
- 5. Murs : $2,7 \times 1500$ 4050 Kg

Total : 68234 Kg

* Poteau P16 : $N = N_{P14} + \text{supplement murs}$

murs : $2,7 \times 1500 = 4050 \text{ Kg}$

$N = 34444 + 4050$

Total : 38494 Kg

* Poteau P17 : $A = 31,50 m^2$

- 1. Plancher : $31,50 \times 490$ 15435 Kg
- 2. Surcharge : $31,50 \times 960$ 30240 Kg
- 3. Poutre P1 : $6,3 \times 1300$ 8190 Kg
- 4. Poutre P2 : $2,7 \times 594$ 1604 Kg

Total : 55469 Kg

* Poteaux P19 - P22 : $N = N_{P17} + \text{Murs}$

Murs : $1500 \times 5,00$ 7500 Kg

$N = 55469 \text{ Kg} + 7500 \text{ Kg}$

Total : 62969 Kg

* Poteau P18 : $A = 60 \text{ m}^2$

1. Plancher : 60×490	29400 Kg
2. Surcharge : 60×960	57600 Kg
3. Poutre P1 : 12×1300	15600 Kg
4. Poutre P2 : 5×594	2970 Kg
5. Mur : 5×1500	7500 Kg

Total : 113070 Kg

* Poteau P21 : $A = 46,90 \text{ m}^2$

1. Plancher : $46,90 \times 490$	22981 Kg
2. Surcharge : $46,90 \times 960$	45024 Kg
3. Poutre P1 : $12,0 \times 1300$	15600 Kg
4. Poutre P2 : $5,0 \times 594$	2970 Kg
5. Mur : $5,0 \times 1500$	7500 Kg

Total : 94075 Kg

* Poteau P24 : $A = 31,50 \text{ m}^2$

1. Plancher : $31,50 \times 490$	15435 Kg
2. Surcharge : $31,50 \times 960$	30240 Kg
3. Poutre P1 : 1300×12	15600 Kg
4. Poutre P2 : $594 \times 5,0$	2970 Kg
5. Mur : $1500 \times 5,0$	7500 Kg

Total : 71745 Kg

* Poteau P25 : $A = 31,50 \text{ m}^2$

1. Plancher : $31,50 \times 490$	15435 Kg
2. Surcharge : $31,50 \times 960$	30240 Kg
3. Poutre P1 : $1300 \times 6,30$	8190 Kg
4. Poutre P2 : $594 \times 5,00$	2970 Kg
5. Mur : $1500 \times 5,00$	7500 Kg

Total : 64335 Kg

* Poteaux P26 P27 : $A = 17m^2$

1. Plancher :	490 x 17	8330 Kg
2. Surcharge :	960 x 17	16320 Kg
3. Poutre P1 :	1300 x 6,3	8190 Kg
4. Poutre P2 :	594 x 2,70	1604 Kg
5. Mur :	1500(6,30 + 2,70)	13500 Kg

Total : 47944 Kg

□ NIVEAU 0 :

Au sous-sol, on a une dalle qui repose directement sur le sol (Dalle flottante). Les charges sur les poteaux du sous-sol proviennent de :

1. Poutre transversale PA (longrine)	0,4 x 1,30 x 2500	1300 Kg/ml
2. Poutre longitudinale P2 (")	0,25 x 0,95 x 2500	594 Kg/ml
3. Voile		2000 Kg/ml

* Poteau P. 14 :

1. 1300 x 6,30	8190 Kg
2. 594 x 2,70	1604 Kg
3. 2000 x 2,5	5000 Kg

Total : 14794 Kg

* Poteau P15 :

1. 1300 x 12	15600 Kg
2. 594 x 2,70	1604 Kg
3. 2000 x 2,50	5000 Kg

Total : 22204 Kg

* Poteau P16 :

1. 1300 x 6,3	8190 Kg
2. 594 x 2,7	1604 Kg

Total : 9794 Kg

* Poteau P17 :

1. 1300 x 6,3	8190 Kg
2. 594 x 5,00	2970 Kg
3. 2000(2,5 + 1,50)	8000 Kg

Total : 19160 Kg

* Poteau P 18 :

- 1. 1300 x 12. 15600 Kg
- 2. 594 x 5,00 2970 Kg
- 3. 2000 x 5,00 10000 Kg

Total : 28570 Kg

* Poteau P 19 :

- 1. 1300 x 6,3 8190 Kg
- 2. 594 x 5,00 2970 Kg
- 3. 2000 x 2,50 5000 Kg

Total : 16160 Kg

* Poteau P 20 :

- 1. 1300 x 6,3 8190 Kg
- 2. 594 x 2,7 1604 Kg
- 3. 2000 x 6,00 12000 Kg

Total : 21794 Kg

* Poteau P 21 :

- 1. 1300 x 12 15600 Kg
- 2. 594 x 5 2970 Kg
- 3. 2000 (6+5) 22000 Kg

Total : 40570 Kg

* Poteau P 22 :

- 1. 1300 x 6,30 8190 Kg
- 2. 594 x 5,00 2970 Kg
- 3. 2000 x 5,00 10000 Kg

Total : 21160 Kg

* Poteaux P 24 P 25 :

- 1. 1300 x 6,30 8190 Kg
- 2. 594 x 2,70 1604 Kg
- 3. 2000 (6+5) 22000 Kg

Total : 31794 Kg

* Poteaux P 26 P 27 :

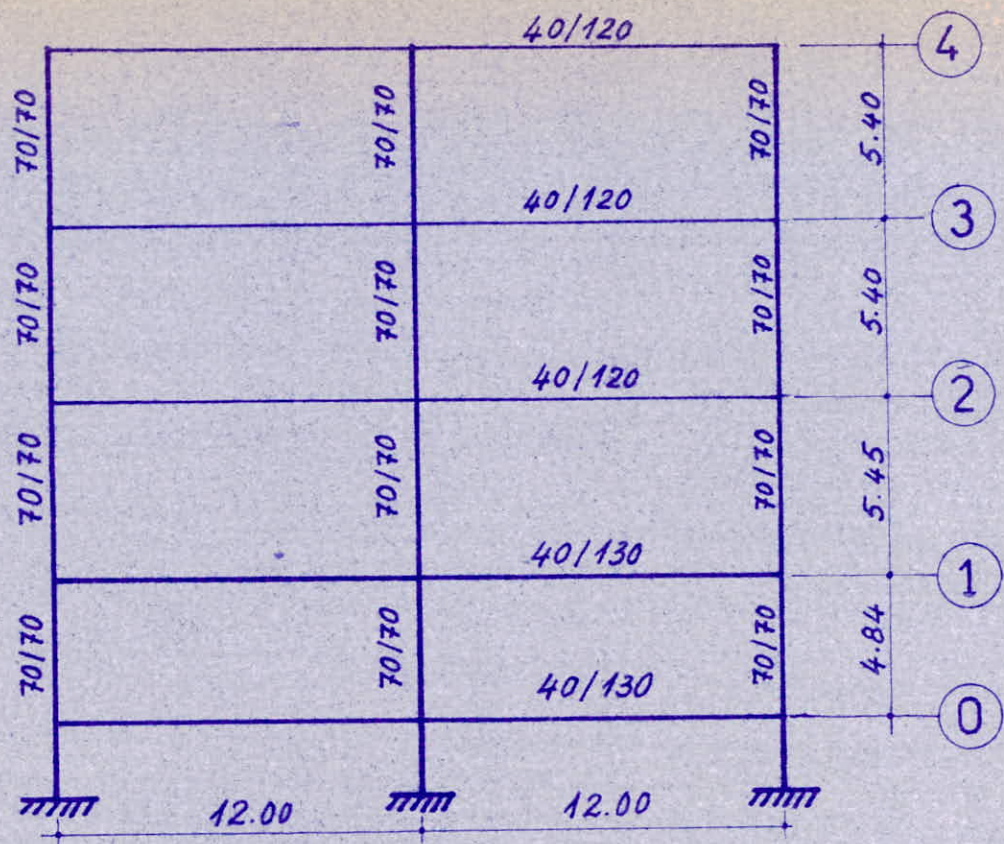
- 1. 1300 x 6,30 8190 Kg
- 2. 594 x 2,70 1604 Kg
- 3. 2000 (6,0+2,7) 17400 Kg

Total : 27194 Kg

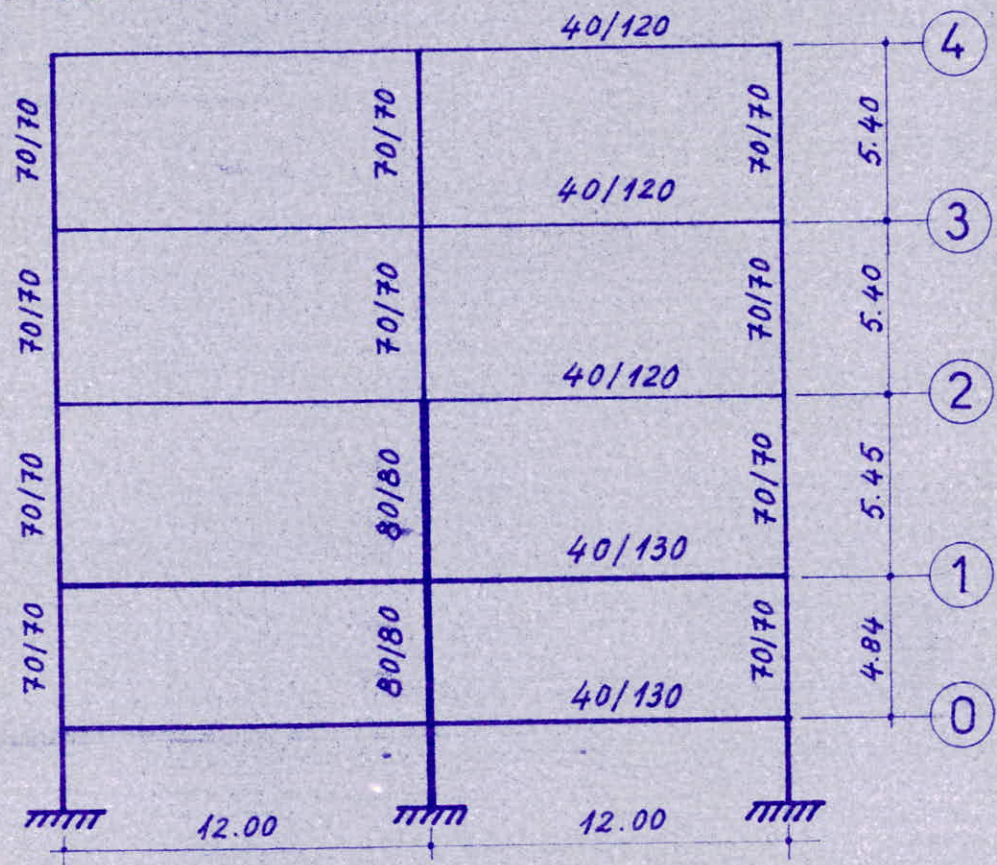
** Remarque : En réalité, les charges précédentes sont reprises en partie par le sol car elles reposent sur ce dernier.
 Pour cette raison, on ne prendra en compte que 20% des valeurs calculées ci-dessus.

Tableau récapitulatif

Niveau	Poteaux	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
4	N_4 (tonnes)	26,88	48,10	26,88	39,20	69,60	39,20	26,88	60,94	39,20	—	39,20	39,20	26,88	26,88
3	N_3	33,78	55,21	33,78	56,15	89,97	56,15	43,24	86,87	56,15	—	56,15	56,15	43,24	43,24
	Cumul	60,66	103,31	60,66	95,35	159,57	95,35	70,12	147,81	95,35	—	95,35	95,35	70,12	70,12
2	N_2	33,78	55,21	33,78	56,15	89,97	56,15	60,33	101,66	56,15	26,88	80,54	56,15	43,24	43,24
	Cumul	94,44	158,52	94,44	151,50	249,54	151,50	130,45	249,47	151,50	26,88	175,89	151,50	113,36	113,36
Section AxB, du poteau		70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70
1	N_1	34,45	68,24	38,50	55,47	113,10	62,97	34,45	94,08	62,97	17,30	71,755	64,34	47,94	47,94
	Cumul	128,89	226,76	132,94	206,97	362,64	214,47	164,90	343,55	214,47	44,18	247,64	215,84	161,30	161,30
0	N_0	2,96	4,45	1,96	3,84	5,7	3,24	4,4	8,1	4,23	—	6,36	6,36	5,43	5,43
	Cumul	131,85	231,21	134,90	210,81	368,34	217,71	169,30	351,65	218,70	44,18	254,00	222,20	166,73	166,73
	σ'_{bo} (Kg/cm ²)	60	60	60	60	50	60	60	50	60	60	60	60	60	60
	Section $\frac{N}{\sigma_{bo}}$ (cm ²)	2200	3860	2250	3520	7350	3640	2820	7020	3650	736	4240	3700	2780	2780
	Section adoptée AxB (cm)	70x70	70x70	70x70	70x70	80x80	70x70	70x70	80x80	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70

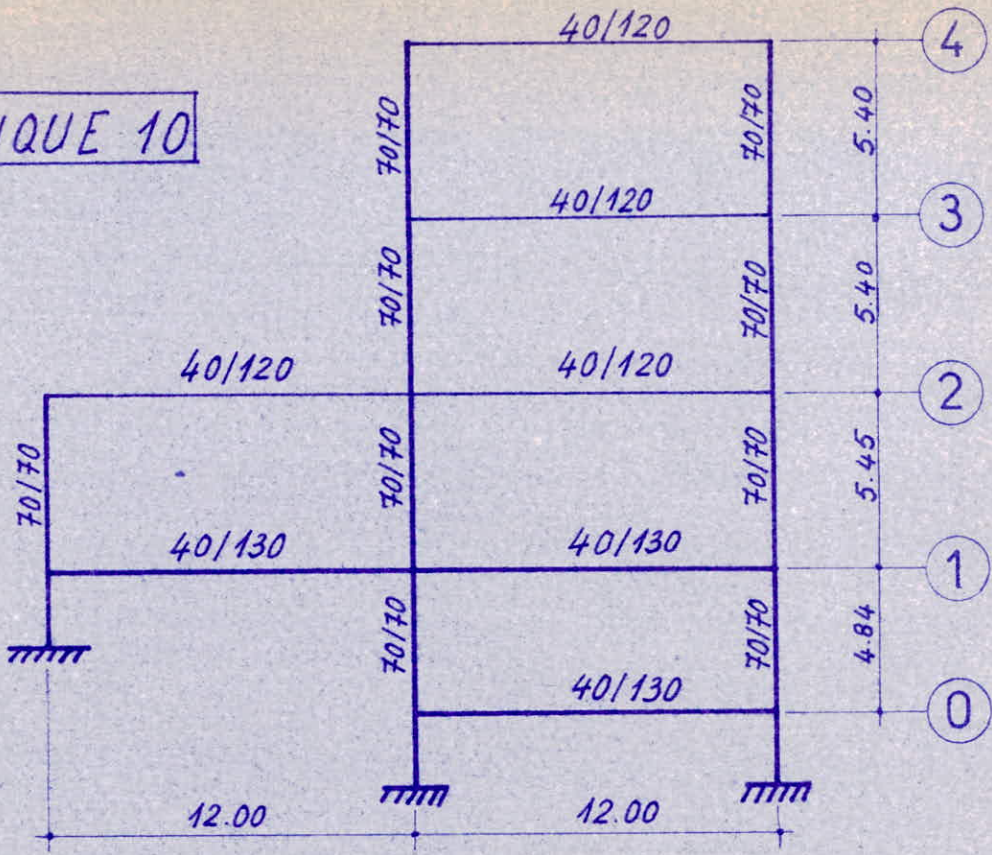


PORTIQUE 6

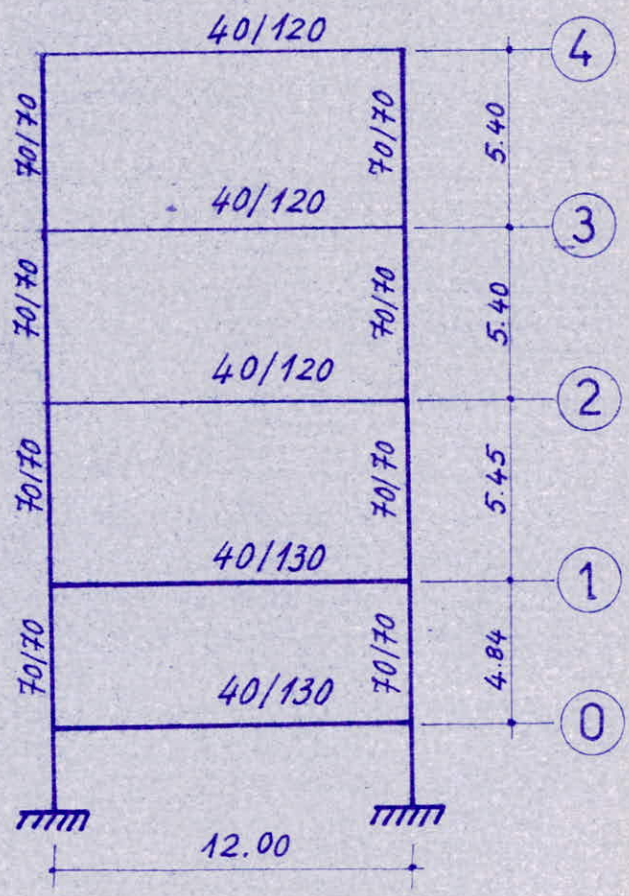


PORTIQUES 7 et 8

PORTIQUE 10



PORTIQUE 11



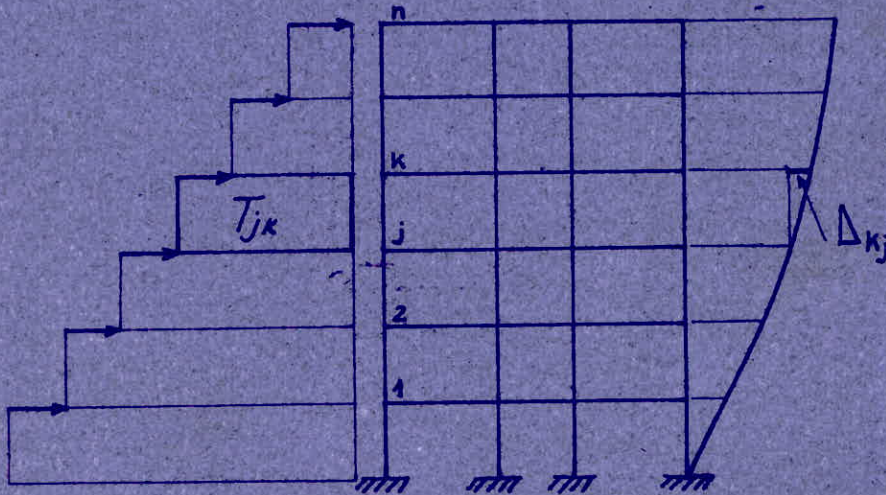
CHAPITRE 3

**ETUDE
AU SEISME**

Evaluation des sollicitations d'origine sismique.

1. Rigidité relative de niveau pour le calcul des constructions soumises aux charges sismiques :

On considère la structure à plusieurs niveaux de la figure -1a- chargée avec un système de charges $F_k (k=1, 2, \dots, n)$ qui agissent suivant une direction horizontale au niveau de chaque plancher.



-Fig. 1a-

Par définition la rigidité relative entre deux niveaux consécutifs k et j (Rigidité relative de niveaux) représente le rapport entre l'effort tranchant de niveau T_{jk} et le déplacement relatif Δ_k entre les niveaux k et j .

$$R_{kj} = \frac{T_{jk}}{\Delta_k} \quad (1)$$

De cette définition résulte que la rigidité relative de niveau dépend des forces latérales effectives et de la déformée de l'ensemble structurale sous l'action de ces forces.

Le concept de la rigidité relative de niveau a été utilisé pour la 1^{ère} fois au JAPON par T. NAITO. D'autres études ont été élaborées par MUTO, J.B. WILBUR, J.A. BLUME, N.M. NEWMARK, M. IFRIM et ... basées sur certaines hypothèses simplificatrices.

Les mêmes auteurs ont établi des formules directes pour le calcul des rigidités relatives de niveau pour les structures planes avec des barres droites et sections constantes. Par exp, MUTO propose :

Schéma de calcul			
Expression du facteur $A_{kj}^{(s)}$	$\frac{\bar{E}_{jk}^{(s)}}{2 + \bar{E}_{jk}^{(s)}}$	$\frac{0,5 + \bar{E}_{01}^{(s)}}{2 + \bar{E}_{01}^{(s)}}$	$\frac{0,5 \bar{E}_{01}^{(s)}}{1 + 2 \bar{E}_{01}^{(s)}}$

-Tableau 1.

Pour un poteau (s) qui se trouve entre les niveaux k et j de la structure de la figure 1a, la rigidité relative de niveau sera: (Fig 1b)

$$R_{kj}^{(s)} = A_{kj}^{(s)} R_{kj}^{(s)}(\infty) \quad (2)$$

où: $R_{kj}^{(s)}(\infty)$: représente la rigidité relative du poteau (s) dans le cas où les nœuds (k, s) et (j, s) seront translattés sans rotation (Soit la poutre est supposée avoir une rigidité infinie).

- $A_{kj}^{(s)}$: représente un facteur de correction par lequel, on considère l'influence des rotations des nœuds k, s et j, s dues aux flexibilités des poutres et aux déformations des poteaux qui se trouvent aux niveaux adjacents à celui analysé. Pour simplifier les formules de calcul, on introduit les notations suivantes:

- $I_{jk}^{(s)} = k_{jk}^{(s)} I_0$: Moment d'inertie effectif du poteau s au niveau jk.

- $l_{jk} = \lambda_{jk} l_0$: la distance entre niveaux j et k considérée constante à chaque niveau.

- $\rho_{jk}^{(s)} = \frac{k_{jk}^{(s)}}{\lambda_{jk}}$: la rigidité conventionnelle du poteau (s) au niveau jk

Dans les notations précédentes I_0 et l_0 sont des grandeurs arbitraires de référence. On a alors:

$$R_{kj}^{(s)}(\infty) = \frac{12 E I_{jk}^{(s)}}{l_{jk}^3} = \frac{\rho_{jk}^{(s)}}{\lambda_{jk}^3} \cdot \frac{12 E I_0}{l_0^3} = \frac{\rho_{jk}^{(s)}}{\lambda_{jk}^2} \cdot R_0 \quad (3)$$

En introduisant (3) dans (2): $R_{kj}^{(s)} = \frac{\rho_{jk}^{(s)}}{\lambda_{jk}^2} A_{kj}^{(s)} \cdot R_0 = \eta_{kj}^{(s)} \cdot R_0 \quad (4)$

où $R_0 = \frac{12 E I_0 l_0}{l_0^3} \quad (5)$ (Rigidité relative conventionnelle)

$\eta_{kj}^{(s)} = \frac{\rho_{jk}^{(s)}}{\lambda_{jk}^2} A_{kj}^{(s)} \quad (6)$ (coefficient de rigidité relative de niveau)

La rigidité relative totale de tous les poteaux jk sera:

$$R_{kj} = \sum_{s=1}^m R_{jk}^{(s)} \quad (7)$$

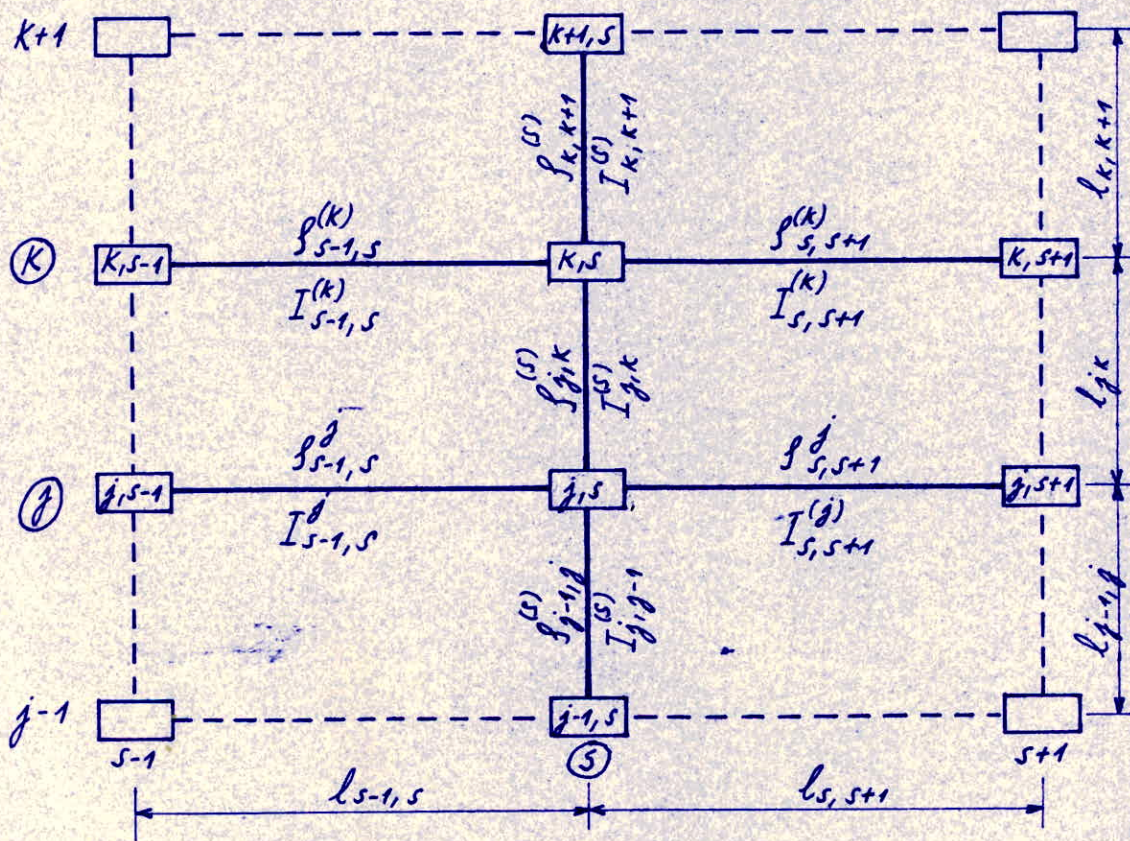
Avec les expressions (2) et (4), la rigidité relative totale de niveau devient:

$$R_{kj} = \sum_{s=1}^m A_{kj}^{(s)} \cdot R_{kj}^{(s)}(\infty) \quad (8)$$

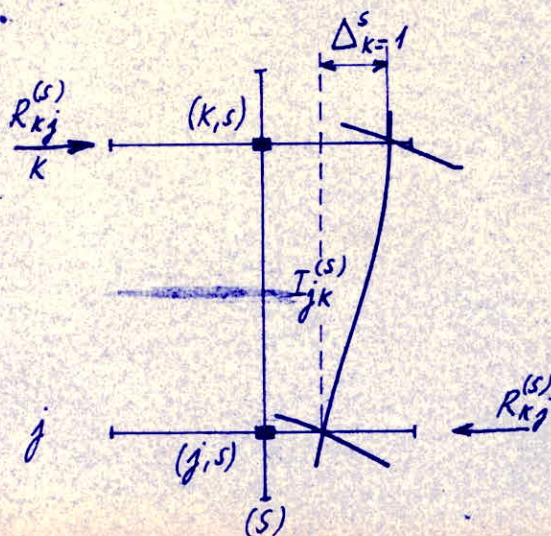
ou encore: $R_{kj} = \sum_{s=1}^m \eta_{kj}^{(s)} R_0 = \eta_{kj} R_0 \quad (9)$

où $\eta_{kj} = \sum_{s=1}^m \eta_{kj}^{(s)} = \frac{1}{\lambda_{jk}^2} \sum_{s=1}^m \rho_{jk}^{(s)} A_{kj}^{(s)} \quad (10)$ (coeff. de rigidité relative)

Dans les applications numériques, la formule (9) est plus significative que les autres car cette formule met en évidence la distribution des rigidités relatives des niveaux en fonction des coefficients adimensionnels η . Pour proportionner les rigidités relatives de niveaux sur la hauteur d'une structure le coefficient η permet l'identification des éléments de résistance dont la rigidité propre doit être modifiée. Dans le tableau 1, on trouve les facteurs $A_{kt}^{(s)}$ qui permettent la détermination rapide des rigidités de niveaux avec les équations précédentes.



- Fig. 1c -



- Fig. 1b -

Avec les notations de la figure 1.c, les expressions du tableau 1 dues à MUTO s'expriment avec:

$$(11) \quad \bar{g}_{jk}^{(s)} = \frac{g_{s-1,s}^{(k)} + g_{s,s+1}^{(k)} + g_{s+1,s}^{(j)} + g_{s,s}^{(j)}}{2 g_{jk}^{(s)}}$$

et (12)
$$\bar{g}_{01}^{(s)} = \frac{g_{s-1,s}^{(0)} + g_{s,s}^{(1)}}{g_{01}^{(s)}}$$

* IFRIM propose le tableau suivant:

Schéma de calcul			
Expression du facteur A_jk^(s)	$1 - 0,75(d_{jk}^{(j)} + d_{kj}^{(k)}) - d_{jk}^{(s)} d_{kj}^{(s)}$	$1 - 0,75 d_{10}^{(s)}$	$0,25(1 - d_{10}^{(s)})$

où:
$$d_{jk}^{(s)} = \frac{g_{jk}^{(s)}}{\sum_{j,s} g} \quad ; \quad d_{kj}^{(s)} = \frac{g_{kj}^{(s)}}{\sum_{j,s} g} \quad (13)$$

avec:
$$\sum_{j,s} g = g_{s-1,s}^{(0)} + g_{s,s+1}^{(0)} + g_{j-1}^{(s)} + g_{j,k}^{(s)} \quad (14)$$

et:
$$\sum_{k,s} g = g_{s-1,s}^{(k)} + g_{s,s+1}^{(k)} + g_{jk}^{(s)} + g_{k,k+1}^{(s)} \quad (15)$$

Les expressions (13) ont les significations d'un coefficient de distribution et (14) et (15) représentent les rigidités conventionnelles des nœuds (j,s) et (k,s).

Pour les poteaux du Reg. de cheminée, ces équations deviennent: $d_{01}^{(s)} = 0$ et $d_{10}^{(s)} = \frac{g_{01}^{(s)}}{\sum_{(k,s)} g} \quad (16)$

où:
$$\sum_{1,s} g = g_{s-1}^{(0)} + g_{s,s+1}^{(0)} + g_{01}^{(0)} + g_{12}^{(s)} \quad (17)$$

Généralement, les formules de MUTO, WILBUR, IFRIM et... donnent des résultats satisfaisants si pour un niveau quelconque, l'équation suivante est vérifiée:

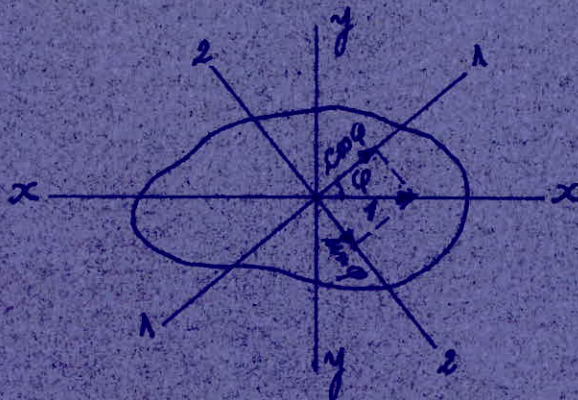
$$\frac{\sum g \text{ poutres}}{\sum g \text{ poteaux}} > 0,5$$

- Les principales étapes de calcul pour la distribution de la force latérale totale aux éléments verticaux de la structure sont:

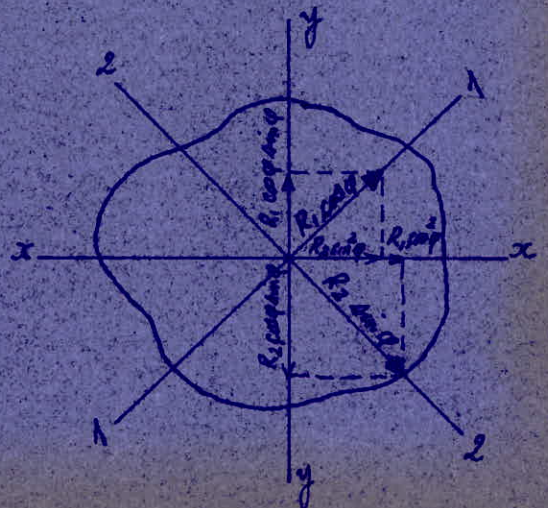
- a - Calcul des rigidités relatives des éléments verticaux suivant les axes principaux d'inertie des sections transversales.
- b - Calcul des rigidités obliques par rapport à un système d'axes convenablement choisi.
- c - Calcul du centre des masses des charges gravitationnelles et du centre de torsion. (La force totale latérale de niveau F est appliquée au centre des masses).
- d - Recherche de la position des axes principaux de rigidités de l'ensemble.
- e - Calcul du moment d'inertie polaire
- f - Calcul du moment de torsion M_t
- g - Calcul des forces distribuées (F_k) à chaque élément de résistance dues à l'action de la force F réduite au centre de torsion.
- h - On obtient les forces distribuées à chaque élément de résistance (F_k') dues seulement au moment de torsion M_t .
- i - On détermine les forces distribuées à chaque élément de résistance $(F_k) = (F_k') + (F_k'')$

Rigidité oblique des poteaux et des voiles.

Soient R_1 et R_2 les rigidités de l'élément d'après ses axes principaux 1-1 et 2-2. (Fig.2)



- Fig. 2 -



Le déplacement unitaire suivant la direction des x se décompose en $\cos \varphi$ suivant 1-1 et en $\sin \varphi$ suivant 2-2 - les forces nécessaires pour produire ces composantes de ce déplacement unitaire sont $R_1 \cos \varphi$ et $R_2 \sin \varphi$. Ces 2 forces peuvent être décomposées à leur tour suivant les deux directions x et y . On a alors:

$$\begin{aligned} R_x &= R_1 \cos^2 \varphi + R_2 \sin^2 \varphi & (1) \\ R_y &= R_1 \sin^2 \varphi + R_2 \cos^2 \varphi & (2) \\ R_{xy} &= (R_1 - R_2) \sin \varphi \cos \varphi & (3) \\ R_{yx} &= (R_1 - R_2) \sin \varphi \cos \varphi & (4) \end{aligned} \quad (A)$$

R_x est la force résultante suivant $x-x$ et est appelée "Rigidité de la barre" suivant cette direction.

Simultanément avec la force R_x apparaît une force R_{xy} perpendiculaire à la direction $x-x$ et ayant la valeur R_{xy} (3).

R_{xy} est nulle pour les poteaux circulaires ou carrés par rapport à n'importe quel axe et pour tous les poteaux par rapport aux axes principaux.

De la même manière on obtient (2) et (4) pour la direction des y ($y-y$) -

Dans le cas des voiles $R_2 = 0 = \varnothing$

$$\begin{aligned} R_x &= R_1 \cos^2 \varphi & (1') \\ R_y &= R_1 \sin^2 \varphi & (2') \\ R_{xy} &= R_1 \sin \varphi \cos \varphi & (3') \\ R_{yx} &= R_1 \cos \varphi \sin \varphi & (4') \end{aligned}$$

Centre de rigidité élastique

Une force horizontale située dans le plan d'un plancher de niveau provoque une rotation du plancher et des poteaux autour d'un centre instantané de rotation.

Si le plancher est soumis seulement à un moment de torsion, le centre instantané de rotation coïncide avec le centre de rigidité du groupe des poteaux qui soutiennent ce plancher.

Pour déterminer le centre de rotation d'un groupe de poteaux placés d'une manière quelconque, on procède de la manière suivante:

On choisit un système d'axes arbitraires $x'x'$ et $y'y'$ (Fig. 3) et on donne un déplacement unitaire à l'ensemble des poteaux suivant une direction $x'x'$ par exemple.

Dans ce cas, sur chaque poteau on aura une force qui peut être décomposée en deux composantes $R_{x'}$ et $R_{x'y'}$ qui peuvent être calculées avec les formules (A).

La résultante $R_{x'}$ de ces composantes pour les poteaux du groupe peut être déterminée graphiquement ou analytiquement.

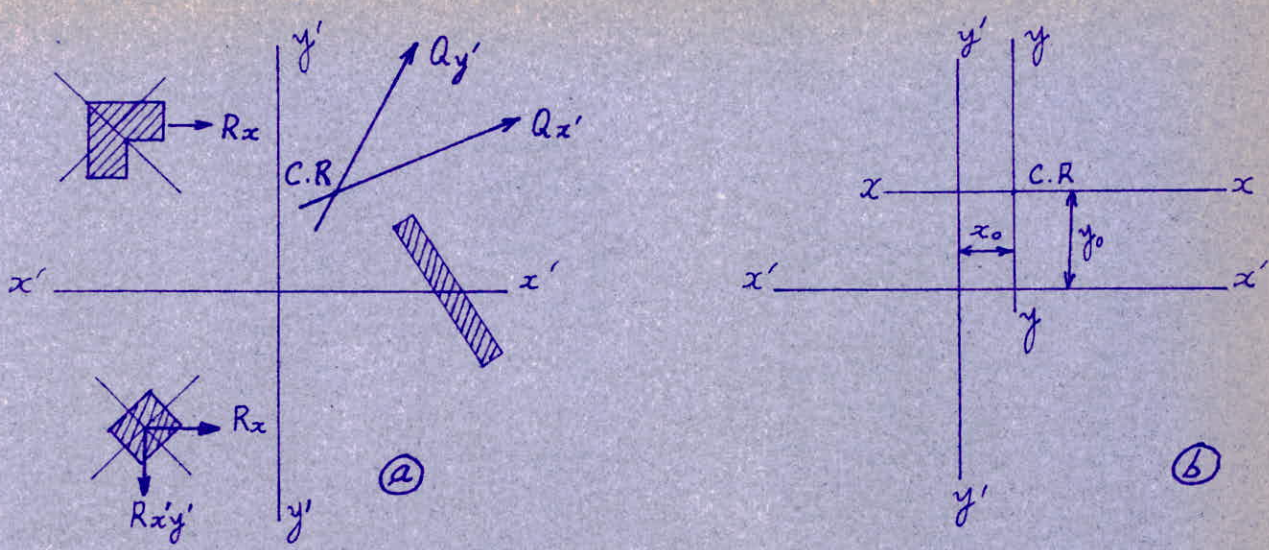


Fig. 3

D'une manière identique pour la direction $y'y'$, on obtient la résultante $R_{y'}$ qui a les composantes $R_{y'}$ et $R_{y'x'}$.
Le point d'intersection de ces deux résultantes détermine le centre de rigidité du système.

Une force P appliquée en ce point ne produit aucune rotation mais seulement une translation.

On obtient les coordonnées du centre de rigidité (x_0 et y_0) par rapport aux axes de référence $x'x'$ et $y'y'$ (Fig 3b) en écrivant que les moments des rigidités par rapport à un système d'axes xx et yy qui passe par le centre de rigidité sont nuls (ce qui revient à dire que le centre de torsion est le "centre de gravité" des rigidités)

$$\left. \begin{aligned} \sum (R_x + R_{yx}) y &= 0 \quad (5) \\ \sum (R_y + R_{xy}) x &= 0 \quad (6) \end{aligned} \right\} (B)$$

Étant donné que $x = x' - x_0$ et $y = y' - y_0$, les équations (B) deviennent :

$$\begin{aligned} \sum (R_x + R_{yx}) (y' - y_0) &= 0 \\ \sum (R_y + R_{xy}) (x' - x_0) &= 0 \end{aligned} \quad \text{d'où :}$$

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum (R_y + R_{xy}) x'}{\sum (R_y + R_{xy})} \quad (7) \\ y_0 &= \frac{\sum (R_x + R_{yx}) y'}{\sum (R_x + R_{yx})} \end{aligned} \right\} (C)$$

Si on considère seulement l'influence du moment de flexion, les rigidités sont proportionnelles aux moments d'inertie, dans ce cas nous avons:

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum (I_x + I_{yz}) x'}{\sum (I_x + I_{yz})} & (B) & (D) \\ y_0 &= \frac{\sum (I_y + I_{zy}) y'}{\sum (I_y + I_{zy})} \end{aligned}$$

Dans le cas particulier souvent rencontré dans la pratique, quand les poteaux ont:

- des sections rectangulaires
- des hauteurs égales
- des appuis de même nature
- des rigidités proportionnelles aux moments d'inertie.

En choisissant un système d'axes parallèles aux côtés des poteaux, les coordonnées du centre des rigidités seront:

$$x_0 = \frac{\sum I_x \cdot x'}{\sum I_x} ; \quad y_0 = \frac{\sum I_y \cdot y'}{\sum I_y} \quad (D')$$

Si la structure possède un axe de symétrie, le centre de rigidité des éléments résistants se trouve sur cet axe.

Axes principaux pour un groupe de poteaux

Pour un groupe de poteaux reliés à leurs parties supérieures par une dalle, ou une plaque indéformable, nous pourrions trouver deux axes perpendiculaires dénommés axes principaux pour lesquels la rigidité du groupe est maximum ou minimum et la rigidité conjuguée est nulle. Pour déterminer la position des axes principaux, il faut supposer qu'une force passant par le centre de rotation produit un seul déplacement (suivant sa direction) seulement dans le cas où cette force est dirigée suivant un des axes principaux du système pour lequel $R_{xy} = 0$. Alors pour tout le système, on aura:

$$\sum R_{xy} = \sum (R_1 - R_2) \sin \varphi \cos \varphi = 0$$

$$\text{Or } \varphi = 0 - \Delta \text{ (Fig 4)} \Rightarrow \sum (R_1 - R_2) \sin(0 - \Delta) \cos(0 - \Delta) = 0$$

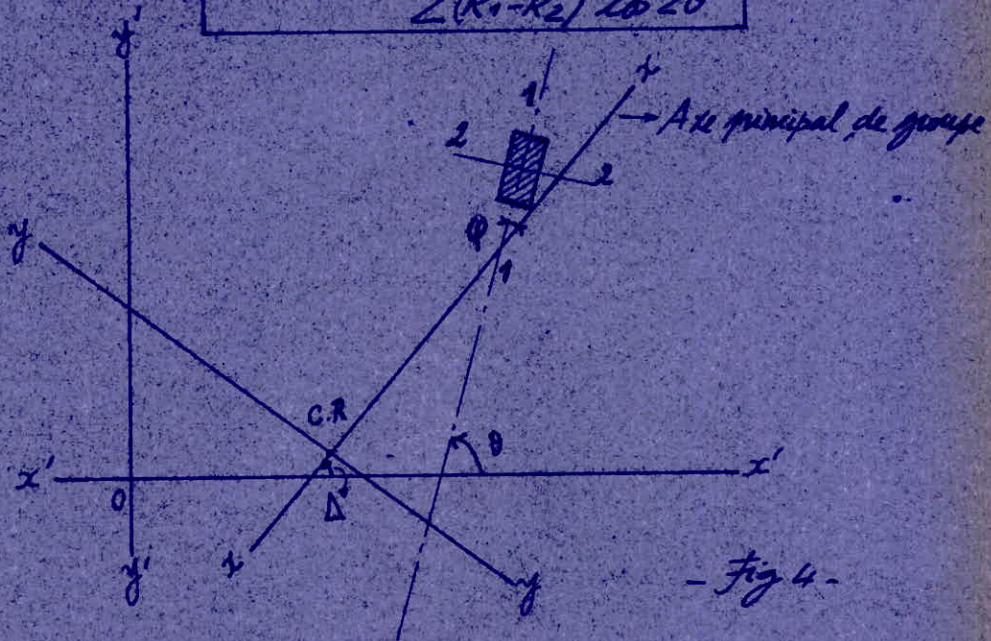
$$\frac{\sum (R_1 - R_2)}{2} \sin 2(0 - \Delta) = 0$$

$$\frac{\sum (R_1 - R_2)}{2} (\sin 2\theta \cos 2\Delta - \cos 2\theta \sin 2\Delta) = 0$$

Mais l'angle étant constant ($\Delta = \text{cte}$), alors:

$$\cos 2\Delta \sum \frac{R_1 - R_2}{2} \sin 2\theta - \sin 2\Delta \sum \frac{R_1 - R_2}{2} \cos 2\theta = 0$$

Soit:
$$\tan 2\Delta = \frac{\sum (R_1 - R_2) \sin 2\theta}{\sum (R_1 - R_2) \cos 2\theta} \quad (9)$$



* Remarque: Pour les murs porteurs et rails $R_2 = 0$, la formule devient:

$$\tan 2\Delta = \frac{\sum R_1 \sin 2\theta}{\sum R_1 \cos 2\theta} \quad (9')$$

Effets dans les poteaux:

On peut remplacer la résultante des forces horizontales au niveau de l'étage supérieur par une force P appliquée au centre de rigidité et par un couple de torsion $M = P \times d$, d étant l'excentricité de la résultante par rapport au centre de rigidité des éléments résistants.

* Effets du couple de torsion:

Le couple de torsion produit, une rotation du plancher supérieur par rapport au plancher inférieur et en conséquence les extrémités supérieures des poteaux subiront des déplacements suivant la direction de la tangente à la courbe trajectoire. Nous pouvons considérer que ces déplacements sont provoqués par des forces transversales appliquées aux extrémités supérieures des poteaux.

Le calcul de ces efforts est basé sur les hypothèses suivantes :

① L'effort est proportionnel au déplacement de l'extrémité supérieure du poteau

$F = R \cdot d$, R étant la rigidité du poteau suivant la direction de la tangente à la trajectoire.

② Les déplacements des extrémités supérieures des poteaux sont proportionnels à la distance au centre de rigidité.

$$d = k \times r$$

r : distance de l'extrémité du poteau considéré au centre de rigidité.

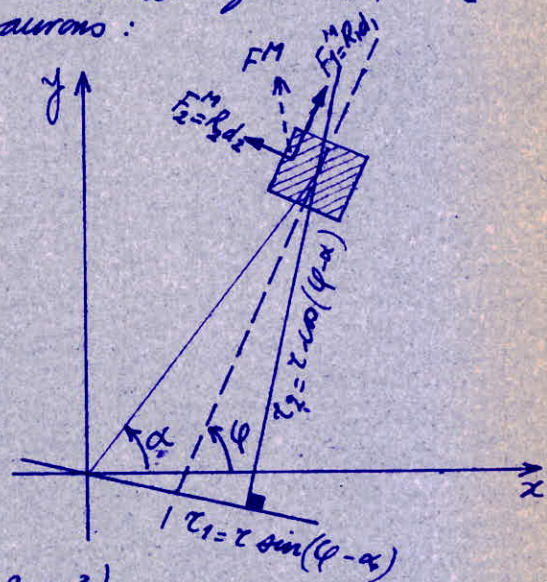
Considérons le poteau de la figure 5 avec les rigidités R_1 et R_2 suivant les 2 axes principaux, nous aurons :

$$d_1 = k r_1 \quad \text{et} \quad d_2 = k r_2$$

Où les déplacements d_1 et d_2 sont produits par les forces :

$$\begin{cases} F_1^M = R_1 d_1 = R_1 k r_1 \\ F_2^M = R_2 d_2 = R_2 k r_2 \end{cases}$$

La somme des moments de ces forces par rapport au centre de rigidité doit équilibrer le moment M .



$$M = \sum (F_1^M r_1 + F_2^M r_2) = k \sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2$$

d'où
$$k = \frac{M}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2}$$
 où le signe \sum se réfère à tous les poteaux.

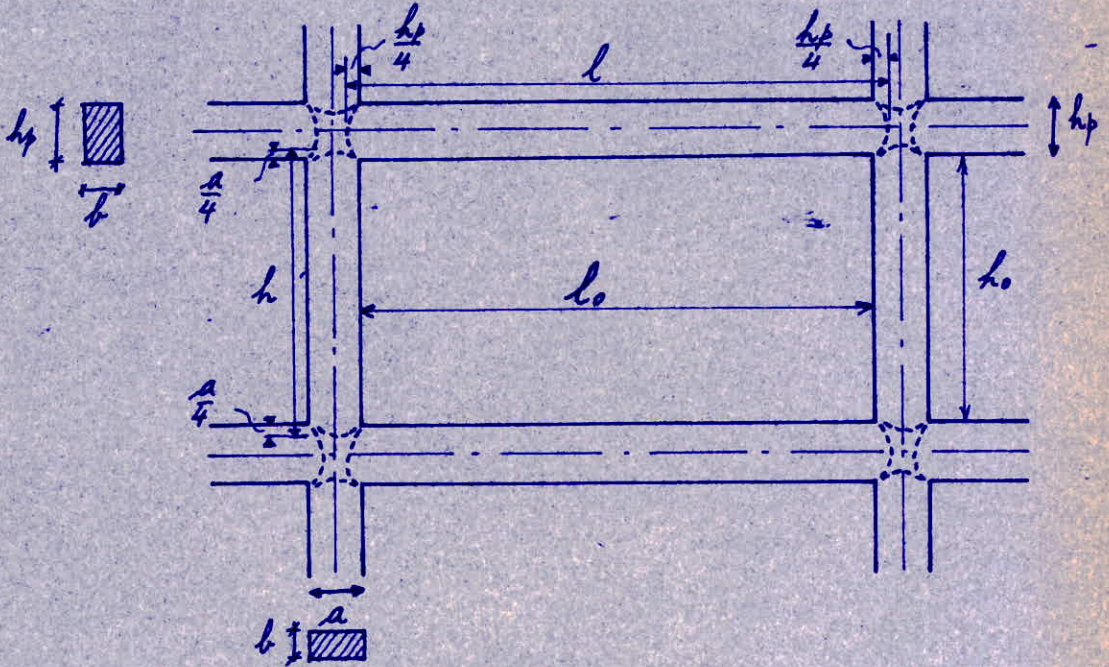
Ainsi les forces agissantes suivant les axes principaux des poteaux, dues au moment de torsion sont :

$$\boxed{\begin{aligned} F_1^M &= \frac{R_1 r_1}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2} \cdot M \\ F_2^M &= \frac{R_2 r_2}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2} \cdot M \end{aligned}} \quad (10)$$

Calcul pratique des portiques à nœuds rigides soumis à l'action des forces latérales.

- Méthode de K. MUTO -

1. Notations :

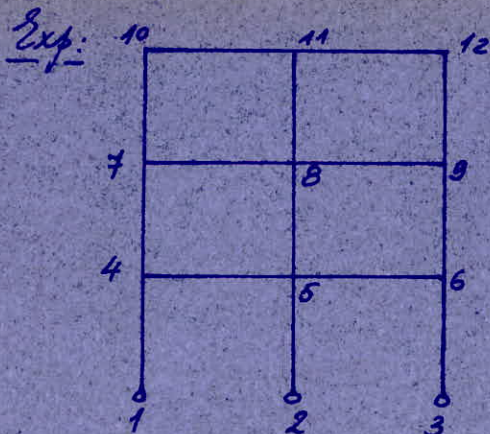


$$l = l_0 + 2 \frac{h_p}{4} \quad \text{si } l \leq (l_0 + a)$$

$$h = h_0 + \frac{2a}{4} \quad \text{si } h < (h_0 + h_p)$$

2. Valeurs à calculer :

- 2.1. Moment d'inertie de chaque poteau: $I_{pt} = \frac{b a^3}{12}$
- 2.2. Rigidité linéaire du poteau: $i_{pt} = \frac{I_{pt}}{h}$
- 2.3. Moment d'inertie de la poutre: $I_{po} = \frac{b h_p^3}{12}$
- 2.4. Rigidité linéaire de la poutre: $i_{po} = \frac{I_{po}}{l}$
- 2.5. Degré d'encastement des poteaux: $K = \frac{i_{poteau}}{\sum i_{poutres}}$



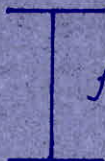
$$K_{58} = \frac{i_{58}}{i_{45} + i_{56} + i_{78} + i_{89}}$$

2.6. Coefficients de rigidité des poteaux: (P)

P est fonction des K et de la position du poteau dans le portique



$$P = \frac{1}{2(2+K)}$$



$$P = \frac{1}{1+4K}$$



$$P = \frac{2+K}{2(1+2K)}$$

2.7. La rigidité réelle des poteaux:

$$R_{\text{poteau}} = \frac{12E}{h^2} i_{\text{poteau}} P$$

2.8. La rigidité du niveau:

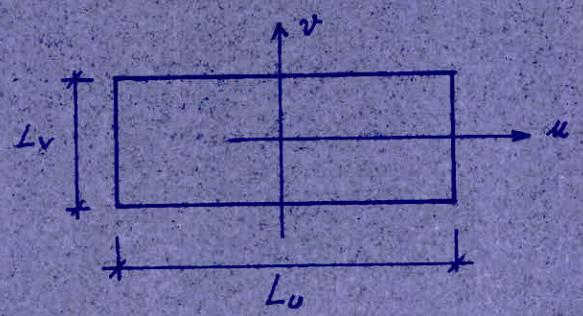
$$R_{\text{niveau}} = \sum R_{\text{poteaux}}$$

* Remarque: E est le module d'élasticité longitudinale (en flexion du béton).

Exp: Béton dosé à 350 Kg/m^3 $E = 345000 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul des forces sismiques

A. Sens transversal :



I Coefficient sismique transversal :

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

- * α : coefficient d'intensité : il est fixé par le maître d'ouvrage
- ** β : coefficient de réponse : il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

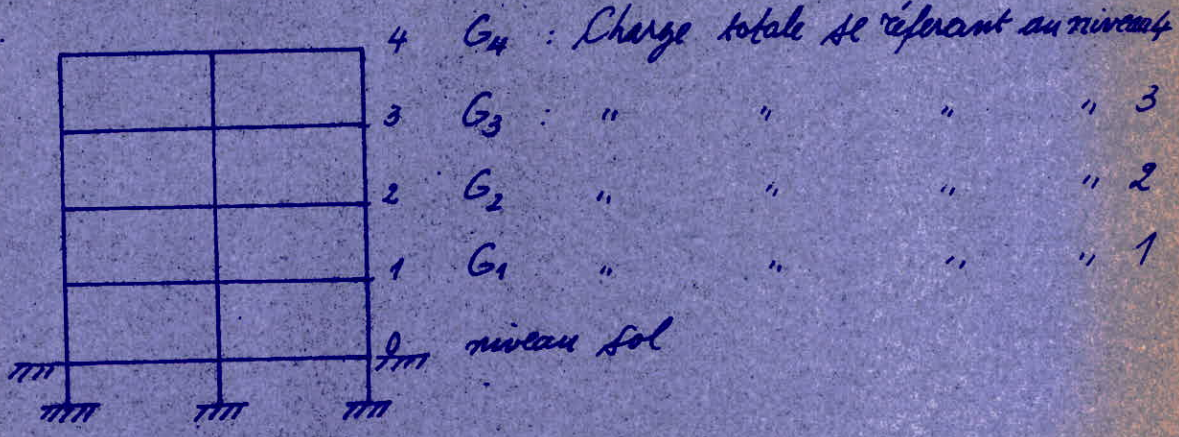
P.S. 69. Art 3.112 Amortissement moyen: $\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$

avec $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_v}}$ (Art 3,113. c)

*** γ : Coefficient de distribution : γ ne dépend que de la structure et caractérise le comportement de la masse.

**** δ : coefficient de fondation : il est indépendant des propriétés dynamiques de la structure. Sa valeur est donnée à l'Article 3.112.15. (P.S. 69)

Nous allons calculer β par la méthode des approximations successives :



I^{ère} approximation.

Niveau	$G_n(t)$	$T(t)$	$R(t/cm)$	$\Delta_n^I = \frac{T_n}{R_n}$	$v^I (cm)$	ξ^I
4	G_4	$T_4 = G_4$	R_4	$\Delta_4^I = \frac{T_4}{R_4}$	$v_4^I = v_3^I + \Delta_4^I$	$\xi_4^I = \frac{v_4^I}{v_3^I} = 1$
3	G_3	$T_3 = T_4 + G_3$	R_3	$\Delta_3^I = \frac{T_3}{R_3}$	$v_3^I = v_2^I + \Delta_3^I$	$\xi_3^I = \frac{v_3^I}{v_4^I}$
2	G_2	$T_2 = T_3 + G_2$	R_2	$\Delta_2^I = \frac{T_2}{R_2}$	$v_2^I = v_1^I + \Delta_2^I$	$\xi_2^I = \frac{v_2^I}{v_4^I}$
1	G_1	$T_1 = T_2 + G_1$	R_1	$\Delta_1^I = \frac{T_1}{R_1}$	$v_1^I = \Delta_1^I$	$\xi_1^I = \frac{v_1^I}{v_4^I}$

On fait une II^e approximation selon la même disposition avec $G_n^{II} = G_n^I \times \xi_n^I$, une III^e approximation avec $G_n^{III} = G_n^{II} \times \xi_n^{II}$ et...
et ceci jusqu'à avoir : $v_4^N \cong v_4^{N-1}$.

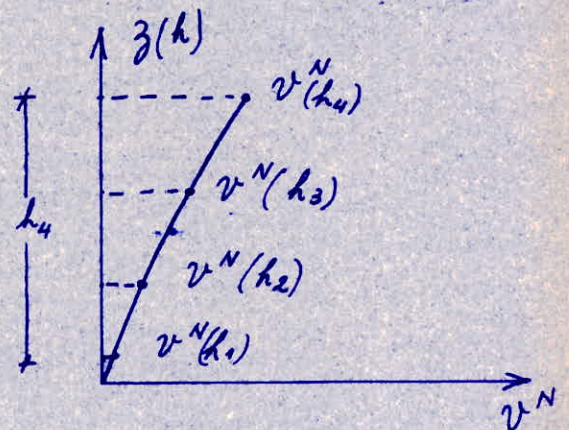
Dans ce cas, on calcule la période avec la formule :

$$T = 0,2 \sqrt{v_4^N} \quad (T \text{ en secondes})$$

$$\text{et } \beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

δ est alors donné par : (Art. 3, 112. 142)

$$\delta(h) = v^N(h) \frac{\sum G(h) \cdot v^N(h)}{\sum G(h) \cdot (v^N(h))^2}$$



II Forces sismiques transversales:

Pour un niveau i , $(H_v)_i = G_i \cdot \sigma_{vi}$.

$$\sigma_{vi} = \alpha \beta_i \cdot \delta_i \cdot \delta$$

III Calcul des déplacements transversaux :

(a) Déplacements transversaux admissibles :

Art. 3, 22 du P.S. 69: le déplacement relatif de deux planchers consécutifs ne doit pas excéder la fraction $\frac{\sqrt{\alpha}}{1000}$ de la hauteur de l'étage, α étant le coefficient d'intensité.

$$\epsilon_n = \frac{h_n}{1000} \sqrt{\alpha}$$

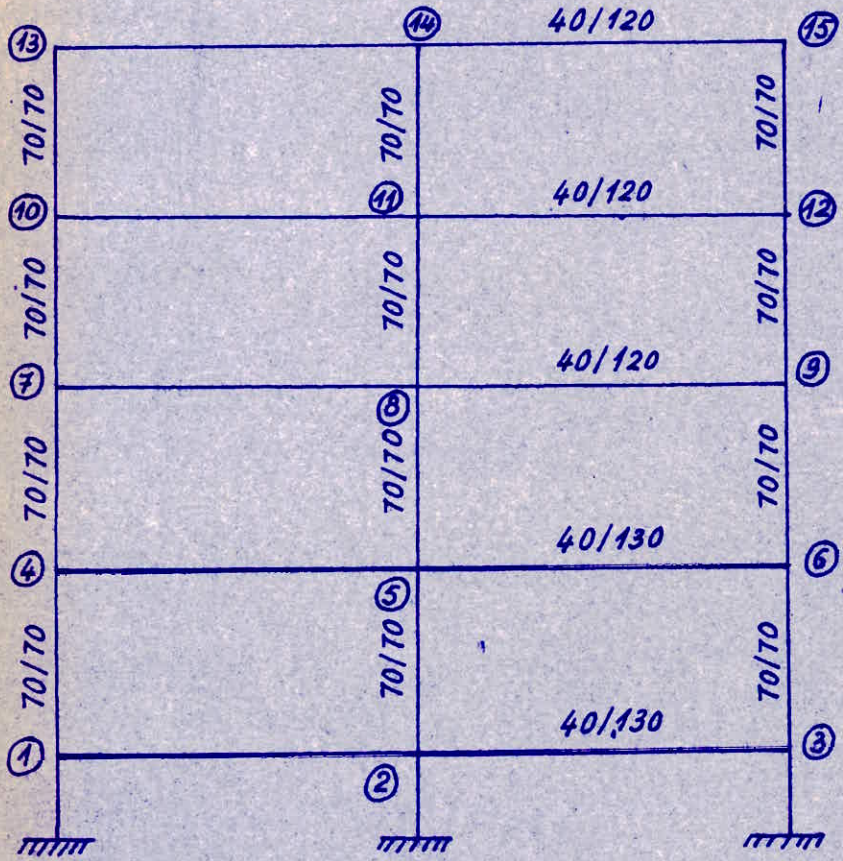
(b) Déplacements transversaux réels :

$$\epsilon'_n = \frac{T_n}{R_n}$$

- Il faut que : $\epsilon'_n < \epsilon_n$
- Le déplacement total admissible est $\Delta_{adm} = \sum_1^4 \epsilon_n$
- " " " " réel " $\Delta_{réel} = \sum_1^4 \epsilon'_n$

CALCUL DES RIGIDITES

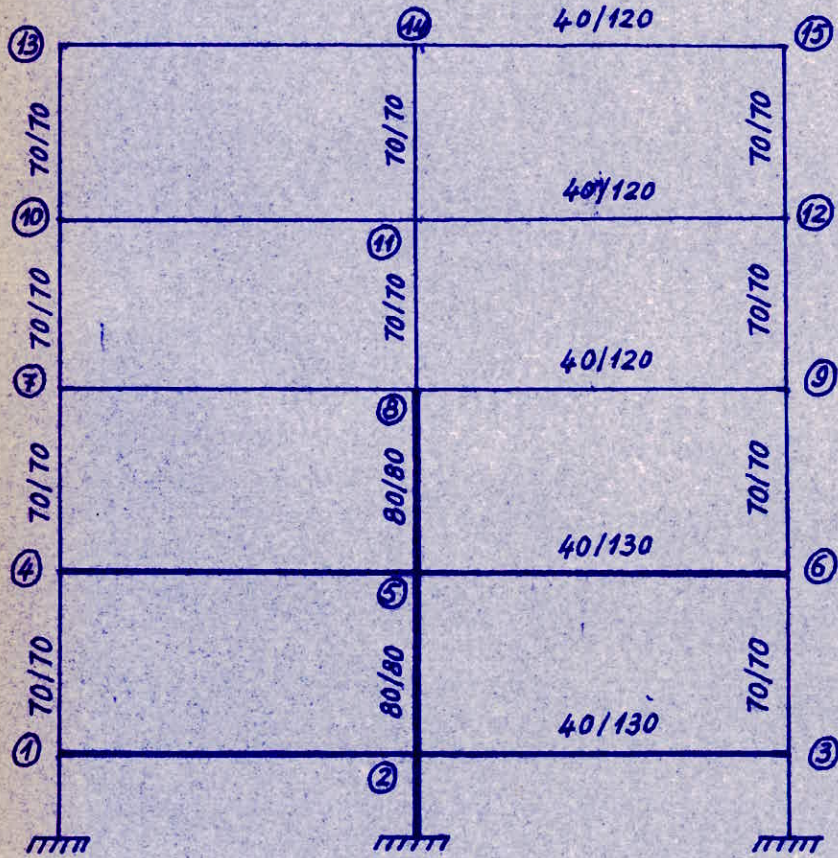
PORTIQUE 6



Poutres	$I(\text{dm}^4)$	$l(\text{dm})$	$i(\text{dm}^3)$
13-14; 14-15; 10-11; 11-12; 7-8; 8-9	576	119	4,84
4-5; 5-6; 1-2 2-3	732,333	119,5	6,128

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	l	$R(k/\text{dm})$
7-10; 9-12 10-13; 12-15	200,083	45,5	4,397	0,454	0,355	312,16
8-11; 11-14	200,083	45,5	4,397	0,227	0,524	460,70
5-8	200,083	45,5	4,397	0,200	0,556	488,05
4-7; 6-9	200,083	45,5	4,397	0,401	0,384	337,75
1-4; 3-6	200,083	44,5	4,496	0,367	0,405	380,97
2-5	200,083	44,5	4,496	0,183	0,577	542,20

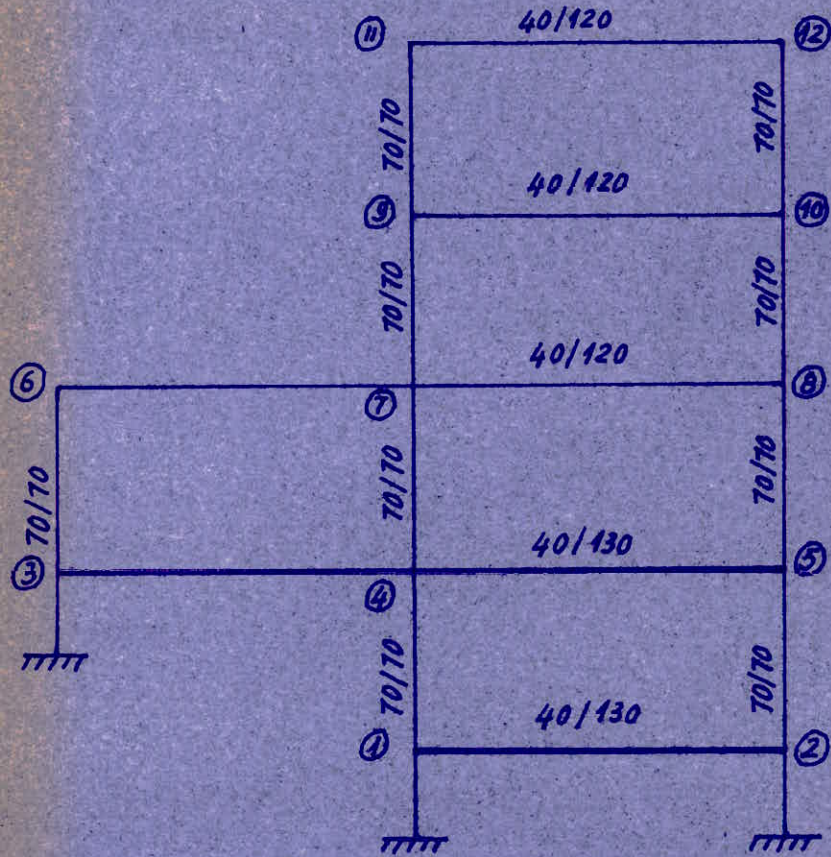
PORTIQUES 7, 8



Poutres	$I(\text{dm}^3)$	$l(\text{dm})$	$i(\text{dm}^3)$
13-14; 14-15; 10-11 11-12; 7-8; 8-9	576	119	4,84
4-5; 5-6; 1-2 2-3	732,333	119	6,154

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	l	$R(\text{t/dm})$
10-13; 12-15 7-10; 9-12	200,083	45,5	4,397	0,454	0,355	312,16
11-14; 8-11	200,083	45,5	4,397	0,227	0,524	460,70
4-7; 6-9	200,083	45,5	4,397	0,400	0,385	338,62
5-8	341,333	46	7,420	0,337	0,426	618,48
2-5	341,333	45	7,585	0,300	0,448	694,60
1-4; 3-6	200,083	44,5	4,496	0,365	0,407	381,92

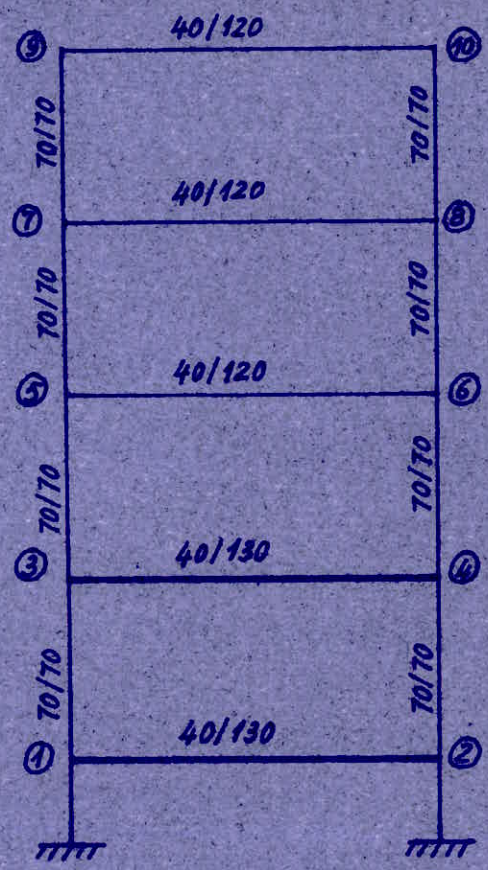
PORTIQUE 10



Poutres	$I (dm^4)$	$L (dm)$	$i (dm^3)$
11-12; 9-10; 6-7 7-8	576	119	4,84
3-4; 4-5; 1-2	732,333	119,5	6,128

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	l	$R (t/dm)$
9-11; 10-12 8-10	200,083	45,5	4,397	0,454	0,355	312,16
9-7	200,083	45,5	4,397	0,303	0,452	397,66
3-6; 5-8	200,083	45,5	4,397	0,401	0,384	337,75
4-7	200,083	45,5	4,397	0,200	0,556	488,05
1-4	200,083	44,5	4,496	0,245	0,505	472,93
2-5	200,083	44,5	4,496	0,367	0,405	380,97

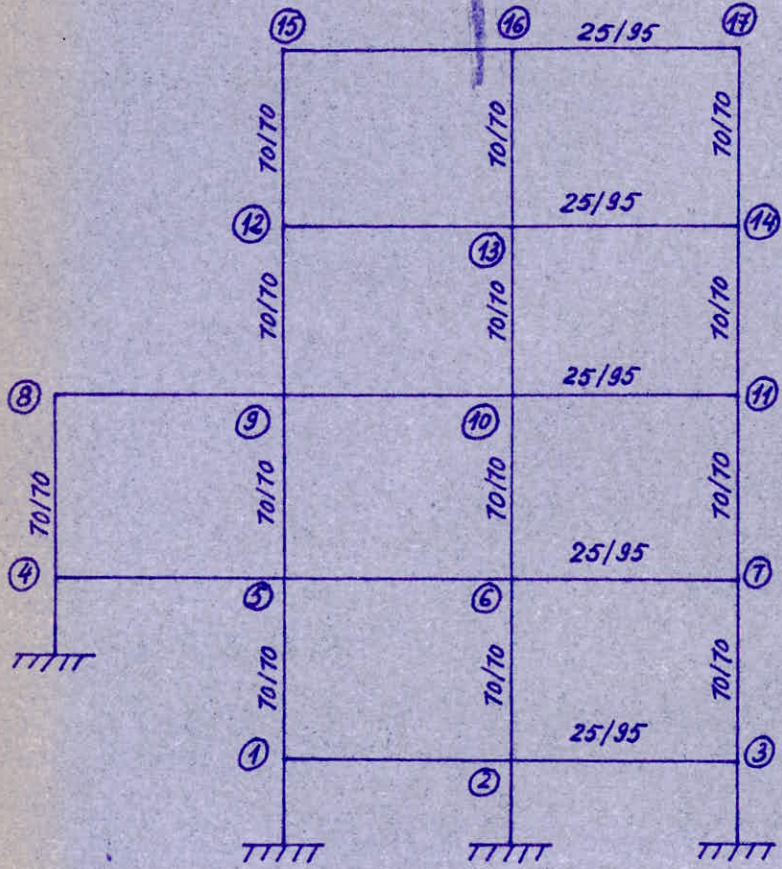
PORTIQUE 11



Poutres	$I(\text{dm}^4)$	$L(\text{dm})$	$i(\text{dm}^3)$
9-10; 7-8; 5-6	576	119	4,84
3-4; 1-2	732,333	119,5	6,128

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	e	$R(\text{t/dm})$
1-3; 2-4	200,083	44,5	4,496	0,367	0,405	380,97
3-5; 4-6	200,083	45,5	4,397	0,401	0,384	337,75
5-7; 7-9 6-8; 8-10	200,083	45,5	4,397	0,454	0,355	372,16

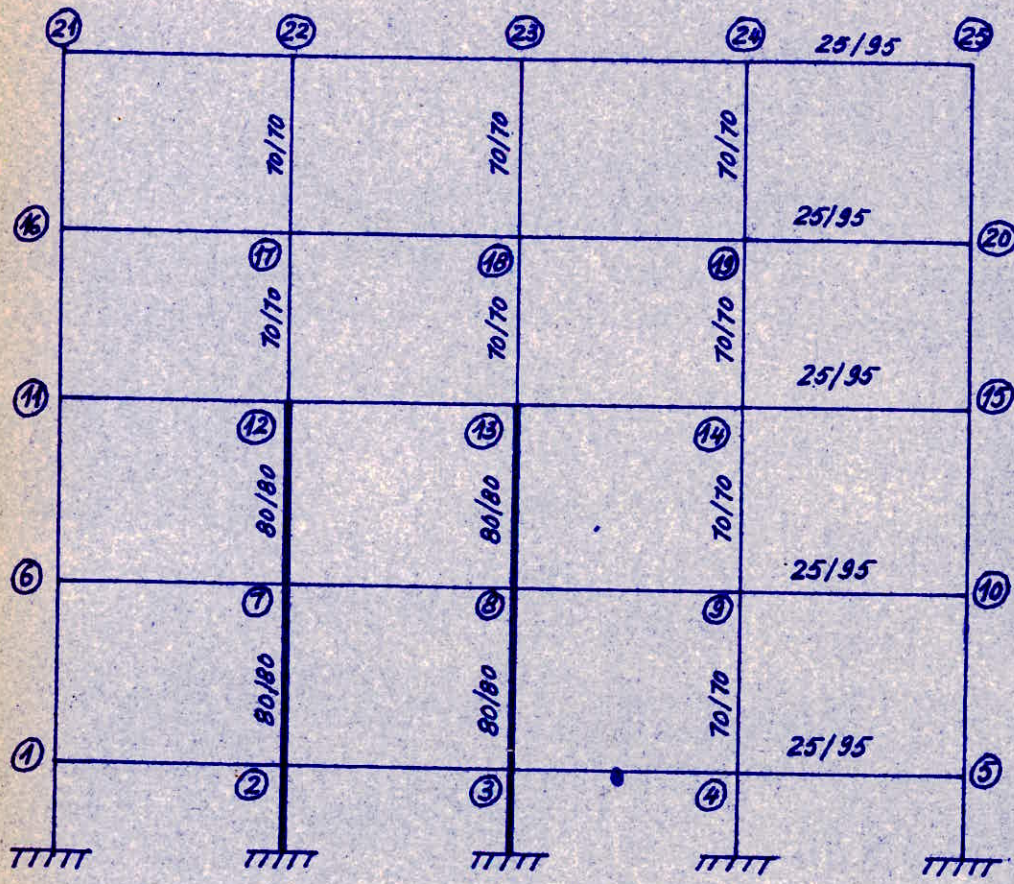
PORTIQUE-DA



Poutres	$I(\text{dm}^4)$	$L(\text{dm})$	$i(\text{dm}^3)$
15-16 ; 16-17 ; 12-13 ; 13-14 8-9 ; 9-10 ; 10-11 ; 4-5 5-6 ; 6-7 ; 1-2 ; 2-3	178,62	47,75	3,741

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	e	$R(+/\text{dm})$
4-8 ; 12-15 3-7 ; 7-11 11-14 ; 14-17	200,083	48	4,168	0,557	0,310	231,98
1-5 ; 9-12	200,083	48	4,168	0,371	0,403	297,18
2-6 ; 5-9 6-10 ; 10-13 13-16	200,083	48	4,168	0,279	0,473	354,25

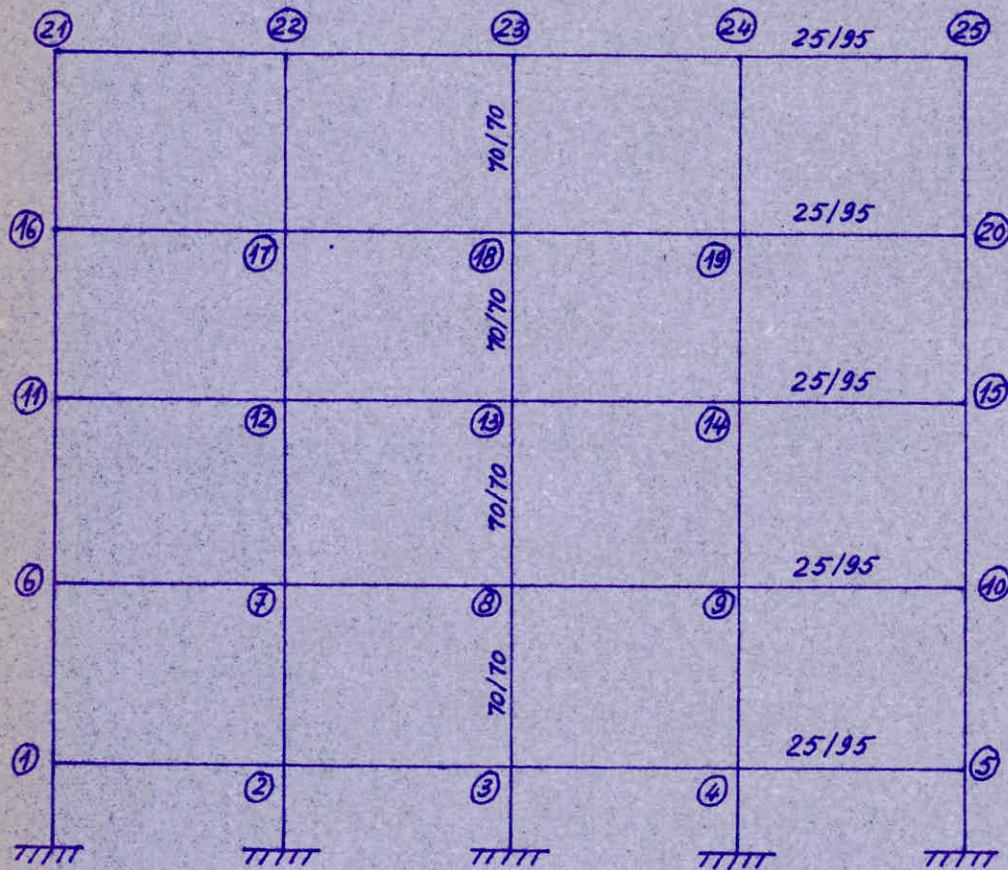
PORTIQUE-GA



Poutres	$I(\text{dm}^2)$	$l(\text{dm})$	$i(\text{dm}^2)$
21-22; 22-23; 23-24; 24-25 16-17; 17-18; 18-19; 19-20 11-12; 12-13; 13-14; 14-15 9-10; 4-5.	178,62	47,75	3,741
6-7; 1-2; 8-9; 3-4	178,62	47,25	3,780
7-8; 2-3	178,62	46,75	3,82

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	K	l	$R(k/dm)$
1-6; 6-11 11-16; 16-21 5-10; 10-15 15-20; 20-25	200,083	48	4,168	0,551	0,312	233,67
2-7; 7-12 3-8; 8-13	341,333	48,5	7,038	0,463	0,351	434,34
12-17; 17-22 13-18; 18-23 14-19; 19-24	200,083	48	4,168	0,279	0,473	354,25
14-9; 9-4	200,083	48	4,168	0,277	0,474	355,23

PORTIQUE - HA



Poutres	$I(\text{dm}^4)$	$l(\text{dm})$	$i(\text{dm}^3)$
21-22; 22-23; 23-24; 24-25 16-17; 17-18; 18-19; 19-20 11-12; 12-13; 13-14; 14-15 6-7; 7-8; 8-9; 9-10 1-2; 2-3; 3-4; 4-5	178,62	47,75	3,741

Poteaux	I_{pt}	h_{pt}	i_{pt}	k	l	$R(\pm/\text{dm})$
1-6; 6-11 11-16; 16-21 5-10; 10-15 15-20; 20-25	200,083	48	4,168	0,557	0,310	231,98
2-7; 7-12 12-17; 17-22 3-8; 8-13 13-18; 18-23 4-9; 9-14 14-19; 19-24	200,083	48	4,168	0,279	0,473	354,25

RIGIDITE PAR NIVEAU

Niveau 4:

* Portiques transversaux:

- PQ. 6 : $2 \times 31,216 + 46,070$	108,502
- PQ. 7 : " "	108,502
- PQ. 8 : " "	108,502
- PQ. 10 : $2 \times 31,216$	62,432
- PQ. 11 : $2 \times 31,216$	62,432

450,37 T/cm

** Portiques Longitudinaux:

- PQ. D : $2 \times 23,198 + 35,425$	81,821
- PQ. G : $2 \times 23,198 + 3 \times 35,425$	152,671
- PQ. H : " "	152,671

387,163 T/cm

Niveau 3:

* Portiques transversaux:

- PQ. 6 : $2 \times 31,216 + 46,070$	108,502
- PQ. 7 : " "	108,502
- PQ. 8 : " "	108,502
- PQ. 10 : $39,766 + 31,216$	70,982
- PQ. 11 : $2 \times 31,216$	62,432

458,92 T/cm

** Portiques Longitudinaux:

- PQ. D : $29,718 + 35,425 + 23,198$	88,341
- PQ. G : $2 \times 23,198 + 3 \times 35,425$	152,671
- PQ. H : " " "	152,671

393,683 T/cm

■ Niveau 2:

* Portiques transversaux:

- PQ. 6 : $2 \times 33,775 + 48,805$	116,355
- PQ. 7 : $2 \times 33,862 + 61,848$	129,572
- PQ. 8 : " " "	129,572
- PQ. 10 : $2 \times 33,775 + 48,805$	116,355
- PQ. 11 : $2 \times 33,775$	67,550

559,404 T/cm

** Portiques Longitudinaux:

- PQ. D : $2 \times 23,198 + 2 \times 35,425$	117,246
- PQ. G : $2 \times 23,198 + 2 \times 43,434 + 35,523$	168,956
- PQ. H : $2 \times 23,198 + 3 \times 35,425$	152,671

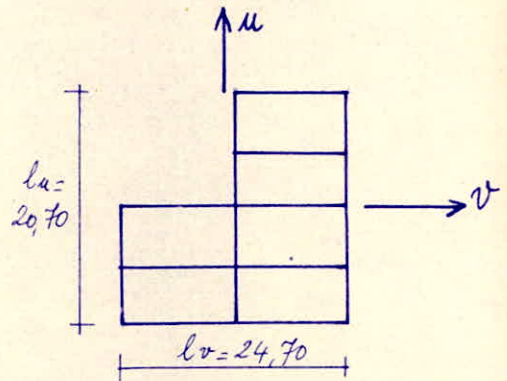
438,873 T/cm

Tableau récapitulatif

Niveaux	Portiques transversaux(T/cm)	Portiques longitudinaux
4	450,37	387,163
3	458,92	393,683
2	559,404	438,873

Calcul des forces sismiques

Vue en plan du bloc



1. Coefficient transversal: $\sigma_v = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta$.

■ $\alpha = 1,5$. Sa valeur est donnée par le maître de l'ouvrage (P.T.T)

■ β : (a) Calcul de β d'après les règles P.S. 1969 Art 3,112.13

Amortissement moyen: $\beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$

On assure le contreventement par une ossature de béton armé:

$$\text{Art 113, 2. c} \quad T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_v}}$$

H désigne la hauteur (en m), L_v la dimension en plan dans le sens considéré (transversal).

- $H = 16,20$ m (à partir du niveau du sol); $L_v = 24,70$ m

$$\text{Donc} \quad T_v = 0,09 \cdot \frac{16,20}{\sqrt{24,70}} = 0,09 \cdot \frac{16,20}{4,97} = 0,2394 \text{ s}$$

$$\beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,2394}}$$

$$\text{Soit} \quad \boxed{\beta_v = 0,1279}$$

(b) Calcul de β par la méthode des approximations successives

Calculons d'abord les charges et surcharges se référant à chaque niveau (Le poids des poteaux et murs n'est pas pris en compte).

Charges se référant à chaque niveau(G):

Niveau 4:

	Surface correspondante: $314,64 \text{ m}^2$	
* Charges permanentes plancher:	$0,750 \times 314,64$	235,98 T
* Poids propre poutres transversales:	$0,40 \times 1,20 \times 12 \times 2,5 \times 8$	115,20 T
* " " " longitudinales:	$0,25 \times 0,95 \times 5 \times 2,5 \times 10$	29,69 T
* " " Acrotère:	$0,08 \times 1,20 \times 2,5 (48 + 40)$	21,12 T
* 1/5 Surcharge d'exploitation (variable):	$\frac{1}{5} \times 0,12 \times 314,64$	7,55 T
		409,54 T

Niveau 3:

	Surface correspondante: $(11,4 \times 4,60) \times 6 = 314,64 \text{ m}^2$	
* Charges permanentes plancher:	$0,490 \times 314,64$	154,17 T
* Poids propre poutres transversales:	$0,4 \times 1,20 \times 12 \times 2,5 \times 8$	115,20 T
* " " " longitudinales:	$0,25 \times 0,95 \times 5 \times 2,5 \times 10$	29,69 T
* " " Murs:	$1,500 (40 + 24)$	96,00 T
* Surcharge d'exploitation (fixe):	$0,600 \times 314,64$	188,78 T
		583,84 T

Niveau 2:

	Surface correspondante: $(11,40 \times 4,6) \times 7 = 367,08 \text{ m}^2$	
* Charges permanentes plancher:	$0,490 \times 367,08$	179,87 T
* Poids propre poutres transversales:	$0,4 \times 1,2 \times 12 \times 2,5 \times 9$	129,60 T
* " " " longitudinales:	$0,25 \times 0,95 \times 5 \times 2,5 \times 11$	32,66 T
* Murs:	$1,500 (40 + 24)$	96,00 T
* Surcharge d'exploitation (fixe):	$0,600 \times 367,08$	220,25 T
		658,38 T

Remarque:

Les surcharges d'exploitation variables sont majorées de 20% et divisées par 5. Quant aux surcharges d'exploitation fixes, elles sont prises sans majoration (Exp. Niveaux 3 et 2 : Surcharge: 600 Kg/m^2)

Approximation I

Niveau	$G^I(t)$	$T^I(t)$	$R^I(t/cm)$	$\Delta^I(cm)$	$V^I(cm)$	ξ^I
4	409,54	409,54	450,37	0,909	6,027	1,000
3	583,84	993,38	458,92	2,165	5,118	0,8492
2	658,38	1651,76	559,404	2,953	2,953	0,4900

Approximation II

Niveau	G^{II}	T^{II}	R^{II}	Δ^{II}	V^{II}	ξ^{II}
4	409,54	409,54	450,37	0,909	5,077	1,000
3	495,80	905,34	458,92	1,973	4,168	0,8210
2	322,61	1227,95	559,404	2,195	2,195	0,4323

Approximation III

Niveau	G^{III}	T^{III}	R^{III}	Δ^{III}	V^{III}	ξ^{III}
4	409,54	409,54	450,37	0,909	4,944	1,000
3	479,33	888,87	458,92	1,937	4,035	0,8161
2	284,62	1173,49	559,404	2,098	2,098	0,4244

Approximation IV

Niv.	G^{IV}	T^{IV}	R^{IV}	Δ^{IV}	V^{IV}	ξ^{IV}
4	409,54	409,54	450,37	0,909	4,923	1,000
3	476,47	886,01	458,92	1,931	4,014	0,8154
2	279,42	1165,53	559,404	2,083	2,083	0,4231

Approximation V

Niv.	$G^{\bar{v}}$	$T^{\bar{v}}$	$R^{\bar{v}}$	$\Delta^{\bar{v}}$	$v^{\bar{v}}$	$\xi^{\bar{v}}$
4	409,54	409,54	450,37	0,909	4,920	1,000
3	476,06	885,60	458,92	1,930	4,011	0,8152
2	278,56	1164,16	559,404	2,081	2,081	0,4230

On peut calculer β_v car $v^{\bar{v}} \approx v^{\bar{v}}$

$$T = 0,2 \sqrt{v_{total}^{\bar{v}}} \quad \Rightarrow \quad T = 0,2 \sqrt{4,920}$$

$$T = 0,44365$$

$$\text{Alors } \beta_v = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,4436}}$$

$$\beta_v = 0,1194$$

■ Calcul de δ d'après les règles P.S. 69 Art 3, 112, 142:

$$\delta(h) = \frac{v(h)^n \sum G(h) \cdot v(h)^n}{\sum G(h) \cdot [v(h)^n]^2}$$

$$\text{Si l'on pose : } k = \frac{\sum G(h) \cdot v(h)^n}{\sum G(h) \cdot [v(h)^n]^2} = \text{cte} \Rightarrow \delta(h) = k v(h)^n$$

Niveau	$G(h)$	$v^{\bar{v}}(cm)$	$G \cdot v^{\bar{v}}$	$\sum G \cdot v^{\bar{v}}$	$G (v^{\bar{v}})^2$	$\sum G (v^{\bar{v}})^2$	δ
4	409,54	4,920	2014,94	2014,94	9913,50	9913,50	1,2718
3	583,84	4,011	2341,78	4356,72	9392,88	19306,38	1,0368
2	658,38	2,081	1370,09	5726,81	2851,16	22157,54	0,5379

$$\left(\delta = k v(h)^n = \frac{5726,81}{22157,54} = 0,2585 \cdot v^{\bar{v}} \right)$$

■ $\delta = 1,15$ (Art 3, 112, 15 P.S.69):

Les semelles étant superficielles et le sol de consistance moyenne, on lit sur le tableau $\delta = 1,15$.

Récapitulation des coefficients:

$$\sigma_v = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$\alpha = 1,5 \quad ; \quad \beta = 0,1114 \quad ; \quad \delta = 1,15$$

$$\sigma_v = 1,5 \times 0,1114 \times 1,15 \times \beta = 0,1922 \cdot \delta$$

Donc le calcul dynamique donne:

Niveau	δ	σ_v
4	1,2718	0,2444
3	1,0368	0,1993
2	0,5379	0,1034

2. Forces sismiques transversales:

$$(H_v)_i = G_i \cdot (\sigma_v)_i$$

$(H_v)_i$ est la force sismique transversale au niveau i .

Niveau	$G(t)$	σ_v	$G(t) \cdot \sigma_v$	$Q(t)$
4	409,54	0,2444	100,092	100,092
3	583,84	0,1993	116,359	216,451
2	658,38	0,1034	68,076	284,527

Q_i est l'effort tranchant au niveau i considéré.

1. Distribution des forces sismiques par portique transversal:

A chaque niveau i on a une force transversale H_i qu'il faut distribuer aux différents portiques transversaux et ceci proportionnellement à leurs rigidités au niveau considéré.

Pour un portique n et un niveau i :

$$(H_v)_i^n = (H_v)_i \cdot \frac{R_i^n}{\sum R_i}$$

Poche 6

Niveau	$R_i^{(6)}$	$\sum R_i$	$\frac{R_i^6}{\sum R_i}$	$(Hv)_i$	$(Hv)_i^6$
4	108,502	450,37	0,2409	100,092	24,112
3	108,502	458,92	0,2364	116,359	27,507
2	116,355	559,404	0,2080	68,076	14,160

Poche 7 et 8

Niv.	$R_i^{(7,8)}$	$\sum R_i$	$\frac{R_i^{(7,8)}}{\sum R_i}$	$(Hv)_i$	$(Hv)_i^{7,8}$
4	108,502	450,37	0,2409	100,092	24,112
3	108,502	458,92	0,2364	116,359	27,507
2	129,572	559,404	0,2316	68,076	15,766

Poche 10

Niv	R_i^{10}	$\sum R_i$	$\frac{R_i^{10}}{\sum R_i}$	$(Hv)_i$	$(Hv)_i^{10}$
4	62,432	450,37	0,1386	100,092	13,873
3	70,982	458,92	0,1547	116,359	18,001
2	116,355	559,404	0,2080	68,076	14,160

Poche 11

Niv	R_i^{11}	$\sum R_i$	$\frac{R_i^{11}}{\sum R_i}$	$(Hv)_i$	$(Hv)_i^{11}$
4	62,432	450,37	0,1386	100,092	13,873
3	62,432	458,92	0,1360	116,359	15,825
2	67,550	559,404	0,1208	68,076	8,224

3. Calcul des déplacements transversaux:

Ⓐ Déplacements transversaux réels:

$$\Delta r = \frac{Q}{R} \quad \begin{array}{l} Q : \text{Effort tranchant au niveau considéré} \\ R : \text{rigidité du niveau.} \end{array}$$

Niv.	$Q_i (t)$	$R_i (T/cm)$	$\Delta r (cm)$	$\sum \Delta r (cm)$
4	100,092	450,37	0,2222	1,2025
3	216,451	458,92	0,4717	0,9803
2	284,527	559,404	0,5086	0,5086

Ⓑ Déplacements transversaux admissibles: (P.S. 69 Art. 3.22)

$$\Delta_{adm} = \frac{\sqrt{\alpha}}{1000} \cdot h \quad h : \text{hauteur de l'étage.}$$

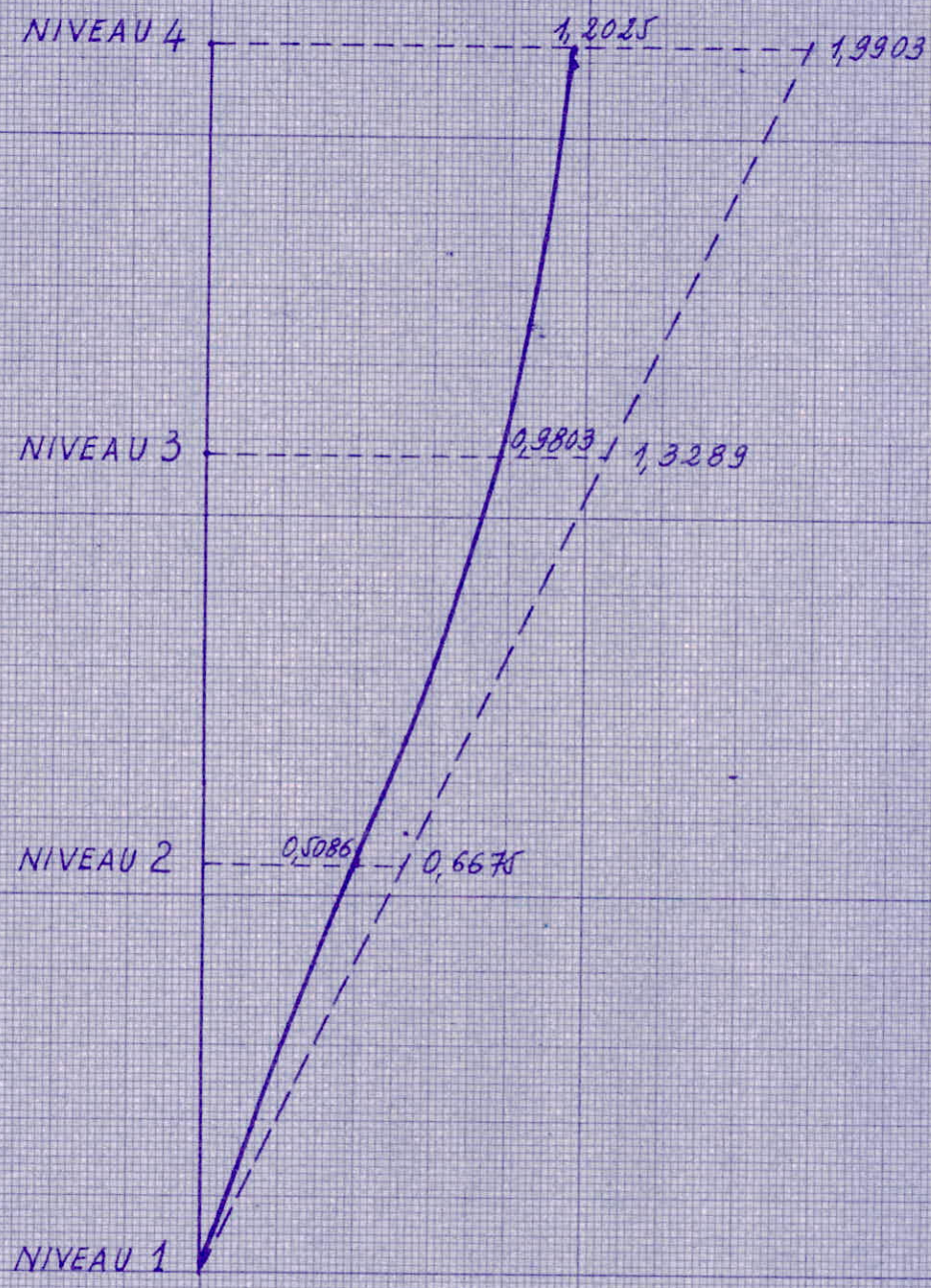
Niv	$h_{\text{niveau}} (m)$	$\frac{h}{1000} (cm)$	$\sqrt{\alpha} \frac{h}{1000}$	$\sum \Delta_{adm} (cm)$
4	5,40	0,54	0,6614	1,9903
3	5,40	0,54	0,6614	1,3289
2	5,45	0,545	0,6675	0,6675

La condition $\Delta r < \Delta_{admissible}$ est vérifiée

(Voir diagramme page 77)

* Remarque : Si la condition précédente n'est pas vérifiée, il faudrait augmenter la rigidité (en agrandissant la section des poteaux par exemple)

Diagrammes des déplacements



----- : Déplacements admissibles.

————— : Déplacements réels.

Sens longitudinal

1. Coefficient longitudinal: $\sigma_u = \alpha \cdot \beta_u \cdot \xi_u \cdot \delta$

- α reste inchangé $\alpha = 1,5$ (Semême que $\delta = 1,15$)

- (a) Calcul de β d'après les règles P.S. 69:

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_v}}$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{16,20}{\sqrt{20,70}} = 0,3205 \text{ s}$$

$$\text{Donc: } \beta_u = 0,1242$$

(b) Calcul de β par la méthode des approximations successives:

Approximation I

Niveau	$G^I(k)$	$T(k)$	$R^I(T(\text{cm}))$	$\Delta^I(\text{cm})$	$V^I(\text{cm})$	ξ^I
4	409,54	409,54	387,183	1,058	7,345	1,000
3	583,84	993,38	393,683	2,523	6,287	0,8560
2	658,38	1651,76	438,873	3,764	3,764	0,5125

Approximation II

Niv.	G^{II}	T^{II}	R^{II}	Δ^{II}	V^{II}	ξ^{II}
4	409,54	409,54	387,163	1,058	6,209	1,000
3	499,77	909,31	393,683	2,310	5,151	0,8296
2	337,42	1246,73	438,873	2,841	2,841	0,4576

Approximation III

Niv.	G^{III}	T^{III}	R^{III}	Δ^{III}	V^{III}	ξ^{III}
4	409,54	409,54	387,163	1,058	6,052	1,000
3	484,35	893,89	393,683	2,271	4,994	0,8252
2	301,27	1195,16	438,873	2,723	2,723	0,4499

Approximation IV

Niv.	G^{IV}	T^{IV}	R^{IV}	Δ^{IV}	V^{IV}	ξ^{IV}
4	409,54	409,54	387,163	1,058	6,028	1,000
3	481,78	891,32	393,683	2,264	4,970	0,8245
2	296,21	1187,53	438,873	2,706	2,706	0,4489

$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$; Or $T = 0,2 \sqrt{V_{\text{total}}^{\text{IV}}} = 0,2 \sqrt{6,028} = 0,2 \times 2,4532$
 $T = 0,4915$ alors $\beta_n = \frac{0,085}{0,789}$

Donc $\beta_n = 0,1077$

- Calcul de δ d'après les règles PS. 69 Art 3.112. 142 :

$$\delta(h) = \frac{\sum G(h) \cdot V(h)^n}{\sum G(h) [V(h)]^2} \cdot V(h) = K \cdot V(h)^n$$

Niv.	G	V^{IV}	$G V^{\text{IV}}$	$\sum G \cdot V^{\text{IV}}$	$G(V^{\text{IV}})^2$	$\sum G(V^{\text{IV}})^2$	δ
4	409,54	6,028	2468,71	2468,71	14881,38	14881,38	1,2635
* 3	583,84	4,970	2901,68	5370,39	14421,35	29302,73	1,0417
2	658,38	2,706	1781,58	7151,97	4820,96	34123,69	0,5672

* $K = \frac{7151,97}{34123,69} = 0,2096$

$\alpha = 1,5$; $\beta_u = 0,1077$; $\delta = 1,15$

$\sigma_u = \alpha \cdot \beta_u \cdot \delta \cdot \delta = 1,5 \times 0,1077 \times 1,15 \times 1,15 \Rightarrow \sigma_u = 0,1858 \delta$

D'où le tableau suivant:

Niveau	γ^i	σ_u^i
4	1,2635	0,2348
3	1,0417	0,1935
2	0,5672	0,1054

2. Forces sismiques longitudinales:

a) i étant le numéro du niveau : $(H_u)_i = G_i \cdot (\sigma_u)_i$

Niv	G^i	σ_u^i	$\sigma_u^i G^i$	$Q(k)$
4	409,54	0,2348	96,160	96,160
3	583,84	0,1935	112,973	209,133
2	658,38	0,1054	69,393	278,526

b) Distribution des forces sismiques par portique longitudinal:
 i étant le numéro du niveau, n celui du portique:

$$(H_u)_i^n = (H_u)_i \cdot \frac{R_i^n}{\sum R_i}$$

Portique D

Niv.	$R_i^{(D)}$	$\sum R_i$	$\frac{R_i^{(D)}}{\sum R_i}$	$(H_u)_i$	$(H_u)_i^D$
4	81,821	387,163	0,2113	96,160	20,319
3	88,341	393,683	0,2244	112,973	25,351
2	117,246	438,873	0,2672	69,393	18,542

Portique G

Niv.	R_i^G	$\sum R_i$	$\frac{R_i^G}{\sum R_i}$	$(Hu)_i$	$(Hu)_i^G$
4	152,671	387,163	0,3943	96,160	37,916
3	152,671	393,683	0,3878	112,973	43,811
2	168,956	438,873	0,3810	69,393	26,716

Portique H

Niv	R_i^H	$\sum R_i$	$\frac{R_i^H}{\sum R_i}$	$(Hu)_i$	$(Hu)_i^H$
4	152,671	387,163	0,3943	96,160	37,916
3	152,671	393,683	0,3878	112,973	43,811
2	152,671	438,873	0,3479	69,393	24,142

3. Calcul des déplacements longitudinaux:

Ⓐ Déplacements réels: $\Delta r = \frac{Q}{R}$

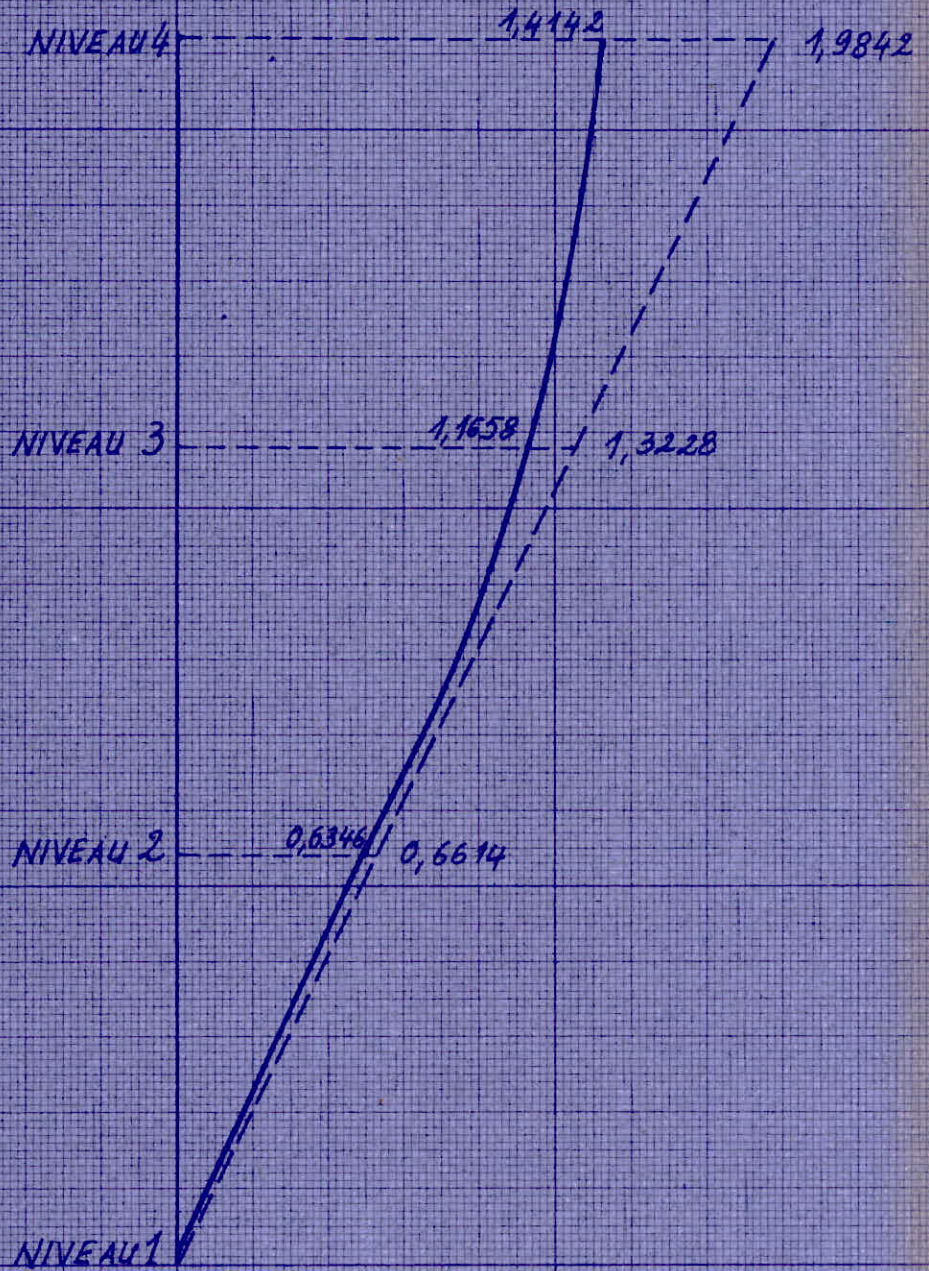
Niv.	$Q(i)$	R_{niv}	$\Delta r (cm)$	$\sum \Delta r$	Remarque
4	96,160	387,163	0,2484	1,4142	$\Delta r < \Delta adm$
3	209,133	393,683	0,5312	1,1658	"
2	278,525	438,873	0,6346	0,6346	"

Ⓑ Déplacements admissibles: $\Delta adm = \sqrt{\alpha} \frac{h}{1000}$

Niv	$h_{niv}(m)$	$\frac{h}{1000} (cm)$	$\sqrt{\alpha} \frac{h}{1000}$	$\sum \Delta adm$
4	5,40	0,54	0,6614	1,9842
3	5,40	0,54	0,6614	1,3228
2	5,40	0,54	0,6614	0,6614

Voir diagramme
.../...

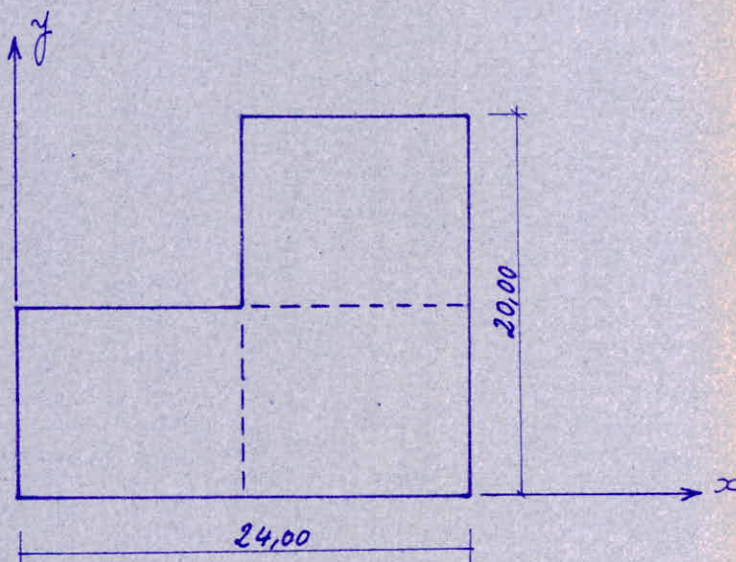
Diagrammes des déplacements longitudinaux



----- : Déplacements admissibles
————— : Déplacements réels

Etude de la torsion

Vue en plan d'un plancher
(Exp: plancher terrasse)



1. Centre de gravité du plancher (G):

$$x = \frac{\sum S_i x_i}{S} \quad y = \frac{\sum S_i y_i}{S}$$

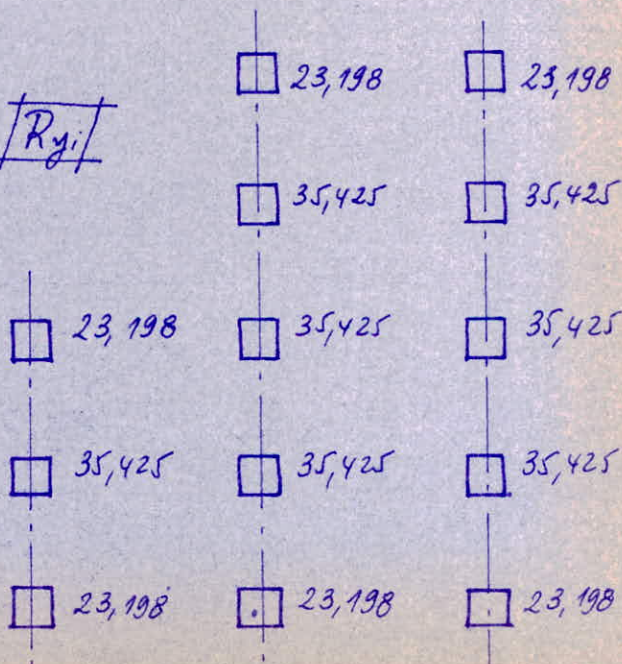
$$x = \frac{10 \times 12 \times 6 + 12 \times 20 \times 18}{12 \times 10 + 20 \times 12} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} x_G = 14 \text{ m} \\ y_G = 8,33 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$y = \frac{24 \times 10 \times 5 + 12 \times 10 \times 15}{24 \times 10 + 12 \times 10}$$

2. Centre de torsion (T):

$$x_T = \frac{\sum R_{yi} \cdot x_i}{\sum R_{yi}}$$

R_{yi}



$$x_T = \frac{12(2 \times 23,198 + 3 \times 35,425) + 24(2 \times 23,198 + 3 \times 35,425)}{6 \times 23,198 + 7 \times 35,425}$$

$x_T = 14,196 \text{ m}$

$$-y_T = \frac{\sum R_{ix} \cdot y_i}{\sum R_{ix}}$$

R_{ix}

□ 31,216	□ 31,216	
□ 31,216	□ 31,216	
□ 31,216	□ 46,070	□ 31,216
□ 31,216	□ 46,070	□ 31,216
□ 31,216	□ 46,070	□ 31,216

$$y_T = \frac{31,216 \times 5 \times 2 + 46,070 \times 5 + 2 \times 31,216 \times 10 + 46,07 \times 10 + 2 \times 31,216 \times 15 + 2 \times 31,216 \times 20}{10 \times 31,216 + 3 \times 46,070}$$

$y_T = 8,466 \text{ m}$

Donc : $G : \begin{cases} x_G = 14 \text{ m} \\ y_G = 8,33 \text{ m} \end{cases} \quad T : \begin{cases} x_T = 14,196 \text{ m} \\ y_T = 8,466 \text{ m} \end{cases}$

L'excentricité Δ de la force horizontale au niveau 4 est :

- * Dans le sens transversal : $\Delta y = 8,466 - 8,33 = 0,136 \text{ m}$.
- * " " longitudinal $\Delta x = 14,196 - 14 = 0,196 \text{ m}$.

3. Calcul du moment de torsion M_t :

$$M_t = H_4 \times \Delta y$$

H₄ est la force sismique au niveau 4

$$H_4 = 100,092 \text{ k}$$

$$M_t = 100,092 \times 0,136$$

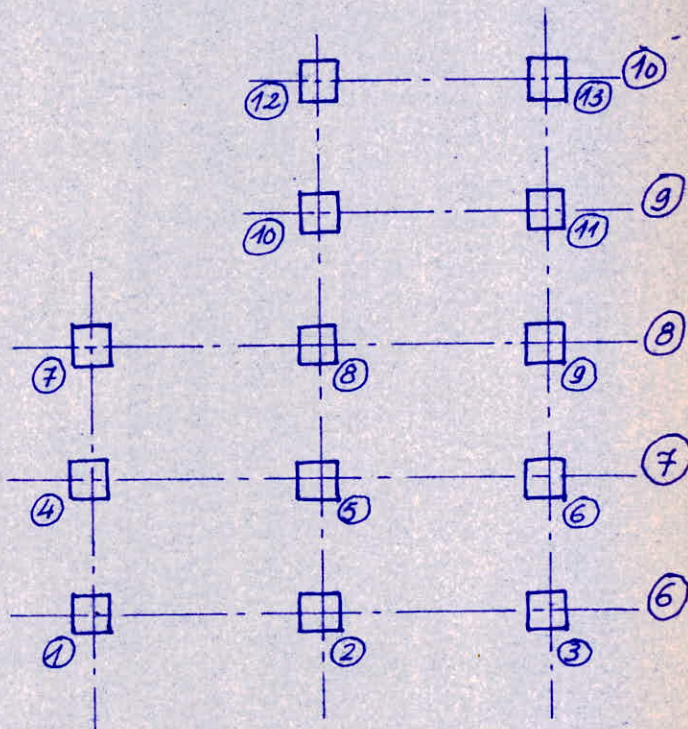
$$M_t = 13,6 \text{ t.m}$$

Le moment apporte sur chaque poteau une force additionnelle

$$F_1^M = \frac{R_1 r_1}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2} \cdot M_t \quad (A)$$

r_1 étant la distance du poteau au centre de torsion, R_2 sa rigidité, r_2 et R_2 ont les même signification dans l'autre sens.

N°	r_1 (m)	R_1	r_2	R_2
1	-14,196	31,216	-8,33	23,198
2	-2,196	46,07	-8,33	23,198
3	9,804	31,216	-8,33	23,198
4	-14,196	31,216	-3,33	35,425
5	-2,196	46,070	-3,33	35,425
6	9,804	31,216	-3,33	35,425
7	-14,196	31,216	+1,67	23,198
8	-2,196	46,070	+1,67	35,425
9	+9,804	31,216	+1,67	35,425
10	-2,196	31,216	+6,67	35,425
11	+9,804	31,216	+6,67	35,425
12	-2,196	31,216	+11,67	23,198
13	+9,804	31,216	+11,67	23,198



$$\begin{aligned} \sum R_1 r_1^2 &= 348,423 \text{ T.m} \\ + \sum R_2 r_2^2 &= \underline{157,405 \text{ T.m}} \\ &= 505,828 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Nous pouvons calculer maintenant les forces transversales dues à la torsion sur les poteaux.

- Poteau 1: $F_1^M = \frac{-14,196 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = -0,1193 T$
- Poteau 2: $F_2^M = \frac{-2,196 \times 0,4607}{505,83} \times 13,6 = -0,0273 T$
- Poteau 3: $F_3^M = \frac{+9,84 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = +0,083 T$
- Poteau 4: $F_4^M = \frac{-14,196 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = -0,1193 T$
- Poteau 5: $F_5^M = \frac{-2,196 \times 0,4607}{505,83} \times 13,6 = -0,0273 T$
- Poteau 6: $F_6^M = \frac{+9,804 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,083 T$
- Poteau 7: $F_7^M = \frac{-14,196 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = -0,1193 T$
- Poteau 8: $F_8^M = \frac{-2,196 \times 0,4607}{505,83} \times 13,6 = -0,0273 T$
- Poteau 9: $F_9^M = \frac{+9,804 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,083 T$
- Poteau 10: $F_{10}^M = \frac{-2,196 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,0184 T$
- Poteau 11: $F_{11}^M = \frac{+9,804 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,083 T$
- Poteau 12: $F_{12}^M = \frac{-2,196 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,0184 T$
- Poteau 13: $F_{13}^M = \frac{+9,804 \times 0,31216}{505,83} \times 13,6 = 0,083 T$

* Remarque: On voit que les forces dues à la torsion sont négligeables par rapport aux forces diamétriques.

CHAPITRE 4

**ETUDE
AU VENT**

1. Introduction :

La vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques (Vent) doit être faite obligatoirement dans les 2 hypothèses suivantes :

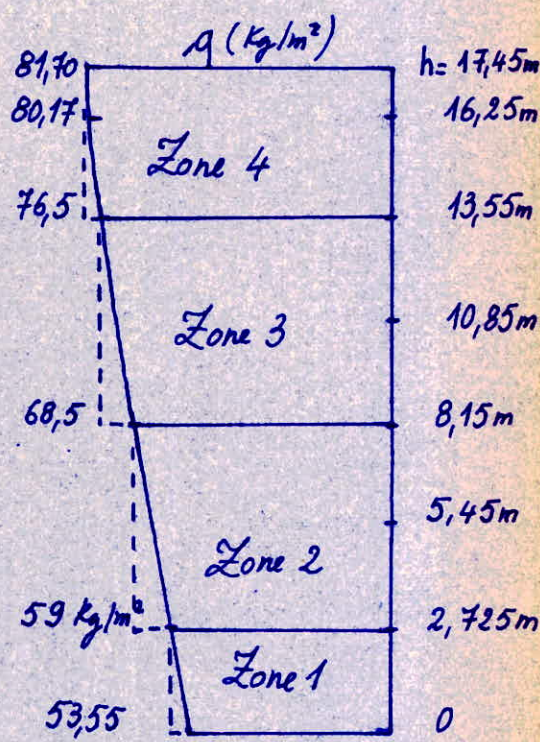
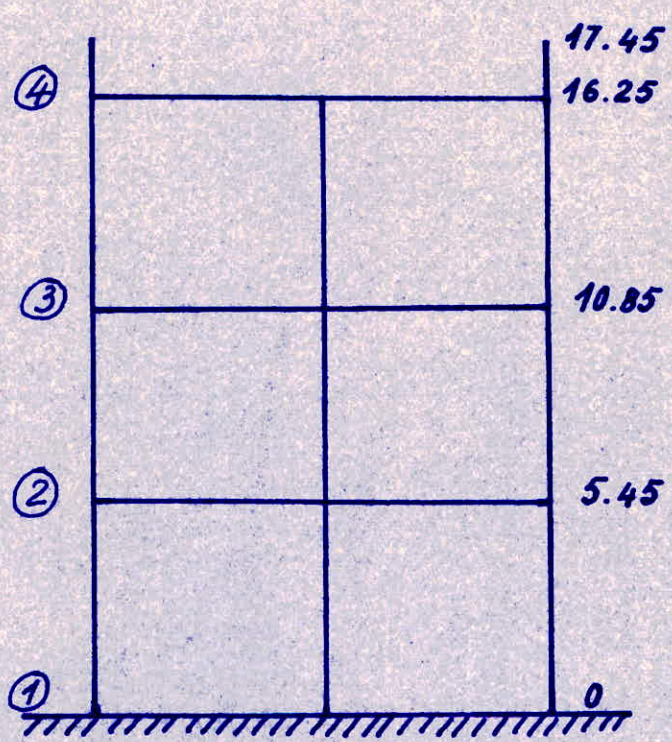
- a) sous l'action des surcharges normales.
- b) sous l'action des surcharges extrêmes.

Alger est classée région II ce qui correspond à une pression dynamique de base normale de $71,4 \text{ Kg/m}^2$ et une pression dynamique de base extrême de 125 Kg/m^2 . (à 10m du sol).

Soit q_H la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol. Pour $0 < H < 500\text{m}$: $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+10}{H+60}$

Diagramme des pressions normales agissant sur un portique :

Hauteur H (m)	0	2,725	8,15	13,55	16,25	17,45
q_H (Kg)	53,55	59	68,5	76,5	80,17	81,70



* Le site est normal : Région II $K_s = 1$ (1,242).

* Effet des dimensions :

On considère un portique intermédiaire. Les portiques étant espacés de 5m, sa largeur sera de 5m et sa hauteur $H = 17,45$ m. δ est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent ($17,45 \times 5$).

Fig. R III 2 (N.V.65) $H < 30$ m

$$\delta = 0,78$$

* L'action résultante sur une paroi est : $p_x = (C_e - C_i) q_x$

Les actions extérieures sont caractérisées par le coefficient C_e , les actions intérieures par un coefficient C_i .

* Rapport de dimensions λ :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{17,45}{24,70} = 0,707 \quad (\text{Règle 2,03})$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{17,45}{20,70} = 0,843$$

* Coefficient δ_0 :

Fig. R III 5 (N.V.65) $\delta_0 = f(\lambda_a, \lambda_b)$

$$\delta_0 = 1$$

** Actions extérieures :

- Face au vent : $C_e = 0,8 \quad (\sqrt{\delta_0})$

- Face sous le vent : $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,5$

** Actions intérieures :

- Suppression : $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\delta_0) = +0,3$

- Dépression : $C_i = -0,6(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,3$

** Actions résultantes sur les parois :

On combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes et les actions intérieures.

- Face au vent : $(C_e - C_i)_{\text{maxi}} = 0,8 - (-0,3) = 1,1$

- Face sous le vent : $(C_e - C_i)_{\text{maxi}} = -0,5 - 0,3 = -0,8$

Actions dynamiques

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration dynamique au moins égal à l'unité: $\beta = \theta(1 + \xi \tau)$

- ξ : coefficient de réponse fonction de la période $T = 0,09 \frac{h}{\sqrt{I_x}}$
 $h = 17,45 \text{ m}$, $I_x = 24,70 \text{ m}$ $T = 0,316 \text{ s}$
 Fig R III. 3 $\Rightarrow \xi = 0,3$

- θ : coefficient global dépendant du type de construction:
 $H < 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0,7$

- τ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H - $H = 17,45 \text{ m}$ $\tau_{\max} = 0,35$

Donc $\beta = (1 + 0,3 \times 0,35) 0,7 = 0,7735 < 1$.

On prend donc $\beta = 1$

2. Détermination de q_{normale} :

(a) Face au vent:

$$C_e - C_i = 1,1$$

$$K_s = 1 \quad \delta = 0,78$$

$$q'_n = p (C_e - C_i) \times K_s \times \delta$$

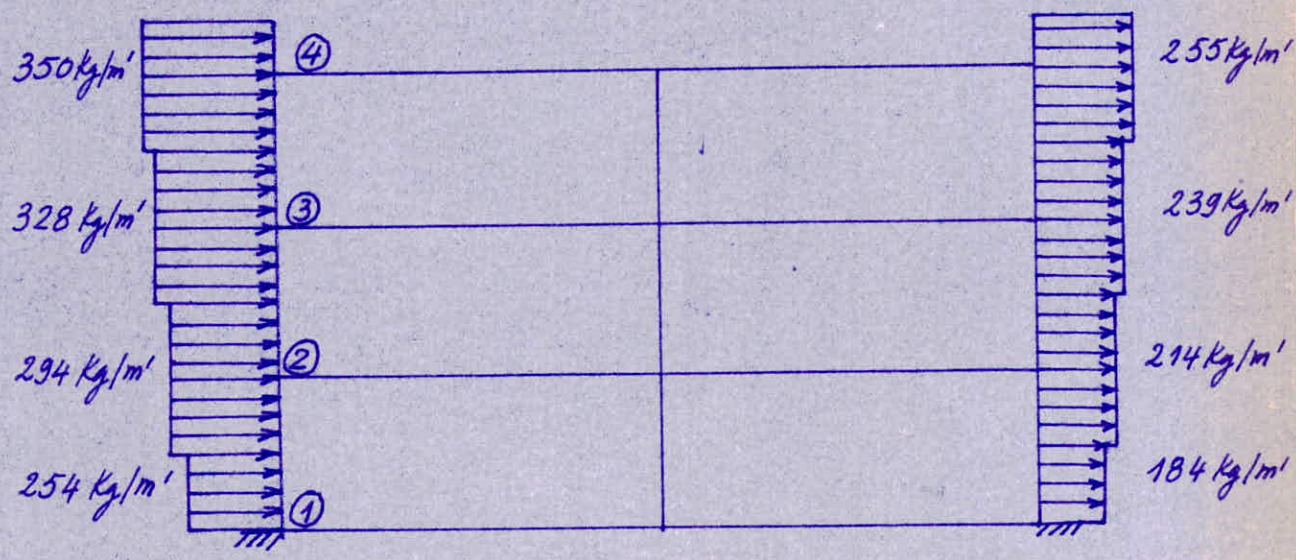
$$q_n = q' \times 5 \text{ m}$$

Zones	④	③	②	①
p	81,7	76,5	68,5	59
$q'_n \text{ (kg/m}^2\text{)}$	70	65,4	58,8	50,7
$q_n \text{ (kg/ml)}$	350	328	294	254

(b) Sous le vent:

Zones	④	③	②	①
p	81,7	76,5	68,5	59
$q'_n \text{ (kg/m}^2\text{)}$	51	47,8	42,8	36,8
$q \text{ (kg/ml)}$	255	239	214	184

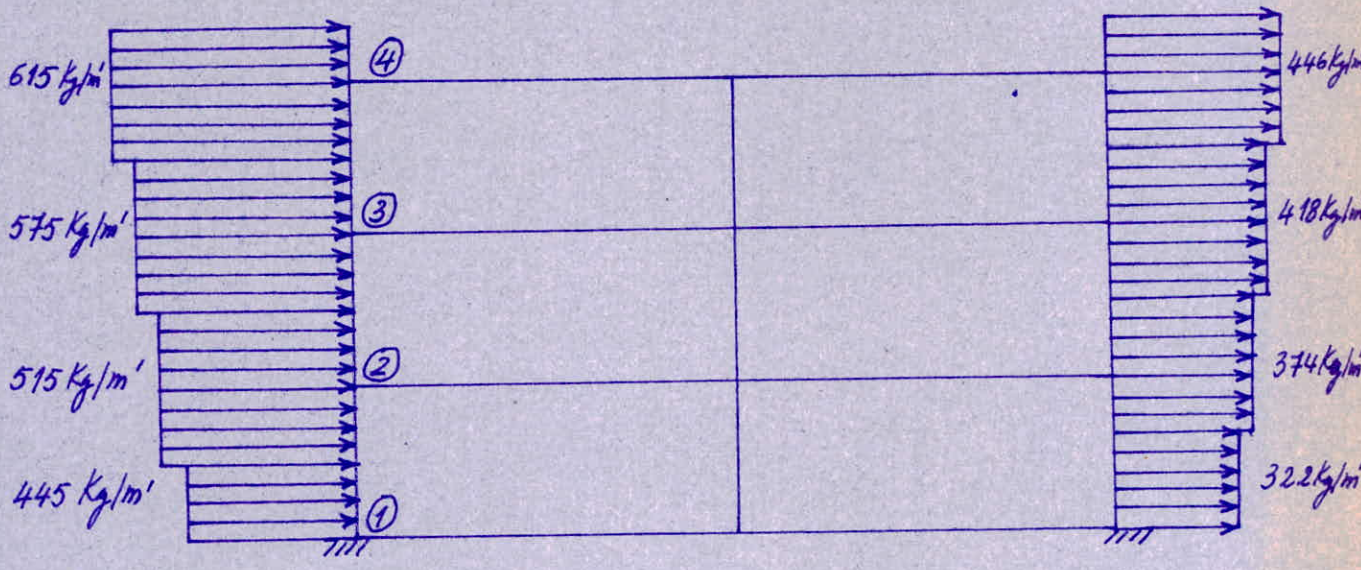
Donc pour un portique intermédiaire (par exp. Portique 7), les forces agissantes sont:



3. Détermination de q_{extrême}:

q_{extrême} = 1,75 · q_{normale}

Donc les valeurs précédentes sont à multiplier par 1,75.



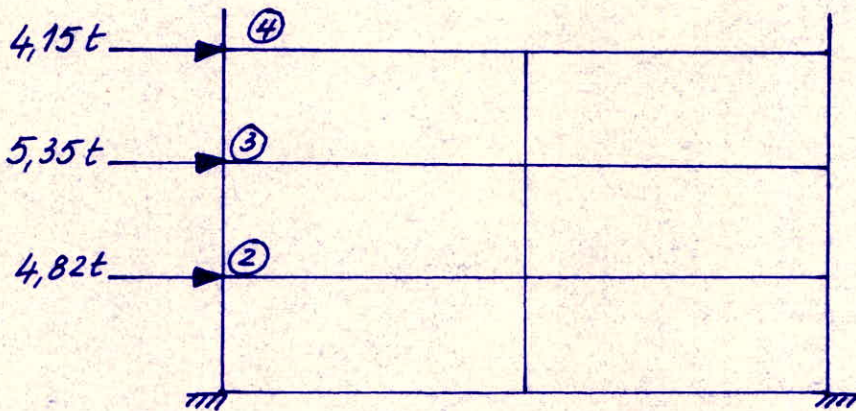
Si l'on considère que les forces précédentes sont concentrées et appliquées aux nœuds, on aura:

Noeud 4: $F_4 = \Delta H \times q_{ext} = (17,45 - 13,55) \times (615 + 446)$

Noeud 3: $F_3 = (13,55 - 8,15) \times (575 + 418)$

Noeud 2: $F_2 = (8,15 - 2,725) \times (515 + 374)$

$F_4 = 4150 \text{ Kg}$
$F_3 = 5350 \text{ Kg}$
$F_2 = 4820 \text{ Kg}$



Etude comparative du "Vent" et du "Sisme".

Niveau	Sisme (St)	Vent extrême (Vg)	Remarque
4	24,112 (t)	4,15 (t)	St > Ve
3	27,507	5,35	St > Ve
2	15,766	4,82	St > Ve

Portique 7

On voit que les forces sismiques sont nettement plus grandes que les forces dues au vent extrême.

Donc pour les sollicitations du 2^{ème} genre, c'est le sisme qui sera pris en compte.

CHAPITRE 5

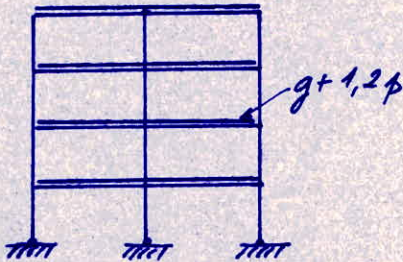
**CALCUL DES
EFFORTS**

Les effets sur les différents éléments résistants sont calculés grâce au programme STRESS dont la théorie est exposée à l'annexe A.

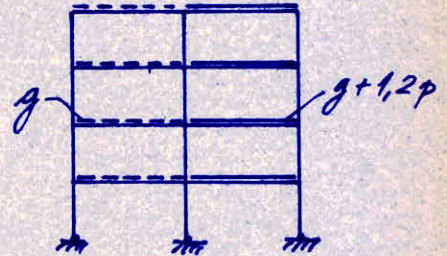
Les différents cas de charges considérés sont:

(a) 1^{er} genre:
** 2 cas :

① $G + 1,2P$



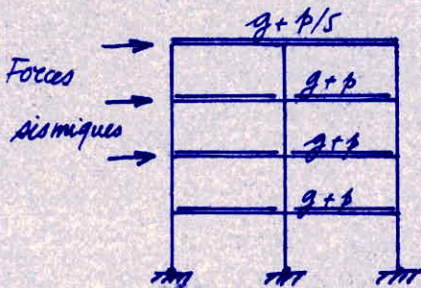
② $G + 1,2P$ à droite



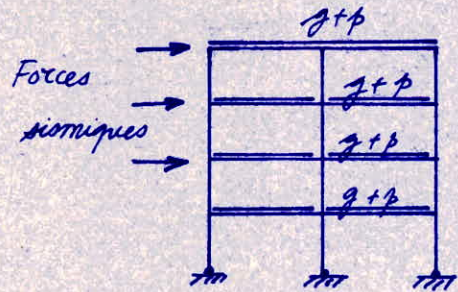
(b) : 2^e genre:

*** 3 cas :

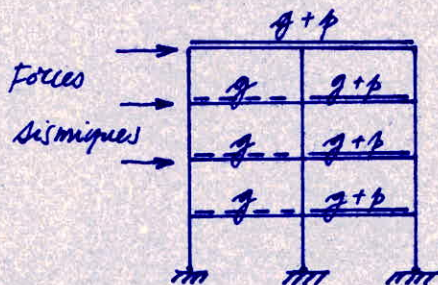
① $G + \left\{ \begin{matrix} P \\ 5 \end{matrix} \right\} + \text{Seisme}$:



② $G + P + \text{Seisme}$:



③ $G + P^{\text{droite}} + \text{Seisme}$



Charges verticales revenant sur chaque portique

Poids propre G - Surcharge P (non majorée)

□ PORTIQUE TRANSVERSAL 6 :

■ Niveau 4 :

1. Plancher :	$2,30 \times 0,750 \times 1,00$	1,725 T/ml
2. P.P. Poutre transversale :	$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$	1,200 "
3. P.P. Acrotère :	$1,30 \times 0,10 \times 1,00 \times 2,5$	0,325 "
		$G = 3,25 \text{ T/ml}$

4. Surcharge :	$2,30 \times 0,100 \times 1,00$	0,23 T/ml
		$P = 0,23 \text{ T/ml}$

■ Niveau 3 :

1. Plancher :	$2,30 \times 0,49 \times 1,00$	1,127 T/ml
2. P.P poutre :	$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$	1,200 "
		$G = 2,327 \text{ T/ml}$

3. Surcharge :	$2,50 \times 0,600 \times 1,00$	1,5 T/ml
		$P = 1,5 \text{ T/ml}$

■ Niveau 2 :

1. Plancher :	$2,30 \times 0,49 \times 1,00$	1,127 T/ml
2. P.P poutre :	$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$	1,200 "
		$G = 2,327 \text{ T/ml}$

3. Surcharge :	$2,50 \times 0,600 \times 1,00$	1,500 T/ml
		$P = 1,500 \text{ T/ml}$

■ Niveau 1 :

1. Plancher :	$2,30 \times 0,49 \times 1,00$	1,127 T/ml
2. P.P poutre :	$0,40 \times 1,30 \times 2,5 \times 1,00$	1,300 T/ml
		$G = 2,427 \text{ T/ml}$

3. Surcharge :	$2,50 \times 0,800 \times 1,00$	2,00 T/ml
		$P = 2,00 \text{ T/ml}$

□ PORTIQUE TRANSVERSAL 7:

■ Niveau 4:

- 1. Plancher : $4,60 \times 0,750 \times 1,00$ $3,450 \text{ T/ml}$
- 2. P.P. poutre : $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$ $1,200 \text{ T/ml}$
- $G = 4,65 \text{ T/ml}$
- 3. Surcharge : $5,00 \times 1,00 \times 0,1$ $0,5 \text{ T/ml}$
- $P = 0,5 \text{ T/ml}$

■ Niveau 3:

- 1. Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00$ $2,254 \text{ T/ml}$
- 2. P.P. poutre : $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$ $1,200 \text{ ''}$
- $G = 3,454 \text{ T/ml}$
- 3. Surcharge : $5,00 \times 0,600 \times 1,00$ $3,00 \text{ T/ml}$
- $P = 3,00 \text{ T/ml}$

■ Niveau 2:

- 1. Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00$ $2,254 \text{ T/ml}$
- 2. P.P. poutre : $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$ $1,200 \text{ T/ml}$
- $G = 3,454 \text{ T/ml}$
- 3. Surcharge : $5,00 \times 0,600 \times 1,00$ $3,00 \text{ T/ml}$
- $P = 3,00 \text{ T/ml}$

■ Niveau 1:

- 1. Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00$ $2,254 \text{ T/ml}$
- 2. P.P. poutre : $0,40 \times 1,30 \times 2,5 \times 1,00$ $1,300 \text{ T/ml}$
- $G = 3,554 \text{ T/ml}$
- 3. Surcharge : $5,00 \times 0,800 \times 1,00$ $4,00 \text{ T/ml}$
- $P = 4,00 \text{ T/ml}$

□ PORTIQUE TRANSVERSAL 8:

■ Niveau 4:

* Barre 13-14

1. Plancher: $2,30 \times 0,75 \times 1,00 = 1,725 T/ml$

2. P.P. poutre: $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

3. P.P. Acrotère: $1,30 \times 0,10 \times 2,5 \times 1,00 = 0,325 T/ml$

G = 3,250 T/ml

4. Surcharge: $2,30 \times 0,1 \times 1,00 = 0,23 T/ml$

P = 0,23 T/ml

* Barre 14-15

$4,60 \times 0,75 \times 1,00 = 3,45 T/ml$

$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

G = 4,65 T/ml

$4,60 \times 0,1 \times 1,00 = 0,46 T/ml$

P = 0,46 T/ml

■ Niveau 3:

* Barre 10-11

1. Plancher: $2,30 \times 0,49 \times 1,00 = 1,127 T/ml$

2. P.P. poutre: $0,4 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

3. Mur: $1,500 T/ml$

G = 3,827 T/ml

4. Surcharge: $2,50 \times 0,600 \times 1,00 = 1,5 T/ml$

P = 1,5 T/ml

* Barre 11-12

$4,60 \times 0,49 \times 1,00 = 2,254 T/ml$

$0,40 \times 1,2 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

G = 3,454 T/ml

$5,00 \times 0,600 \times 1,00 = 3,00 T/ml$

P = 3,00 T/ml

■ Niveau 2:

* Barre 7-8

1. Plancher: $2,30 \times 0,49 \times 1,00 = 1,127 T/ml$

2. Terrasse: $2,30 \times 0,750 \times 1,00 = 1,725 T/ml$

3. P.P. poutre: $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

4. Mur: $1,500 T/ml$

G = 5,552 T/ml

5. Surcharge plancher: $2,3 \times 0,6 \times 1,00 = 1,38 T/ml$

6. Surcharge Terrasse: $2,3 \times 0,1 \times 1,00 = 0,23 T/ml$

P = 1,61 T/ml

* Barre 8-9

$4,60 \times 0,49 \times 1,00 = 2,254 T/ml$

$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 T/ml$

G = 3,454 T/ml

$5,00 \times 0,600 \times 1,00 = 3,00 T/ml$

P = 3,00 T/ml

■ Niveau 1

1- Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00$	2,254 T/ml
2- P.P. poutre : $0,40 \times 1,30 \times 2,5 \times 1,00$	1,300 T/ml
	$G = 3,554 \text{ T/ml}$
3- Surcharge : $5,00 \times 0,80 \times 1,00$	4,00 T/ml
	$P = 4,00 \text{ T/ml}$

□ PORTIQUE TRANSVERSAL 10:

■ Niveau 4 :

1. Plancher : $4,60 \times 0,75 \times 1,00$	3,45 T/ml
2- P.P. poutre : $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$	1,200 T/ml
	$G = 4,65 \text{ T/ml}$
3. Surcharge : $5,00 \times 0,1 \times 1,00$	0,500 T/ml
	$P = 0,500 \text{ T/ml}$

■ Niveau 3 :

1. Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00$	2,254 T/ml
2- P.P. poutre : $0,4 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00$	1,200 T/ml
	$G = 3,454 \text{ T/ml}$
3- Surcharge : $5,00 \times 0,600 \times 1,00$	3,00 T/ml
	$P = 3,00 \text{ T/ml}$

■ Niveau 2 :

* Barre 6-7

1. Terrasse : $2,30 \times 0,75 \times 1,00 = 1,725 \text{ T/ml}$	
2. P.P. poutre : $0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 \text{ T/ml}$	
3. Acrotère : 0,325 T/ml	
	$G = 3,25 \text{ T/ml}$
4- Surcharge : $2,30 \times 0,100 \times 1,00 = 0,23 \text{ T/ml}$	
	$P = 0,23 \text{ T/ml}$

* Barre 7-8

Plancher : $4,60 \times 0,49 \times 1,00 = 2,254 \text{ T/ml}$	
$0,40 \times 1,20 \times 2,5 \times 1,00 = 1,200 \text{ T/ml}$	
	$G = 3,454 \text{ T/ml}$
$5,00 \times 0,600 = 3,00 \text{ T/ml}$	
	$P = 3,00 \text{ T/ml}$

■ Niveau 1: (Frame 4-5)

1. Plancher :	$4,60 \times 0,49 \times 1,00$	2,254 T/ml
2. P.P. poutre :	$0,40 \times 1,30 \times 2,500 \times 1,00$	1,300 T/ml
		$G = 3,554 T/ml$
3. Surcharge :	$5,00 \times 0,800 \times 1,00$	4,00 T/ml
		$P = 4,00 T/ml$

□ PORTIQUE TRANSVERSAL 11:

■ Niveau 4:

1. Plancher - terrasse :	$2,30 \times 0,750 \times 1,00$	1,725 T/ml
2. P.P. poutre :	$0,40 \times 1,20 \times 1,00 \times 2,500$	1,200 T/ml
3. Acrotère :	$0,10 \times 1,30 \times 2,5 \times 1,00$	0,325 T/ml
		$G = 3,250 T/ml$
4. Surcharge :	$2,30 \times 0,100 \times 1,00$	0,23 T/ml
		$P = 0,23 T/ml$

■ Niveau 3:

1. Plancher :	$2,30 \times 0,490 \times 1,00$	1,127 T/ml
2. P.P. poutre :	$0,40 \times 1,20 \times 2,500 \times 1,00$	1,200 T/ml
3. Murs		1,500 T/ml
		$G = 3,827 T/ml$
4. Surcharge :	$2,30 \times 0,600 \times 1,00$	1,38 T/ml
		$P = 1,38 T/ml$

■ Niveau 2: Idem. Niveau 3

■ Niveau 1:

1. Plancher :	$2,30 \times 0,490 \times 1,00$	1,127 T/ml
2. P.P. poutre :	$0,40 \times 1,30 \times 2,500 \times 1,00$	1,300 T/ml
3. Murs		1,500 T/ml
		$G = 3,927 T/ml$
4. Surcharge :	$2,30 \times 0,800 \times 1,00$	1,84 T/ml
		$P = 1,84 T/ml$

□ PORTIQUE LONGITUDINAL D:

■ Niveau 4:

- 1. Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,750 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,236 \text{ T/m}$
 - 2. P.P poutre longitudinale: $0,95 \times 0,25 \times 2,5 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,594 \text{ T/m}$
 - 3. Acrotère: $1,30 \times 0,10 \times 2,500 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,325 \text{ T/m}$
- | |
|--------------------------|
| $G = 1,155 \text{ T/m}$ |
| $0,0315 \text{ T/m}$ |
| $P = 0,0315 \text{ T/m}$ |

■ Niveau 3

- 1. Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,490 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,154 \text{ T/m}$
 - 2. Poutre : $0,95 \times 0,25 \times 2,5 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,594 \text{ T/m}$
 - 3. Mur $\dots \dots \dots 1,500 \text{ T/m}$
- | |
|-------------------------|
| $G = 2,248 \text{ T/m}$ |
| $0,189 \text{ T/m}$ |
| $P = 0,189 \text{ T/m}$ |

■ Niveau 2:

** Barres 9-10 et 10-11

- 1. Plancher: $\frac{0,63}{2} \times 0,490 \times 1,00 = 0,154 \text{ T/m}$
 - 2. P.P poutre: $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594 \text{ T/m}$
 - 3. Mur : $\dots \dots \dots = 1,500 \text{ T/m}$
- | |
|-------------------------|
| $G = 2,248 \text{ T/m}$ |
| $P = 0,189 \text{ T/m}$ |

Barre 8-9

- $\frac{0,63}{2} \times 0,750 \times 1,00 = 0,236 \text{ T/m}$
 - $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594 \text{ T/m}$
 - Acrotère: $\dots \dots \dots = 0,325 \text{ T/m}$
- | |
|--------------------------|
| $G = 1,155 \text{ T/m}$ |
| $0,0315 \text{ T/m}$ |
| $P = 0,0315 \text{ T/m}$ |

■ Niveau 1:

- 1. Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,49 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,154 \text{ T/m}$
 - 2. Poutre : $0,25 \times 0,95 \times 1,00 \times 2,500 \dots \dots \dots 0,594 \text{ T/m}$
- | |
|-------------------------|
| $G = 0,748 \text{ T/m}$ |
| $0,252 \text{ T/m}$ |
| $P = 0,254 \text{ T/m}$ |

□ PORTIQUE LONGITUDINAL G:

■ Niveau 4:

* Barres 21-22 et 22-23

- 1- Plancher terrasse : $0,63 \times 0,750 \times 1,00 = 0,473T/m$
- 2- P.P poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- 3- Acrotère : _____

$$G = 1,067T/m$$

- 4- Surcharge : $0,76 \times 0,100 \times 1,00 = 0,076T/m$

$$P = 0,076T/m$$

* Barres 23-24 et 24-25

- $0,63 \times 0,750 \times 1,00 = 0,236T/m$
- $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- $1,30 \times 0,10 \times 2,5 \times 1,00 = 0,325T/m$

$$G = 1,155T/m$$

- $\frac{0,63}{2} \times 0,100 \times 1,00 = 0,0315T/m$

$$P = 0,0315T/m$$

■ Niveau 3:

* Barres 16-17 et 17-18

- 1- Plancher : $0,63 \times 0,490 \times 1,00 = 0,308T/m$
- 2- P.P. poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- 3- Mur : _____

$$G = 0,902T/m$$

- 4- Surcharge : $0,76 \times 0,600 \times 1,00 = 0,456T/m$

$$P = 0,456T/m$$

* Barres 18-19 et 19-20

- $\frac{0,63}{2} \times 0,490 \times 1,00 = 0,154T/m$
- $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- 1,500T/m

$$G = 2,248T/m$$

- $\frac{0,63}{2} \times 0,600 \times 1,00 = 0,189T/m$

$$P = 0,189T/m$$

■ Niveau 2:

* Barres 11-12 et 12-13:

- 1- Plancher : $0,63 \times 0,49 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,308T/m$
- 2- P.P poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,594T/m$

$$G = 0,902T/m$$

- 3- Surcharge : $0,76 \times 0,600 \times 1,00 \dots \dots \dots 0,456T/m$

$$P = 0,456T/m$$

* Barre 13-14

- 1- Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,49 \times 1,00 = 0,154T/m$
- 2- Terrasse : $\frac{0,63}{2} \times 0,750 \times 1,00 = 0,236T/m$
- 3- P.P poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- 4- Mur + Acrotère 1,825T/m

$$G = 2,809T/m$$

- 5- Surcharge : $\frac{0,63}{2} (0,100 + 0,600) \times 1,00 = 0,2205T/m$

$$P = 0,2205T/m$$

* Barre 14-15

- $\frac{0,63}{2} \times 0,49 \times 1,00 = 0,154T/m$
- $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594T/m$
- 1,500T/m

$$G = 2,248T/m$$

- $\frac{0,63}{2} \times 0,600 \times 1,00 = 0,189T/m$

$$P = 0,189T/m$$

■ Niveau 1:

* Traves 6-7 ; 7-8 et 8-9

- 1- Plancher : $0,63 \times 0,490 \times 1,00 = 0,308 T/m$
- 2- P.P. poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 = 0,594 T/m$
- 3- Mur $1,500 T/m$
- G = 2,402 T/m
- 4- Surcharge : $0,76 \times 0,800 \times 1,00 = 0,608$
- P = 0,608 T/m

* Trave 9-10

- $\frac{0,63}{2} \times 0,490 \times 1,00 = 0,154 T/m$
- $0,594 T/m$
- $1,500 T/m$
- G = 2,248 T/m
- $\frac{0,63}{2} \times 0,800 \times 1,00 = 0,252 T/m$
- P = 0,252 T/m

□ PORTIQUE LONGITUDINAL H:

■ Niveau 4:

- 1- Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,750 \times 1,00 0,236 T/m$
- 2- P.P poutre : $2 \times 0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 0,594 T/m$
- 3- " Acrotère : $1,30 \times 0,10 \times 1,00 \times 2,50 0,325 T/m$
- G = 1,155 T/m
- 4- Surcharge : $\frac{0,63}{2} \times 0,100 \times 1,00 0,0315 T/m$
- P = 0,0315 T/m

■ Niveau 3 et Niveau 2:

- 1- Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,49 \times 1,00 0,154 T/m$
- 2- P.P poutre : $2 \times 0,25 \times 0,95 \times 2,500 \times 1,00 0,594 T/m$
- 3- Mur $1,500 T/m$
- G = 2,248 T/m
- 4- Surcharge : $\frac{0,63}{2} \times 0,600 \times 1,00 0,189 T/m$
- P = 0,189 T/m

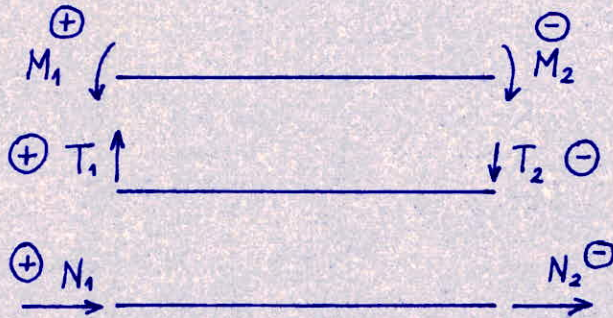
■ Niveau 1:

- 1- Plancher : $\frac{0,63}{2} \times 0,490 \times 1,00 0,154 T/m$
- 2- P.P poutre : $0,25 \times 0,95 \times 2,5 \times 1,00 0,594 T/m$
- 3- Mur $1,500 T/m$
- G = 2,248 T/m
- 4- Surcharge : $\frac{0,63}{2} \times 0,800 \times 1,00 0,252 T/m$
- P = 0,252 T/m

Tous les portiques (6, 7, 8, 10, 11, D, G, H) ont été calculés sous les cas de charges énumérés à la page 93.

Cependant dans la présente étude, nous allons détailler que les calculs relatifs au portique 7.

Le programme STRESS donne pour barre l'effort normal N , l'effort tranchant T et le moment fléchissant M aux appuis.



Conventions de signe pour les différents efforts.

RESULTATS DU PROGRAMME STRESS

PORTIQUE 7

G + 1,2P

N ^o	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	59,22	-118,87	45,128	55,071	0,00	0,00
2	118,87	-59,22	55,071	45,128	0,00	0,00
3	63,78	-92,50	39,907	44,692	1,266	-1,266
4	92,50	-63,78	44,692	39,907	1,266	-1,266
5	64,60	-90,91	40,107	44,492	-1,365	1,365
6	90,91	-64,60	44,493	40,106	-1,365	1,365
7	36,25	-72,15	28,508	34,491	12,869	-12,869
8	72,15	-36,25	34,491	28,508	12,869	-12,869
9	0,00	-22,65	-4,680	4,680	153,651	-153,651
10	0,00	0,00	0,00	0,00	357,496	-357,496
11	0,00	22,65	4,680	-4,680	153,651	-153,651
12	-36,57	-33,02	-12,770	12,770	108,522	-108,522
13	0,00	0,00	0,00	0,00	247,354	-247,354
14	36,57	33,02	12,770	-12,770	108,522	-108,522
15	-30,76	-31,36	-11,503	11,503	68,615	-68,615
16	0,00	0,00	0,00	0,00	157,968	-157,968
17	30,76	31,36	11,503	-11,503	68,615	-68,615
18	-33,23	-36,25	-12,869	12,869	28,508	-28,508
19	0,00	0,00	0,00	0,00	68,982	-68,982
20	33,23	36,25	12,869	-12,869	28,508	-28,508

DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS G+12P

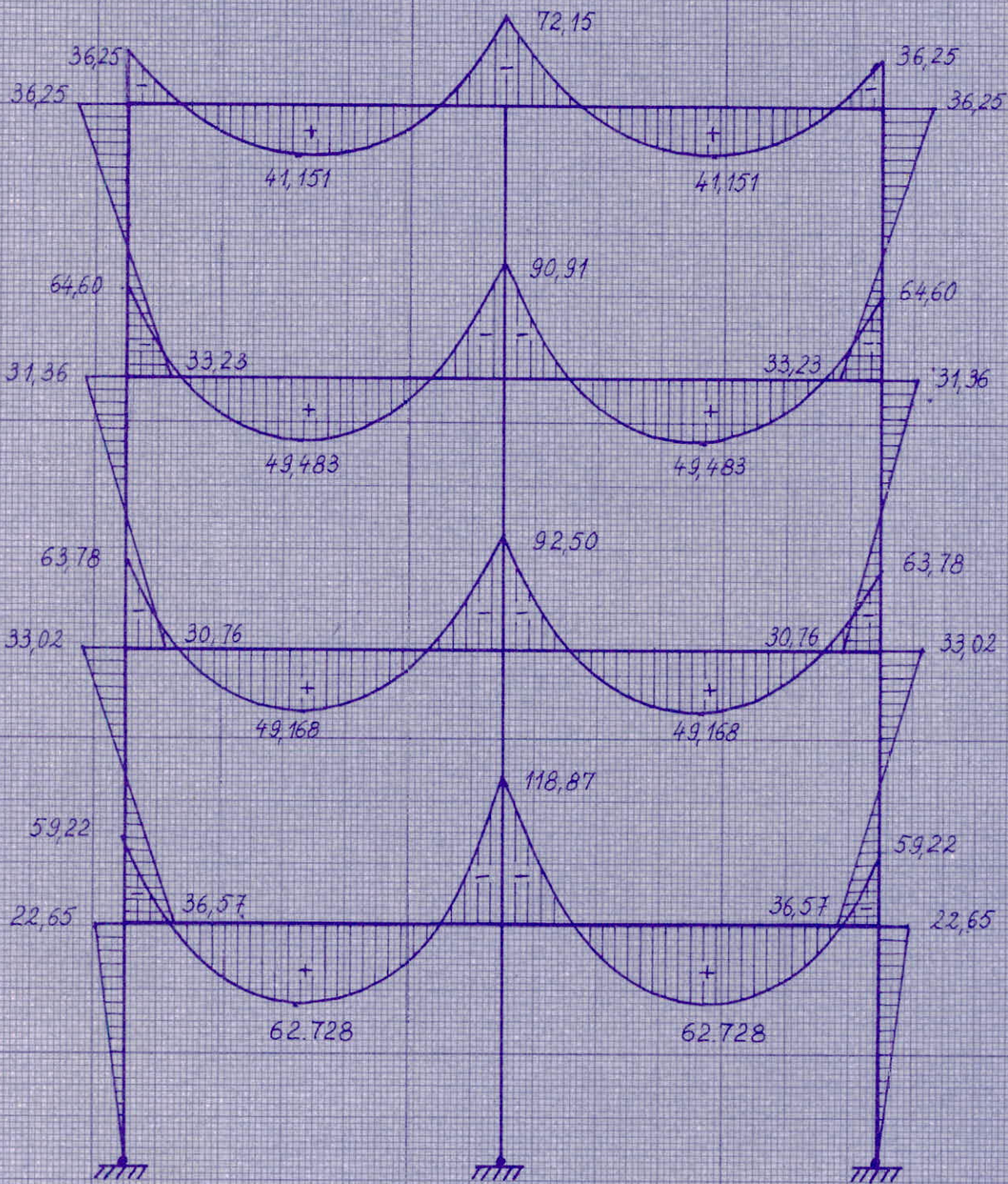


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS G+12P

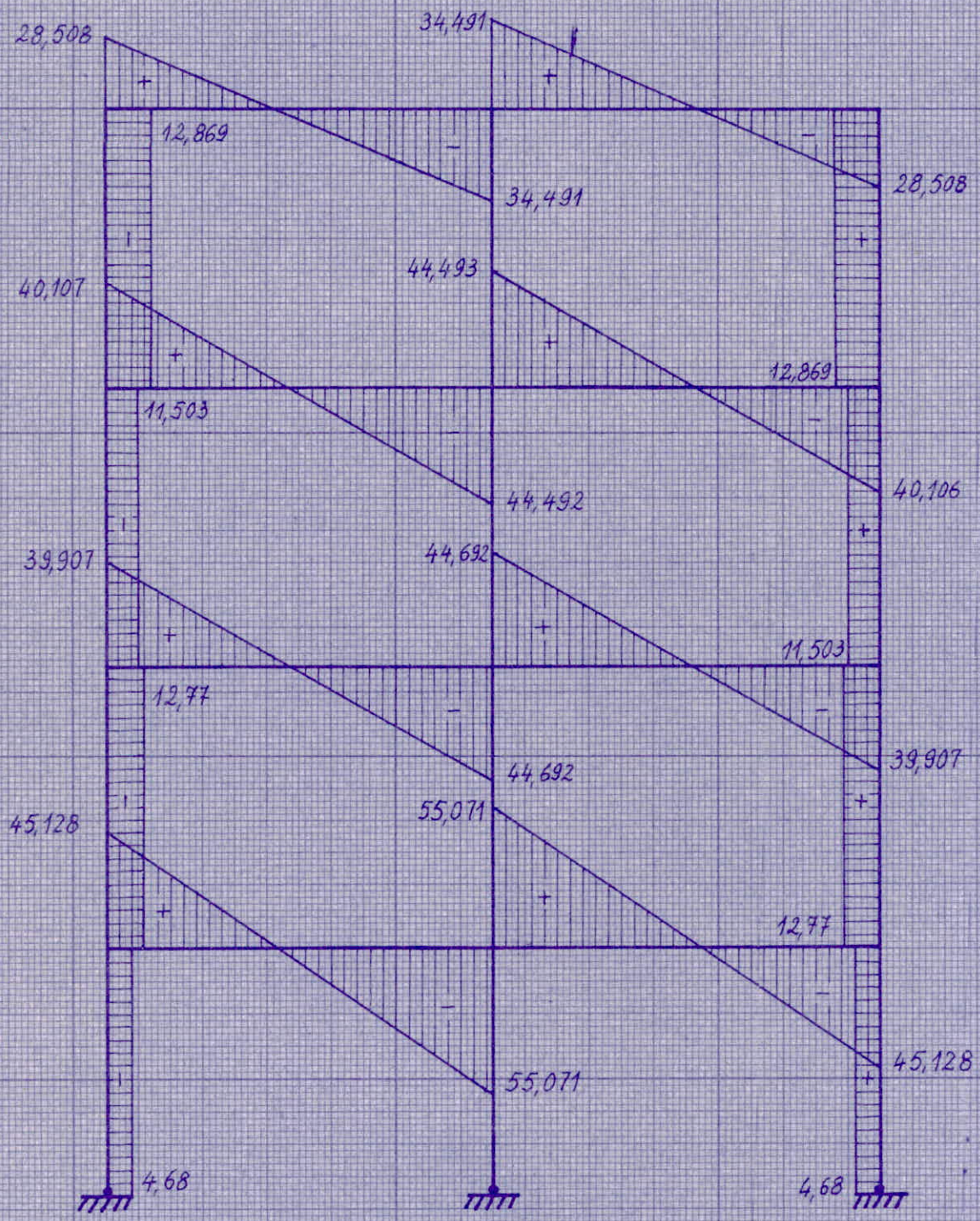
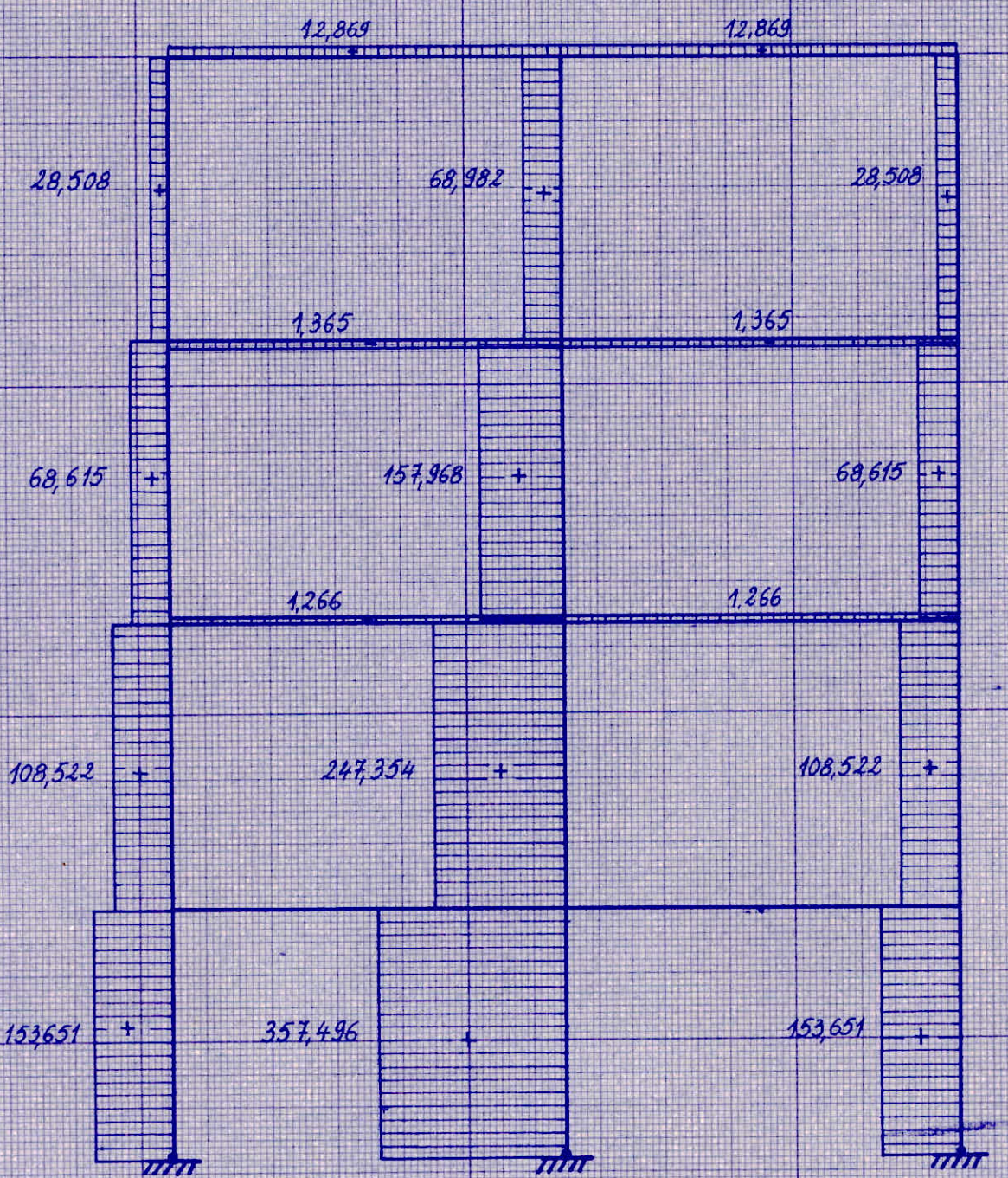


DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX G+12P



$G + 1,2P$ à droite

N ^o	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	22,08	-64,40	17,772	24,827	2,458	-2,458
2	104,37	-63,05	53,542	46,656	-2,458	2,458
3	29,98	-50,96	18,951	22,448	-0,187	0,187
4	86,64	-64,77	44,122	40,477	1,983	-1,983
5	34,17	-52,23	19,194	22,205	-4,456	4,456
6	80,73	-65,77	43,547	41,052	-1,300	1,300
7	32,98	-71,76	28,268	34,731	9,892	-9,892
8	76,18	-34,81	34,947	28,052	12,761	-12,761
9	0,00	-7,84	-1,620	1,620	84,187	-84,187
10	0,00	-15,86	-3,278	3,278	280,372	-280,372
11	0,00	24,34	5,029	-5,029	156,239	-156,239
12	-14,23	-14,36	-5,247	5,247	66,414	-66,414
13	-24,09	-20,57	-8,196	8,196	202,002	-202,002
14	38,71	34,55	13,444	-13,444	109,582	-109,582
15	-15,61	-13,73	-5,435	5,435	47,463	-47,463
16	-15,10	-17,43	-6,024	6,024	135,432	-135,432
17	30,21	31,67	11,460	-11,460	69,105	-69,105
18	-20,43	-32,98	-9,892	9,892	28,268	-28,268
19	-11,07	-4,42	-2,869	2,869	69,679	-69,679
20	34,09	34,81	12,761	-12,761	28,052	-28,052

$$G + \begin{matrix} \diagup & \frac{p}{5} \\ \diagdown & p \end{matrix}$$

Nº	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	53,62	-107,44	-40,815	49,784	0,00	0,00
2	107,44	-53,62	49,784	40,815	0,00	0,00
3	58,28	-84,67	36,500	40,899	1,071	-1,071
4	84,67	-58,28	40,899	36,500	1,071	-1,071
5	59,02	-83,23	36,683	40,716	-1,164	1,164
6	83,23	-59,02	40,716	36,682	-1,164	1,164
7	32,89	-65,21	25,806	31,193	11,702	-11,702
8	65,21	-32,89	31,193	25,806	11,702	-11,702
9	0,00	-20,45	-4,226	4,226	139,804	-139,804
10	0,00	0,00	0,00	0,00	325,189	-325,189
11	0,00	20,45	4,266	-4,226	139,804	-139,804
12	-33,16	-30,10	-11,609	11,609	98,989	-98,989
13	0,00	0,00	0,00	0,00	225,620	-225,620
14	33,16	30,10	11,609	-11,609	98,989	-98,989
15	-28,18	-28,72	-10,538	10,538	62,489	-62,489
16	0,00	0,00	0,00	0,00	143,821	-143,821
17	28,18	28,72	10,538	-10,538	62,489	-62,489
18	-30,30	-32,89	-11,702	11,702	25,806	-25,806
19	0,00	0,00	0,00	0,00	62,387	-62,387
20	30,30	32,89	11,702	-11,702	25,806	-25,806

G + P

Nº	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	53,66	-107,39	40,822	49,777	0,00	0,00
2	107,39	-53,66	49,777	40,822	0,00	0,00
3	58,31	-84,61	36,507	40,892	1,129	-1,129
4	84,61	-58,31	40,892	36,507	1,129	-1,129
5	59,58	-82,86	36,760	40,639	-1,728	1,728
6	82,86	-59,58	40,639	36,760	-1,728	1,728
7	34,95	-71,25	27,875	33,924	12,224	-12,224
8	71,25	-34,95	33,924	27,875	12,224	-12,224
9	0,00	-20,46	-4,228	4,228	141,965	-141,965
10	0,00	0,00	0,00	0,00	330,468	-330,468
11	0,00	20,46	4,228	-4,228	141,965	-141,965
12	-33,19	-30,15	-11,625	11,625	101,143	-101,143
13	0,00	0,00	0,00	0,00	230,913	-230,913
14	33,19	30,15	11,625	-11,625	101,143	-101,143
15	-28,15	-28,52	-10,495	10,495	64,635	-64,635
16	0,00	0,00	0,00	0,00	149,129	-149,129
17	28,15	28,52	10,495	-10,495	64,635	-64,635
18	-31,05	-34,95	-12,224	12,224	27,875	-27,875
19	0,00	0,00	0,00	0,00	67,849	-67,849
-20	31,05	34,95	12,224	-12,224	27,875	-27,875

G + P à droite

N°	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	22,71	-62,00	10,025	24,574	2,049	-2,049
2	95,30	-56,85	48,504	42,092	-2,049	2,049
3	30,14	-50,00	19,044	22,355	-0,082	0,082
4	79,73	-59,13	40,416	36,983	1,726	-1,726
5	34,22	-50,62	19,333	22,066	-4,304	4,304
6	74,38	-60,56	39,851	37,548	-1,674	1,674
7	32,22	-70,92	27,674	34,125	9,743	-9,743
8	74,61	-33,74	34,305	27,494	12,134	-12,134
9	0,00	-8,12	-1,678	1,678	84,078	-84,078
10	0,00	-13,22	-2,732	2,732	266,199	-266,199
11	0,00	21,87	4,518	-4,518	144,121	-144,121
12	-14,58	-14,60	-5,356	5,356	66,052	-66,052
13	-20,08	-17,14	-6,830	6,830	193,120	-193,120
14	34,98	31,43	12,186	-12,186	102,026	-102,026
15	-15,53	-13,83	-5,439	5,439	47,008	-47,008
16	-12,58	-14,52	-5,020	5,020	130,348	-130,348
17	27,69	28,78	10,460	-10,460	65,043	-65,043
18	-20,39	-32,22	-9,743	9,743	27,674	-27,674
19	-9,22	-3,68	-2,390	2,390	68,430	-68,430
20	31,77	33,74	12,134	-12,134	27,494	-27,494

SEISME

N ^o	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	-39,66	-38,82	-6,540	6,540	-18,778	18,778
2	-38,54	-39,10	-6,470	6,470	18,778	-18,778
3	-77,57	-69,94	-12,293	12,293	13,538	-13,538
4	-69,46	-76,59	-12,171	12,171	2,131	-2,131
5	-54,67	-45,63	-8,359	8,359	18,673	-18,673
6	-45,53	-54,46	-8,333	8,333	8,541	-8,541
7	-21,40	-17,32	-3,227	3,227	17,997	-17,997
8	-17,44	-21,63	-3,257	3,257	6,228	-6,228
9	0,00	-14,03	-2,898	2,898	-30,420	30,420
10	0,00	-20,58	-4,252	4,252	0,187	-0,187
11	0,00	-13,74	-2,838	2,838	30,233	-30,233
12	53,69	39,93	17,179	-17,179	-23,880	23,880
13	97,95	83,56	33,305	-33,305	0,117	-0,117
14	52,83	39,28	16,903	-16,903	23,762	-23,762
15	37,63	43,08	14,948	-14,948	-11,586	11,586
16	55,85	62,39	21,898	-21,898	-0,003	0,003
17	37,30	42,46	14,772	-14,772	11,590	-11,590
18	11,59	21,40	6,111	-6,111	-3,227	3,227
19	28,77	34,76	11,767	-11,767	-0,029	0,029
20	12,00	21,63	6,229	-6,229	3,257	-3,257

DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS SEISME

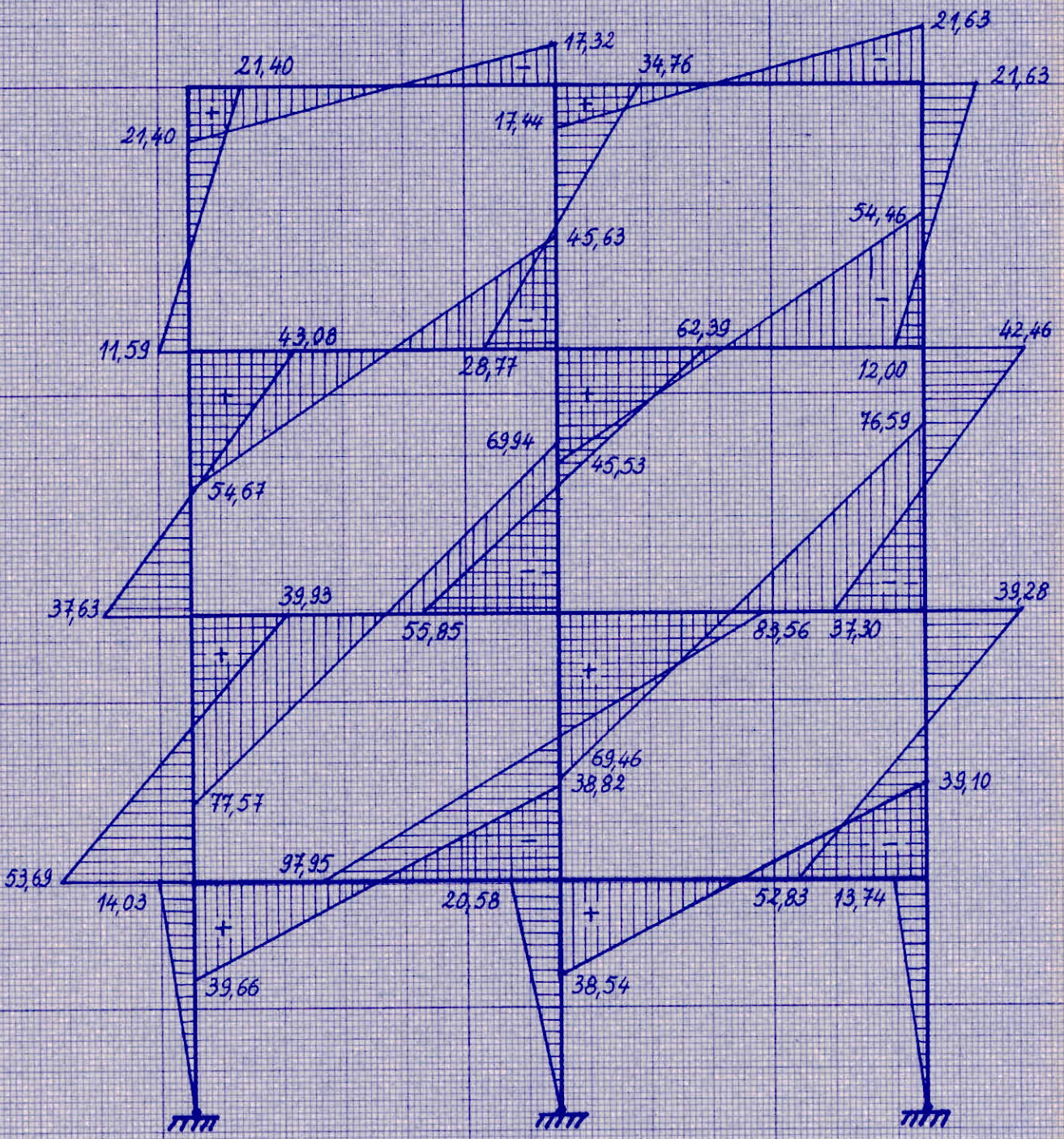


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS . SEISME

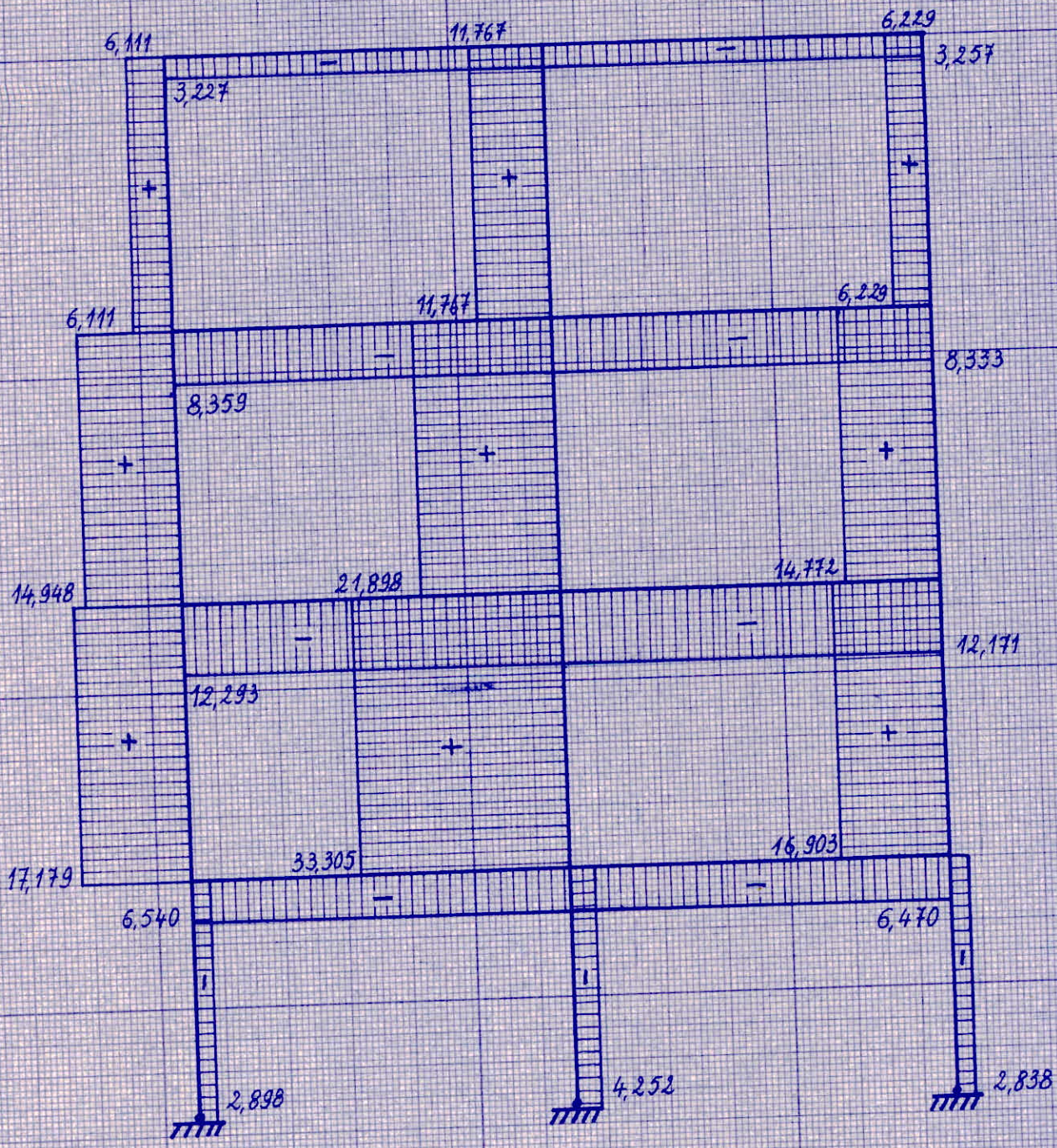
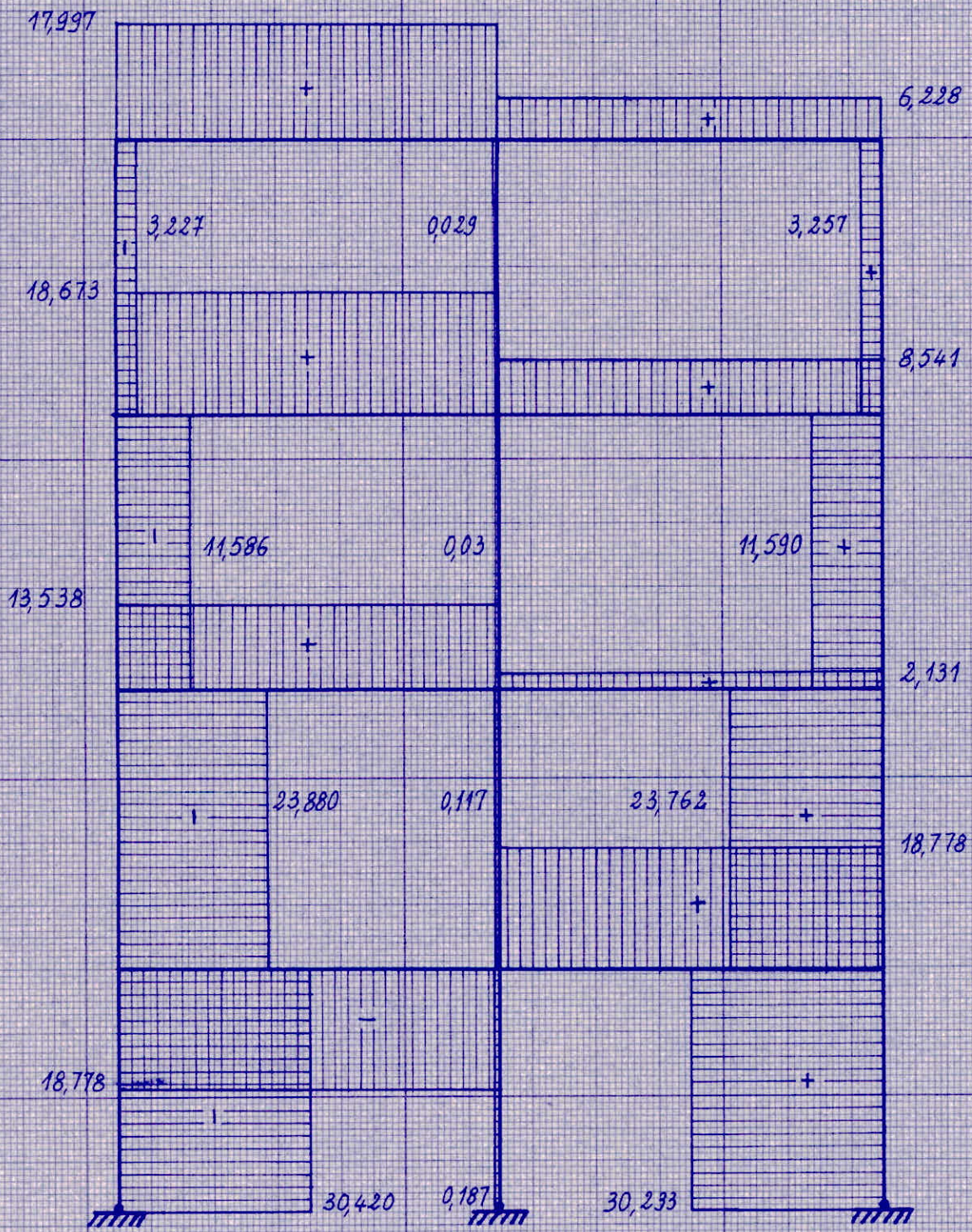


DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX . SEISME



G + P_{droite} + SEISME

N°	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	-16,95	-100,82	11,485	31,114	-16,729	16,729
2	56,75	-95,95	42,033	48,566	16,729	-16,729
3	-47,43	-119,95	6,751	34,648	13,455	-13,455
4	10,26	-135,72	28,244	49,155	3,857	-3,857
5	-20,44	-96,26	10,973	30,426	14,368	-14,368
6	28,84	-115,02	31,518	45,881	6,867	-6,867
7	19,81	-88,24	24,447	37,352	27,740	-27,740
8	57,16	-55,38	31,047	30,751	18,363	-18,363
9	0,00	-22,15	-4,577	4,577	53,657	-53,657
10	0,00	-33,80	-6,984	6,984	266,386	-266,386
11	0,00	8,13	1,680	-1,680	174,354	-174,354
12	39,10	25,32	11,823	-11,823	42,172	-42,172
13	77,87	66,41	26,474	-26,474	193,238	-193,238
14	87,82	70,71	29,090	-29,090	125,788	-125,788
15	22,10	29,24	9,508	-9,508	35,421	-35,421
16	43,27	47,87	16,878	-16,878	130,345	-130,345
17	65,00	71,24	25,232	-25,232	76,633	-76,633
18	-8,79	-10,81	-3,631	3,631	24,447	-24,447
19	19,55	31,08	9,376	-9,376	68,400	-68,400
20	43,77	55,38	18,363	-18,363	30,752	-30,752

$$G + \left\langle \frac{P}{S} \right\rangle + \text{Seisme}$$

N°	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	13,96	-146,26	34,274	56,325	-18,778	18,778
2	68,89	-92,72	43,214	47,285	18,778	-18,778
3	-19,28	-154,62	24,207	53,192	14,610	-14,610
4	15,20	-134,88	28,727	48,672	3,202	-3,202
5	4,35	-128,86	28,323	49,076	17,508	-17,508
6	37,69	-113,48	32,383	45,016	7,377	-7,377
7	11,48	-82,53	22,576	34,421	29,699	-29,699
8	47,77	-54,53	27,936	29,063	17,931	-17,931
9	0,00	-34,48	-7,125	7,125	109,384	-109,384
10	0,00	-20,58	-4,252	4,252	325,377	-325,377
11	0,00	6,71	1,388	-1,388	170,037	-170,037
12	20,52	9,82	5,569	-5,569	75,109	-75,109
13	97,95	83,56	33,305	-33,305	225,737	-225,737
14	86,00	69,39	28,513	-28,513	122,752	-122,752
15	9,45	14,35	4,410	-4,410	50,902	-50,902
16	55,85	62,39	21,898	-21,898	143,818	-143,818
17	65,48	71,18	25,310	-25,310	74,079	-74,079
18	-18,70	-11,48	-5,591	5,591	22,578	-22,578
19	28,77	34,76	11,767	-11,767	62,358	-62,358
20	42,30	54,53	17,932	-17,932	29,063	-29,063

G + P + SEISME

N°	M ₁	M ₂	T ₁	T ₂	N ₁	N ₂
1	13,99	-146,21	34,281	56,318	-18,778	18,778
2	68,84	-92,76	43,306	47,293	18,778	-18,778
3	-19,25	-154,56	24,214	53,185	14,667	-14,667
4	15,14	-134,90	28,720	48,679	3,260	-3,260
5	4,90	-128,50	28,400	48,999	16,944	-16,944
6	37,32	-114,04	32,306	45,093	6,813	-6,813
7	13,54	-88,57	24,647	37,152	30,221	-30,221
8	53,80	-56,59	30,667	31,132	18,453	-18,453
9	0,00	-34,49	-7,127	7,127	111,544	-111,544
10	0,00	-20,58	-4,252	4,252	330,656	-330,656
11	0,00	6,72	1,390	-1,390	172,198	-172,198
12	20,49	9,77	5,554	-5,554	77,263	-77,263
13	97,95	83,56	33,305	-33,305	231,031	-231,031
14	86,03	69,44	28,528	-28,528	124,905	-124,905
15	9,48	14,55	4,452	-4,452	53,048	-53,048
16	55,85	62,39	21,898	-21,898	149,126	-149,126
17	65,46	70,98	25,268	-25,268	76,225	-76,225
18	-19,46	-13,54	-6,113	6,113	24,647	-24,647
19	28,77	34,76	11,767	-11,767	67,820	-67,820
20	43,05	56,59	18,454	-18,454	31,132	-31,132

DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS G+P+SEISME

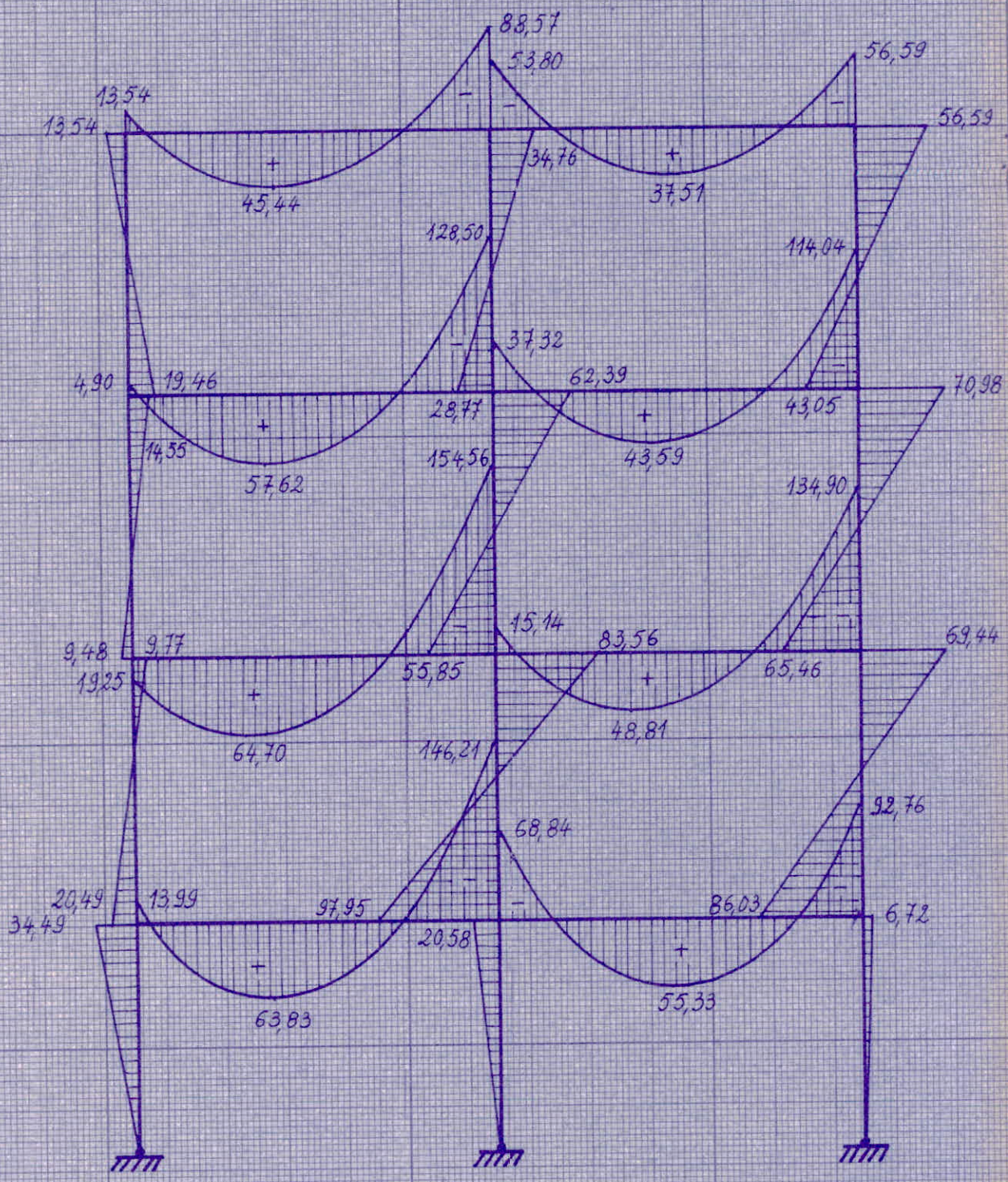


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS . G+P+SEISME

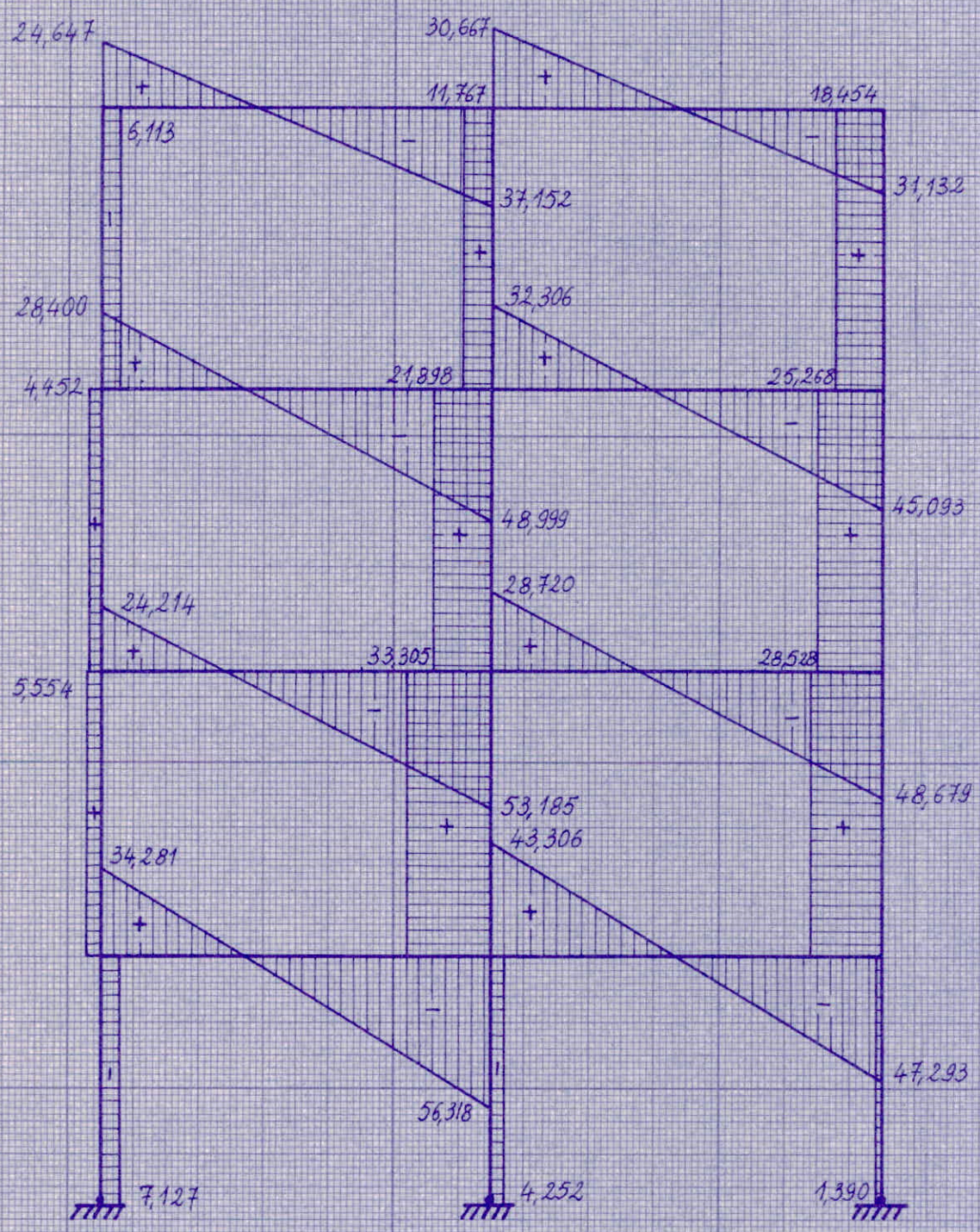
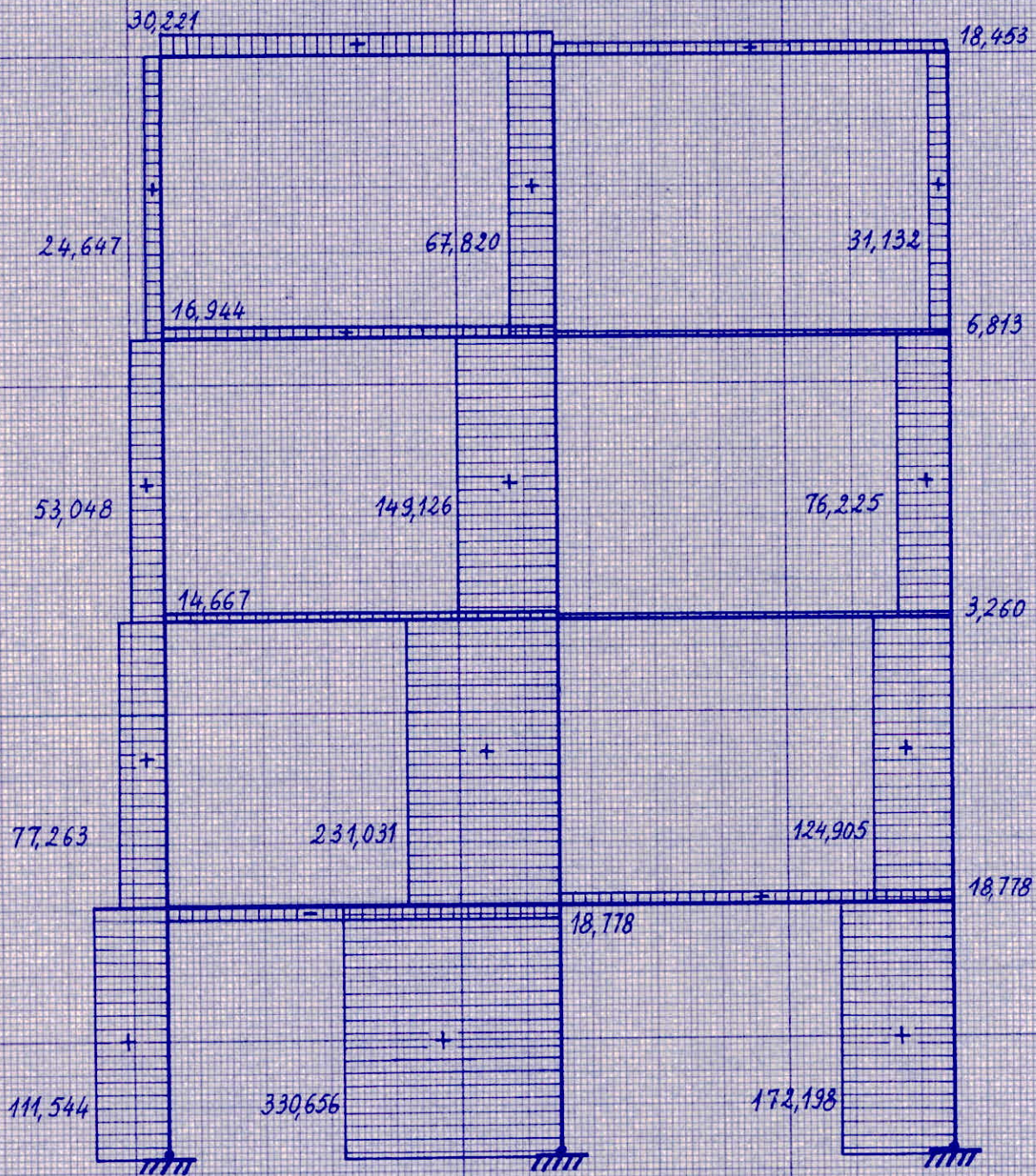


DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX .G+P+SEISME.



Calcul des forces sismiques verticales

1. Coefficients sismiques dans la direction verticale :

La valeur des coefficients sismiques verticaux σ_v à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égal à :

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H \quad \text{PS. 69 Art 3, 112.2}$$

σ_H étant le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les diverses directions horizontales et α le coefficient d'intensité.

Soit $N = N_t \left(g + \frac{p_s}{p} \right) + N_l \left(g + \frac{p_s}{p} \right) + P.P.$

N_t : étant l'effort normal dans le sens transversal sous $g + \frac{p_s}{p}$
 N_l : " " " " " longitudinal " "
P.P. : poids propre du poteau.

Alors : si N_{sv} est la force sismique verticale : $N_{sv_i} = N_i \sigma_{v_i}$.

Poteaux	$N_t(t)$	$N_l(t)$	P.P.(t)	N_i	σ_{v_i}	$N_i \sigma_{v_i}$	N_{sv}
20	25,806	5,517	6,615	37,938	0,19954	7,570	7,570
19	62,387	5,444	6,615	74,446	0,19954	14,855	14,855
18	25,806	5,388	6,615	37,809	0,19954	7,544	7,544
17	36,683	11,035	6,615	54,333	0,16272	8,841	16,411
16	81,434	4,553	6,615	92,602	0,16272	15,068	29,923
15	36,683	11,003	6,615	54,301	0,16272	8,836	16,380
14	36,500	9,306	6,615	52,421	0,08605	4,511	20,922
13	81,799	4,604	8,64	95,043	0,08605	8,178	38,101
12	36,500	11,076	6,615	54,191	0,08605	4,663	21,043
11					/	/	20,922
10					/	/	38,101
9					/	/	21,043

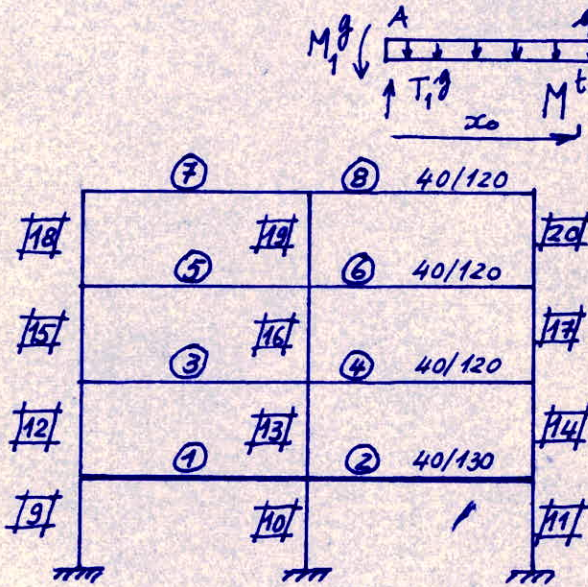
CHAPITRE 6

**FERRAILLAGE
DU PORTIQUE 7**

_ POUTRES _

A. Calcul des aciers avec les sollicitations du 1^{er} genre:

① Aciers longitudinaux: Ils sont calculés grâce aux abaques de CHARON avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et $\bar{\sigma}_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$. Chaque poutre est calculée sous les efforts les plus défavorables.



Le moment maximal en travée M^t est situé à $x_0 = \frac{T_1 q}{q}$ de l'appui A.

$$M^t = (T_1 q - \frac{q x_0}{2}) x_0 - M_1 q$$

② Aciers transversaux:

grâce à la formule : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$ L'espacement des aciers sera calculé

- A_t est la section des aciers. On choisira 2 cadres de $\phi 8$ et une épingle. $A_t = 5 \times 0,503 \text{ cm}^2 = 2,515 \text{ cm}^2$
- z est le bras de levier : $z = \frac{7}{8} h$.
- $\bar{\sigma}_{at} = (1 - \frac{76}{906}) \sigma_{en}$ avec $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (Acier doux).
- T est l'effort tranchant.

* Remarque: le portique étant symétrique, la poutre ① sera ferrillée de la même manière que la poutre ②. De même pour la ③ et la ④ ; ⑤ et ⑥ ; ⑦ et ⑧.

- Tableau 1.

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_1^g \text{ max}$	59,22	118,87	63,78	92,5	64,60	90,91	36,25	72,15
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	19	39,6	22,6	33,4	22,9	32,8	12,6	25,7
$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	75,3	117	87,8	111,2	88,4	109,8	62,3	94,6
$T_1^g \text{ max}$	45,13	55,08	39,91	44,70	40,11	44,50	28,51	34,50
$Z_b = \frac{I}{S_y}$	10,47	12,77	10,08	11,29	10,13	11,24	7,20	8,72
$\bar{\sigma}_{at} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1927	1823	1944	1890	1942	1892	2075	2006
$t^g \text{ (cm)}$	11,6	8,97	12,1	10,5	12,0	10,6	18,1	14,5
$M_1^d \text{ max}$	118,87	59,22	92,5	63,78	90,91	64,60	72,15	36,25
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	39,6	19	33,4	22,6	32,8	22,9	25,7	12,6
$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	117	75,3	111,2	87,8	109,8	88,4	94,6	62,3
$T_1^d \text{ max}$	55,08	45,13	44,70	39,91	44,50	40,11	34,50	28,51
$Z_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	12,77	10,47	11,29	10,08	11,24	10,13	8,72	7,20
$\bar{\sigma}_{at}$	1823	1927	1890	1944	1892	1942	2006	2074
$t^d \text{ (cm)}$	8,97	11,6	10,5	12,1	10,6	12,0	14,5	18,1
$M_1^g \text{ mini}$	22,08	104,37	29,98	86,64	34,17	80,73	32,98	72,15
$M_1^d \text{ mini}$	64,40	63,05	50,96	64,77	52,23	65,77	71,76	36,25
$T_1^g \text{ mini}$	17,78	53,55	18,96	44,13	19,20	43,55	28,27	34,49
$T_1^d \text{ mini}$	24,83	46,66	22,45	40,48	22,21	41,06	34,74	28,51
$q \text{ (T/ml)}$	3,55	8,35	3,45	7,05	3,45	7,05	5,25	5,25
$x_0 \text{ (m)}$	5,01	6,42	5,49	6,26	5,56	6,18	5,38	6,57
$M_1^t \text{ (t.m)}$	22,46	67,69	22,12	51,71	19,26	53,81	43,15	41,12
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	21,9	21,9	18,08	18,08	18,85	18,85	15,01	15,01
$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	81,6	81,6	76,7	76,7	78,9	78,9	69	69

B. Calcul des aciers avec les sollicitations du 2^e genre :

La méthode de calcul reste inchangée, seules les contraintes changent - $\bar{\sigma}_2^{(2)} = \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{2t} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

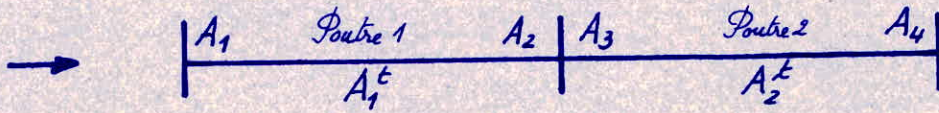
$$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \times 1,5 = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \left| \begin{array}{l} \text{P.S. 1969} \\ \text{Art 3,104.2.} \end{array} \right.$$

2^e genre: Tableau 2.

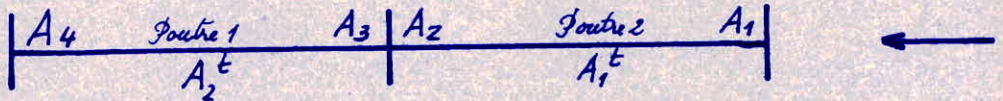
Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_2^g \max (T.m)$	13,99	68,84	-19,28	15,14	4,90	37,32	13,54	53,8
$A (cm^2)$	2,83	14,6	4,3*	3,4	1,1	8,5	3,0	12,4
$\sigma_b^g (Kg/cm^2)$	39,3	96,8	51,1	44,9	24,4	74,2	42,4	92,5
$T_2^g \max (T)$	34,29	43,31	24,31	28,72	28,4	32,31	24,65	30,67
$Z_b (Kg/cm^2)$	7,95	10,04	6,12	7,25	7,17	8,16	6,23	7,75
$\bar{\sigma}_{st} (Kg/cm^2)$	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
$t (cm)$	18,96	15,0	24,7	20,8	21,1	18,5	24,3	19,5
$M_2^d \max$	146,21	92,76	154,62	134,90	128,5	114,04	88,57	56,59
$A (cm^2)$	32,1	20,0	37,5	32,4	30,9	27,2	20,8	13,0
$\sigma_b^d (Kg/cm^2)$	154,4	115,7	178,7	163,4	158,5	146,9	125,4	95,5
$T_2^d \max (T)$	56,32	47,30	53,20	48,68	49	45,1	37,16	31,14
$Z_b (Kg/cm^2)$	13,06	10,97	13,44	12,29	12,37	11,39	9,38	7,86
$\bar{\sigma}_{st} (")$	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
$t (cm)$	11,54	13,75	11,23	12,27	12,19	13,24	16,07	19,18
$M_2^g \min$	-16,95	56,75	-47,43	10,26	-20,44	+28,44	10,81	57,16
$M_2^d \min$	-100,82	-95,95	-119,95	-135,72	-96,26	-115,02	-88,24	-55,38
$T_2^g \min$	11,49	42,04	6,76	28,25	10,98	31,52	24,447	31,047
$T_2^d \min$	31,12	48,57	34,65	49,16	39,43	45,88	37,352	30,751
$q (T/ml)$	3,55	7,55	3,45	6,45	3,45	6,45	5,15	5,15
$x_0 (m)$	3,23	5,57	1,97	4,38	3,18	4,89	4,75	6,03
$M_2^t (T.m)$	35,54	60,33	54,09	51,61	37,90	48,63	47,25	36,45
$A (cm^2)$	13,1	13,1	12,5	12,5	11	11	10,8	10,8
$\sigma_b^t (Kg/cm^2)$	91	91	93	93	87	87	86	86

Le tableau est établi dans le cas où les forces sismiques sont appliquées à gauche du portique. Or elles peuvent aussi bien être à droite d'où l'on doit armer identiquement la poutre ① et la poutre ②. De même que ③ et ④ ; ⑤ et ⑥ ; ⑦ et ⑧.
Pour chaque paire de poutres, on choisira la plus grande des deux sections d'aciers trouvées.

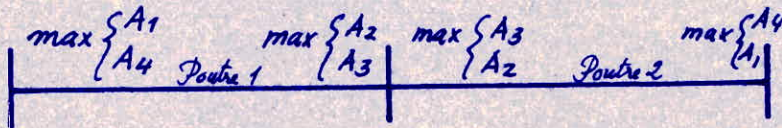
Exemple: Si avec les forces sismiques appliquées à gauche on trouverait les sections d'acier A_1, A_2, A_3, A_4 .



Avec les forces sismiques appliquées à droite on aura :



Donc le ferrailage dans les différentes sections sera :



- Les dernières valeurs sont elles-mêmes comparées avec celles du 1^{er} genre. Finalement si A_g est la section d'acier à gauche de la poutre, A_t celle en travée, A_d à droite et si t_g et t_d sont respectivement l'espacement des armatures transversales à gauche et à droite, le tableau de ferrailage est :

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
$A^g(\text{cm}^2)$	20	39,6	32,4	37,5	27,2	32,8	13,0	25,7
Section adoptée	7 T20	10 T20 5 T16	10 T20 1 T16	10 T20 3 T16	9 T20	10 T20 1 T16	3 T20 2 T16	5 T20 5 T16
$A^t(\text{cm}^2)$	21,9	21,9	18,08	18,08	18,85	18,85	15,01	15,01
Section adoptée	7 T20	7 T20	4 T20 3 T16	4 T20 3 T16	5 T20 2 T16	5 T20 2 T16	5 T20	5 T20
$A^d(\text{cm}^2)$	39,6	20	37,5	32,4	32,8	27,2	25,7	13,0
Section adoptée	10 T20 5 T16	7 T20	10 T20 3 T16	10 T20 1 T16	10 T20 1 T16	9 T20	5 T20 5 T16	3 T20 2 T16
$t^g(\text{cm})$	11	9	11	10	11	10	16	13
$t^d(\text{cm})$	9	11	10	11	10	11	13	16

POTEAUX.

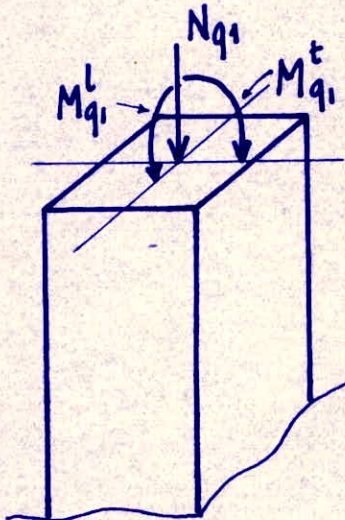
Les poteaux ont été calculés en flexion composée grâce aux abaques de M. CAQUOT.

A. Sollicitations du 1^{er} genre:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N_{q_1} et à 2 moments, l'un transversal, l'autre longitudinal.

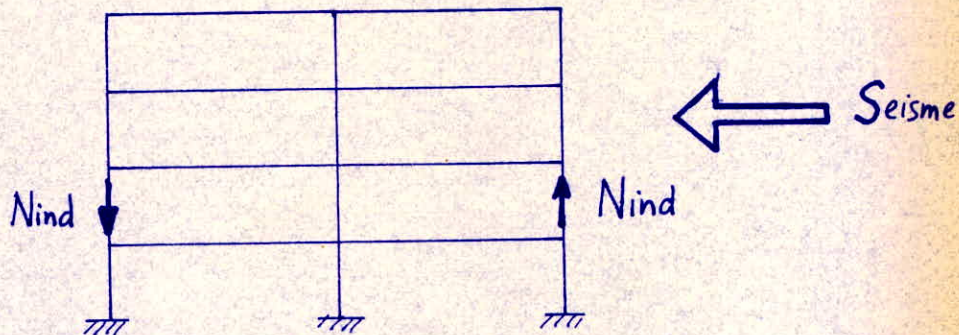
$$\left\{ \begin{array}{l} N_{q_1} = N_{q_1}^t + N_{q_1}^l \\ M_{q_1}^t \\ M_{q_1}^l \end{array} \right.$$

l'indice t désigne le sens transversal
 " l " " " longitudinal
 $q_1 = g + 1, 2p -$

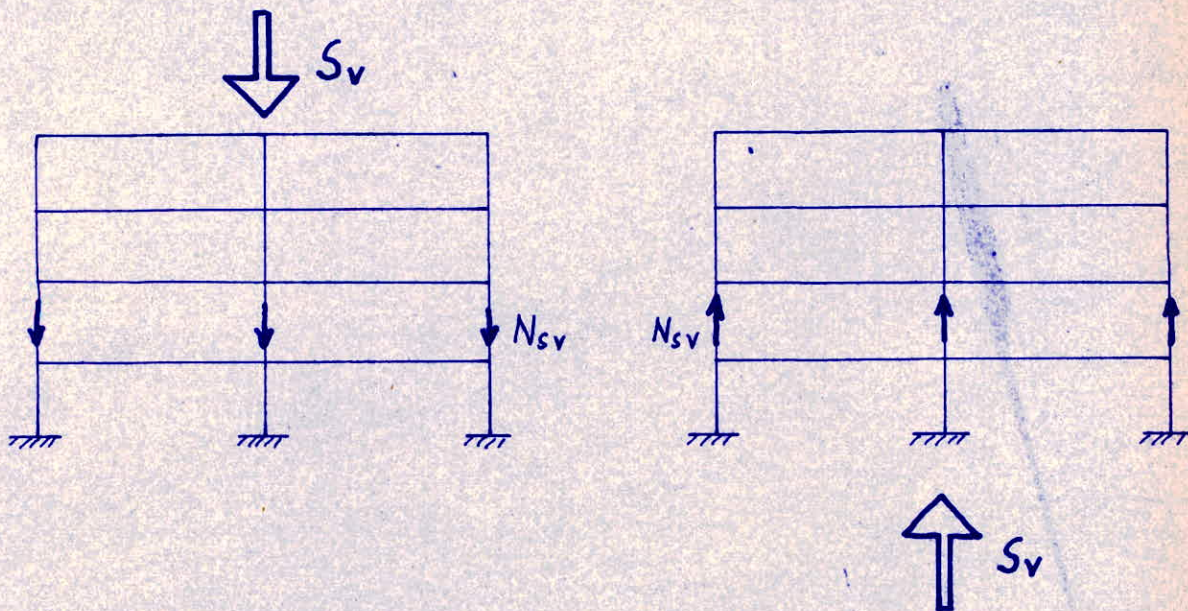


B. Sollicitations du 2^{ème} genre:

Soit N_{ind} l'effort normal (indirect) dû au séisme horizontal.



Soit N_{sv} le sisme vertical qui peut être ascendant ou descendant.



Comme le préconisent les règles P.S 69, le principe est de calculer le poteau sous les effets maximaux et minimaux. Donc il y aura deux cas à considérer dans chaque sens.

1 - Sens transversal :

Soient $q_4 = g + p$ et $q_3 = g + \frac{p}{5}$

- Cas (a) :

effet maxi. :
$$\begin{cases} N_1 = N_{q_4}^t + N_{q_4}^l + (N_{ind})^t + N_{sv} \\ M_t^{q_4 + St} \\ M_l^{q_4} \end{cases}$$

- Cas (b)

effet mini. :
$$\begin{cases} N_2 = N_{q_3}^t + N_{q_3}^l - (N_{ind})^t - N_{sv} \\ M_t^{q_3 + St} \\ M_l^{q_3} \end{cases}$$

2 - Sens longitudinal :

- Cas (a)

$$\begin{cases} N_1 = N_{q_4}^t + N_{q_4}^l + (N_{ind})^l + N_{sv} \\ M_t^{q_4} \\ M_l^{q_4 + Sl} \text{ (sisme longitudinal)} \end{cases}$$

Cas (b)

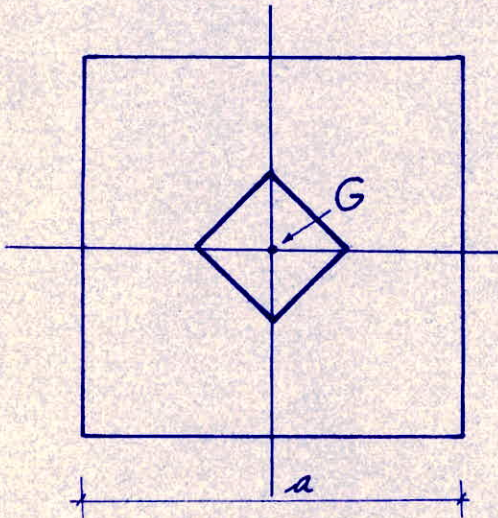
$$\begin{cases} N_2 = N_{q_3}^t + N_{q_3}^l - (N_{ind})^l - N_{sv} \\ M_t^{q_3} \\ M_l^{q_3 + Sl} \end{cases}$$

Efforts dans les poteaux

N° poteau	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Dimensions	70x70	80x80	70x70	70x70	80x80	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	70x70	
1 ^{er} genre	$N(t)$	211,404	418,275	219,44	155,92	286,915	156,17	98,31	184,35	98,47	40,51	84,18	40,64
	$M_t(t.m)$	22,65	0	22,65	36,54	0	36,54	31,36	0	31,36	36,25	0	36,25
	$M_e(t.m)$	0,05	0,09	0,02	0,06	0,18	0,17	0,3	0,23	0,33	0,05	1,43	0,46
St	N_1	251,114	426,95	259,19	193,479	306,08	193,77	122,45	202,76	122,64	50,84	95,05	50,99
	M_t^{94+St}	6,72	20,58	6,72	86,03	97,95	86,03	70,98	62,39	70,98	56,60	34,76	56,59
	M_e^{94}	0,05	0,09	0,02	0,06	0,23	0,17	0,3	0,25	0,33	0,05	0,25	0,45
	N_2	146,05	345,116	154,038	101,428	224,25	101,64	64,194	137,25	62,33	27,038	59,56	27,14
	M_t^{93+St}	34,48	20,58	34,48	20,52	97,95	20,52	14,35	62,39	14,35	18,70	34,76	18,70
	M_e^{93}	0,05	0,09	0,02	0,06	0,23	0,17	0,29	0,25	0,33	0,05	0,25	0,45
Sl	N_1	219,816	428,740	234,15	167,46	308,39	173,85	112,533	203,65	111,34	47,81	95,18	47,90
	M_t^{94}	20,46	0	20,46	33,19	0	33,19	28,52	0	28,52	34,95	0	34,95
	M_e^{94+St}	12,72	10,71	13,33	64,56	60,46	68,16	53,57	55,67	55,17	31,31	29,91	30,18
	N_2	175,4	343,533	180,04	123,05	222,212	122,18	77,45	136,53	75,55	30,482	59,33	30,02
	M_t^{93}	20,45	0	20,45	33,16	0	33,16	28,72	0	28,72	32,89	0	32,89
	M_e^{93+St}	12,72	26,42	13,56	64,56	87,47	69,40	53,58	54,18	55,60	31,31	29,07	28,84

Ferraillage des poteaux:

1. Armatures longitudinales:



Le noyau central est limité par un losange ayant pour centre le point G et dont les diagonales ont pour longueur $\frac{a}{3}$.

a étant le côté du poteau

Chaque section d'acier est calculée avec un effort normal N et un moment M.

On calcule l'excentricité de l'effort normal par rapport à G.

- Si l'effort normal tombe dans le noyau central, la section est entièrement comprimée. Dans le cas contraire, elle est partiellement comprimée.

- Contrainte admissible du béton comprimé :

* 1^{er} genre de sollicitations :

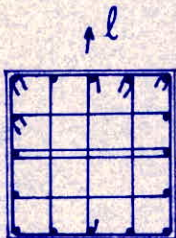
Si $e_0 = \frac{M}{N}$ est l'excentricité :

- $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ pour $e_0 \geq \frac{a}{2}$
- $\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{a}\right) \bar{\sigma}'_{b0}$ pour $e_0 \leq \frac{a}{2}$

** 2^e genre de sollicitations (Seisme).

Les valeurs précédentes sont à multiplier par 1,5.

2. Armatures transversales:

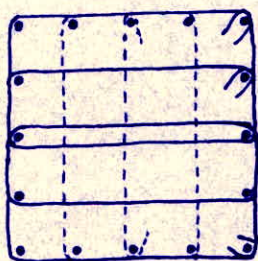


Dans le sens transversal t, on a 3 cadres identiques de diamètre $\phi = 10$ mm. Dans le sens longitudinal on a un cadre et 1 épingle $\phi = 10$ mm.

Tableau de ferrailage - Armatures transversales

Act. 32.4. C.C.B.A 68 : Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce - La distance de deux cours successifs ne doit pas dépasser 15 fois le diamètre nominal le plus faible des barres employées en armatures longitudinales -

Donc dans notre cas, il faut : $t < \bar{t} = 15 \times 1,6 = 24, \text{cm}$
 - Section des armatures transversales :



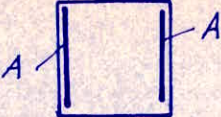
Les armatures qui résistent à l'effort tranchant sont les 3 cadres $\phi 10 \text{mm}$ (trait continu) -

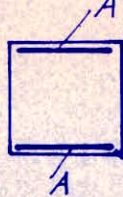
On a donc 6 brins de $0,785 \text{cm}^2$ chacun
 D'où $A_t = 6 \times 0,785 = 4,71 \text{cm}^2$

L'espacement t est alors donné par :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{t}}{T} \quad (\bar{t} = 24006)$$

Poteaux	9 11	10	12 14	13	15 17	16	18 20	19
Dimensions	70x70	80x80	70x70	80x80	70x70	70x70	70x70	70x70
$z = \frac{7}{8} h$	57,75	66,5	57,75	66,5	57,75	57,75	57,75	57,75
$T_{\text{maxi}} (t)$	7,125	6,98	29,09	33,305	25,310	21,898	18,363	11,767
$A_t (\text{cm}^2)$	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
$t (\text{cm})$	91,62	107,69	22,44	22,57	25,79	29,81	35,55	55,47
$t_{\text{adapté}} < \bar{t} (\text{cm})$	24	24	22	22	24	24	24	24

- Sens transversal: 

- Sens longitudinal: 
(Armatures symétriques)

N° poteau	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Sens transversal	$N (t)$	211,41	345,12	219,44	193,48	224,23	193,77	122,45	137,25	122,64	50,84	59,60	50,99
	$M^t (t.m)$	22,65	20,58	22,65	86,03	97,95	86,03	70,98	62,39	70,98	56,59	34,76	56,59
	$e_0 (cm)$	10,7	5,96	10,3	44,5	44	44	58	48,5	58	111	58	111
	Remarque*	E.C	E.C	E.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C
	$\sigma'_b (Kg/cm^2)$	%	%	%	189	170	189	150	158	150	120	102	115
	$\sigma_a (Kg/cm^2)$	minimal	minimal	minimal	4195	4080	4195	4150	4171	4150	4160	4192	4140
	$A (cm^2)$	10	10	10	25,48	20,48	25,48	26,2	16,98	26,2	25,2	12,4	25,2
	A adopté	5T16	5T16	5T16	5T20 5T16	10T16	5T20 5T16	6T20 4T16	2T20 6T16	6T20 4T16	6T20 4T16	7T16	6T20 4T16
Sens longitudinal	$N (t)$	175,4	343,53	180,04	123,05	222,21	122,18	77,45	136,53	75,55	30,48	59,34	30,02
	$M^l (t.m)$	12,72	26,42	13,56	64,56	87,47	69,40	53,58	54,18	55,60	31,31	29,07	28,84
	$e_0 (cm)$	7,25	7,69	7,5	52,4	39,3	56,7	69,3	39,8	73,6	102,5	49	96,2
	Remarque*	E.C	E.C	E.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C
	σ'_b	%	%	%	149	168	150	123	150	122	82	96	82
	σ_a	minimal	minimal	minimal	4200	4083	4170	4100	4000	4070	3900	4150	4120
	$A (cm^2)$	10	10	10	20,6	14,94	25,4	21,2	13,1	23,5	15,7	8,2	13,1
	A adopté	5T16	5T16	5T16	5T20 5T16	7T16	5T20 5T16	5T20 5T16	2T20 5T16	5T20 5T16	2T20 5T16	5T16	2T20 5T16

* Remarque :
 / P.C : partiellement comprimée
 E.C : complètement comprimée -

ANNEXE A.

PROGRAMME STRESS

I. INTRODUCTION :

Le programme STRESS est un programme permettant de résoudre sur ordinateur des problèmes de structures. Il fait une analyse linéaire de structures élastiques composées de barres droites (à section constante, présentant deux axes de symétrie) se coupant suivant leur ligne moyenne et soumises à des charges statiques. Les structures peuvent être planes ou spatiales avec nœuds articulés ou encastés. Le programme donne comme résultats les efforts et moments en bout de barre (M, N, T), les déplacements et rotations des nœuds, les réactions aux appuis et vérifie l'équilibre général de la structure.

La méthode utilise largement l'écriture matricielle et la théorie des matrices de rigidité.

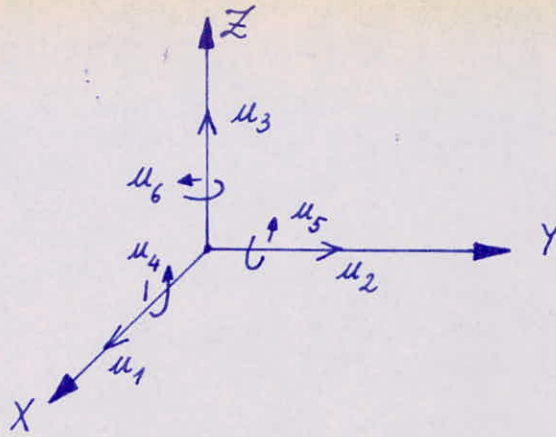
① Description générale du programme :

Les structures calculables par STRESS sont constituées de barres joignant les nœuds dont certaines sont en liaison avec le milieu extérieur. Le tout est repéré dans un trièdre orthonormé choisi par l'utilisateur en général parallèle à certaines directions privilégiées de la structure. Pour les structures planes, leur plan doit contenir les axes X et Y. Toute grandeur géométrique ou physique liée au nœud sera repérée par rapport à ce système que nous appellerons "Système global". A chaque barre est lié un système dit "local". Dans une section normale quelconque de la barre (constante d'une extrémité à l'autre) les axes y et z coïncident avec les deux axes de symétrie de la section.

② Différents types de structure :

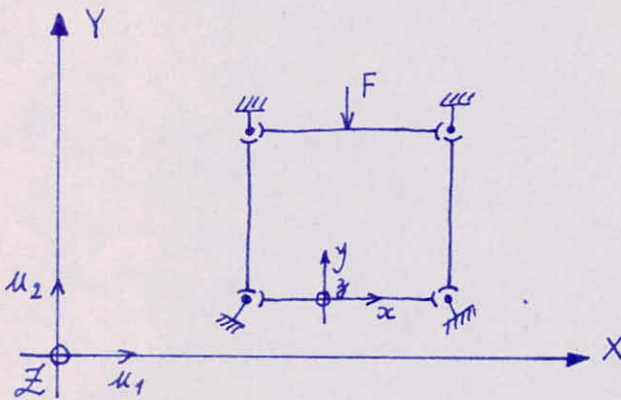
STRESS fait une mise en équation complète du système à étudier en prenant comme inconnues les déplacements et rotations des nœuds. Le nombre d'inconnues par nœud varie de 2 à 6 suivant le type de structure étudiée. Il doit être spécifié avant tout calcul. Les déplacements et rotations sont proportionnels aux vecteurs unitaires définis sur la figure 1.

.../...



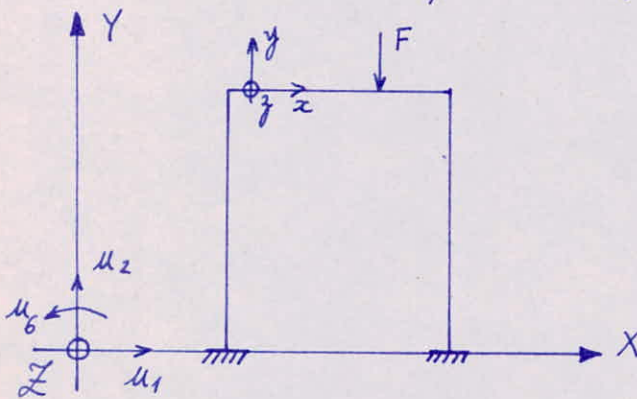
Exp:

1^{er} cas : Système articulé plan, chargé dans le plan : (PLANE STRUSS)



Deux degrés de liberté : donc
2 déplacements proportionnels
à u_1 et u_2 , pas de rotation
des nœuds.

2^e cas : Portique plan, chargé dans le plan : (PLANE FRAME)



trois degrés de liberté :
- 2 déplacements proportionnels
à u_1 et u_2
- 1 rotation proportionnelle à u_6

③ Unités :

Le système d'unités est laissé au choix de l'utilisateur qui doit alors respecter l'homogénéité de ses grandeurs. Par exp, si la géométrie est exprimée en mètres, les charges en tonnes, le module d'élasticité devra être donné en T/m^2 , les inerties en m^4 , etc...

.../...

II NATURE DES ORDRES :

On peut distinguer :

* Des ordres de description générale

* " " " " " géométrique et physique

* " " " " " des charges.

① Ordres en tête : (Description générale)

Le 1^{er} ordre doit toujours être : "STRUCTURE"
 suivi d'un titre quelconque Exp: STRUCTURE CALCUL PORTIQUE
 L'ordre suivant définit le type de structure, et est choisi parmi l'un
 des 5 suivants :

{	TYPE PLANE TRUSS	(Type plan articulé)
	TYPE PLANE FRAME	(Type plan)
	TYPE PLANE GRID	(Type "poutres croisées")
	TYPE SPACE TRUSS	(Type spatial articulé)
	TYPE SPACE FRAME	(Type spatial)

Viennent ensuite 4 ordres qui sont :

NUMBER OF JOINTS	n_1	(Nombre de noeuds)
NUMBER OF SUPPORTS	n_2	(" de supports)
NUMBER OF MEMBERS	n_3	(" de barres)
NUMBER OF LOADING	n_4	(" de cas de charges). (y compris les combinaisons)

② Ordres de description géométrique et physique :

* la 1^{er} carte est : JOINT COORDINATES (coordonnées des noeuds)

Chaque noeud est décrit par: $j \quad X \alpha_1 \quad Y \alpha_2 \quad Z \alpha_3$ Etat
 où j est le numéro d'un noeud

α_1 sa coordonnée x / au système global.

α_2 " " y / " " " "

α_3 " " z / " " " "

Etat : On utilise la lettre S pour un noeud faisant partie
 des n_2 "supports".

Rem. : Dans le cas où la structure présente une symétrie /-a x

On écrit : JOINT COORDINATES SYMMETRY X a
 $\left. \begin{array}{l} j_1 \quad X \alpha_1 \quad Y \alpha_2 \quad Z \alpha_3 \quad \text{Etat} \\ j_2 \quad \text{SYMMETRY } j_1 \quad \text{Etat} \end{array} \right\} j_1 \text{ et } j_2 \text{ symétriques} \dots / \dots$

** Relaxation des appuis: Les nœuds qui ont l'état S sont supposés a priori, parfaitement encastrés dans le milieu extérieur. Il convient parfois de les rendre libres pour certains déplacements ou pour certaines rotations. Cette "relaxation" peut être décrite à l'aide de l'ordre JOINT RELEASES. Q^d un nœud défini comme S n'est pas parfaitement encastré, on peut le libérer pour un déplacement parallèle aux axes X, Y, Z ou pour une rotation autour de ces mêmes axes.

Ex: j FORCE X MOMENT Z : le nœud j encastré a priori est libéré pour tout déplacement // a X et pour toute rotation autour de Z.

*** Reperage des barres:

La 1^{re} carte est : MEMBER INCIDENCES
 suivies des cartes : m j₁ j₂ où m est le n° de la barre joignant les nœuds j₁ et j₂.

**** Propriétés des barres:

Elles doivent être précédées de l'ordre:

MEMBER PROPERTIES puis pour chaque barre :
 m PRISMATIC AX α_1 IZ α_2 (pour TYPE PLANEFRAME)
 où AX est le label pour la section normale,
 et IZ l'inertie de flexion / à l'axe z de la barre.

***** Constantes:

les constantes sont le module d'élasticité longitudinale E et le module d'élasticité transversale G. L'ordre correspondant s'écrit : CONSTANTS E α_1 ALL
 G n'est pas indiqué, le programme lui attribue la valeur 0,4E.

3 - Ordres de description des charges:

Chaque système de charges doit être précédé d'une carte commençant par LOADING suivie d'un titre quelconque. Derrière cette carte viennent les ordres décrivant les charges élémentaires.

.../...

* Charges sur les nœuds:

Elles sont précédées d'une carte JOINT LOADS suivie des cartes (une carte par nœud):

j FORCE $X\alpha_1$ $Y\alpha_2$ $Z\alpha_3$ MOMENT $X\alpha_4$ $Y\alpha_5$ $Z\alpha_6$

Les forces sont référencées en direction et en signe par rapport aux axes du système global. j est le numéro du nœud chargé, α la valeur d'une composante de la charge suivant un axe donné X , Y ou Z .

** Charges sur les barres:

Elles sont précédées de la carte "MEMBER LOADS" suivie des cartes définissant les charges sur chaque barre.

j FORCE $\begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix}$ CONCENTRATED $P\alpha_1$ $L\alpha_3$ où j est le n° de la barre, P une charge concentrée de valeur α_1 et située à une distance α_3 de l'extrémité START (début) de la barre.

j FORCE $\begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix}$ UNIFORM $W\alpha_1$ $LA\alpha_2$ $LB\alpha_3$: charge uniforme d'intensité α_1 / mètre de longueur LA : distance de l'extrémité START de la barre au début de la charge. LB : " " "

" " " à la fin de la charge.

- Si la charge uniforme est sur toute la longueur de la barre on écrit: j FORCE $\begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix}$ UNIFORM $W\alpha_1$

*** Combinaison des cas de charges:

Une combinaison de cas de charges précédemment calculés est un cas de charge particulier, faisant partie des n cas donnés dans l'ordre NUMBER OF LOADING n . A chaque charge est attribué un numéro interne qui correspond à l'ordre dans lequel apparaissent les ordres LOADING.

L'ordre COMBINE se réfère à ces numéros et combine linéairement les cas de charges correspondants. On écrit alors:

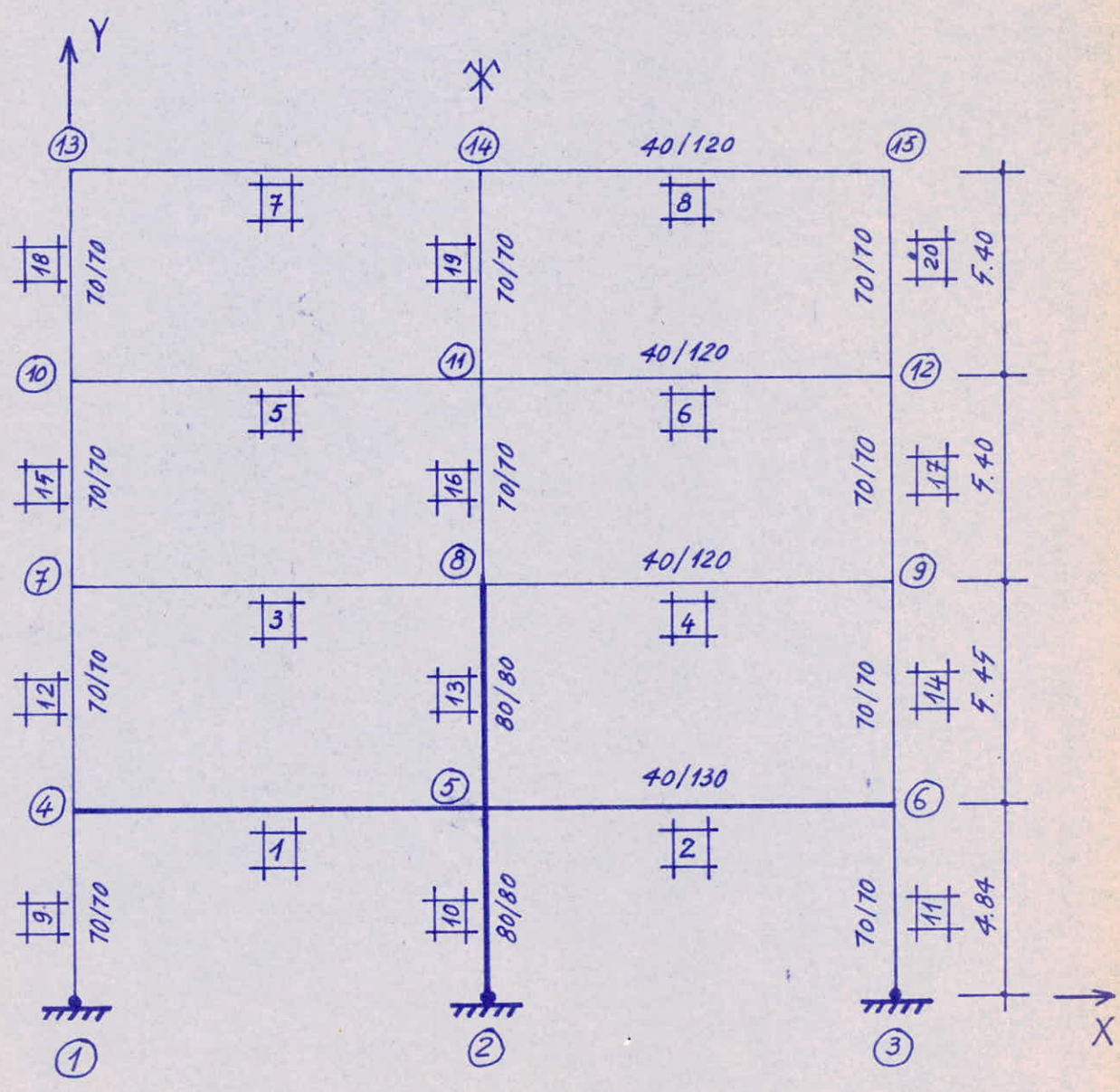
LOADING titre (numéro du cas de charge).

COMBINE $n_1\alpha_1$ $n_2\alpha_2$... $n_m\alpha_m$.

(Combinaison de α_1 fois le cas de charge n_1 plus α_2 fois le cas de charge n_2 et...).

**** Dernier ordre: toute description d'un cas de calcul doit être terminée par l'ordre SOLVE qui commande l'exécution du calcul

EXEMPLE de PROGRAMMATION : PORTIQUE 7



(i) : Numéro du nœud.
 [j] : Numéro de la barre.

STRUCTURE BLØC 5 PORTIQUE 7

* UNITES UTILISEES

* LONGUEURS EN METRES

* CHARGES EN TONNES

* DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE DE LA STRUCTURE

TYPE PLANE FRAME

NUMBER ØF JOINTS 15

NUMBER ØF MEMBERS 20

NUMBER ØF SUPPORTS 5

NUMBER ØF LOADING 9

JOINT COORDINATES SYMMETRY X 12.

- 1 0. 0. 5
- 2 12. 0. 5
- 3 SYMMETRY 1 5
- 4 0. 4.84 5
- 5 12. 4.84
- 6 SYMMETRY 4 5
- 7 0. 10.29
- 8 12. 10.29
- 9 SYMMETRY 7
- 10 0. 15.69
- 11 12. 15.69
- 12 SYMMETRY 10
- 13 0. 21.09
- 14 12. 21.09
- 15 SYMMETRY 13

JOINT RELEASES

- 1 MOMENT Z
- 2 MOMENT Z
- 3 MOMENT Z
- 4 FORCE Y MOMENT Z
- 6 FORCE Y MOMENT Z

MEMBER INCIDENCES

- 1 4 5
- 2 5 6
- 3 7 8
- 4 8 9
- 5 10 11
- 6 11 12
- 7 13 14
- 8 14 15
- 9 1 4
- 10 2 5
- 11 3 6

- 12 4 7
- 13 5 8
- 14 6 9
- 15 7 10
- 16 8 11
- 17 9 12
- 18 10 13
- 19 11 14
- 20 12 15

MEMBER PROPRIETIES PRISMATIC

- 1 THRU 2 AX 0.52 IZ 0.0732333
- 3 THRU 8 AX 0.48 IZ 0.0576
- 9 AX 0.49 IZ 0.0200083
- 10 AX 0.64 IZ 0.0341333
- 11 THRU 12 AX 0.49 IZ 0.0200083
- 13 AX 0.64 IZ 0.0341333
- 14 THRU 20 AX 0.49 IZ 0.0200083

CONSTANTS E 3450000. ALL

* DESCRIPTION DES CAS DE CHARGES

TABULATE ALL

LOADING 1 CHARGES PERMANENTES SURCHARGES MAJOREES (G+1,2P)

MEMBER LOADS

- 1 THRU 2 FORCE Y UNIFORM -8.35
- 3 THRU 6 FORCE Y UNIFORM -7.05
- 7 THRU 8 FORCE Y UNIFORM -5.25

LOADING 2 CHARGES PERMANENTES, SURCHARGE MAJOREE DROITE

MEMBER LOADS

- 1 FORCE Y UNIFORM -3.55
- 2 FORCE Y UNIFORM -8.35
- 3 FORCE Y UNIFORM -3.45
- 4 FORCE Y UNIFORM -7.05
- 5 FORCE Y UNIFORM -3.45
- 6 FORCE Y UNIFORM -7.05
- 7 THRU 8 FORCE Y UNIFORM -5.25

LOADING 3 CHARGES PERMANENTES, SURCHARGES MINOREES (G+P/5)

MEMBER LOADS

- 1 THRU 2 FORCE Y UNIFORM -7.55
- 3 THRU 6 FORCE Y UNIFORM -6.45
- 7 THRU 8 FORCE Y UNIFORM -4.75

LOADING 4 CHARGES PERMANENTES SURCHARGE (G+P)

MEMBER LOADS

- 1 THRU 2 FORCE Y UNIFORM -7.55
- 3 THRU 6 FORCE Y UNIFORM -6.45
- 7 THRU 8 FORCE Y UNIFORM -5.15

L0ADING 5 CHARGES PERMANENTES SURCHARGE DROITE
MEMBER L0ADS

- 1 F0RCE Y UNIF0RM -3.55
- 2 F0RCE Y UNIF0RM -7.55
- 3 F0RCE Y UNIF0RM -3.45
- 4 F0RCE Y UNIF0RM -6.45
- 5 F0RCE Y UNIF0RM -3.45
- 6 F0RCE Y UNIF0RM -6.45
- 7 THRU 8 F0RCE Y UNIF0RM -5.15

L0ADING 6 F0RCES H0RIZ0NTALES SEISME
J0INT L0ADS

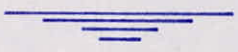
- 7 F0RCE X 15.77
- 10 F0RCE X 27.51
- 13 F0RCE X 24.11

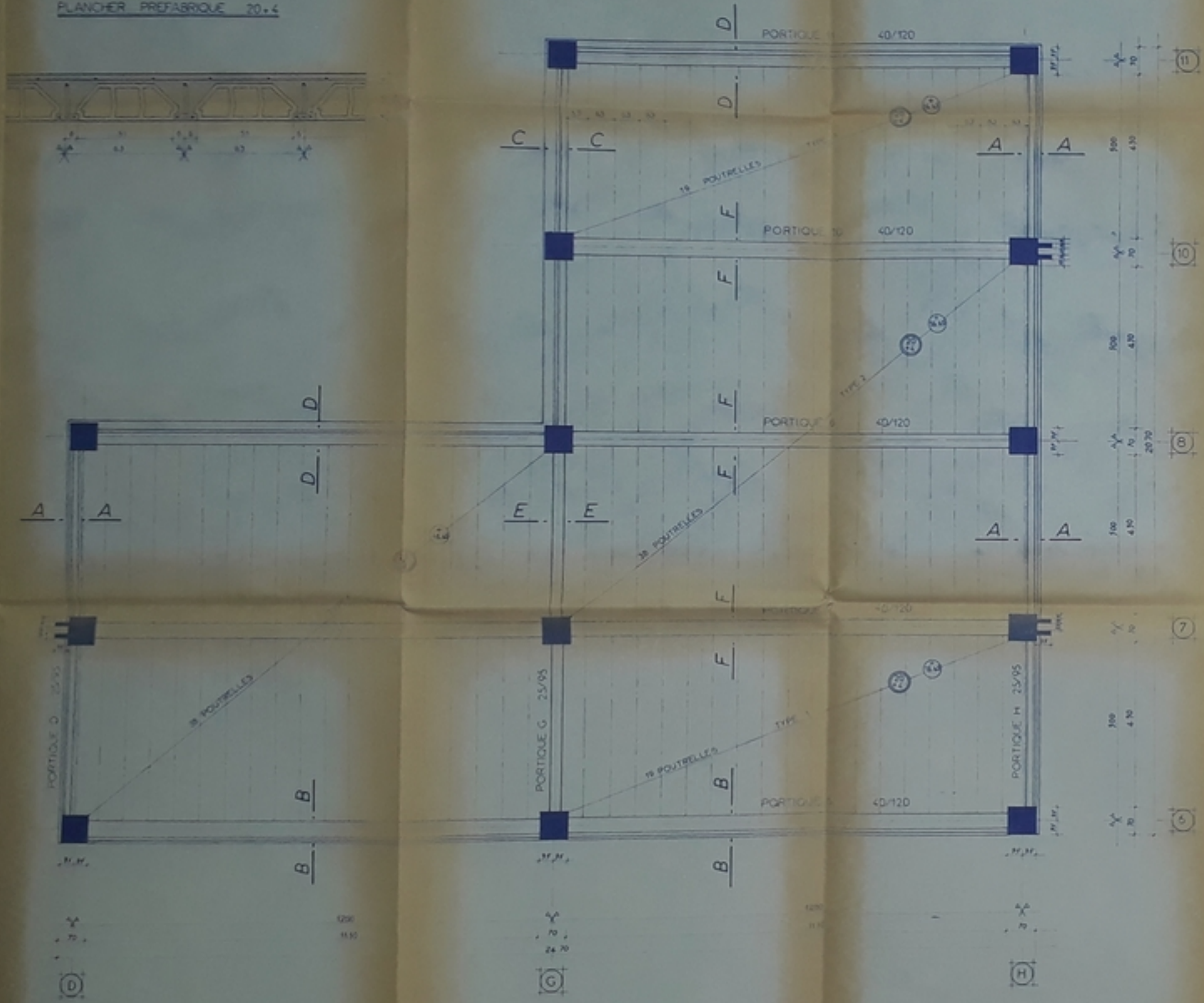
L0ADING 7 C0MBINAIS0N DES CAS DE CHARGES 3 ET 6
C0MBINE 3 1. 6 1.

L0ADING 8 C0MBINAIS0N DES CAS DE CHARGES 4 ET 6
C0MBINE 4 1. 6 1.

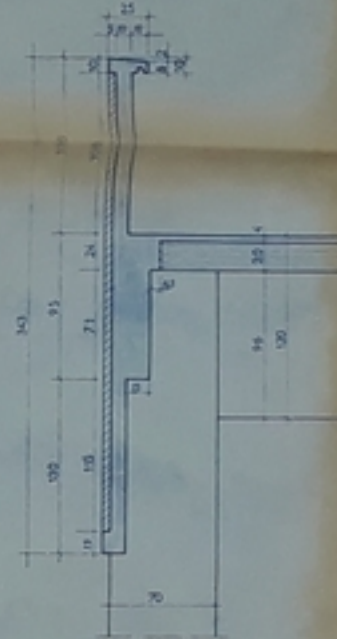
L0ADING 9 C0MBINAIS0N DES CAS DE CHARGES 5 ET 6
C0MBINE 5 1. 6 1.

TRACE
S0LVE

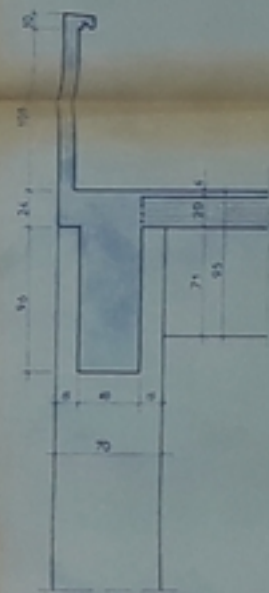




COUPE A-A



COUPE B-B



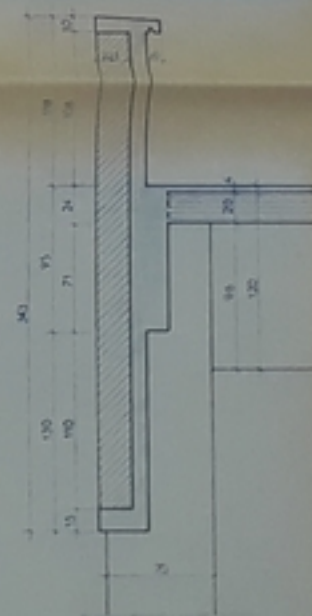
COUPE E-E



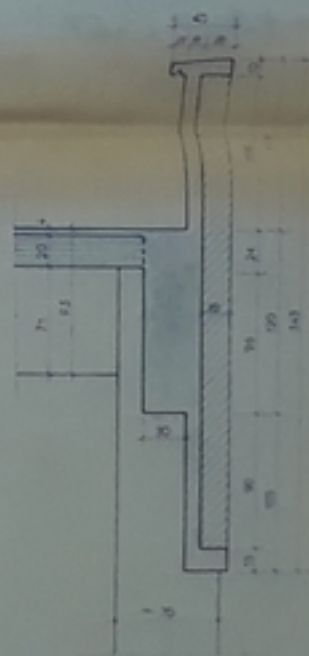
COUPE F-F



COUPE C-C



COUPE D-D



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

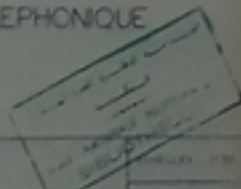
CENTRAL TELEPHONIQUE

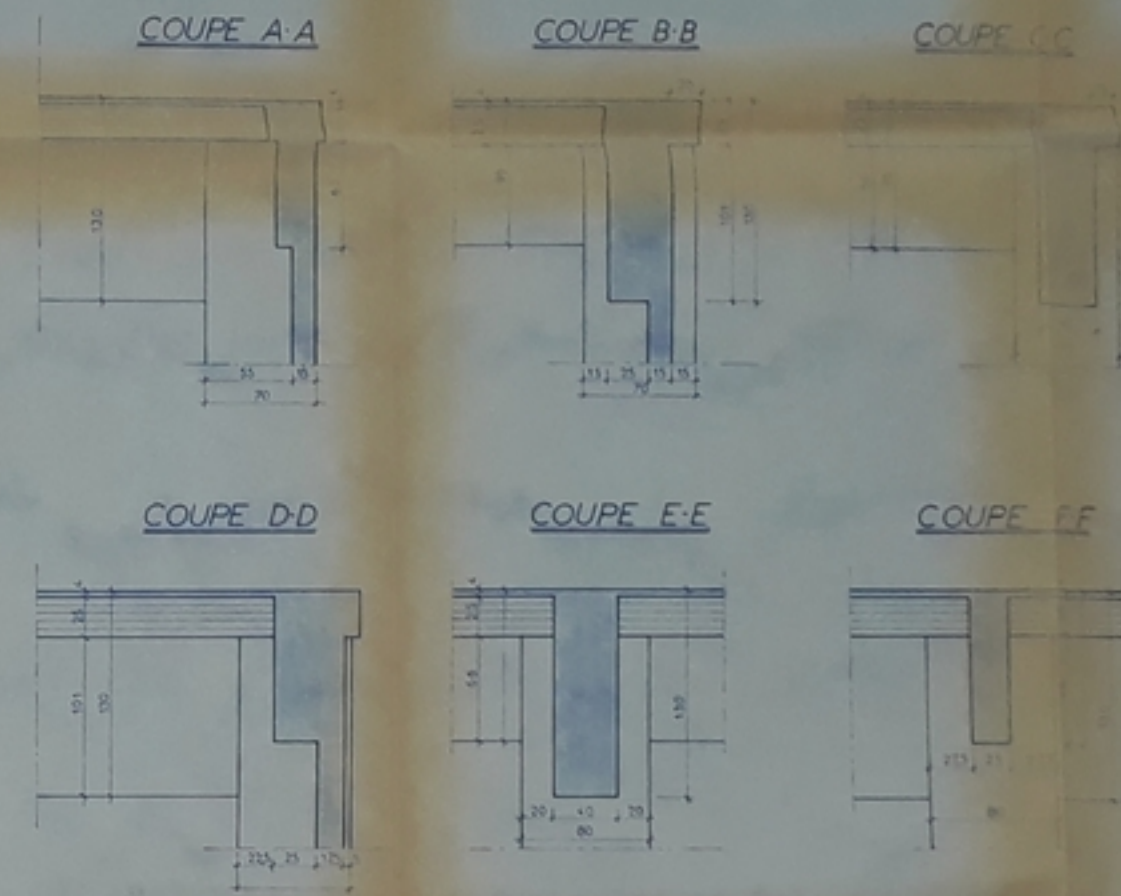
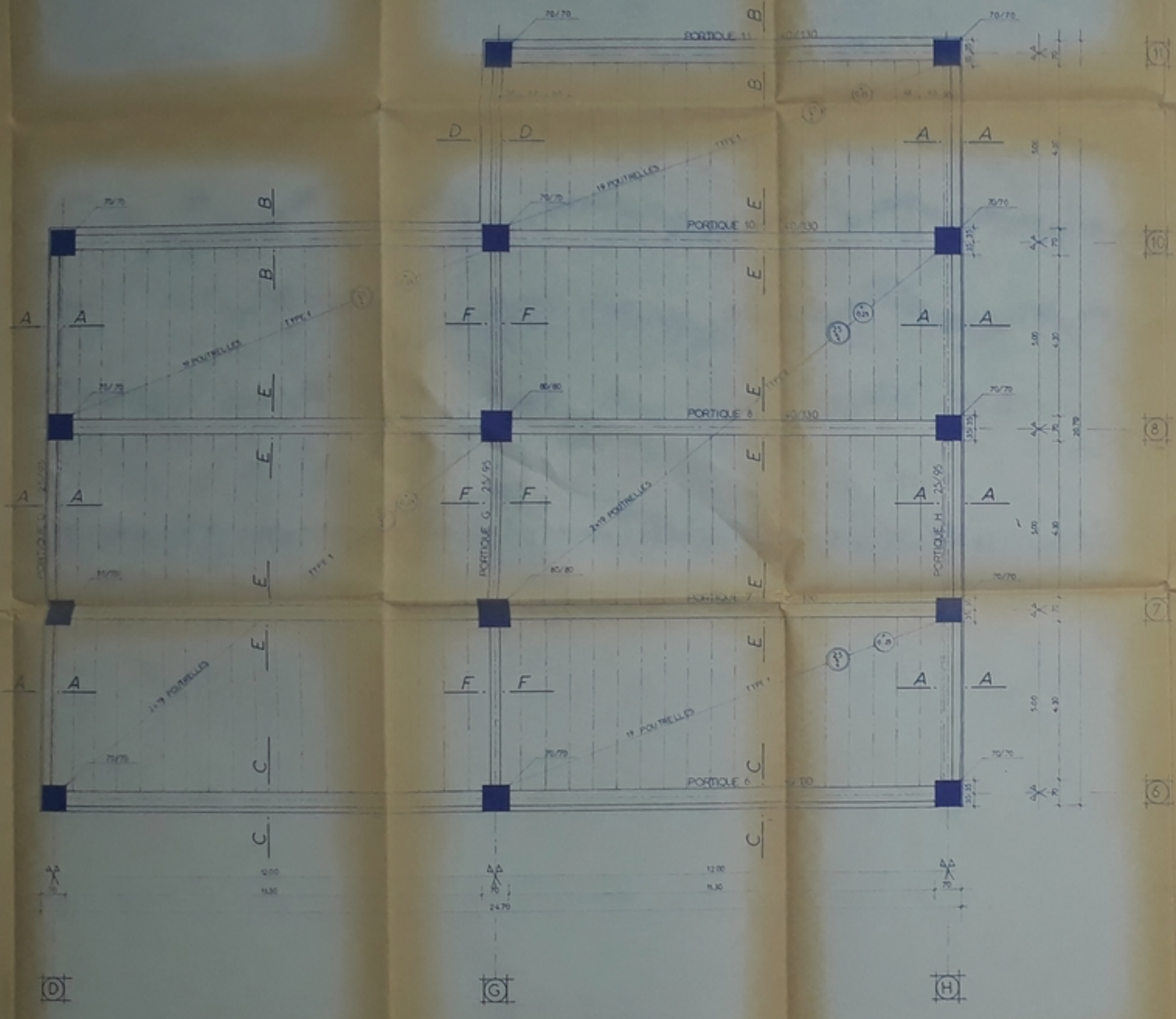
BLOC 5

PLAN DE COFFRAGE

PLANCHER TERRASSE 20.4

NEVAU + 3.43





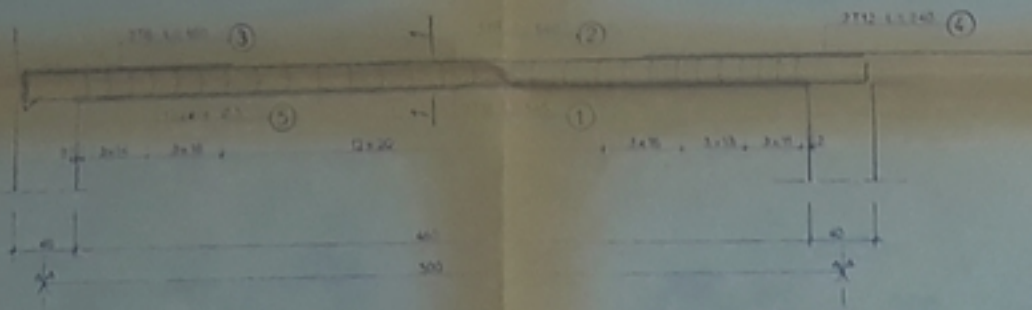
UNIVERSITE D'ANGERS
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDES

CENTRAL TELEPHONIQUE
 BLOC

PLAN DE COFFRAGE
 PLANCHER RDC 25x4
 NIVEAU +0.25

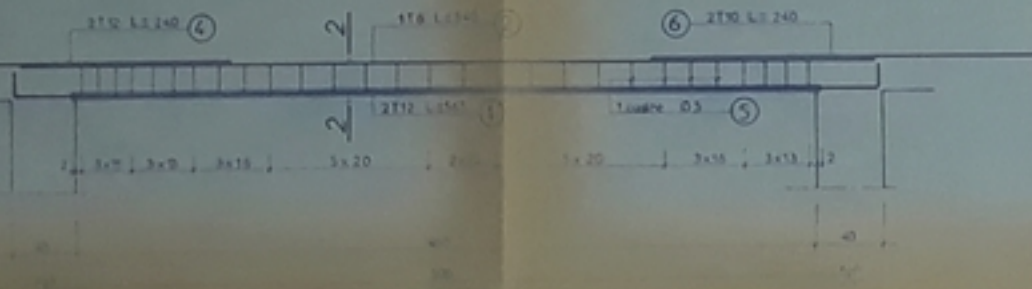
PROJETS	108	10/01/2000
DATE	10/01/2000	
PLAN N°	1	
PROJETS	108	10/01/2000

POUTRELLES TYPE 1 76 UNITES
 PLANCHER 20+4 NIVEAU +1645



COUPE 1.1

POUTRELLES TYPE 2 38 UNITES
 PLANCHER 20+4 NIVEAU +1645



COUPE 2.2

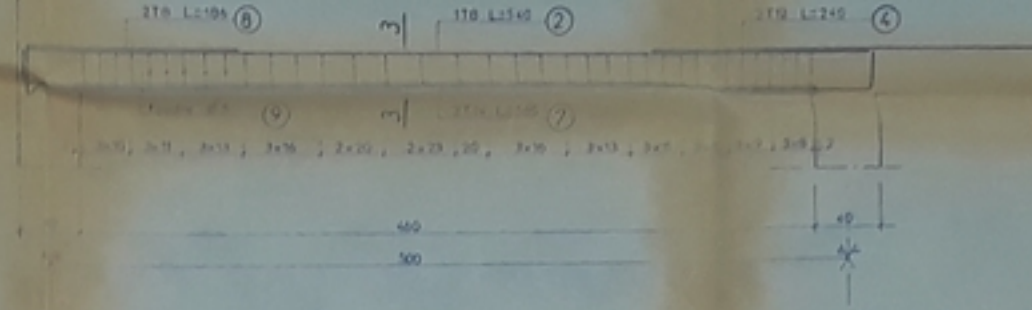
NOMENCLATURE

ORDRE	TYPE	NOMBRE	LONGUEUR		REMARQUES
			UNITAIRE	TOTALE	
1	Ø5	228	505	115140	
2	T8	247	540	133380	
3	T9	92	80	7360	
4	T10	128	240	30720	
5	T12	1	540	6480	
6	T14	38	240	9120	
7	T16	244	540	131760	
8	T18	92	584	53648	
9	T20	1	570	11400	

RECAPITULATIF

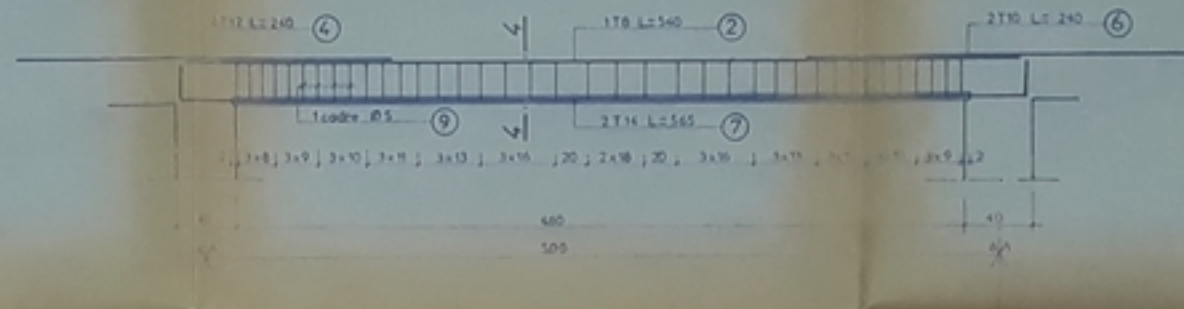
DIAMETRE	LONGUEUR TOTALE EN M.	PROFIL EN M.	
		Ø5	TOTAL
Ø5	117512	0.154	18186.8
T8	133380	0.263	35184.0
T9	7360	0.017	227.5
T10	30720	0.038	5040.0
T12	6480	0.008	1080.0
T14	9120	0.011	1456.8
T16	131760	0.024	31622.4
T18	53648	0.011	1456.8
T20	11400	0.002	270.0
PROF. TOTAL	571800		73200.3

POUTRELLES TYPE 1 95 UNITES
 PLANCHER 25+4 NIVEAU +0.25



COUPE 3.3

POUTRELLES TYPE 2 38 UNITES
 PLANCHER 25+4 NIVEAU +0.25



COUPE 4.4

NOTA

BETON DOSE A 350 kg/m³ CPA 325 kg/m³
 $f_{c28} = 270$ BARS
 ACIER TOR OU TUNGSI $f_{yk} = 4120$ bars Ø 6,20
 ACIER DOUX ADX $f_{yk} = 2400$ bars

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

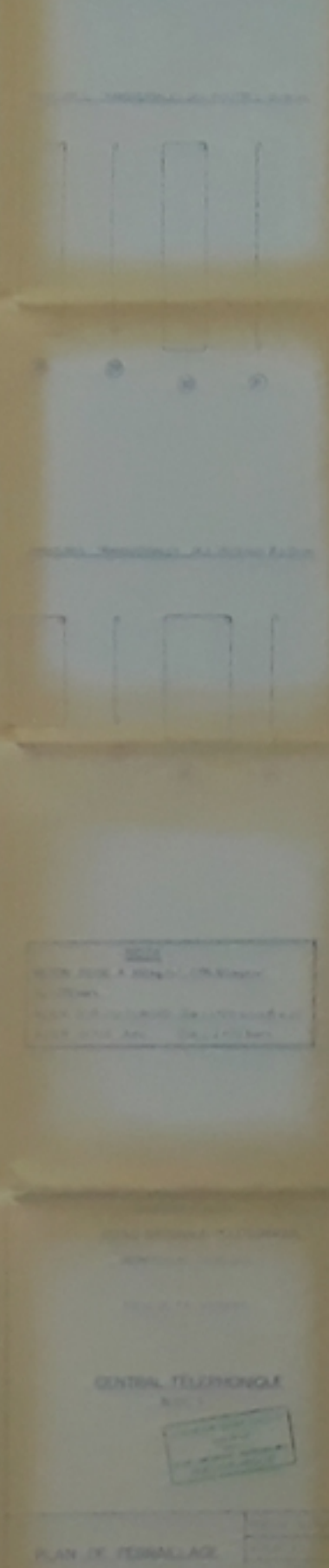
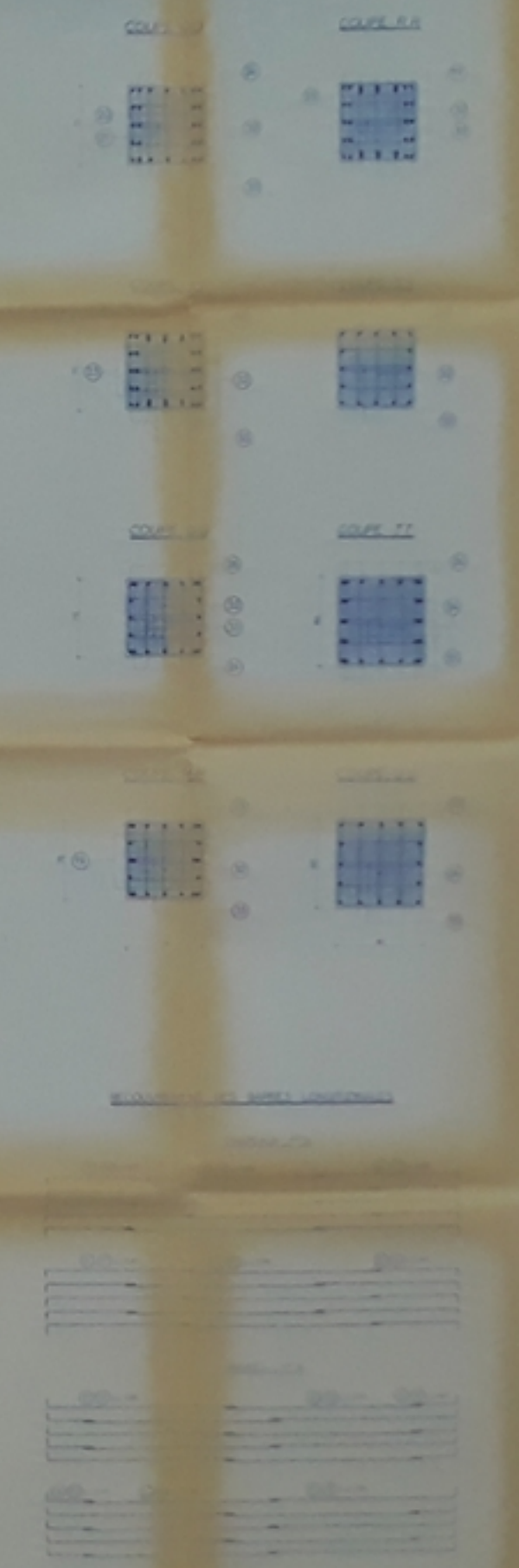
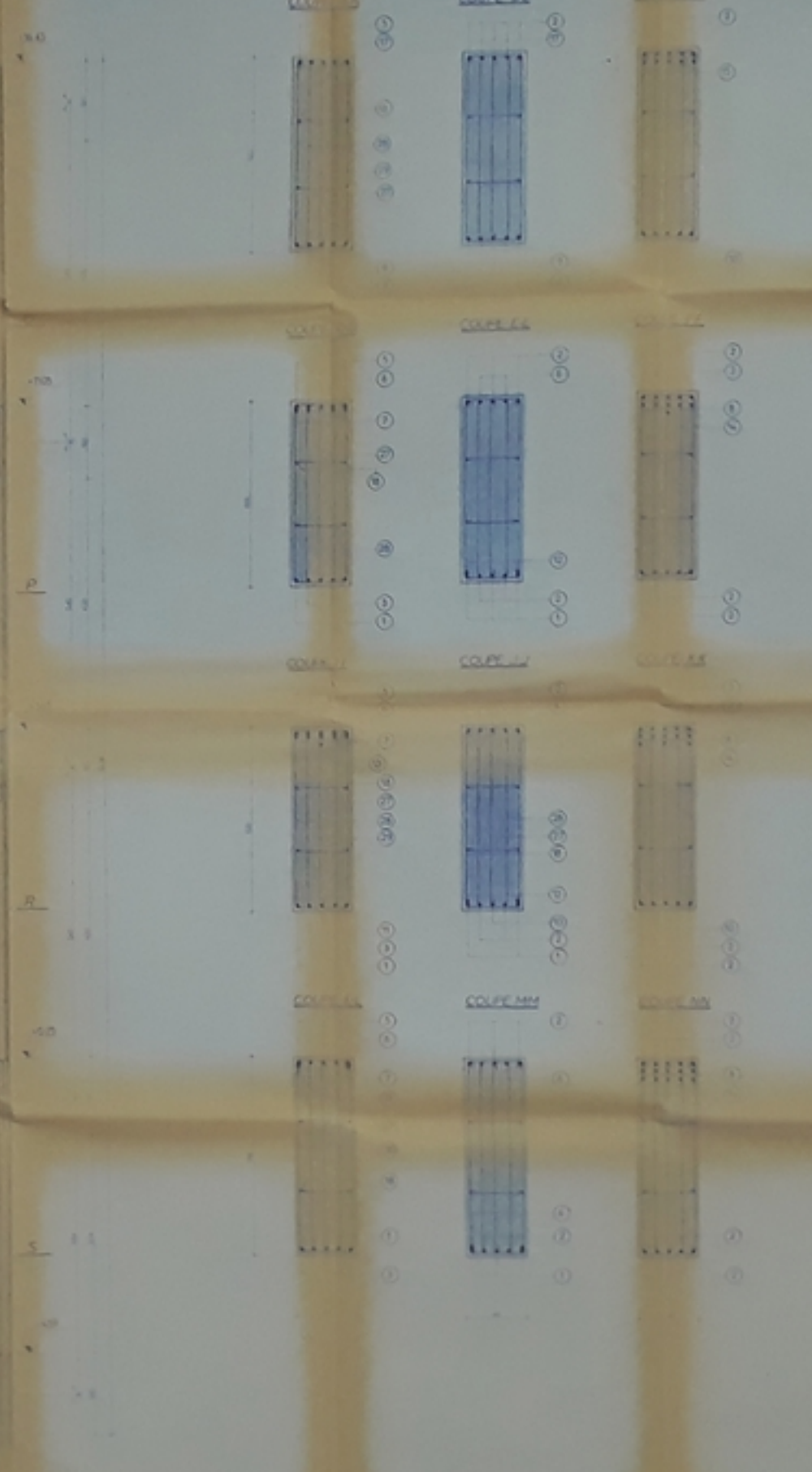
THESE DE FIN D'ETUDES

CENTRAL TELEPHONIQUE

MAITRE NATIONAL RECONSTRUCTEUR
 BTP - STRATEGIE

COFFRAGE - FERRAILLAGE
 POUTRELLES

REVISÉ
 DATE
 PLAN N° 1
 ÉLUSÉ PAR A
 FERMÉ PAR B



1000
 1000
 1000
 1000

1000
 1000
 1000

1000
 1000
 1000

