

UNIVERSITE - D'ALGER

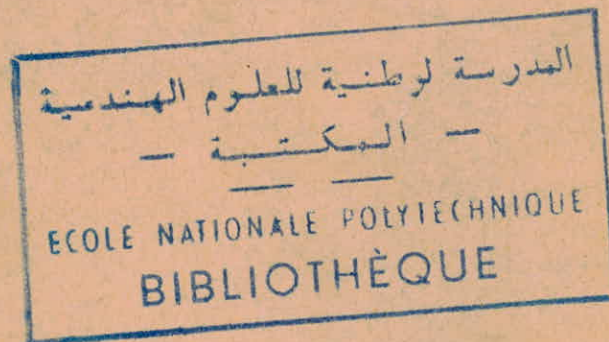
F. No Po A

GENIE - CIVIL.

4 / 76

2EX

FONDATIONS D'UN
IMMEUBLE GRANDE
HAUTEUR



Proposé par:

J. UNGUREANU

Etudié par:

DAOUDI - Mouhtar.

Promotion 1976

A la fin de mes années d'études,
je remercie sincèrement tous les professeurs
ayant contribué à ma formation.
Je tiens particulièrement aussi à remercier
M^{re} J. Ungureanu pour son aide précieuse.

A MES PARENTS.

Thème:

Département Génie Civil

Projet de fin d'études (1975-1976)

Le projet comporte l'étude des fondations d'un central téléphonique ayant la largeur de 24 m, la longueur de 30 m et l'hauteur de 34,90 m.

La structure constituée des portiques en béton armé a été calculée à l'action des charges permanentes et des forces horizontales dues au séisme. Les forces et les moments au niveau des fondations sont fournis par le thème du projet.

Vu la situation du sol et l'importance des sollicitations, on recommande les fondations sous forme de pontes continues sur milieu élastique.

Matériaux: béton armé, acier doux et Tor

Sol de fondation: marne grise, $\sigma_t = 2,5$ bars, profondeur $\sim - 7$ m.

Base de calcul: Règles CCBA 68, H.V. 65, P.S. 69.

Pièces du projet:

1. Pièces écrites:

- 1.1. Calcul de la fondation dans le sens transversal.
 - 1.2. Calcul de la fondation dans le sens longitudinal selon la méthode de Winkler.
 - 1.3. Calcul de la fondation dans le sens longitudinal selon une méthode graphique.
 - 1.4. Calcul de la fondation selon la méthode de Jemotchkine et Simitsine
 - 1.5. Calcul de la fondation en tenant compte de la rigidité de la superstructure.
2. Pièces dessinées:
- 2.1. Plan de coffrage
 - 2.2. Plan de ferrailage dans le sens transversal (semelles)
 - 2.3. Plan de ferrailage de la poutre longitudinale

Promoteur

Dr. ing. ION UNGUREANU
Professeur ENPA

plan d'étude:

- I. Introduction 1
- II. Données du sol 2
- III. Fondation de l'axe 2 8
 - 1. Calcul dans le sens transversal 8
 - Ⓐ contraintes sur le sol 8
 - a. Contraintes sur le sol dues au 1^{er} genre 10
 - b. " " " " " 2^e genre 10
($q_4 + S_t$)
 - c. " " " " " " 11
($q_3 + S_t$)
 - Ⓑ Ferraillage dans le sens transversal 12
 - a. Ferraillage dans le sens transversal sous les portiques 2, 3, 4, 5 et 6. 12
 - b. " " " " " " 14
 - " " " 1 et 7 14
 - 2. Calcul dans le sens longitudinal (selon Winkler) 15
 - Ⓐ Formules de Calcul 15
 - A₁ - Force concentrée 15
 - A₂ - Couple M₀ 16
 - A₃ - charge uniformément répartie 16
 - Ⓑ Calcul du coefficient α 17
 - B₁ - Position du c.d.g de la section transversale 17
 - B₂ - Moment d'inertie 17
 - B₃ - Coefficient α 18
 - Ⓒ Calcul des efforts sous l'action des sollicitations du 1^{er} genre 19_a
 - C₁ - Expression des fcts $\varphi_j(\alpha x)$ 19_b
 - C₂ - Détermination des forces fictives 25
 - C₃ - Calcul des moments 26

ⓑ	<u>Méthode de Jemotchkine et Sinitsine :</u>	74
	B1. Exposé de la méthode	74
	B2. Application pour la détermination de la réaction du sol selon sur la poutre Axe 1.	79
	B3. Calcul électronique	115
	a. Etablissement des Organigrammes	115
	b. " des programmes	124
	c. Données (poutre continue Axe 2)	129
	d. Résultats et Interprétations	130
	B4. Comparaison avec la méthode de Winkler.	
ⓒ	<u>Calcul tenant compte de la rigidité de la superstructure</u>	131
	C1. Formules de calcul	131
	C2. Calcul des rigidités effectives selon Axe 1	135
	C3. Interprétation	139
ⓓ	<u>Conclusion</u>	140



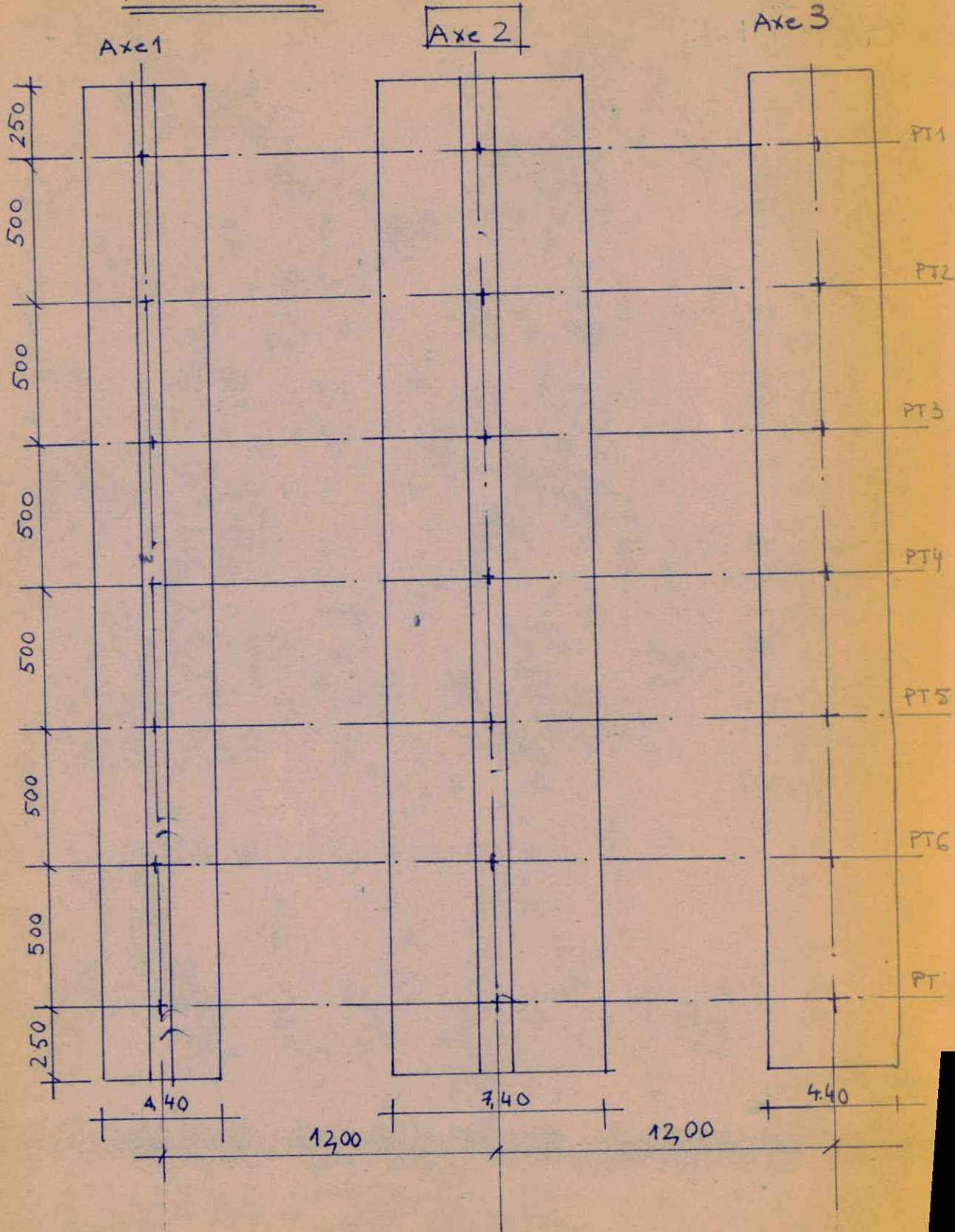
c ₄ - Calcul des efforts tranchants	28
c ₅ - Calcul de la pression	29
④ <u>Calcul des efforts sous l'action des sollicitations du 2^e genre</u>	31
D ₁ - Efforts dus à l'action des moments	32
a. Détermination des moments fictif	33
b. Calcul des moments	33
c. Calcul des efforts tranchants	35
D ₂ - Efforts dus à l'action des forces concentrées	36
a. Détermination des forces fictives	37
b. Calcul des moments	38
c. Efforts tranchants	39
d. Pressions sur le sol	40
D ₃ - Superposition des efforts	41
a. Moments	41
b. efforts tranchants	42
⑤ <u>Calcul des efforts sous l'action du poids propre et du remblais</u>	43
⑥ <u>Calcul du ferrailage de la poutre longitudinale de l'axe Z</u>	
F ₁ - Efforts considérés pour le calcul du ferrailage	45
a. Sollicitations du 1 ^{er} genre	45
b. " " " 2 ^{em} genre	46
F ₂ - Calcul du ferrailage longitudinal	46
a. Sollicitations du 1 ^{er} genre	46
b. " " " du 2 ^{em} genre	50
F ₃ - Calcul du ferrailage transversal	51
IV <u>Etude Critique</u>	53
① <u>Méthode graphique pour la détermination des efforts</u>	54
a ₁ - Exposé théorique	54
a ₂ - Application pour la détermination des efforts sur la poutre continue 2 ^e (1 ^{er} genre)	61
a ₃ - Critique	73

I

"

INTRODUCTION

FONDATIONS



le projet consiste en l'étude des fondations
d'un immeuble à grande hauteur:

- Sens transversal: $L_1 = 2 \times 12,00 = 24,00 \text{ m}$

Distance entre axe 12,00 m

- Sens longitudinal: $L_2 = 6 \times 5,00 = 30,00 \text{ m}$

7 portiques espacés régulièrement de 5,00 m

- Hauteur: 34,90 m

- surcharges appliquées: variable de $600 \div 1000 \text{ kg/m}^2$

La superstructure a été calculée aux charges
gravitationnelles et au séisme.

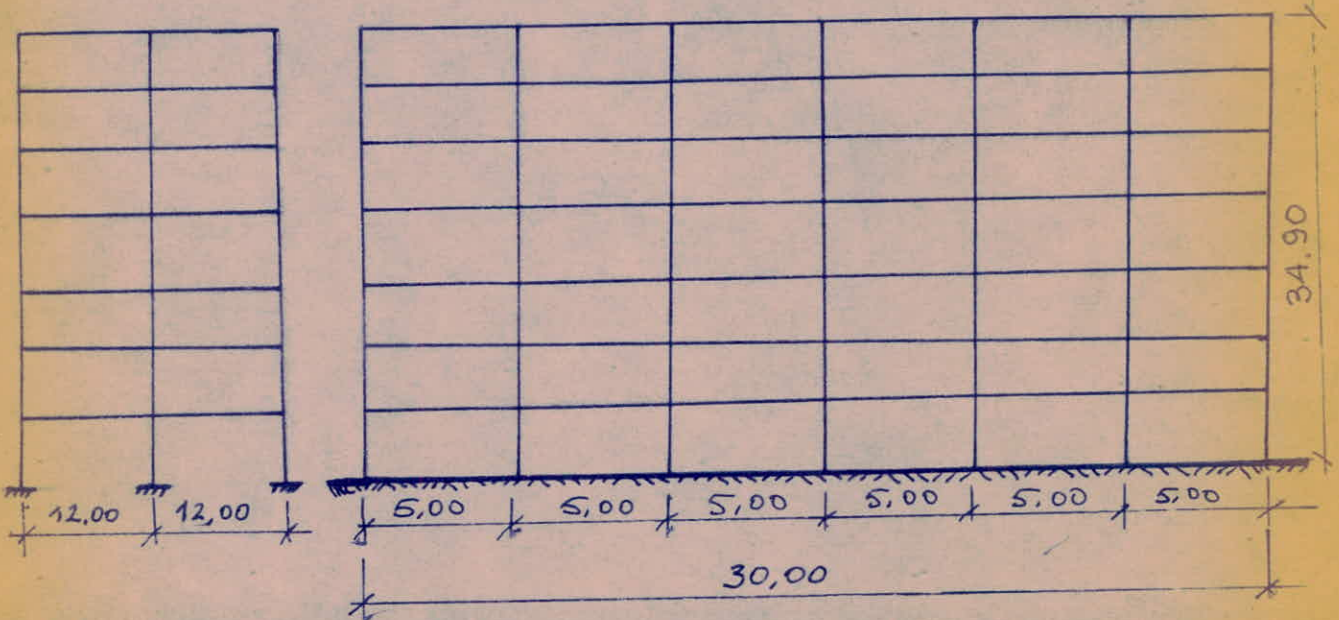


Schéma de l'immeuble:

des sollicitations rapportées des poteaux au sol étant très importantes (efforts normaux et moments respectivement de l'ordre de 600 t et 100 tm), des fondations à semelles isolées ont été par voie de conséquence écartées.

D'autre part la nappe phréatique étant bien en dessous du sous-sol (3,90 m), on a opté alors pour des semelles filantes, la rigidité dans le sens transversal étant assurée par des longrines de 0,40 x 1,30 m placées au niveau du sous-sol.

Des caractéristiques des différentes couches du profil du sol ainsi que des conditions architecturales ont imposé le choix du niveau inférieur des fondations à (-6,30 m). Ce niveau se trouve sur la marne qui, pour le calcul de la réaction du sol, sera considérée dans cette étude comme demi-espace isotrope et élastique.

La semelle étant infiniment "raide" dans le sens transversal (7,40 x 2,30 m), la variation des contraintes sur le sol sera supposée linéaire, cependant dans le sens longitudinal (longueur de 35 m) ceci n'est plus valable car la semelle dans ce cas suivant les déformations du sol engendrées par les contraintes produites aura une réaction de sol quelconque.

Cette réaction du sol étant déterminée, le calcul du ferrailage sera du type classique (ferrailage de poutre continue).

Pour cela on va axer notre étude sur la détermination de cette fonction (de la réaction du sol):

On utilisera alors la méthode de Winkler (plus une intégration graphique de cette méthode) et ensuite une méthode dite générale ou méthode de Demotchkine et Sinitsine.

Cette dernière méthode pour des raisons exposées dans l'étude sera programmée pour toute utilisation ultérieure éventuelle. Une critique sur ces deux méthodes sera suivie.

En dernière étape un calcul tenant compte de la rigidité de la superstructure (à savoir détermination de réaction en utilisant la rigidité effective de la semelle et répercussion des tassements différentiels sur les éléments de la superstructure) sera du moins essayé.

N.B.: Vu le but de notre étude il ne sera fait de calcul complet (ferrailage compris) que pour l'axe 2 (voir figure) selon Winkler, étude selon Axe 1 Demotchkine et enfin critique avec méthode de Demotchkine selon Axe 2 (programmé).

II.

données
du
sol

Dans ces données, on se limite aux caractéristiques essentielles de la marne (sol de fondation, voir ci-après coupe du terrain):

C'est une argile très plastique avec une limite de liquidité $w_L = 60\%$

" de plasticité $w_p = 35\%$.

Ses coefficients de tassements et de gonflement sont importants (respectivement 0,14 et 0,083).

Finalement la contrainte admissible du sol

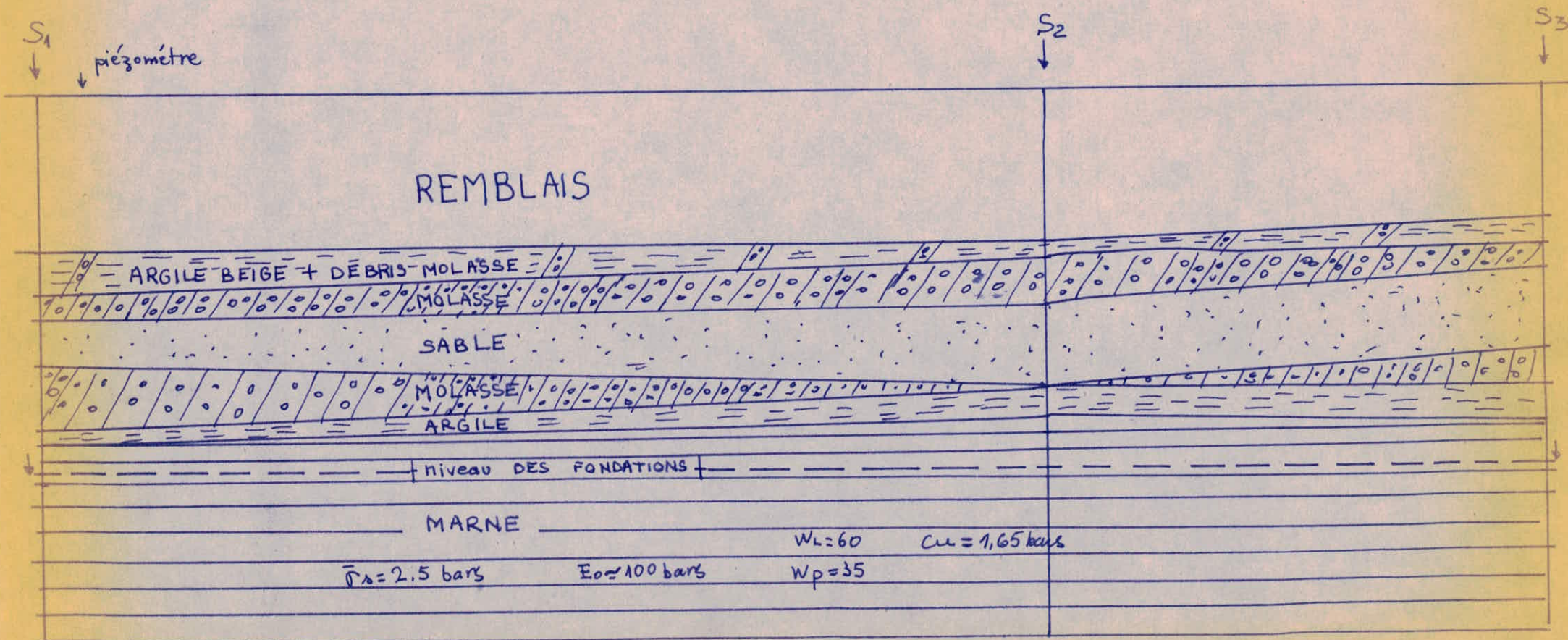
$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$$

et le module oedométrique $E_o = 100 \text{ bars}$.

Coupe de terrain.

Echelle: $\frac{1m}{\square}$

1m



EFFORTS AU NIVEAU DES FONDATIONS

(Efforts défavorables sur les poteaux)

t: transversal
l: longitudinal

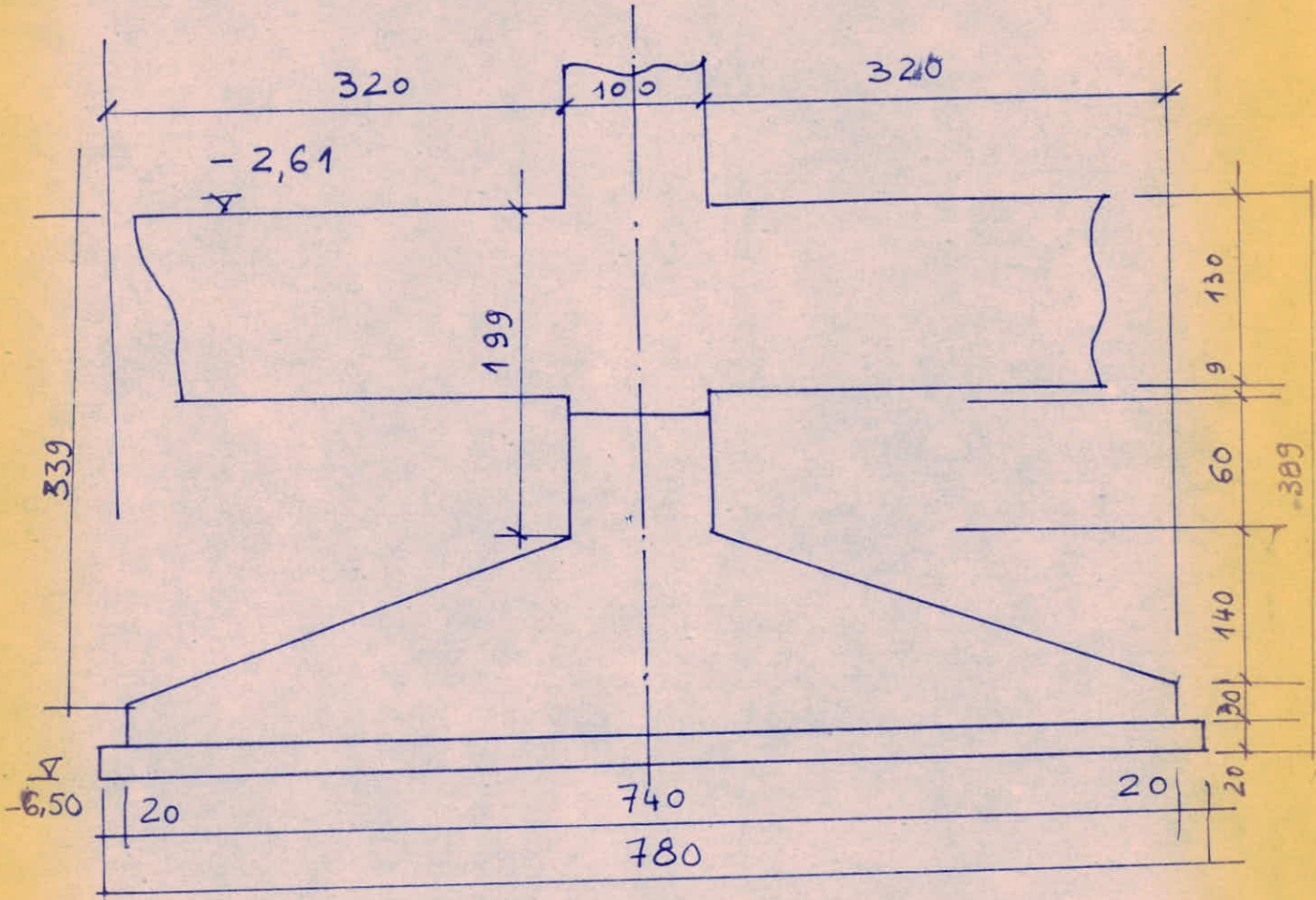
Portique	Poteau - Axe.	$q_1 = g + 1,2P$		S_t				S_l			
		N (k)	Mt (km)	$q_4 = g + P$		$q_3 = g + \frac{P}{5}$		$q_{1l} = g + 1,2P$		$q_{2l} = g + 1,2P$	
				N_1 (k)	$M_t^{q_4+S_t}$ (km)	N_2 (k)	$M_t^{q_3+S_t}$ (km)	N_3 (k)	$M_l^{q_1+S_l}$ (km)	N_4 (k)	$M_l^{q_2+S_l}$ (km)
1	1,3	460									
	2	610	20	582	139	465	139	813	120	234	120
2	1,3	PT2: 460 400									
	2	700	42	712	220	520	219	735	190	495	190
5	1,3	400									
	2	700	42	703	214	558	214	704	190	557	190
6	1,3	460									
	2	700	42	695	203	546	203	720	190	520	190
7	1,3	460									
	2	610	20	585	129	471	129	821	120	235	120

N.B.: Il n'a été tenu compte dans ce tableau que des efforts intéressants le cadre de notre étude.

FONDATION de l'axe longitudinal 2

1/ Calcul dans le sens transversal.

A) Contraintes sur le sol



des poteaux les plus chargés sont ceux des portiques transversaux PT 2, 3, 4, 5, 6.

1° Poids propre de la fondation:

$$(7,40 \times 1,7 + 1,00 \times 0,6 - 2 \cdot \frac{1}{2} \times 3,2 \times 1,4) 5 \times 2,5 = 108,75 \text{ t}$$

2° Gros béton:

$$7,80 \times 0,2 \times 5 \times 2,5 = 15,60 \text{ t}$$

3° Remblai

$$2 \times \frac{3,39 + 1,99}{2} \times 3,2 \times 5 \times 1,6 = 137,73 \text{ t}$$

Total:

- poteau (A x 2. PT 2,3,4)	698,00
- Remblai	137,73
- p.p. fondation	108,75
- Gros béton	15,60
	<hr/>
	960,08 t

$$\underline{\underline{N \approx 961 t}}$$

a) Contraintes sur le sol dues aux sollicitations du 1^{er} genre:

$$A = 7,8 \times 5 = 39 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{5 \times 7,8^2}{6} = 50,7 \text{ m}^2$$

$$N = 961 t \quad ; \quad M = 42 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{961}{39} \pm \frac{42}{50,7} = 24,64 \pm 0,83 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 2,464 + 0,083 = 2,547 \text{ kgf/cm}^2 \approx 2,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,464 - 0,083 = 2,381 \text{ kgf/cm}^2 < 2,5 \text{ kgf/cm}^2$$

b) Contraintes sur le sol dues aux sollicitations du 2^{ème} genre
(q₁₄ + Seisme transv)

N total:

- poteau	712
- remblai	138
- fondation	109
- gros béton	16
	<hr/>
	975 t

$$N = 975 t$$

$$M = 220 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{975}{39} \pm \frac{220}{50,7} = 25,00 \pm 4,34 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 2,500 + 0,434 = 2,934 < 1,5 \bar{\sigma}_p < 3,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,500 - 0,434 = 2,066 < 3,75 \text{ kgf/cm}^2$$

c) Contraintes sur le sol dues aux sollicitations de 2^{ème} genre
(q_{13} + sisme transv)

<u>N total</u>	
- poteau	520
- remblai	138
- fondation	109
- gros béton	16
	<hr/>
	783 t
N = 783 t	
M = 219 tm	

$$\sigma_{1,2} = \frac{783}{39} \pm \frac{219}{50,7} = 20,08 \pm 4,32$$

$$\sigma_1 = 2,008 + 0,432 = 2,440 < 3,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,008 - 0,432 = 1,576 < 3,75 \text{ kgf/cm}^2$$

On peut alors en conclure que le sol de fondation reprend par voie de conséquence les contraintes auxquelles il est soumis par les autres poteaux (PT 1, 5, 6, 7)

ⓑ Ferrailage dans le sens transversal.

a) Ferrailage sous les portiques 2, 3, 4, 5 et 6 :

Effort normal
- poteau 700

(On ne considère pas les charges uniformément réparties du remblai, du gros béton et le p.p de fondation)

$$N = 700 \text{ t}$$

$$M = 42 \text{ tm}$$

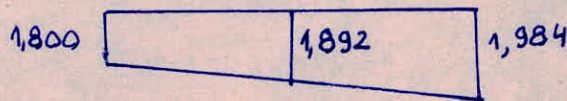
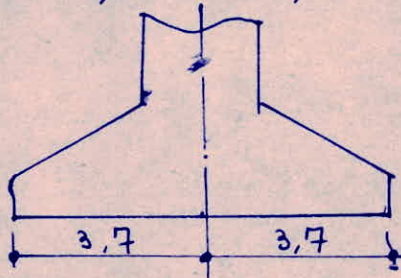
$$A = 7,4 \times 5 = 37 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{5 \times 7,4^2}{6} = 45,63 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{700}{37} \pm \frac{42}{45,63} = 18,92 \pm 0,92 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 1,892 + 0,092 = 1,984 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,892 - 0,092 = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$$



$$Q = 1,984 \times 3,7 \times 5 + 1,892 \times 3,7 \times 5 = 77,02 \text{ t}$$

$$F = \frac{826(7,4 - 1,0)}{8(1,7 - 0,035)} = 396,8 \sim 397t$$

$$\text{HA25} \rightarrow \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 3920 = 2610 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_a = \frac{397000}{2610} = 168,7 \text{ cm}^2 \sim 169 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{169}{4,91} = 34,37 \sim 35 \text{ HA 25}$$

$$e = \frac{500}{35} = 14,2 \text{ cm}$$

ferrailage transversal adopté pour

PT 2, 3, 4, 5, 6.

HA25
e = 14 cm

longitudinal.

$$A_{a \text{ trans.}} = 35 \times 4,91 = 171,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{long}} = 0,25 \times 171,85 = 42,96 \text{ cm}^2$$

HA12

$$n = \frac{42,96}{1,13} = 38,02$$

$$e = \frac{730}{38} = 19,21 \text{ cm}$$

ferrailage longitudinal.

HA12
e = 18,5 cm

b) Ferrailage sous les portiques 1 et 7.

Effort normal

- poteau 610

$$N = 610 \text{ t}$$

$$M = 20 \text{ tm}$$

$$A = 37 \text{ m}^2$$

$$W = 45,63 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{610}{37} \pm \frac{20}{45,63} = 16,49 \pm 0,41 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 1,890 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,808 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q = 18,9 \times 3,7 \times 5 + 18,49 \times 3,7 \times 5 = 691,7 \sim 692 \text{ t}$$

$$F = \frac{692(7,4 - 1,0)}{8(1,7 - 0,035)} \sim 333 \text{ t}$$

Ferrailage transversal:

$$A_a = \frac{333000}{2610} = 127,58 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{141,58}{4,91} = 28,8 \sim 29 \text{ HA25}$$

$$e = \frac{500}{29} = 17,24 \text{ cm}$$

HA25
e = 16,5cm

Ferrailage longitudinal:

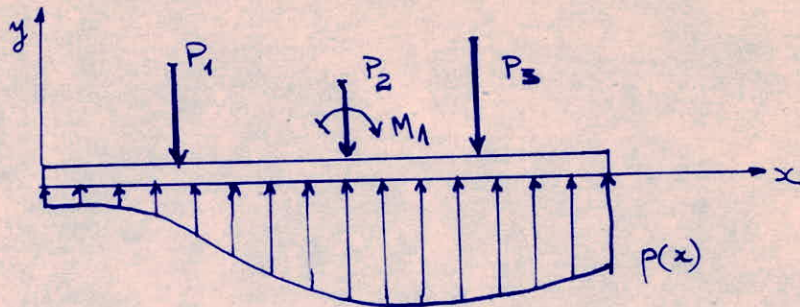
nous gardons le même ferrailage longitudinal adopté pour les portiques PT 2,3,4,5 et 6

c'est à dire

HA12
e = 18,5cm

2/ CALCUL DANS LE SENS LONGITUDINAL

Ⓐ Formules de calcul



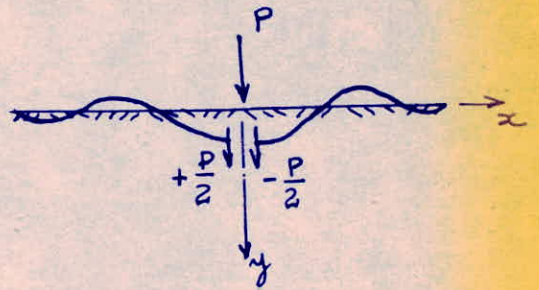
des formules ci-dessous, qui en admettant l'hypothèse de Winkler ($p(x) = k_y \cdot y$), découlent de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \left(\frac{k}{EI} \right) y = 0$$

ceci donne pour les poutres de longueur infinie:

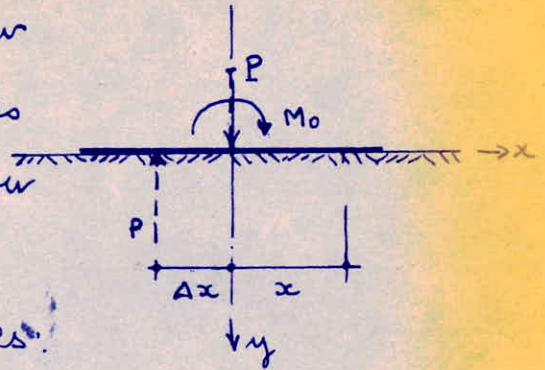
A₁ - force concentrée:

$$\left\{ \begin{array}{l} y = \frac{Pa}{2k} \varphi_1(\alpha x) \\ \varphi = y' = -\frac{Pa^2}{k} \varphi_2(\alpha x) \\ M_x = \frac{P}{4a} \varphi_3(\alpha x) \\ T_x = -\frac{P}{2} \varphi_4(\alpha x) \end{array} \right.$$



A₂ - Moment M₀ :

Le principe consiste à décomposer $M_0 = P \cdot \Delta x$, d'appliquer les mêmes formules que précédemment et de passer pour $\Delta x \rightarrow 0$: $P \Delta x \rightarrow M_0$

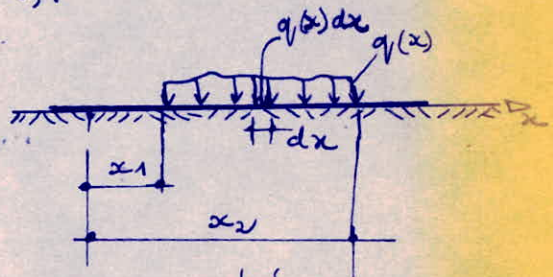


Ainsi on aboutit aux formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} y = \frac{M_0 \alpha^2}{k} \varphi_2(\alpha x) \\ \varphi = y' = \frac{M_0 \alpha^3}{k} \varphi_3(\alpha x) \\ M_x = \frac{M_0}{2} \varphi_4(\alpha x) \\ T_x = -\frac{M_0 \alpha}{2} \varphi_1(\alpha x) \end{array} \right.$$

A₃ - Charge uniformément distribuée :

Les grandeurs statiques y, y', M, T s'obtiennent par intégration des forces élémentaires $q(x) dx$ en utilisant les formules



considérées dans le cas de forces concentrées.

Ainsi on aboutit aux formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} y = -\frac{q}{2k} [\varphi_4(\alpha x_2) + \varphi_4(\alpha x_1) - 2] \\ \varphi = y' = \frac{q \alpha}{2k} [\varphi_3(\alpha x_2) - \varphi_3(\alpha x_1)] \\ M_x = \frac{q}{4\alpha^2} [\varphi_2(\alpha x_2) + \varphi_2(\alpha x_1)] \\ T_x = \frac{q}{4\alpha} [\varphi_1(\alpha x_2) - \varphi_1(\alpha x_1)] \end{array} \right.$$

② Calcul du coefficient α :

B₁ - Position du centre de gravité de la section transversale:

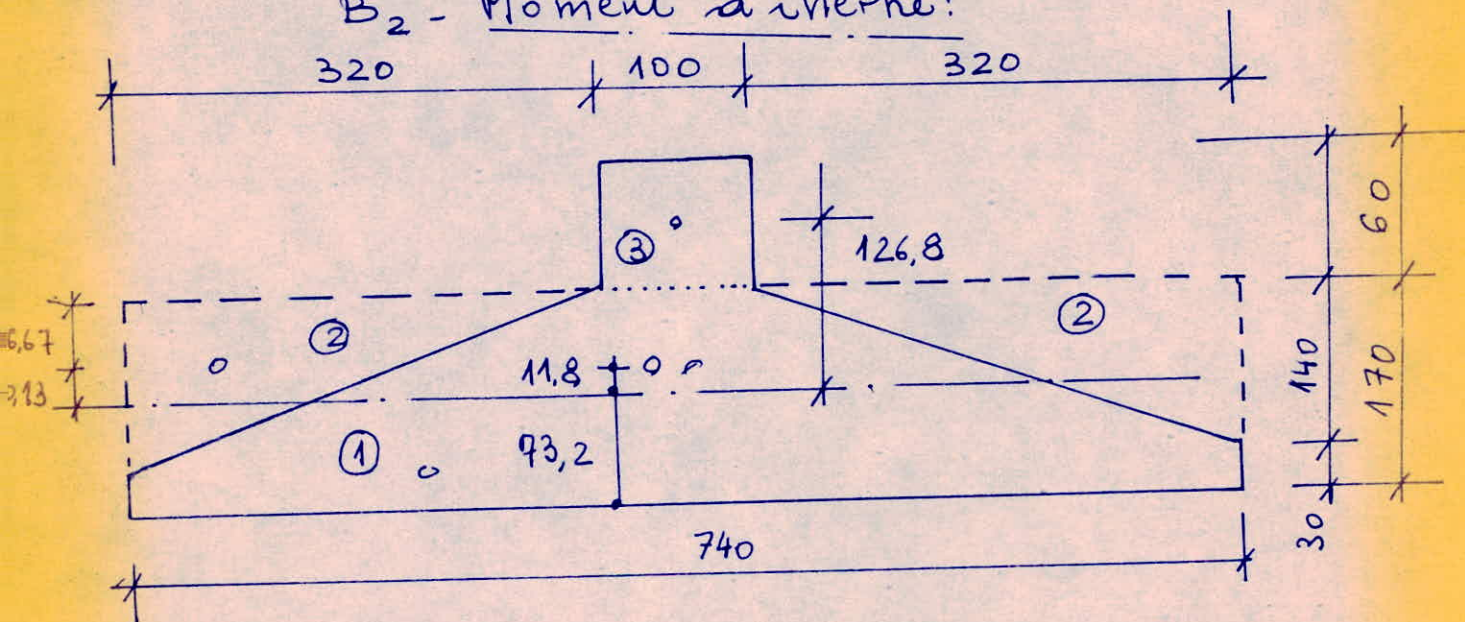
$$A = 7,4 \times 1,7 + 1 \times 0,6 - 2 \times \frac{1}{2} \times 3,2 \times 1,4 = 8,7 \text{ m}^2$$

$$S = 7,4 \times 1,7 \times 0,85 + 1,00 \times 0,6 \times 2 - 2 \times \frac{1}{2} \times 3,2 \times 1,4 \times 1,233 =$$

$$= 10,693 + 1,2 - 5,525 = 6,367 \text{ m}^3$$

$$y = \frac{6,367}{8,70} = 0,732 \text{ m}$$

B₂ - Moment d'inertie:



$$I_1 = \frac{7,4 \times 1,7^3}{12} + 7,4 \times 1,7 \times 0,118^2 = 3,204 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 2 \frac{3,2 \times 1,4^3}{36} + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,2 \times 1,4 \times 0,5013^2 = 1,613 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{1 \times 0,6^3}{12} + 1 \times 0,6 \times 1,268^2 = 0,982 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 - I_2 + I_3 = 2,573 \text{ m}^4$$

B3/ Coefficient α :

$$b = 740 \text{ cm}$$

$$\rho_g = 5,43 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 126.000 \text{ kgf/cm}^2$$

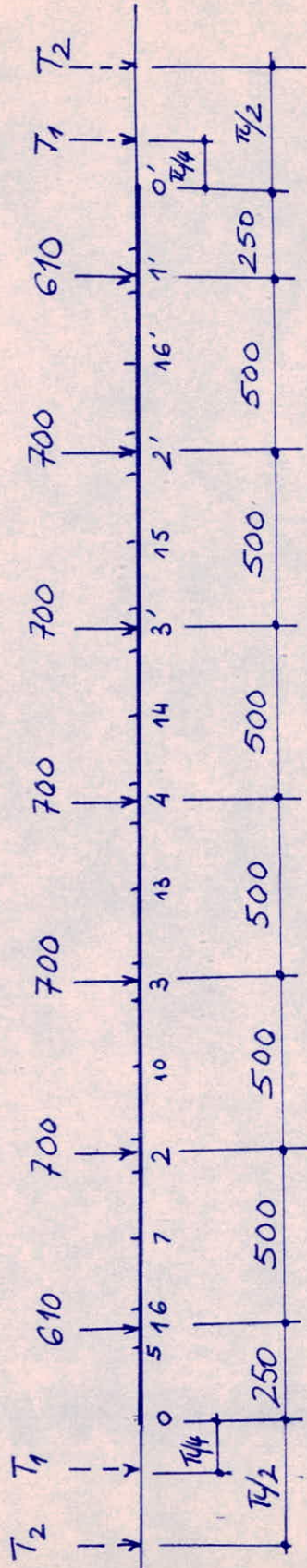
$$J_0 = 2,573 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{5,43 \times 740}{4 \times 126 \times 10^3 \times 2,573 \times 10^8}}$$

d'où :

$$\alpha = 2,36 \times 10^{-3}$$

© Calcul des efforts sous l'action des sollicitations du 1^{er} genre:



Carne. prise -

c) Expression des fonctions $\varphi_j(\alpha x)$:

$$\varphi_1(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x)$$

$$\varphi_2(\alpha x) = e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

$$\varphi_3(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x)$$

$$\varphi_4(\alpha x) = e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

Les valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$ sont consignées dans les tableaux suivants.

Les fonctions $\varphi_2(\alpha x_i)$ et $\varphi_4(\alpha x_i)$ sont antisymétriques. Les valeurs du Tableau doivent être introduites par leur signe pour les charges placées à gauche de la section considérée. Du signe contraire dans l'autre cas.

D'autre part :

$\alpha x_A < 7$; $\alpha x_B < 7$: Ceci indique qu'on a une poutre de longueur finie.

On utilise alors la méthode des forces fictives.

Section	Forces	Valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$					
		αx_i	$\varphi_1(\alpha x_i)$	$\varphi_2(\alpha x_i)$	$\varphi_3(\alpha x_i)$	$\varphi_4(\alpha x_i)$	
0	T ₂	$\frac{\pi}{2}$	0,2082	0,2079	-0,2079	0,00	
		$\frac{\pi}{2} + 8,29$	0,00	0,0006	0,00	0,00	
	T ₁	$\frac{\pi}{4}$	0,6482	0,3224	0,00	0,3224	
		$\frac{\pi}{4} + 8,29$ 0,06	0,00	0,0006	0,00	0,00	
	610	0,59	0,7690	0,308	0,1615	0,4609	
		7,7	0,0005	0,0006	0,00	0,00009	
	700	1,77	0,1332	0,1670	-0,2003	-0,03337	
		6,49	0,00179	0,0004	0,0012	0,0015	
	700	2,95	-0,0413	0,0101	-0,0614	-0,0515	
		5,31	-0,00130	-0,00413	0,00685	0,00281	
	700	4,13	-0,02227	-0,01345	0,0045	-0,00887	
	1	T ₂	2,16	0,0317	0,09598	-0,1598	0,06384
			9,26	0,00	0,00	0,00	0,00
T ₁		1,37	0,2996	0,2469	-0,1988	0,04965	
		8,48	0,00	0,0006	0,00	0,00003	
610		0	1,0000	0,00	1,00	1,00	
		7,08	0,0011	0,0006	0,00	0,0006	
700		1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175	
		5,90	0,0015	-0,0010	0,0036	0,0026	
700		2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,0670	
		4,72	-0,0088	-0,0089	0,009	0,0001	
700		3,54	-0,03798	-0,0112	-0,01558	-0,0267	

Section	Forces	Valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$				
		αx_i	$\varphi_1(\alpha x_i)$	$\varphi_2(\alpha x_i)$	$\varphi_3(\alpha x_i)$	$\varphi_4(\alpha x_i)$
2	T ₂	3,30	-0,0422	0,0058	0,0306	-0,0364
		8,06	0,00	0,00	0,00	0,00
	T ₁	2,55	-0,0210	0,04375	-0,1084	0,0647
		7,27	0,001	0,0004	0,00	0,0004
	610	1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175
		5,90	0,0015	-0,0010	0,0036	0,0026
	700	0	1,0000	0,00	1,00	1,00
		4,72	-0,0088	-0,0089	0,0090	0,0001
	700	1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175
		3,54	-0,03798	-0,0112	-0,01558	-0,0267
	700	2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,0670
	3	T ₂	4,52	-0,01278	-0,0106	0,0086
6,88			0,0014	0,0006	0,0001	0,0007
T ₁		3,73	-0,03572	-0,01245	-0,0108	-0,023275
		6,09	0,0017	-0,0007	0,0031	0,0024
610		2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,067
		4,72	-0,0088	-0,0089	0,009	0,0001
700		1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175
		3,54	-0,0379	-0,0112	-0,01558	-0,0267
700		0	1,000	0,00	1,00	1,000
		2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,067
700		1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175

Section	Forces	Valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$					
		αx_i	$\varphi_1(\alpha x_i)$	$\varphi_2(\alpha x_i)$	$\varphi_3(\alpha x_i)$	$\varphi_4(\alpha x_i)$	
4	T ₂	5,70	0,001	-0,0018	0,0046	0,0028	
		5,70	0,001	-0,0018	0,0046	0,0028	
	T ₁	4,91	-0,0058	-0,0072	0,0087	0,00145	
		4,91	-0,0058	-0,0072	0,0087	0,00145	
	610	3,54	-0,03798	-0,0112	-0,01558	-0,0267	
		3,54	-0,03798	-0,0112	-0,01558	-0,0267	
	700	2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,067	
		2,36	-0,00016	0,0667	-0,1335	0,067	
	700	1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175	
		1,18	0,401	0,2839	-0,1664	0,1175	
	700	0	1,00	0,00	1,00	1,00	
	5	T ₂	2,04	-0,0676	—	0,1789	-0,0565
			9,35	0	0	0	0
		T ₁	1,252	0,35345	0,2748	-0,1837	-0,1837
8,568			0,0001	0,0001	0,00	0,00	
610		0,118	0,9696	—	0,7793	0,8826	
		7,198	0,0010	0,0004	0,00	0,0004	
700		1,300	0,3355	0,2626	-0,1897	0,0729	
		6,02	0,00172	-0,0007	0,00308	0,0024	
700		2,478	0,0111	0,05525	-0,1215	-0,0663	
		4,84	-0,00686	-0,00784	0,0088	0,005	
700		3,658	-0,0359	-0,01238	-0,01114	-0,02362	

Section	Forces	Valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$				
		αx_i	$\varphi_1(\alpha x_i)$	$\varphi_2(\alpha x_i)$	$\varphi_3(\alpha x_i)$	$\varphi_4(\alpha x_i)$
6	T ₂	2,278	0,011608	0,078034	-0,1442	-0,06648
		9,122	0	0	0	0
	T ₁	1,488	0,2384	0,2226	-0,2068	0,017627
		8,332	0,00	0,0002	0,00	0,00
	610	0,118	0,9696	/	0,77936	0,88261
		6,962	0,00132	/	0,00012	0,00072
	700	1,062	0,47188	/	-0,1317	0,1701
		5,782	0,001246	/	0,0042	0,00272
	700	2,242	0,017512	/	-0,1495	-0,06581
		4,602	-0,0111	-0,0100	0,0089	-0,0041
	700	3,422	-0,0404	-0,0087	-0,0225	-0,0315
	7	T ₂	2,75	-0,03445	0,02455	-0,0836
8,65			0,00	0,00	0,00	+0,00
T ₁		1,96	0,07465	0,12855	-0,18255	-0,05393
		7,86	0,00	0,00	0,00	0,00
610		0,59	0,76883	0,30799	0,15294	0,46093
		6,49	0,00179	0,00041	0,0012	0,0015
700		0,59	0,76883	0,30799	0,15294	0,46093
		5,31	-0,00132	-0,00413	0,00685	0,00281
700		1,77	0,13366	0,1670	-0,2003	-0,03337
		4,13	-0,02229	-0,01345	0,0045	-0,00887
700		2,95	-0,0413	0,0101	-0,0614	-0,0515

Section	Forces	Valeurs des fonctions $\varphi_j(\alpha x_i)$					
		αx_i	$\varphi_1(\alpha x_i)$	$\varphi_2(\alpha x_i)$	$\varphi_3(\alpha x_i)$	$\varphi_4(\alpha x_i)$	
10	T ₂	3,93	-0,0277	-0,0139	0,00	-0,0137	
		7,47	0,0009	0,0003	0,00007	0,0003	
	T ₁	3,14	-0,0432	0,00	-0,0432	-0,0432	
		6,68	0,00165	0,00055	0,0007	0,0012	
	610	1,77	0,1366	0,1670	-0,2003	-0,03337	
		5,31	-0,00132	-0,00413	0,00685	0,00281	
	700	0,59	0,7680	0,308	0,1615	0,4609	
		4,13	-0,02229	-0,01345	0,00045	-0,00887	
	700	0,59	0,7680	0,308	0,1615	0,4609	
		2,95	-0,0413	0,0101	-0,0614	-0,0515	
	700	1,77	0,1366	0,1670	-0,2003	-0,03337	
	13	T ₂	5,11	-0,0032	-0,0056	0,00795	0,00235
			6,29	0,0019	0,00005	0,00185	0,00185
		T ₁	4,32	-0,0173	-0,0123	0,007225	-0,005
5,50			0,000475	0,0028	0,0057	0,0029	
610		2,95	-0,0413	0,0101	-0,0614	-0,0515	
		4,13	-0,02229	-0,01345	0,0045	-0,00887	
700		1,77	0,13366	0,1670	-0,2003	-0,03337	
		2,95	-0,0413	0,0101	-0,0614	-0,0515	
700		0,59	0,7680	0,308	0,1615	0,4609	
		1,77	0,13366	0,1670	-0,2003	-0,03337	
700		0,59	0,7680	0,308	0,1615	0,4609	

C₂ / Détermination des forces fictives:

Les valeurs des forces fictives seront établies sur la base des conditions aux limites 0 et 0' pour la poutre finie.

Ainsi:

$$M_0 = 0 \implies \sum P_j \varphi_3(\alpha x_0) = 0$$

$$T_0 = 0 \implies \sum P_j \varphi_4(\alpha x_0) = 0$$

$$* \sum P_j \varphi_3(\alpha x_0) = 0 :$$

$$\begin{aligned} T_2 \left[\varphi_3\left(\frac{\pi}{2}\right) + \varphi_3\left(\frac{\pi}{2} + 8,28\right) \right] + T_1 \left[\varphi_3\left(\frac{\pi}{4}\right) + \varphi_3\left(\frac{\pi}{4} + 8,28\right) \right] + \\ + 610 \left[\varphi_3(0,59) + \varphi_3(7,7) \right] + 700 \left[\varphi_3(1,77) + \varphi_3(6,49) \right] + \\ + 700 \left[\varphi_3(2,95) + \varphi_3(5,31) \right] + 700 \varphi_3(4,13) = 0 \end{aligned}$$

$$\boxed{T_2 = -366 \text{ t}}$$

$$* \sum P_j \varphi_4(\alpha x_0) = 0$$

$$\begin{aligned} T_2 \left[\varphi_4\left(\frac{\pi}{2}\right) - \varphi_4\left(\frac{\pi}{2} + 8,28\right) \right] + T_1 \left[\varphi_4\left(\frac{\pi}{4}\right) - \varphi_4\left(\frac{\pi}{4} + 8,28\right) \right] + \\ + 610 \left[-\varphi_4(0,59) - \varphi_4(7,7) \right] + 700 \left[-\varphi_4(1,77) - \varphi_4(6,49) \right] + \\ + 700 \left[-\varphi_4(2,95) - \varphi_4(5,31) \right] + 700 \left[-\varphi_4(4,13) \right] = 0 \\ T_2 [0 - 0] + T_1 [0,3224 - 0] + 610 [-0,4609 - 0,00009] + \\ + 700 [0,03337 - 0,0015] + 700 [0,0515 - 0,00281] + 700 [0,00887] = 0 \end{aligned}$$

$$\boxed{T_1 = 677 \text{ t}}$$

c₃ / Calcul des Moments :

$$M = \frac{1}{4a} \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i)$$

$$M = \frac{10^3}{4 \times 2,36 \cdot 10^{-3}} \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i) \approx 1,06 \cdot 10^5 \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i)$$

M en kgcm

Section 1-1' :

$$M_1 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{array}{l} -366(-0,1598) + 677(-0,1988) + 610(1) + 700(-0,1664 + 0,0036 \\ -0,1335 + 0,009 - 0,01558) \end{array} \right\}$$

$$M_1 = 340,73 \text{ tm}$$

Section 2-2' :

$$M_2 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{array}{l} -366(0,0306) + 677(-0,1084) + 610(-0,1664) + 700(-1 + \\ 0,009 - 0,1664 - 0,01558 - 0,1335) \end{array} \right\}$$

$$M_2 = 317,35 \text{ tm}$$

Section 3-3' :

$$M_3 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{array}{l} -366(0,0086 + 0,0001) + 677(-0,0108 + 0,0031) + 610(-0,1335 + 0,0036) \\ + 700(-0,1664 - 0,01558 + 1 - 0,1335 - 0,1664) \end{array} \right\}$$

$$M_3 = 295 \text{ tm}$$

Section 4-4':

$$M_4 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-366(0,0046) + 677 \times 2 \times 0,0087 - 610 \times 2 \times 0,04558 - 2 \times 700(0,1335 \\ &+ 0,1664) + 700 \end{aligned} \right\}$$

$$M_4 = 286 \text{ tm}$$

Section 7:

$$M_7 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-366(-0,0836) + 677(0,18255) + 610(0,15294 + 0,0012) \\ &+ 700(0,15294 + 0,00685 - 0,2003 + 0,0045 - 0,0614) \end{aligned} \right\}$$

$$M_7 = -71,20 \text{ tm}$$

Section 10:

$$M_{10} = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-366(0) + 677(-0,0432 + 0,0007) + 610(-0,2003 + 0,00685) \\ &+ 700(0,1615 + 0,00045 + 0,1615 - 0,0614 - 0,2003) \end{aligned} \right\}$$

$$M_{10} = -67 \text{ tm}$$

Section 13:

$$M_{13} = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-366(0,00795 + 0,00185) + 677(0,007225 + 0,0057) \\ &+ 610(-0,0614 + 0,0045) + 700(-0,2003 - 0,6014 + 0,1615 \\ &- 0,2003 + 0,1615) \end{aligned} \right\}$$

$$M_{13} = -135 \text{ tm}$$

Section 6:

$$M_6 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-366(-0,1442) + 677(-0,2068) + 610(0,77936) + 700(-0,1317 \\ &+ 0,0042 - 0,1495 + 0,0089 - 0,225) \end{aligned} \right\}$$

$$M_6 = 196 \text{ tm}$$

c4/ Calcul des efforts tranchants:

$$T = -\frac{1}{2} \sum P_i \psi_4(dx_i)$$

Section 1:

$$T_{1g} = -\frac{1}{2} \left\{ -366(0,06384) + 677(0,04965 - 0,00003) + 610(-1 - 0,006) \right. \\ \left. + 700(-0,1175 - 0,0026 - 0,0670 - 0,0001 + 0,0267) \right\}$$

$$T_{1g} = 359 \text{ t}$$

$$T_{1d} = T_{1g} - P = 359 - 610$$

$$T_{1d} = -251 \text{ t}$$

Section 2:

$$T_{2g} = -\frac{1}{2} \left\{ -366(-0,0364) + 677(0,0647 - 0,0004) + 610(+0,1175 - 0,0026) \right. \\ \left. + 700(-1 + 0,0001) + 700(-0,1175 + 0,0267) + 700(-0,067) \right\}$$

$$T_{2g} = 355 \text{ t}$$

$$T_{2d} = T_{2g} - P = 355 - 700$$

$$T_{2d} = -345 \text{ t}$$

Section 3:

$$T_{3g} = -\frac{1}{2} \left\{ -366(-0,0022 - 0,0007) + 677(-0,023275 - 0,0024) \right. \\ \left. + 610(0,067 - 0,0001) + 700(0,1175 + 0,0267 - 1 - 0,067 - 0,1175) \right\}$$

$$T_{3g} = 350 \text{ t}$$

$$T_{3d} = -350 \text{ t}$$

de la même façon:

$$\text{Section 4} \quad \boxed{T_{4g} = +350 \text{ t}} ; \boxed{T_{4d} = -350 \text{ t}}$$

$$\text{Section 7} \quad \boxed{T_7 = -3,2 \text{ t}}$$

$$\text{Section 10} \quad \boxed{T_{10} = -9,5 \text{ t}}$$

$$\text{Section 13} \quad \boxed{T_{13} = -2,3 \text{ t}}$$

$$\text{Section B} \quad \boxed{T_B = 270 \text{ t}}$$

$$\text{Section G} \quad \boxed{T_G = -250 \text{ t}}$$

c5/ Calcul de la Pression:

$$\boxed{y = \frac{\alpha}{2K} \sum P_i \varphi_1(\alpha x_i)}$$

$$K = K_1 \cdot b = 5,4 \times 740 = 3996 \text{ kg cm}^{-3}$$

$$y = \frac{2,36 \cdot 10^{-3} \times 10^3}{2 \times 3,996 \cdot 10^3} \sum P_i \varphi_1(\alpha x_i) = 2,95 \cdot 10^{-4} \sum P_i \varphi_1(\alpha x_i)$$

$$y_1 = 2,95 \cdot 10^{-4} \left\{ -366(0,0317) + 677(0,2996) + 610(1 + 0,0011) \right. \\ \left. + 700(0,401 + 0,0015 - 0,00016 - 0,0088 - 0,03798) \right\}$$

$$\boxed{y_1 = 0,308 \text{ cm}}$$

$$y_2 = 2,95 \cdot 10^{-4} \left\{ -366(-0,0422) + 677(-0,021 + 0,001) + 610(0,401 + 0,0015) \right. \\ \left. + 700(1 - 0,0088 + 0,401 - 0,03798 - 0,00016) \right\}$$

$$\boxed{y_2 = 0,351 \text{ cm}}$$

$$y_0 = 2,95 \cdot 10^{-4} \left\{ \begin{array}{l} -366(0,2082) + 677(0,6482) + 610(0,7690 + 0,0005) \\ + 700(0,1332 + 0,00179 - 0,0413 - 0,0013 - 0,02227) \end{array} \right\}$$

$$y_0 = 0,266 \text{ cm}$$

de même façon :

$$y_3 = 0,357 \text{ cm}$$

$$y_4 = 0,562 \text{ cm}$$

Calcul de la pression :

Hypothèse de Winkler $p_i = K_i y_i$

$$p_0 = 1,062 \text{ kgf/cm}^2$$

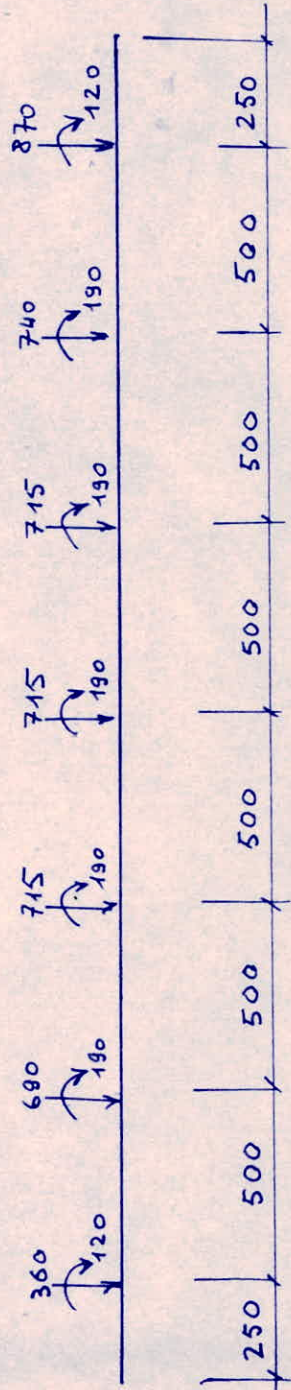
$$p_1 = 1,230 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_2 = 1,402 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_3 = 1,426 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_4 = 2,245 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (= 2,5 \text{ bars})$$

① Calcul des efforts sous l'action des sollicitations
de 2^{ème} genre :



Marne

a/ Détermination des Moments fictifs:

$$M_0 = 0 \implies \sum M_i \varphi_4(\alpha x_i) = 0$$

$$T_0 = 0 \implies \sum M_i \varphi_1(\alpha x_i) = 0$$

$$M_2(0-0) + M_1(0,3224-0) + 120(-0,4609-0,00009) + 190(0,03337 - 0,0015) + 190(0,0515-0,00281) + 190(0,00887) = 0$$

ce qui donne: $M_1 = 118,88 \text{ tm}$

$$M_2(0,2082+0) + M_1(0,6482+0) + 120(0,7690+0,0005) + 190(0,1332+0,00179) + 190(-0,0413-0,0013) + 190(-0,02227) = 0$$

ce qui donne: $M_2 = -875,06 \text{ tm}$

b/ Calcul des Moments:

$$M = \frac{1}{2} \sum M_i \varphi_4(\alpha x_i)$$

$$M_{1g} = \frac{1}{2} \left\{ -875,06(0,06384-0) + 118,88(0,04965-0,00003) + 120(-1-0,006) + 190(-0,1175-0,0026-0,067-0,0001+0,0267) \right\}$$

$$M_{1g} = -100,6 \text{ tm}$$

$$M_{1d} = M_{1g} - M = -100,6 + 120$$

$$M_{1d} = 19,42 \text{ tm}$$

En procédant de la même façon:

$$M_{2g} = -83,45 \text{ tm} \quad ; \quad M_{2d} = 106,55 \text{ tm}$$

$$M_{3g} = -97,36 \text{ tm} \quad ; \quad M_{3d} = 92,64 \text{ tm}$$

$$M_{4g} = -95 \text{ tm} \quad ; \quad M_{4d} = +95 \text{ tm}$$

$$M_7 = 15 \text{ tm} \quad ; \quad M_{10} = 10,22 \text{ tm} \quad ; \quad M_{13} = 1,64 \text{ tm}$$

$$M_{3'g} = -93 \text{ tm} \quad ; \quad M_{3'd} = 97 \text{ tm} \quad ; \quad M_{2'g} = -106,64 \text{ tm}$$

$$M_{1'g} = -19,41 \text{ tm} \quad ; \quad M_{1'd} = 100,59 \text{ tm}$$

c/ Calcul des efforts tranchants:

$$T = -\frac{\alpha}{2} \sum M_i \varphi_1(\alpha x_i)$$

$$T = -1,18 \cdot 10^{-3} \sum M_i \varphi_1(\alpha x_i)$$

$$T_1 = -1,18 \cdot 10^{-3} \left\{ \begin{array}{l} -875(0,0317) + 118,88(0,2996) + 120(1 + 0,011) \\ + 190(0,401 + 0,0015 - 0,00016 - 0,0088 - 0,03798) \end{array} \right\}$$

$$T_1 = -0,23 \text{ t}$$

$$T_2 = -1,18 \cdot 10^{-3} \left\{ \begin{array}{l} -875(-0,0422) + 118,88(-0,021 + 0,001) + 120(0,401 + 0,0015) \\ + 190(1 - 0,0088 + 0,401 - 0,03798 - 0,00016) \end{array} \right\}$$

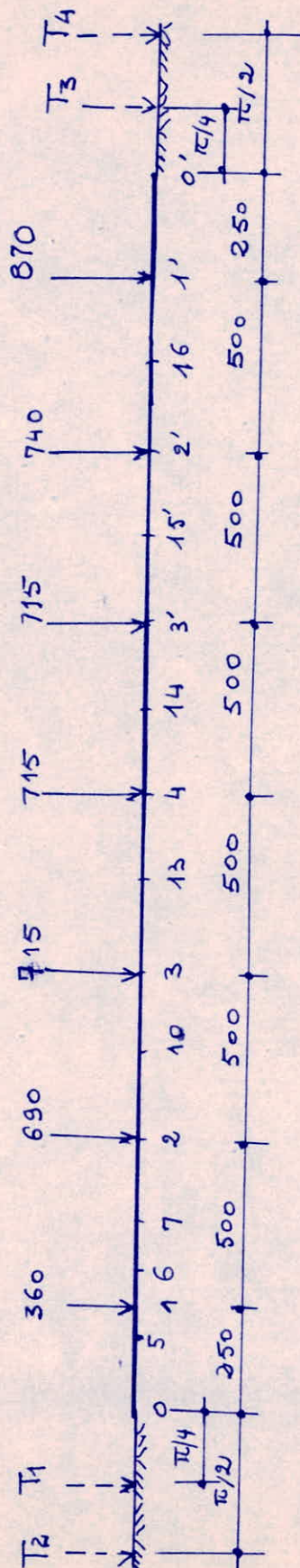
$$T_2 = -0,404$$

En procédant de la même façon:

$$T_3 = -0,377$$

$$T_4 = -0,613$$

D₂ / Efforts due à l'action des forces concentrées :



a/ Détermination des forces fictives:

Conditions aux extrémités :

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 0 \\ M'_0 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i) = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} T_0 = 0 \\ T'_0 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \sum P_i \varphi_4(\alpha x_i) = 0.$$

$$\begin{aligned} T_2(-0,2078) + T_4(0) + T_1(0) + T_3(0) + 360(0,1615) + 870(0) \\ + 690(-0,2003) + 740(0,0012) + 715(-0,0614) + 715(0,00685) \\ + 715(0,0045) = 0 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \boxed{T_2 = -553 \text{ t}}$$

$$\begin{aligned} T_4(-0,2078) + T_3(0) + T_2(0) + T_1(0) + 870(0,1615) + 740(-0,2003) \\ + 715(-0,0614) + 715(0,0045) + 715(0,00685) + 360(0) \\ + 690(0,0012) = 0 \end{aligned}$$

$$\boxed{T_4 = -205,28 \text{ t}}$$

$$\begin{aligned} T_2(0) + T_4(0) + T_1(0,3224) + T_3(0) + 360(-0,4609) + 870(-0,00009) \\ + 690(+0,03337) + 740(-0,0015) + 715(+0,0515 - 0,00281 + 0,00887) = 0 \end{aligned}$$

$$\boxed{T_1 = 319,27 \text{ t}}$$

$$\begin{aligned} T_4(0) + T_2(0) + T_3(-0,3224) + T_1(0) + 870(+0,4609) + 360(+0,00009) \\ + 740(-0,03337) + 690(+0,0015) + 715(-0,0515 + 0,00281 - 0,00887) = 0 \end{aligned}$$

$$\boxed{T_3 = 1042,80 \text{ t}}$$

B) Calcul des moments:

$$M = \frac{1}{4a} \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i)$$

$$M = 1,06 \cdot 10^5 \sum P_i \varphi_3(\alpha x_i)$$

$$M_1 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &360(1) + 870(0) - 553(-0,1598) - 205,28(0) + 319,27(-0,1988) \\ &+ 1042,8(0) + 690(0,1664) + 740(0,0036) + 715(-0,1335 + 0,009 - 0,01558) \end{aligned} \right\}$$

$$M_1 = 183 \text{ tm}$$

$$M_2 = 1,06 \cdot 10^5 \left\{ \begin{aligned} &-553(0,0306) - 205,28(0) + 319,27(-0,1084) + 1042,8(0) \\ &+ 360(-0,1664) + 870(0,0036) + 690(1) + 740(0,009) + 715(-0,1664 \\ &- 0,01558 - 0,1335) \end{aligned} \right\}$$

$$M_2 = 385,27 \text{ tm}$$

De la même façon:

$M_3 = 348,75 \text{ tm}$	$M_4 = 291,86 \text{ tm}$
$M_5 = -99,86 \text{ tm}$	$M_6 = 95,50 \text{ tm}$
$M_7 = -31 \text{ tm}$	$M_{10} = -38 \text{ tm}$
$M_{13} = -117,32 \text{ tm}$	$M_{3'} = 256,18 \text{ tm}$
$M_{2'} = 273,32 \text{ tm}$	$M_{1'} = 503,20 \text{ tm}$
$M_{13'} = -156,84 \text{ tm}$	$M_{10'} = -268,62 \text{ tm}$
$M_{7'} = -112,05 \text{ tm}$	$M_8 = 267,32 \text{ tm}$

c) Efforts tranchants:

$$T = -\frac{1}{2} \sum P_i \varphi_4(\alpha x_i)$$

$$T_{1g} = -\frac{1}{2} \left\{ -553(0,06384) - 205,28(0) + 319,27(0,04965) + 1042,8(-0,00003) \right. \\ \left. + 360(-1) + 870(-0,006) + 690(-0,1175) + 740(-0,0026) \right. \\ \left. + 715(-0,0670 - 0,0001 + 0,0267) \right\}$$

$$T_{1g} = 122,6 \text{ t}$$

$$T_{1d} = -237,4 \text{ t}$$

$$T_{2g} = 373,68 \text{ t}$$

$$T_{2d} = -316,32 \text{ t}$$

$$T_{3g} = 423,46 \text{ t}$$

$$T_{3d} = -291,54 \text{ t}$$

$$T_{4g} = 350,8 \text{ t}$$

$$T_{4d} = -364,2 \text{ t}$$

$$T'_{3g} = -\frac{1}{2} \left\{ -553(0,0001) - 205,28(0,0020) + 319,27(0,0024) + 1042,8(0,023285) \right. \\ \left. + 870(-0,067) + 360(0,0001) + 740(0,1175) + 690(-0,0267) \right. \\ \left. + 715(-1) + 715(0,067) + 715(0,1175) \right\}$$

$$T'_{3g} = 466,81 \text{ t}$$

$$T'_{3d} = -248,19 \text{ t}$$

$$T'_{2g} = 401,60 \text{ t}$$

$$T'_{2d} = -338,40 \text{ t}$$

$$T'_{1g} = 394,44 \text{ t}$$

$$T'_{1d} = -475,56 \text{ t}$$

d) Pressions du sol dues aux forces normales:

$$y = \frac{\alpha}{2k} \sum P_i \varphi_1(\alpha x_i)$$

$$y = 2,95 \cdot 10^{-4} \sum P_i \varphi_1(\alpha x_i)$$

$$P_i = k \cdot y_i$$

$$y_{1'} = 2,95 \cdot 10^{-4} \left\{ \begin{array}{l} -553(0) - 205,28(0,0217) + 319,27(0) + 1048,8(0,2396) \\ + 870(1) + 360(0,011) + 740(0,401) + 690(0,0015) \\ + 715(-0,00016 - 0,0088 - 0,03798) \end{array} \right\}$$

$$y_{1'} = 0,423 \text{ cm}$$

$$P_{1'} = 2,11 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_{2'} = 1,96 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_{3'} = 1,80 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_4 = 1,81 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_3 = 1,817 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_2 = 1,632 \text{ kgf/cm}^2$$

e) Pressions du sol dues aux moments:

$$y = \frac{\alpha^2}{k} \sum M_i \varphi_2(\alpha x_i)$$

$$y = 1,11 \cdot 10^{-6} \sum M_i \varphi_2(\alpha x_i)$$

Ces pressions sont négligeables.

D₃ / Superposition des efforts:

a) Moments:

$$M_{1g} = -100,6 + 183 = 82,4 \text{ tm}$$

$$M_{1d} = 19,42 + 183 = 202,42 \text{ tm}$$

$$M_{2g} = -83,45 + 385,27 = 302 \text{ tm}$$

$$M_{2d} = 106,55 + 385,27 = 492 \text{ tm}$$

$$M_{3g} = 348,275 - 97,36 = 252 \text{ tm}$$

$$M_{3d} = 348,75 + 92,64 = 442 \text{ tm}$$

$$M_{4g} = 291,9 - 95 = 197 \text{ tm}$$

$$M_{4d} = 292 + 95 = 387 \text{ tm}$$

$$M_7 = 15 - 31 = -16 \text{ tm}$$

$$M_{10} = 10,22 - 38 = -28 \text{ tm}$$

$$M_{13} = -117,32 + 1,65 = -116 \text{ tm}$$

$$M_{2'g} = 256,18 - 93 = 164 \text{ tm}$$

$$M_{3'd} = 256,18 + 97 = 354 \text{ tm}$$

$$M_{2'g} = 273,32 - 106,64 = 167 \text{ tm}$$

$$M_{2'd} = 273,32 + 83,36 = 357 \text{ tm}$$

$$M_{1'g} = 503,18 - 19,42 = 484 \text{ tm}$$

$$M_{1'd} = 503,18 + 100,59 = 604 \text{ tm}$$

$$M_{13'} = -156,84 - 1,65 = -159 \text{ tm}$$

$$M_{10'} = -268,62 - 10,22 = -279 \text{ tm}$$

$$M_7' = -112,05 - 15 = -127 \text{ tm}$$

b) Efforts tranchants:

$$T_{1g} = 122,6 - 0,23 = 123 t$$

$$T_{1d} = -237,4 - 0,23 = -238 t$$

$$T_{2g} = 373,4 - 0,4 = 375 t$$

$$T_{2d} = -316,32 - 0,4 = -317 t$$

$$T_{3g} = 423,5 - 0,38 = 424 t$$

$$T_{3d} = -291,54 - 0,38 = -292 t$$

$$T_{4g} = 350,8 - 0,614 = 352 t$$

$$T_{4d} = -364,2 - 0,614 = -366 t$$

$$T_{3'g} = 466,81 - 0,37 \approx 468 t$$

$$T_{3'd} = -248,19 - 0,37 \approx -250 t$$

$$T_{2'g} = 401,60 - 0,404 \approx 403 t$$

$$T_{1'g} = 394,44 - 0,23 \approx 395 t$$

$$T_{1'd} = -475,56 - 0,23 \approx -476 t$$

Les valeurs des Moments, efforts tranchants et pression sur le sol sont représentées en tirage sur plan -

(Plan n° 4 et 5)

⑤ Calcul des Efforts sous l'action du poids propre et du remblai.

charge uniformément répartie :

$$q = \frac{1}{5} (109 + 138) = 50 \text{ t/m}$$

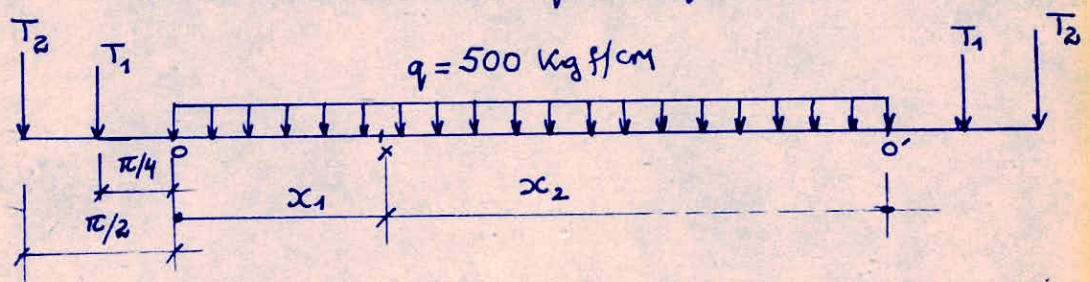
$$q = 50 \text{ t/m}$$

$$M_x = \frac{q}{4\alpha^2} [\varphi_2(\alpha x_2) + \varphi_2(\alpha x_1)]$$

$$T_x = \frac{q}{4\alpha} [\varphi_3(\alpha x_2) - \varphi_3(\alpha x_1)]$$

les valeurs des fonctions $\varphi_2(\alpha x_i)$ et $\varphi_3(\alpha x_i)$ étant consignées dans le Tableau suivant.

a) Détermination des forces fictives:



$$M_0 = 0 \Rightarrow \frac{q}{4\alpha^2} [\varphi_2(\alpha x_2) + \varphi_2(\alpha x_1)] + \frac{T_2}{4\alpha} \varphi_3(\alpha x_0) + \frac{T_1}{4\alpha} \varphi_3(\alpha x_0') = 0$$

$$\text{avec } x_1 = 0 \text{ et } x_2 = 3500$$

$$143,632 (0 + 0) + \frac{T_2}{4\alpha} [-0,2079] + \frac{T_1}{4\alpha} [0 + 0] = 0 \quad \boxed{T_2 = 0}$$

$$T_0 = 0 \Rightarrow \frac{q}{4\alpha} [\varphi_3(\alpha x_2) - \varphi_3(\alpha x_1)] - \frac{T_1}{2} \varphi_4(\alpha x_0) = 0$$

$$42373 (0 - 1) - \frac{T_1}{2} [0,3224 + 0] = 0 \quad \boxed{T_1 = -262,86 \text{ t}}$$

b) Valeurs des Moments et Efforts tranchants

En considérant la superposition de la charge q d'une part et de l'effet T_1 d'autre part, les valeurs de M et T_x sont rassemblées dans le Tableau suivant.

Section	x_1 en cm	αx_1	$\varphi_2(\alpha x_1)$	$\varphi_3(\alpha x_1)$	x_2 en cm	αx_2	$\varphi_2(\alpha x_2)$	$\varphi_3(\alpha x_2)$	M en t.m	T en tonnes
1	250	0,7375	0,321	0,03348	3250	9,587	0	0	90,30	5,10
2	750	/	/	/	/	/	/	/	15,20	1,85
3	1250	/	/	/	/	/	/	/	-0,24	3,045
4	1750	/	/	/	/	/	/	/	-3,876	0
5	200	0,59	0,3078	0,153	3300	9,735	0	0	85,16	-30,62
6	300	0,885	0,3189	-0,0572	3200	9,4	0	0	91,88	4,74
7	500	1,475	0,2277	-0,2053	3000	8,85	0	0	73,37	1,61
10	1000	2,95	0,0101	-0,0614	2500	7,375	0	0	10,92	-3,23
13	1500	4,425	-0,0147	0,00305	2000	5,9	-0,001	0,0036	-4,38	-1,23

①

Calcul du ferrailage
de la poutre longitudinale
de l'axe 2

F₁- Efforts considérés pour le calcul du ferrailage:

a) Sollicitations du 1^{er} genre:

En superposant les efforts dus aux sollicitations du 1^{er} genre avec les efforts dus au poids propre de la fondation et au remblai, on trouve les résultats suivants pour les sections critiques.

Sections	M (tm)	T (t)
5	355	295
6	288	235
8	240	315
11	190	320
14	160	320
13	140	0

b) Sollicitations du 2^{ème} genre:

Sections	M (tm)	T (t)
5	515	390
6	342	320
8	240	330
11	160	370
14	185	310
13	121	0

F₂ - Calcul du ferrailage (Armatures longitudinales)

a) Sollicitations du 1^{er} genre:

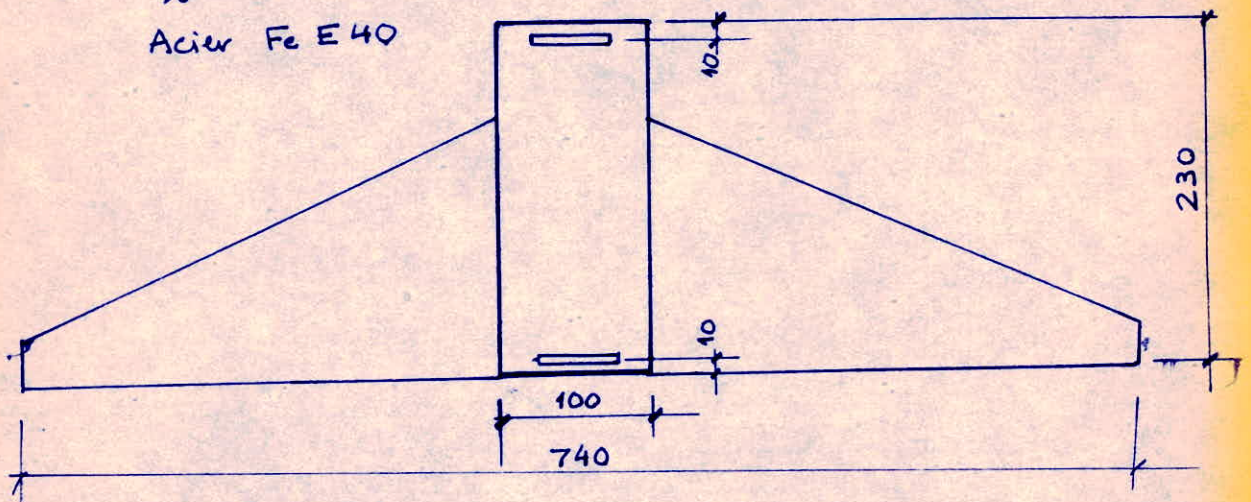
a₁ / Section 5:

$h_t = 230 \text{ cm}$

$h = 220 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

Acier Fe E40



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

$$M = 355 \text{ tm}$$

$$\nu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 355 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 220^2} = 0,0393$$

En utilisant les tableaux de CHARON, on tire:

$$\bar{\omega} = 0,287 \quad \text{et} \quad k = 44,2$$

$$A = 0,287 \frac{220 \times 100}{100} = 63,14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{44,2} = 63,35 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Calculons maintenant la contrainte de traction de l'acier imposée par les conditions de fissuration du béton.

$$k = 10^6$$

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{63,14}{20 \times 100} = 0,03157$$

D'où

$$\sigma_1 = k \frac{\mu}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = 10^6 \frac{1,6}{25} \times \frac{0,03157}{1 + 10 \times 0,03157} = 1535,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\mu}{\phi} k \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{25} \times 10^6 \times 5,9} = 1474,78 \text{ kgf/cm}^2$$

finalement,

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ \max \{ \sigma_1 \\ \sigma_2 \} \end{array} \right. = 1535 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \nu = \frac{15 \times 355 \times 10^5}{1535 \times 100 \times 220^2} = 0,07167$$

d'où des Tableaux de CHARON :

$$\bar{\omega} = 0,537 \implies A = 0,537 \times \frac{220 \times 100}{100} = 118,14 \text{ cm}^2$$

$$k = 30,6 \quad \sigma'_b = \frac{1535}{30,6} = 50 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

24 HA 25

a₂ / Section 6:

$$M = 288 \text{ tm}$$

$$N = 0,03187$$

$$\bar{\omega} = 0,231$$

$$A = 0,231 \times \frac{220 \times 100}{100} = 50,82 \text{ cm}^2$$

fissuration:

$$\omega_f = 0,02541$$

$$\sigma_1 = 1296,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N = 0,0605$$

$$\bar{\omega} = 0,449$$

$$A = 98,78 \text{ cm}^2$$

20 HA 25

a₃ / Section 8

$$M = 240 \text{ tm}$$

$$N = 0,0266$$

$$\bar{\omega} = 0,192$$

$$A = 42,24 \text{ cm}^2$$

fissuration:

$$\omega_f = 0,02112$$

$$\sigma_1 = 1115,9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu = 0,504$$

$$\bar{w} = 0,371$$

$$A = 81,62 \text{ cm}^2$$

17 HA25

a₄/ Section 11:

$$M = 190 \text{ tm}$$

$$\nu = 0,021$$

$$\bar{w} = 0,150$$

$$A = 33 \text{ cm}^2$$

fissuration

$$w_f = 0,0165$$

$$\sigma_1 = 906,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu = 0,0399$$

$$\bar{w} = 0,291$$

$$A = 64,02 \text{ cm}^2$$

14 HA25

a₅/ Section 14:

$$M = 160 \text{ tm}$$

$$\nu = 0,0177$$

$$\bar{w} = 0,126$$

$$A = 27,72 \text{ cm}^2$$

fissuration

$$w_f = 0,01386$$

$$\sigma_1 = 779 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1475 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu = 0,0336$$

$$\bar{w} = 0,244$$

$$A = 53,68 \text{ cm}^2$$

8HA25 + 4 HA20

a₆ / Section 13

$M = 140 \text{ tm}$

$\nu = 0,0155$

$\bar{\omega} = 0,11$

$A = 24,2 \text{ cm}^2$

fissuration:

$w_f = 0,0121$

$\sigma_1 = 690 \text{ Kg f/cm}^2$

$\sigma_2 = 1649 \text{ Kg f/cm}^2$ (pour $\phi = 20 \text{ mm}$)

$\bar{\sigma}_a = 1649 \text{ Kg f/cm}^2$

$\nu = 0,0263$

$\bar{\omega} = 0,189$

$A = 41,58 \text{ cm}^2$

14 HA 20

b) Sollicitation du 2^{ème} genre:

a₁ / section 5:

$M = 515 \text{ tm}$

$\nu = 0,0399$ ($\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg f/cm}^2$)

$A = 63,8 \text{ cm}^2$

fissuration

$w_f = 0,0319$

$\sigma_1 = 1547,8 \text{ Kg f/cm}^2$

$\sigma_2 = 1474,78 \text{ Kg f/cm}^2$ } $\times 1,5$

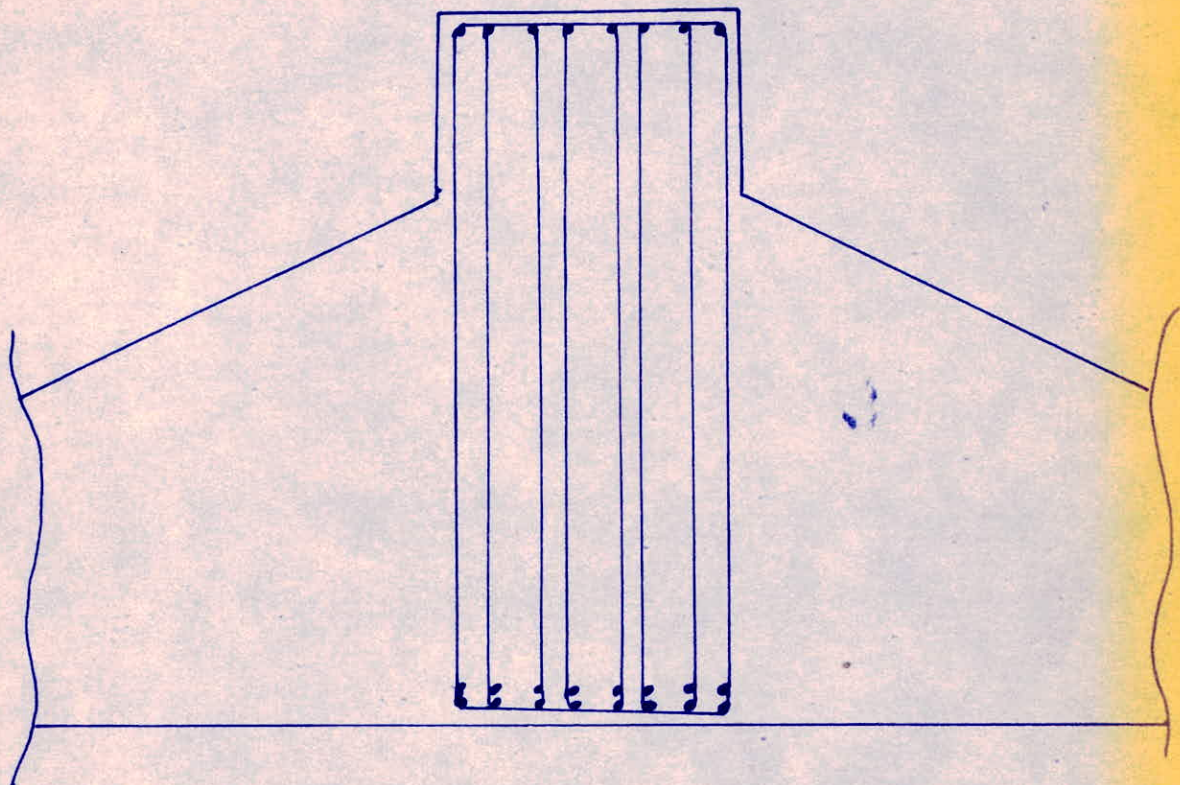
$\bar{\sigma}_a = 1,5 \times 1547,8 \approx 2320 \text{ Kg f/cm}^2$

$\nu = 0,688$

$A = 113,08 \text{ cm}^2$

On peut affirmer que le 1^{er} genre est plus défavorable, on ne considèrera pas les autres sections pour le 2^{ème} genre.

F₃ - Armatures transversales:



la section totale des armatures transversales est composée de 8 brins de 10 mm de diamètre. ($A_t = 6,28 \text{ cm}^2$)
 l'espacement t de chaque courbe d'armatures est donnée par :

$$t = \frac{A_t \cdot \xi \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad h = 220 \text{ cm}$$

$$\xi = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 220 = 192,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\xi b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} \quad (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \cdot \xi} \quad b_0 = 100 \text{ cm}$$

L'effort tranchant étant équivalent dans toutes les travées, on calculera l'espacement t en 4 sections :

$$T = 320 t, 260 t, 180 t, 90 t.$$

- $T = 320 t$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{320 \cdot 10^3}{100 \times 192,5} = 16,62 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ Kgf/cm}^2 \quad (\text{Acier Tor})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{16,62}{9 \times 5,9}\right) 4200 = 2885,4 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$A_t = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{6,28 \times 192,5 \times 2885,4}{320\,000} = 10,9 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{t = 10 \text{ cm}}}$$

- $T = 260 t$

$$\tau_b = 13,51 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 313,4 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Acier Tor}$$

$$t = 14,56 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{t = 14 \text{ cm}}}$$

- $T = 180 t$

$$\tau_b = 9,35 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Acier doux})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1977,4 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$t = 13,3 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{t = 13 \text{ cm}}}$$

- $T = 90 t$

$$\tau_b = 4,67 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2188,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$t = 29,4 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{t = 25 \text{ cm}}}$$

- IV -

ETUDE
CRITIQUE

① Méthode graphique pour la détermination des efforts.

A₁ - Exposé de la méthode

a. Généralités.

La méthode est essentiellement basée sur le fait que l'équation différentielle générale du 4^{ème} ordre:

$$(EJ y'')'' = -K.b.y \quad (1)$$

peut être remplacée par le système d'équations différentielles:

$$y'' - \alpha^{-1}.M = 0 \quad (2)$$

$$M'' - \beta^{-1}.y = 0 \quad (3)$$

dans lesquels $\alpha = EJ$ et $\beta = \frac{1}{K.b}$ sont des fonctions connues.

Chacune des équations différentielles (2) et (3) peut être représentée graphiquement par le tracé d'un polygone funiculaire. Etant donné l'interférence de ces deux équations, le tracé est assez particulier.

b. Tracé des polygones funiculaires.

Soit un élément de poutre AB pour lequel on peut écrire l'équation (1). On suppose connues les valeurs y_A, y'_A, M_A, T_A relatives à l'extrémité de gauche A du tronçon. (voir fig III A₁). On peut mettre en place immédiatement les points A_y et A_M ainsi que les tangentes A_yt_y et A_Mt_M aux diagrammes y et M que l'on se propose de construire. On divise ensuite la longueur AB en n parties égales A-1, 1-2, 2-3, ... de longueur $4x$. Cet intervalle étant petit, on peut admettre que 1_y et 1_M représentent respectivement y_1 et M_1 .

Cela étant fait, on amorce fig III A₂ et III A₃ deux polygones des forces sur deux axes verticaux I-II et I'-II'. On mène parallèlement au premier axe la droite distante de celui-ci de la valeur α , de même on trace la parallèle au deuxième axe de β .

On choisit sur I-II une origine O à partir de laquelle on porte un vecteur $V_1 = M_1 \Delta x$. On mène ensuite par O une parallèle à Ay 1y et on détermine ainsi le point d'intersection O₁. La droite joignant ce point à l'extrémité du vecteur est parallèle à la corde de l'élastique 1y-2y entre les sections 1 et 2.

Cette propriété, qui est à la base de la méthode, peut se démontrer en remarquant que, par similitude de triangles, on a :

$$\frac{Ay A'}{\Delta x} = \frac{V_1}{\alpha}$$

c'est à dire : $\frac{Ay A'}{\Delta x} = \alpha^{-1} \cdot M_1 \cdot \Delta x$

d'après (2) on a : $\alpha^{-1} M_1 = y_1''$

d'où :

$$\frac{Ay A'}{\Delta x} = y_1'' \cdot \Delta x = \Delta y_1' = y_2' - y_1'$$

Il en résulte que la droite A'1y a une inclinaison $y_{1,2}''$ et représente donc la corde de l'élastique entre les sections 1 et 2.

On détermine ainsi le point $2y$ et par conséquent, la valeur y_2 représentée pour $2 \cdot 2y$.
 et ainsi de suite jusqu'à l'extrémité B de la poutre. De la même façon, on porte sur la verticale I'-II' à partir d'une origine o' , un vecteur $v_1 = y_1 \cdot \Delta x$. Par o' une parallèle à A_1M_1 qui définit la position du point o'_1 . En joignant o'_1 à l'extrémité du vecteur v_1 , on obtient la direction de la corde $1M-2M$ du diagramme des M entre les sections 1 et 2.

c/ choix des échelles:

de la relation $\frac{A'A_y}{\Delta x} = \frac{M}{\alpha}$ on trouve

une première relation entre les échelles:

$$\frac{\mu_y}{\mu_x} = \frac{\mu_M}{\mu_\alpha} \quad (4)$$

de même:

$$\frac{\mu_M}{\mu_x} = \frac{\mu_V}{\mu_\beta} \quad (5)$$

On a donc deux relations entre les cinq échelles intervenant dans le tracé graphique.

Ayant choisi μ_x, μ_y, μ_M et μ_α et μ_β , les relations (4) et (5) donnent μ_V et μ_V .

d/ Conditions d'extrémités:

Dans l'exposé ci-dessus, on a supposé que la déformation et la sollicitation en A étaient entièrement connues et qu'il n'y avait aucune charge appliquée à la poutre, entre les points A et B. On doit maintenant examiner la façon de tenir compte des conditions habituelles d'extrémités, qui sont généralement,

$$M_A = T_A = M_B = T_B = 0.$$

Soit une poutre AB portant en un point quelconque C une charge P. On divise les segments AC et CB en un certain nombre de tronçons de longueur Δx et Δ, x . On opère les tracés ci-dessus à trois reprises différentes, en adoptant chaque fois des conditions de départ bien particulières. (fig IIIA₄)

Le premier tracé se fait en supposant $M = T = y = y' = 0$, entre AC, ce qui correspond à une poutre ne portant aucune sollicitation. Au point C, on doit appliquer la force P qui produit une discontinuité de l'effort tranchant. On aura donc $T_C = P$ et $M_C = P \cdot \Delta x$;
Comme $y'_C = 0$ et $y_C = 0$.

Et on amorce la double intégration graphique et la conduit jusqu'à l'extrémité B.

Le deuxième tracé est amorcé en A, en posant comme bases de départ $M_A = T_A = y'_A = 0$ et $y_A \neq 0$, la force P n'est plus prise en compte.

Le troisième tracé est également amorcé en A, mais les conditions initiales sont $M_A = T_A = 0, y'_A \neq 0$ et $y_A = 0$. On ne tient pas compte aussi de I.

finallement on aboutit à trois lignes élastiques y_I, y_{II} et y_{III} .

On écrit ensuite la solution générale sous la forme:

$$y = y_I + C y_{II} + C' y_{III}$$

Il reste à déterminer C et C' des conditions aux extrémités. On a $M_B = T_B = 0$ ce qui conduit à adopter:

$$M_{IB} + C M_{IIB} + C' M_{IIIB} = 0$$

$$\text{et } M_{I7} + C M_{II7} + C' M_{III7} = 0$$

ce qui nous donne aisément les valeurs de C et C' et par conséquent les diagrammes y, M et T finals.

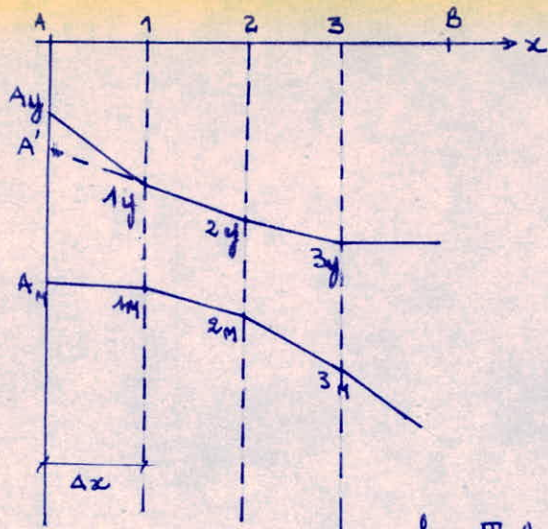


fig III A₁

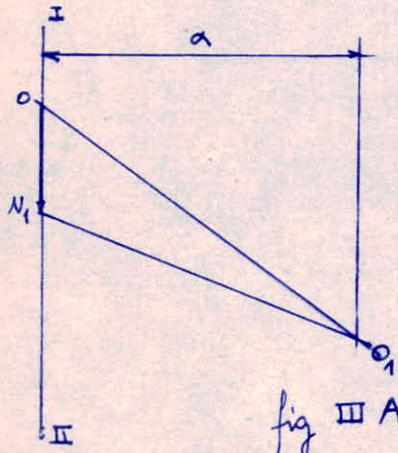


fig III A₂

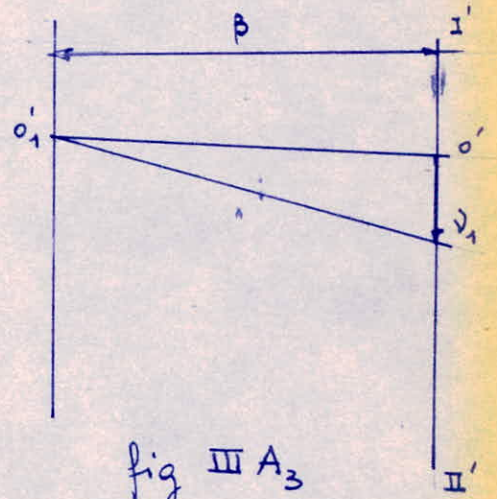


fig III A₃

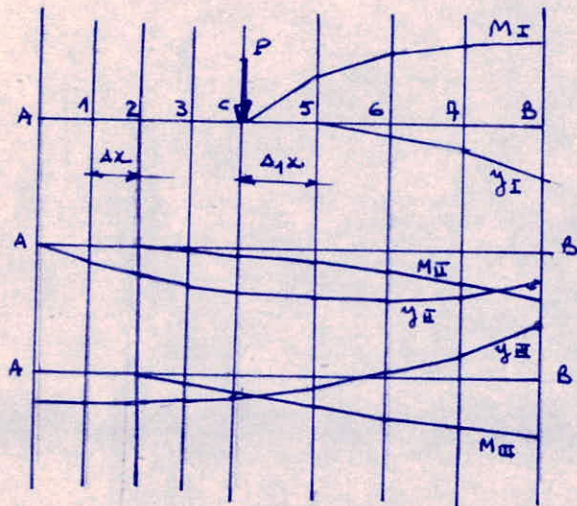


fig III A₄

Efforts sur la semelle continue
Axe 2. (1^{er} genre).

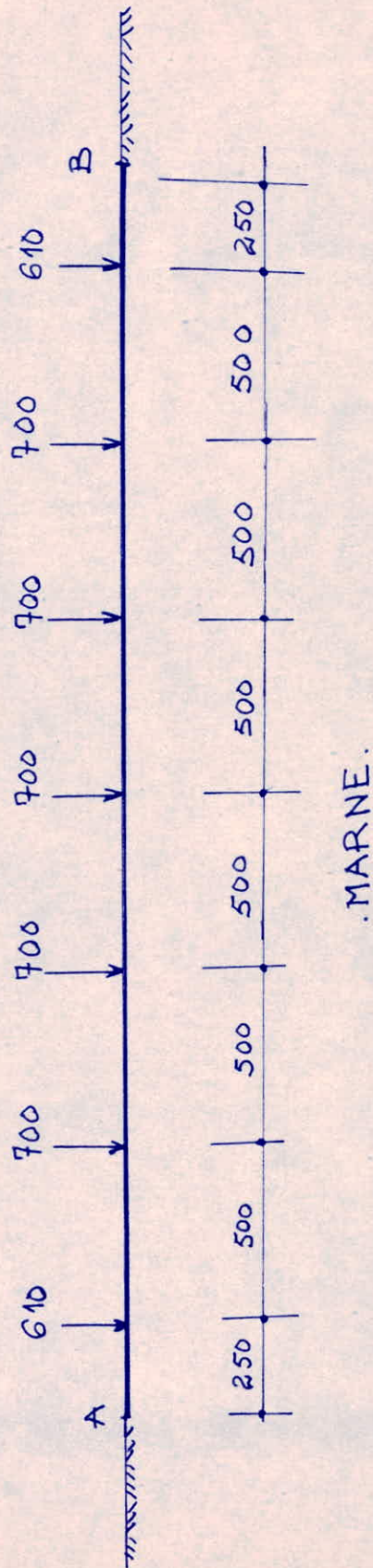


Fig III A5

A₂: Application de la méthode graphique pour la résolution de la semelle continue 2 (1^{er} genre).

a. Détermination des constantes α et β :

α et β étant les mêmes dans toutes les sections de la poutre :

$$\alpha = E \cdot I = 126.000 \times 2,57 \cdot 10^8 = 3,24 \cdot 10^{13} \text{ Kg cm}^2$$

$$\beta = \frac{1}{K \cdot b} = \frac{1}{5,4 \times 740} = 0,00025 \text{ Kg}^{-1} \text{ cm}^2$$

b. Choix des Echelles:

On choisit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_M = 10^{-8} \text{ cm/u} \\ \mu_y = 30 \text{ cm/u} \\ \mu_x = 0,685 \cdot 10^{-2} \text{ cm/u} \\ \mu_\alpha = 2 \times 10^{-13} \text{ cm/u} \\ \mu_\beta = 4 \times 10^4 \text{ cm/u} \end{array} \right.$$

Les relations (4) et (5) donnent pour μ_V et μ_N :

$$\mu_V = \frac{\mu_M}{\mu_x} \times \mu_\beta = \frac{10^{-8}}{0,685 \cdot 10^{-2}} \times 4 \cdot 10^4$$

$$\mu_V = 0,0583 \text{ cm/u}$$

de même

$$\mu_N = \frac{\mu_y}{\mu_x} \times \mu_\alpha = \frac{30}{0,685 \cdot 10^{-2}} \times 2 \cdot 10^{-13}$$

$$\mu_N = 8,758 \cdot 10^{-10} \text{ cm/u.}$$

* NB: les unités ci-dessus étant considérées dans le système technique.

c. Tracé des épures:

On prend un module $\Delta x = 2,50 \text{ m}$.

Et on opère en considérant la superposition des efforts, on suit alors le processus suivant :

* On trace les épures II et III (correspondants respectivement à (M_{II}, y_{II}) et (M_{III}, y_{III})).

Ceci est représenté dans les graphes 1, 2, 3

* On trace l'épure I pour la force $P = 690 \text{ t}$ agissant à $2,50 \text{ m}$ de l'extrémité A (voir fig III A5).

Ceci est représenté dans les graphes 4, 5, 6

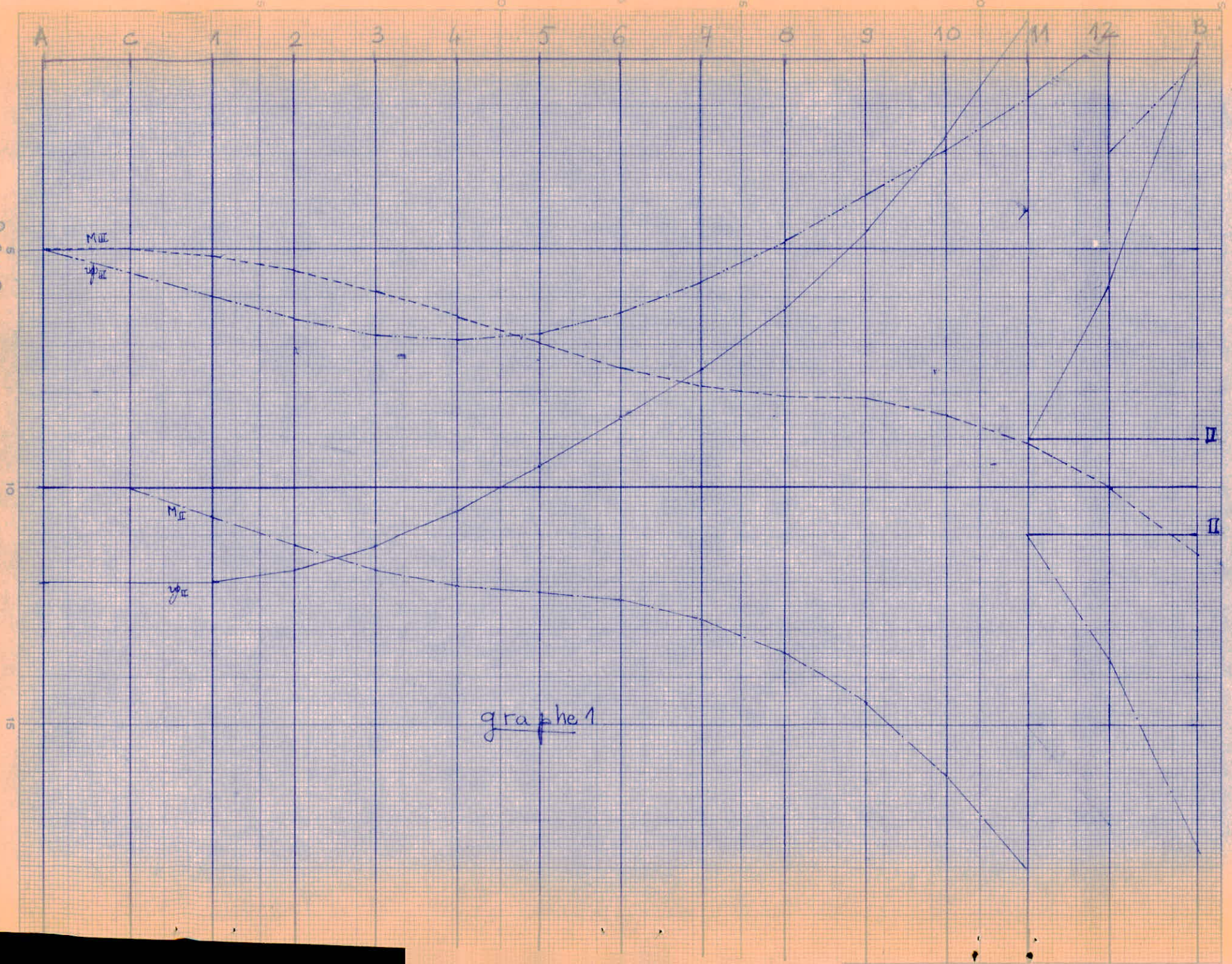
Cette deuxième opération est répétée pour la force $P = 700 \text{ t}$ agissant à $7,50 \text{ m}$ de A. (graphe 7, 8, 9)

Pour les autres forces $P_i = 700 \text{ t}$ et $P_j = 690 \text{ t}$, on opère par translation des graphes (calque - contrecalque) jusqu'à l'extrémité B. (graphe 10)

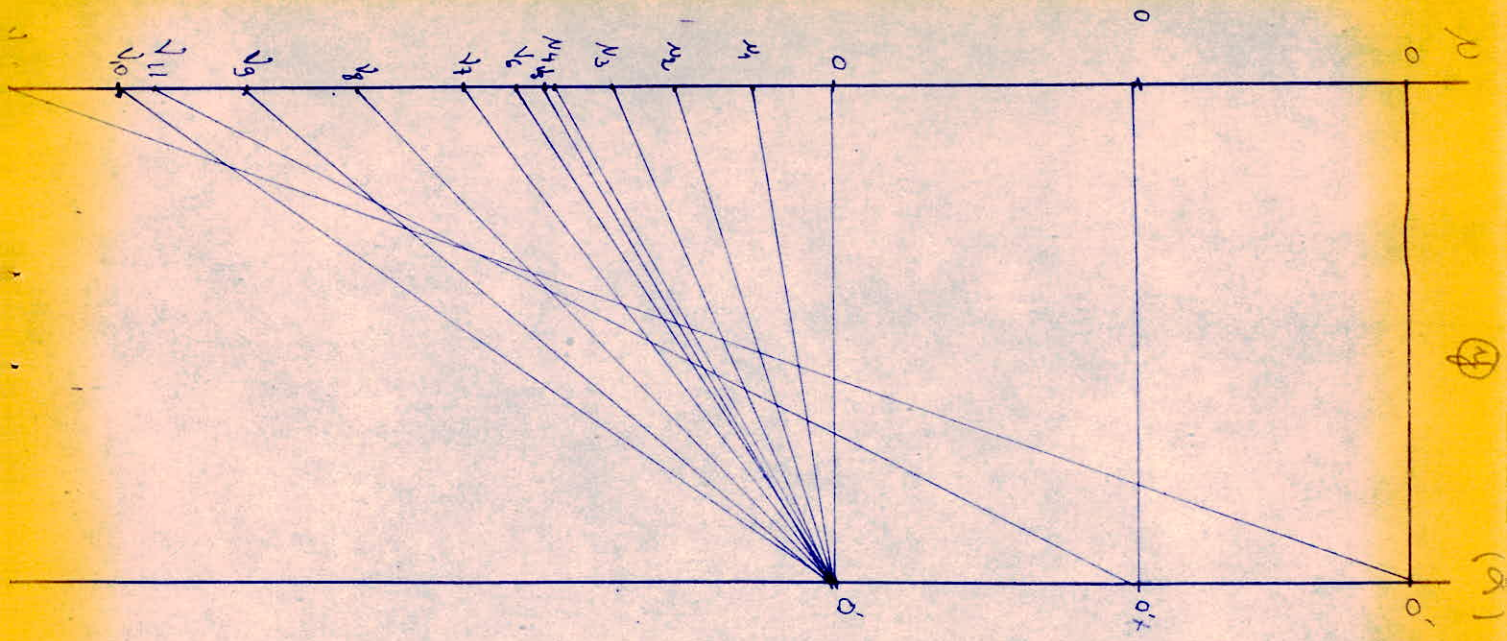
$$\text{III} \begin{cases} M_A = 0 \\ T_A = 0 \\ y_A = 0 \\ y'_A \neq 0 \end{cases}$$

$$\text{II} \begin{cases} M_A = 0 \\ T_A = 0 \\ y_A \neq 0 \\ y'_A = 0 \end{cases}$$

-63-

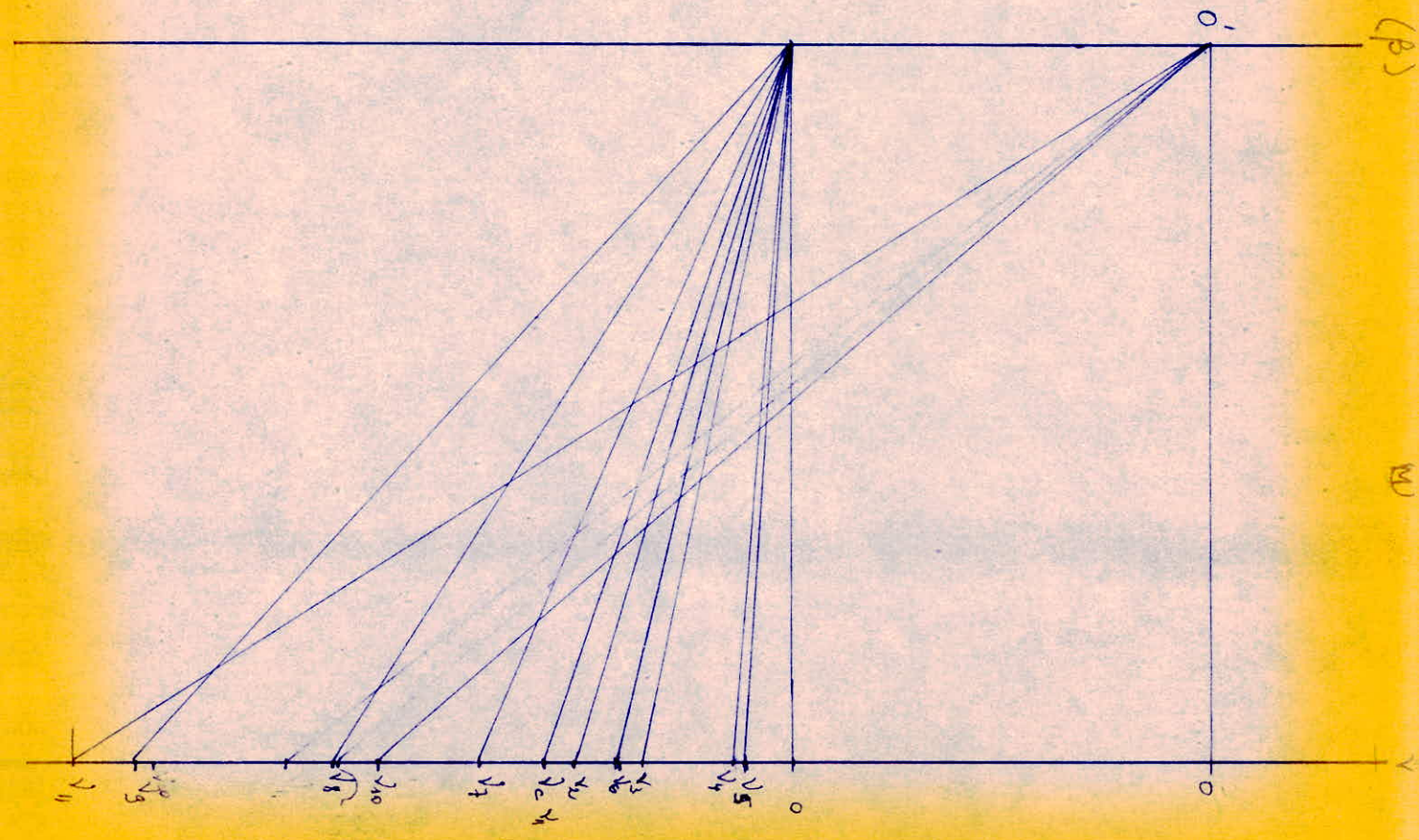


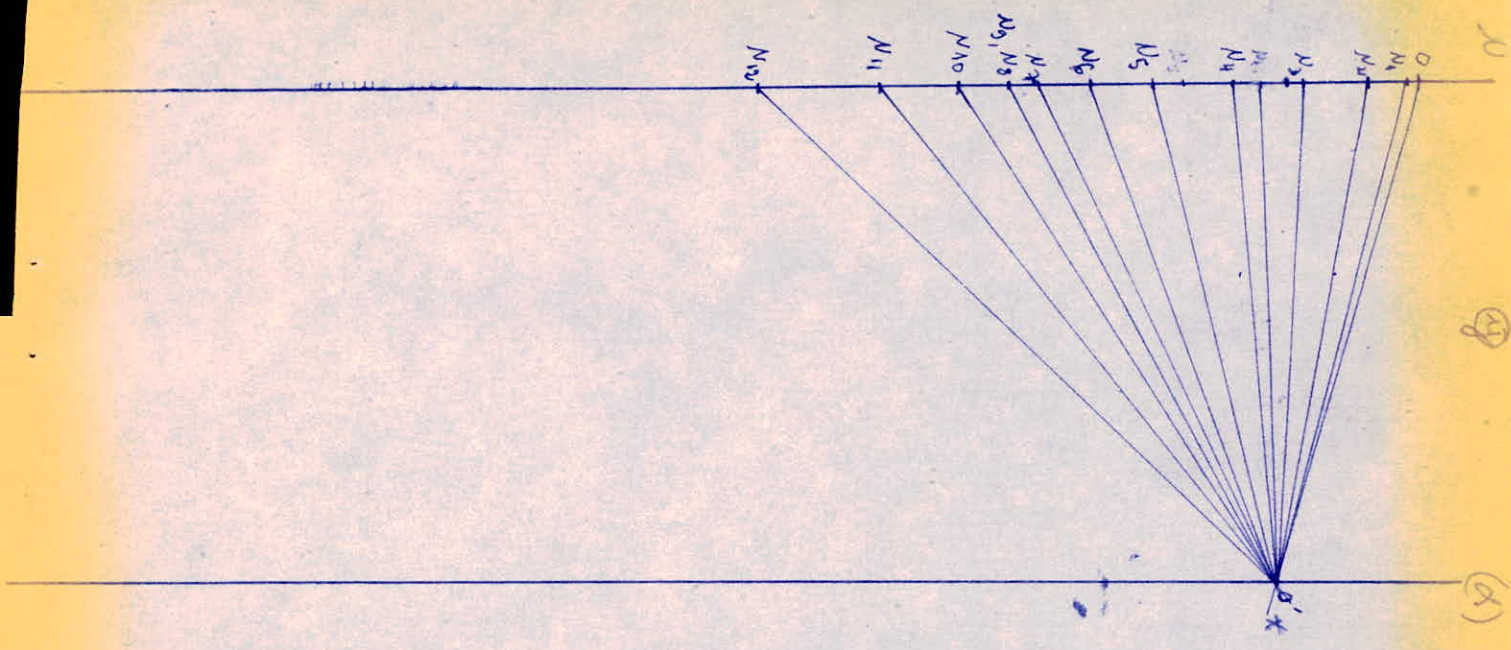
graph 1



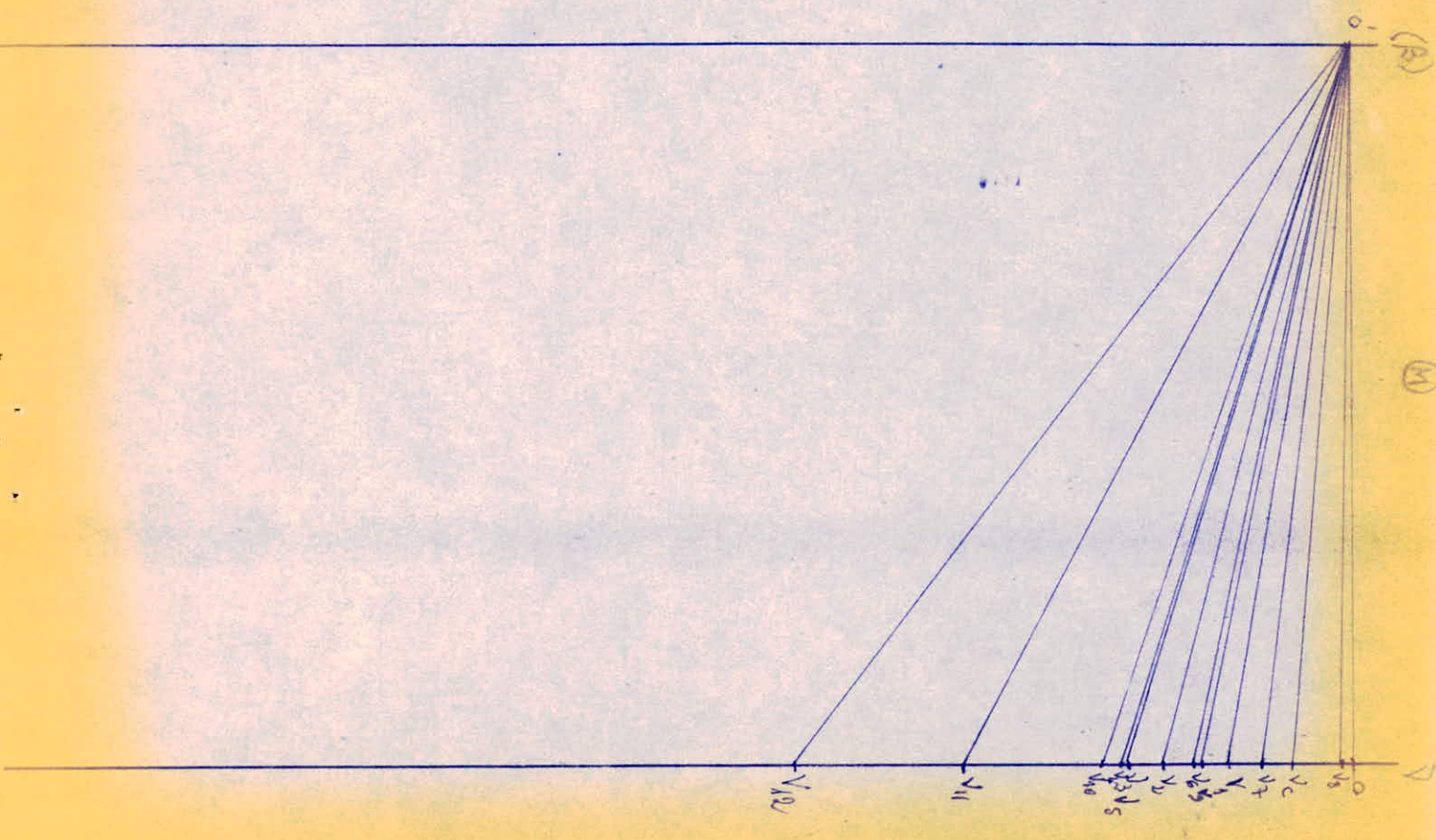
II

graphie 2.





graph 3. III



- 66 -
 $M_1 = PAX$
 $T_1 = P$
 $g_1 = 0$
 $M_1 = 0$

15

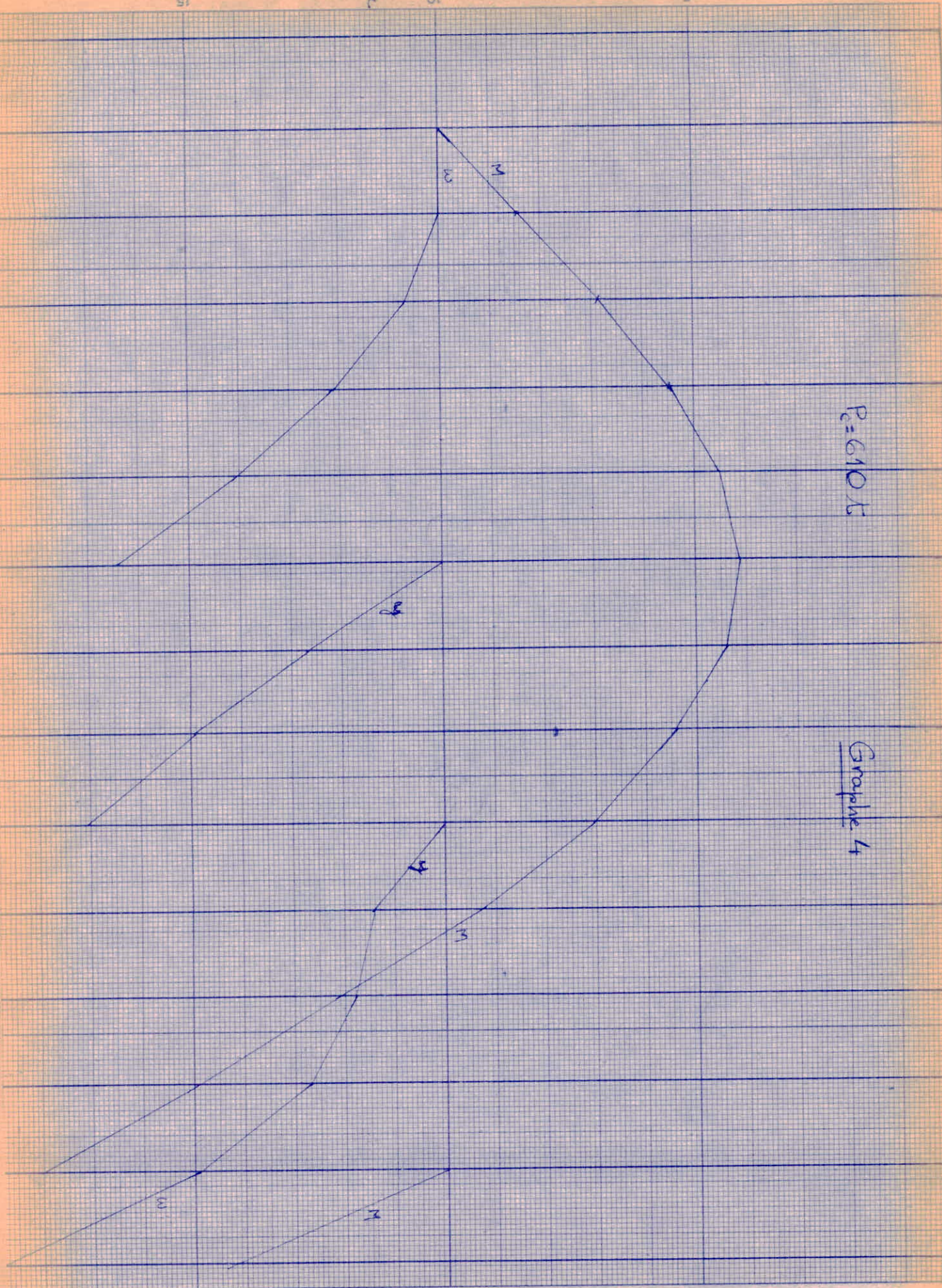
10

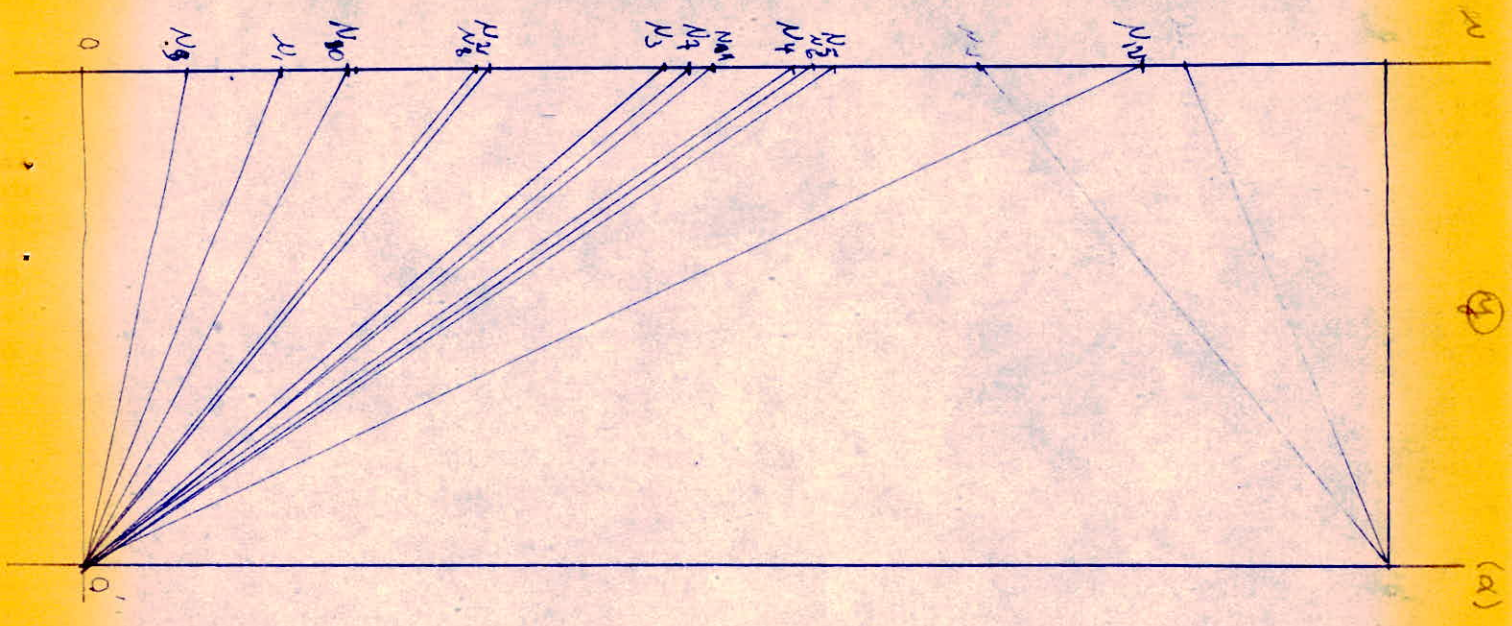
5

A
 C
 1
 2
 3
 4
 5
 6
 7
 8
 9
 10
 11
 12
 B

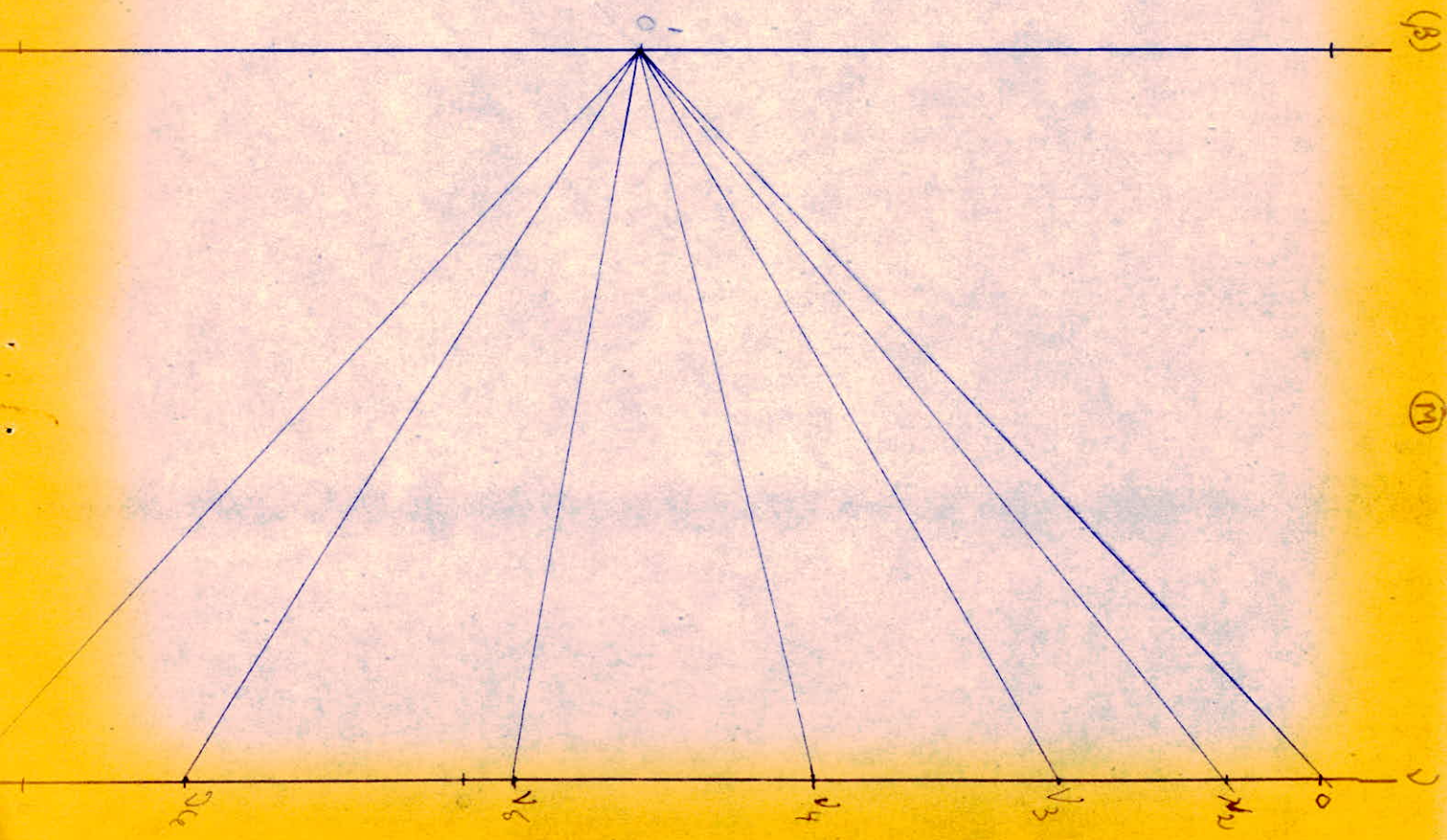
$P = 610 \text{ k}$

Graph 4



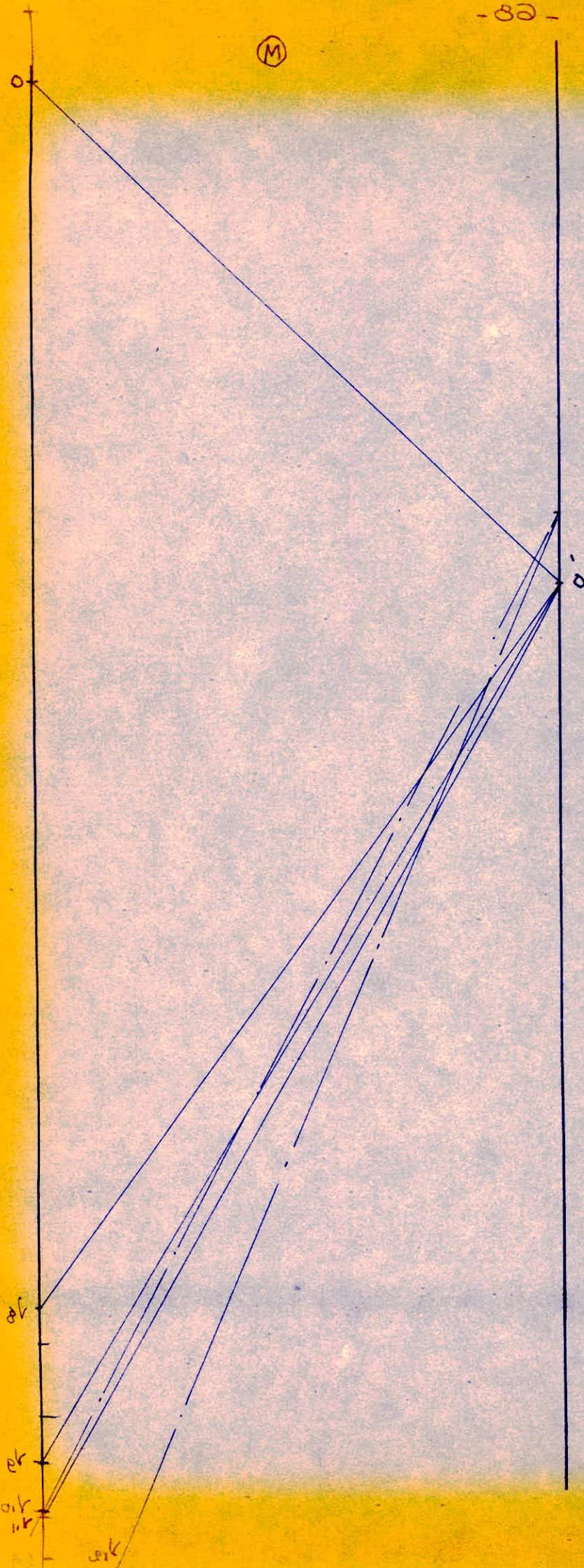


$P_c = 610 \text{ k}$
Graph 5



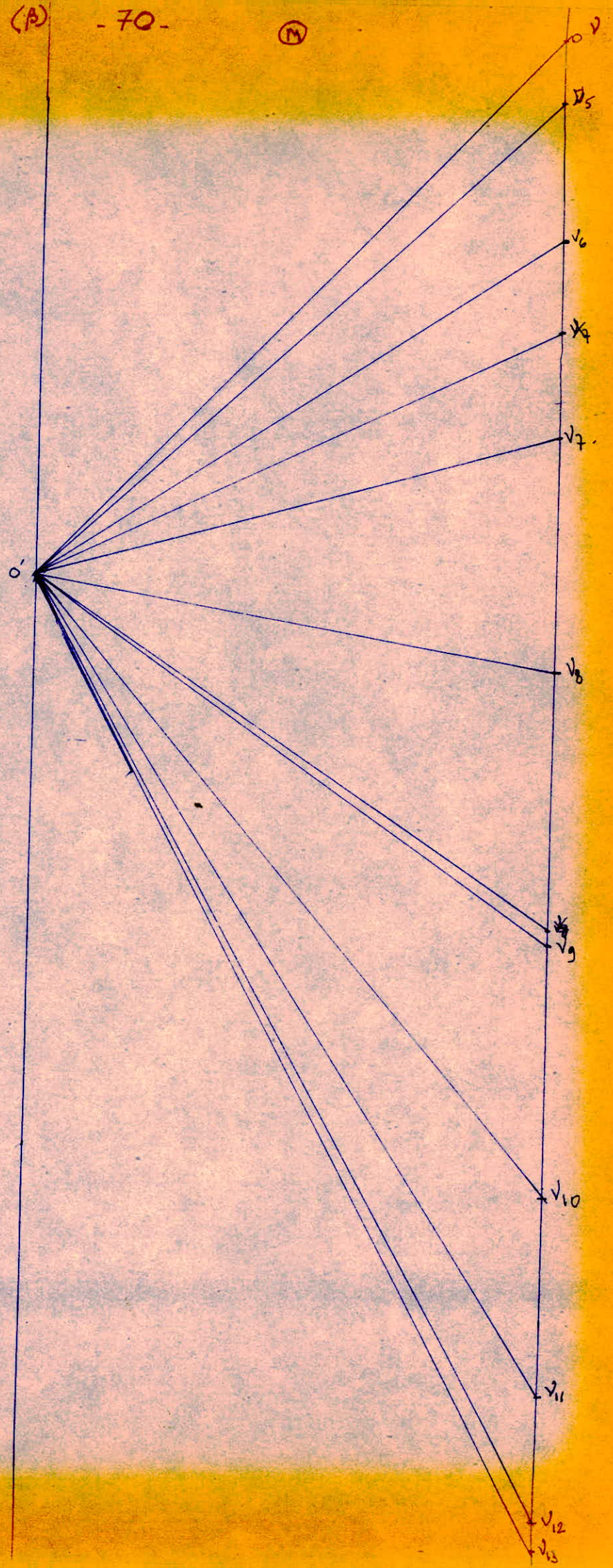
(M)

Graphische
Lösung
P = 0,10

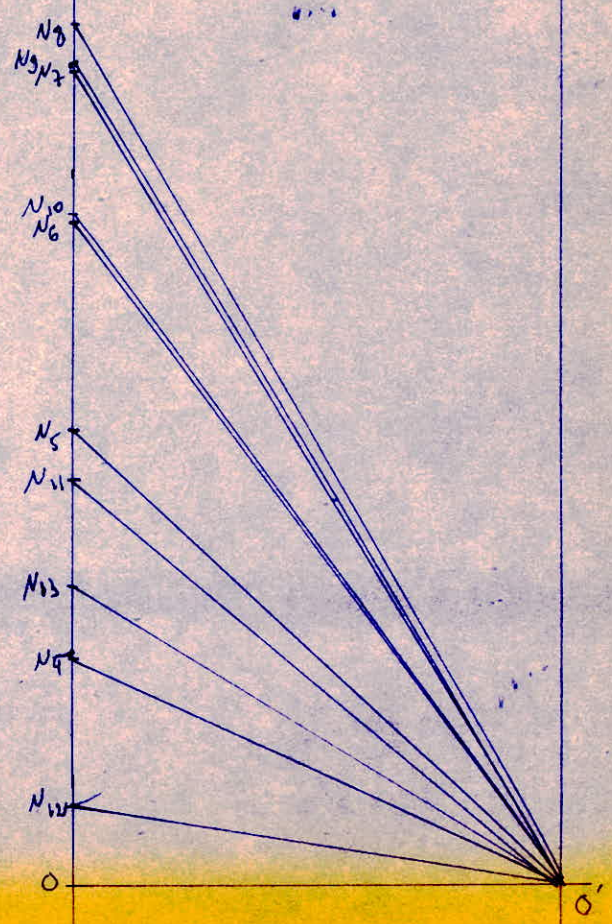


0,1
0,2
0,3
0,4
0,5

$P_c = 700t$
Grappe 8.



$P_c = 700 \text{ t}$
Graphe 9.

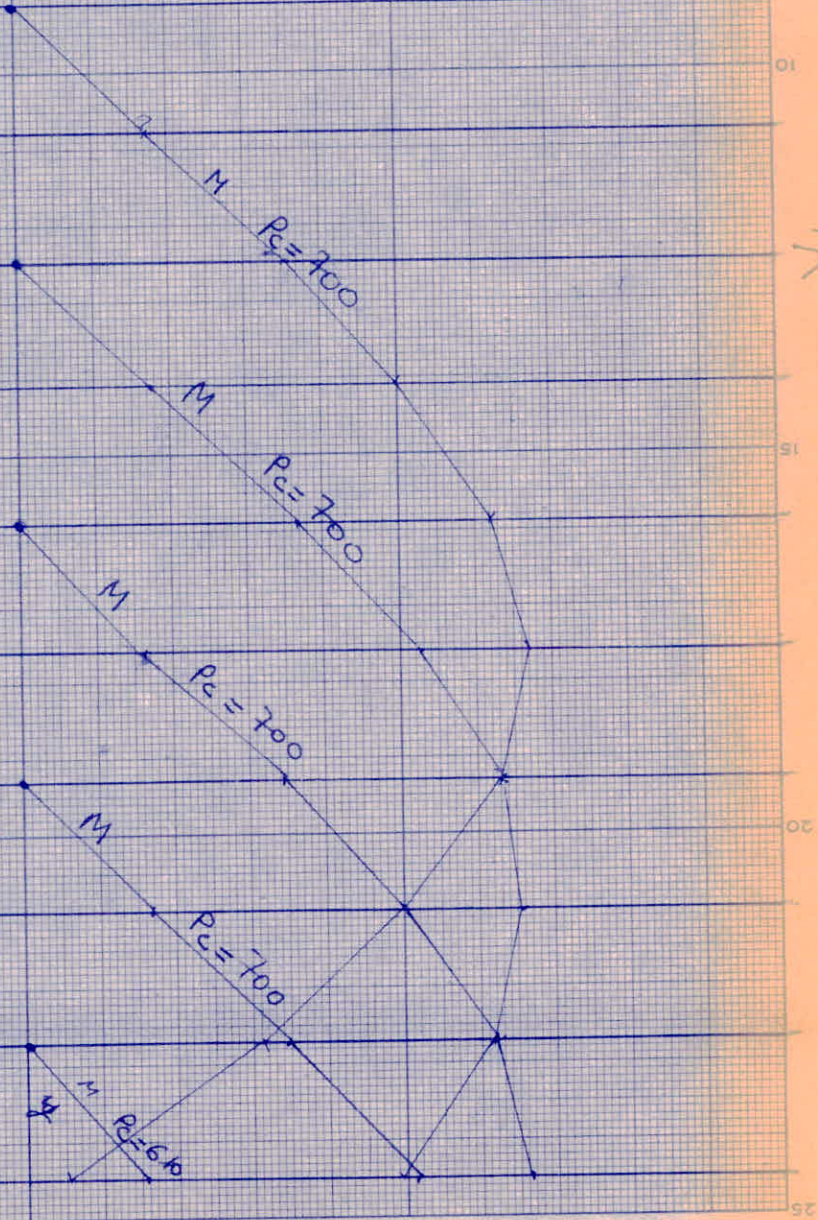


51

01

5

Graphique 10
(M)



d. Détermination des constantes C et C' et Critique :

la détermination de C et C' pour chaque cas de charge, conduit à des déformations et des moments fléchissants trop grands et même erronés. Ceci est dû au fait que les échelles choisies (mm par exemple de 10^{-3} cm/tm) ne peuvent absolument pas donner une bonne lecture des grandeurs statiques.

A moins de disposer d'échelles nettement plus grandes et de Δx assez petit, de préférence inférieur à 1, (travail laborieux), on peut penser que cette méthode d'intégration graphique s'applique avec moins de difficultés du moins pour des semelles sollicitées modérément.

ⓑ Méthode de Jemotchkine et Sinitzine.
B1/ Exposé de la méthode.

a) Generalités

Le point de départ de la méthode consiste à supposer la poutre continue posée sur le sol par l'intermédiaire d'appuis fictifs isolés (voir fig B1.)

Le diagramme en gradins ainsi obtenu des réactions du sol est d'autant plus proche du diagramme réel continu que les intervalles ϵ entre les appuis sont plus courts.

En admettant n appuis sous une poutre, on obtient un système $(n-2)$ fois hyperstatique où toutes les réactions des appuis dépendent de toutes les forces qui agissent sur la poutre, ainsi que du sol réagissant de manière élastique (selon la loi de Boussinesq)

Les forces hyperstatiques sont dénommées X_1, X_2, \dots, X_n et les points d'appuis de la console considérée par A et B.

b) Etablissement des équations:

Les équations de l'élasticité, établies d'après le principe de Betti et Maxwell, concernant les déplacements réciproques et servant à déterminer les forces hyperstatiques X_i , ont la forme suivante:

$$\sum_{j=1, n} X_j \delta_{j1} + X_2 \delta_{j2} + X_3 \delta_{j3} + \dots + X_n \delta_{jn} + \sum P \delta_{jP} = 0$$

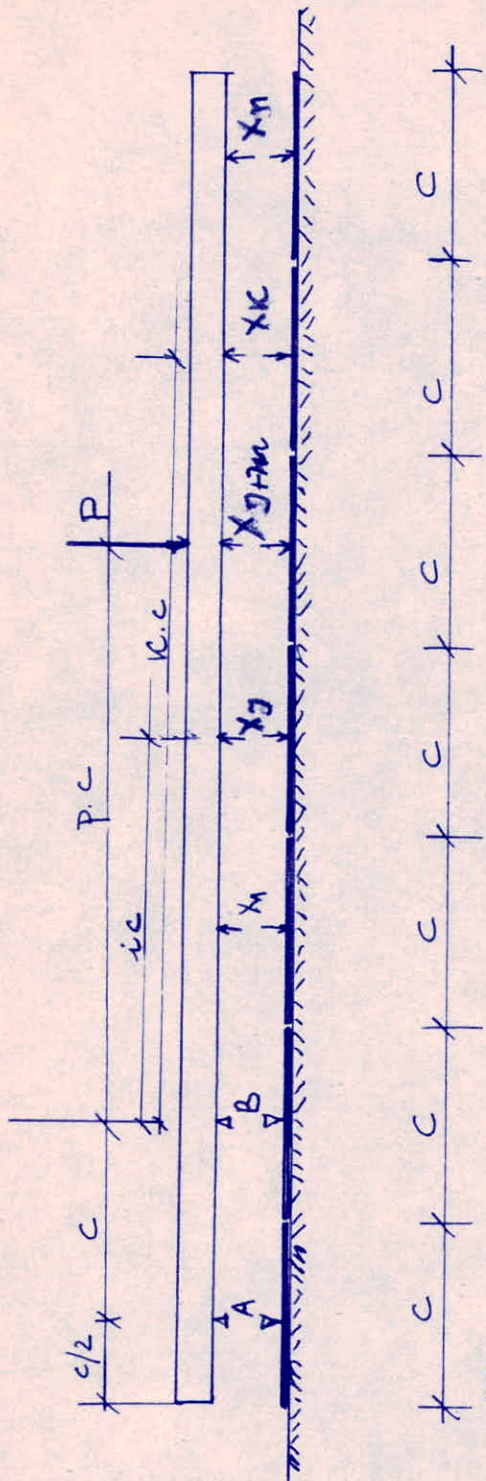


fig B1 système de remplacement d'une poutre sur un sol élastique.

Dans ces équations δ_{JK} désigne le déplacement du point J dans la direction X_J produit par la force $X_K=1$.

$\sum P\delta_{JP}$ est par analogie l'influence des forces extérieures P sur le déplacement du point J.

Chaque déplacement δ_{JK} est composé de trois parties

- * du tassement w_{JK} du sol au point J comme résultat de l'action de la force $X_K=1$ agissant sur le sol au point K et de l'action des forces de réaction en A et B produites par cette force unitaire

- * du déplacement v_{JK} de la poutre au point J à cause des tassements du sol sous les appuis A et B, provoqués par $X_K=1$ et les réactions A_K et B_K

- * du fléchissement u_{JK} de la poutre au point J par l'action de la force $X_K=1$ sur cette poutre isostatique sans tenir compte des tassements de ses supports.

On a donc :

$$\delta_{JK} = w_{JK} + v_{JK} + u_{JK}$$

Analogiquement:

$$\delta_{JP} = w_{JP} + v_{JP} + u_{JP}$$

c) Expressions générales des composantes δ_{JK} et δ_{JP}

c1) δ_{JK}

$$\delta_{JK} = w_{JK} + v_{JK} + u_{JK}$$

y_{JK} étant le tassement au point J produit par $x_k = 1$, alors:

$$w_{JK} = y_{JK} - (k+1)y_{JB} + ky_{JA}$$

$$v_{JK} = -(1+i)w_{BK} + i w_{AK}$$

De l'intégrale de MOHR : $u_{JK} = \int_0^l \frac{M_i M_K}{EI} dx$
on tire.

$$u_{JK} = \frac{c^3}{6EI} L_{ik}$$

I: inertie de la poutre

avec pour

$i < k$	$L_{ik} = 2ik + 3i^2k - i^3$
$i > k$	$L_{ik} = 2ik + 3ik^2 - k^3$
$i = k$	$L_{ik} = 2k^2 + 2k^3$

c2) δ_{JP}

$$\delta_{JP} = w_{JP} + v_{JP} + u_{JP}$$

Force concentrée:

$$w_{JP} = P [-py_{JA} + (p+1)y_{JB}]$$

$$v_{JP} = -(1+i)w_{BP} + i w_{AP}$$

$$u_{JP} = -P \frac{c^3}{6EI} L_{ip}$$

L_{ip} étant déterminé de la même façon que L_{ik}

Moment :

$$W_{DP} = \frac{M}{c} (y_{DB} - y_{DA})$$

$$V_{DP} = -(1+i) W_{BP} + i W_{AP}$$

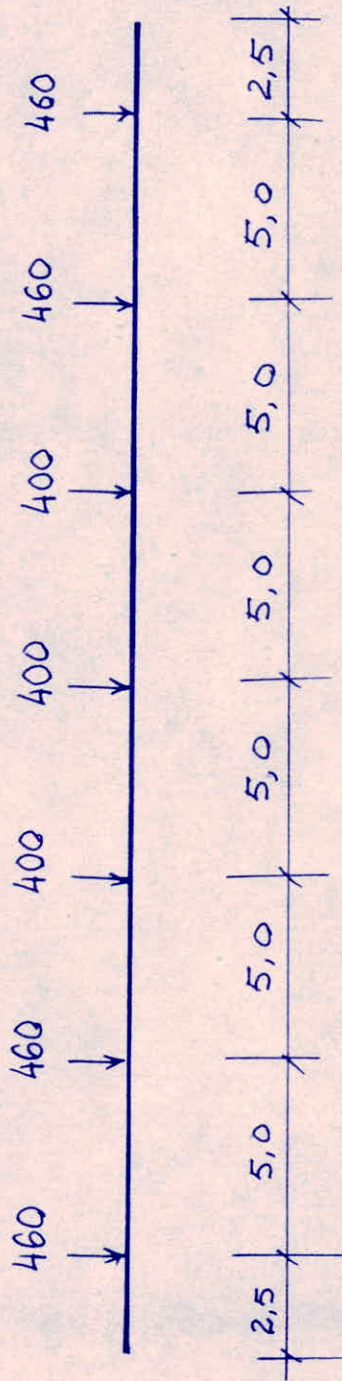
$$u_{DP} = -\frac{M c^2}{6 E I} T_{ip}$$

avec pour

$i < p$	$T_{ip} = 3i^2 + 2i$
$i > p$	$T_{ip} = 2i - 3p^2 + 6pi$
$i = p$	$T_{ip} = 3p^2 + 2p$

B2/ Application pour la détermination de la réaction sous la poutre continue 1:-

a. Sollicitations du 1^{er} genre:



- Marne -

fig B2

La semelle continue reposant sur la marne, considérée dans le cadre des calculs comme isotrope et élastique, les tassements abus seront calculés d'après la loi de Boussinesq par la formule :

$$y = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 c} F$$

ν_0 : coefficient de dilatation latéral du sol. ($\approx 0,35$)

E_0 : module oedométrique (dans notre cas égal à 100 kgf cm^{-2})

c : longueur des appuis fictifs de la semelle (voir fig du système de remplacement)

F étant fonction de $\frac{x}{c}$ (x distance de la charge au pt considéré) et de $\frac{b}{c}$ (largeur de semelle sur longueur de l'appui fictif -)

$$F = \frac{c}{b} \left\{ 2 \ln \frac{b}{c} - \ln \left[\left(\frac{2x}{c} \right)^2 - 1 \right] - \frac{2x}{c} \ln \left[\frac{2 \frac{x}{c} + 1}{2 \frac{x}{c} - 1} \right] + \right. \\ \left. + \frac{b}{c} \ln \left[\frac{\left(2 \frac{x}{b} + \frac{c}{b} \right) + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{\left(2 \frac{x}{b} - \frac{c}{b} \right) + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] + \frac{2x}{c} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{1 + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] + \right. \\ \left. + \ln \left[1 + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] \cdot \left[1 + \sqrt{\left(2 \frac{x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

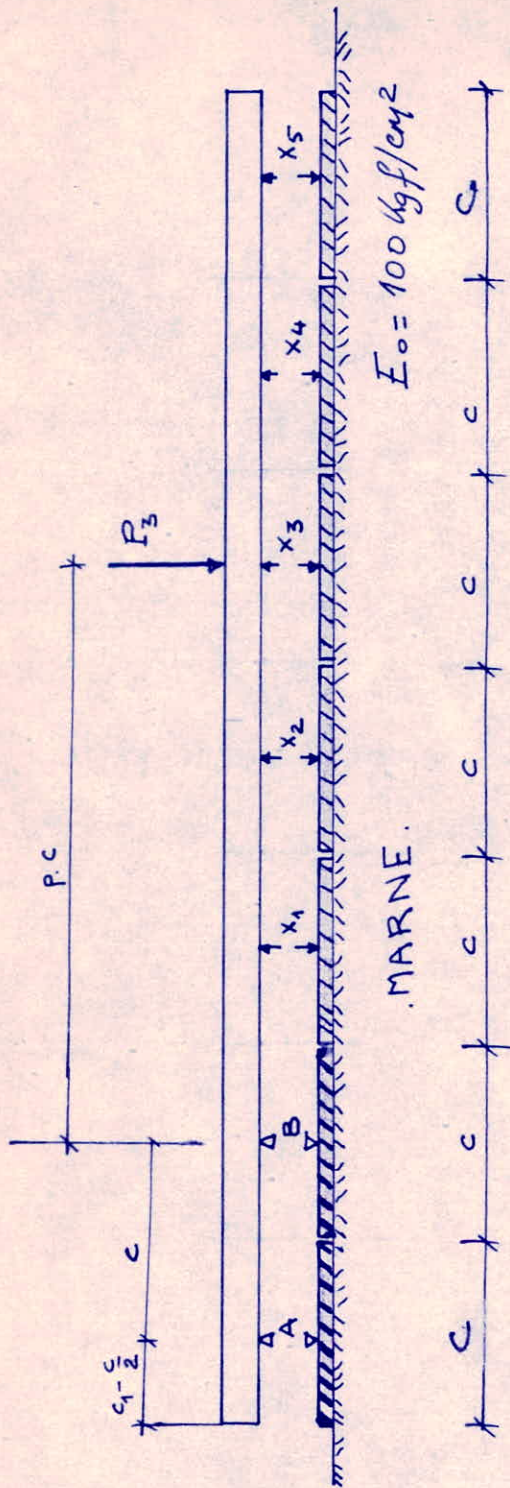
NB: \ln : logarithme népérien.

les valeurs de F pour notre cas de calcul $b = 4,40\text{m}$ et $c = 5,00\text{m}$ étant calculées et consignées au Tableau B1

les valeurs de y_{jk} : tassement en J par la force $X_k = 1$ agissant en K étant eux aussi consignés au Tableau B2.

w_{jk} , v_{jk} et u_{jk} exposés ci-dessus ($\phi B-1$) respectivement aux Tableaux B3, B4, B5 (des valeurs de k_{ik} permettant de déterminer u_{jk} en B5').

On aboutit aux termes $\delta_{jk} = w_{jk} + v_{jk} + u_{jk}$ définissant ainsi une matrice A des déplacements dus aux réactions unitaires. (Tableau B6).



$b = 4,40 \text{ m}$
 $c = 5,00 \text{ m}$

fig 63 Système de remplacement isostatique.

Valeurs numériques des coefficients F pour le calcul des tassements du demi-espace élastique dus à l'aire chargée rectangulaire $b.c$:

$$F\left(\frac{b}{c}, \frac{x}{c}\right):$$

$$b = 4,40 \text{ m}$$

$$c = 5,00 \text{ m}$$

$\frac{x}{c} \backslash \frac{b}{c}$	0	1	2	3	4	5	6
0,88	3,525	1,038	0,505	0,335	0,250	0,200	0,167

Tableau B1.

Valeurs numériques des tassements du sol homogène, isotrope, élastique y_{JK} dus à l'aire chargée rectangulaire b.c :

(la charge unitaire étant égale à 1 tonne.)

Tableau B2.

y_{JK} : en 10^{-2} cm

$\begin{matrix} K \\ J \end{matrix}$	A	B	1	2	3	4	5
A	3,85	0,609	0,282	0,188	0,135	0,107	0,063
B	0,608	3,94	0,609	0,282	0,188	0,135	0,077
1	0,262	0,609	3,94	0,609	0,282	0,188	0,110
2	0,154	0,282	0,609	3,94	0,609	0,282	0,154
3	0,110	0,188	0,282	0,609	3,94	0,609	0,262
4	0,077	0,135	0,188	0,282	0,609	3,94	0,608
5	0,063	0,107	0,135	0,188	0,282	0,609	3,85

$\mu_0 = 0,35$
 $E_0 = 100 \text{ kgf/cm}^2$

Valeurs numériques des tassements w_{JK} du sol au point J, résultant de l'action de la force $X_k = 1t$ agissant sur le sol au point K dans le système de remplacement.

Tableau B3

w_{JK} en 10^{-2} cm

$\begin{matrix} K \\ J \end{matrix}$	A	B	1	2	3	4	5
A	/	/	2,914	6,061	9,249	12,462	15,659
B	/	/	-6,663	-10,322	-13,940	-17,133	-20,523
1	/	/	2,984	-0,694	-1,368	-1,809	-2,234
2	/	/	0,199	3,402	-0,057	-0,512	-0,768
3	/	/	0,016	0,265	3,510	0,109	-0,316
4	/	/	-0,005	0,031	0,300	3,573	0,183
5	/	/	-0,016	-0,007	0,043	0,326	3,523

Valeurs numériques v_{jk} du déplacement de la poutre en J à cause des tassements du sol aux appuis A et B.

Tableau B4

v_{jk} en 10^{-4} cm

$\begin{matrix} K \\ \backslash \\ J \end{matrix}$	A	B	1	2	3	4	5
A	/	/	2,914	6,061	9,249	12,462	15,659
B	/	/	-6,663	-10,322	-13,748	-17,133	-20,523
1	/	/	16,240	26,705	36,745	46,728	56,705
2	/	/	25,817	43,088	59,742	76,323	92,887
3	/	/	35,394	59,471	82,739	105,918	129,069
4	/	/	44,971	75,854	105,736	135,513	165,251
5	/	/	54,548	92,237	128,733	165,108	201,433

Valeurs numériques des fléchissements de la poutre:

u_{JK} .

Tableau B5

: en 10^{-2} cm

u_{JK} .

$\frac{u_{ij}}{u_{11}}$	1	2	3	4	5
1	0,848	1,908	2,968	4,028	5,088
2	1,908	5,088	8,480	11,872	15,264
3	2,968	8,480	15,264	22,26	29,256
4	4,028	11,872	22,26	33,920	45,792
5	5,088	15,264	29,256	45,792	63,600

Coefficients L_{ix} et L_{ip} pour la détermination de u_{ix} et u_{ip} .

Tableau B5'

L_{ix}, L_{ip} :

$\begin{matrix} \text{N.P.} \\ i \end{matrix}$	-1 (A)	0 (=B)	1	2	3	4	5
1	0	0	4	9	14	19	24
2	0	0	9	24	40	56	72
3	0	0	14	40	72	105	138
4	0	0	19	56	105	160	216
5	0	0	24	72	138	216	300

Matrice A : déplacements dus aux réactions unitaires.

δ_{JK} : en 10^{-2} cm Tableau B6

$\begin{matrix} K \\ \backslash \\ J \end{matrix}$	1	2	3	4	5
1	20,072	27,919	38,345	48,947	59,559
2	27,924	51,578	68,165	87,683	107,383
3	38,378	68,216	101,521	128,287	158,009
4	48,994	87,757	128,296	173,006	211,226
5	59,620	107,494	158,032	211,226	268,556

=

L'influence des forces concentrées intervenant par les termes, comme indiqué au § B1, sont consignés dans les Tableaux suivants.

w_{jp} : Tableau B7

v_{jp} : Tableau B8

u_{jp} : Tableau B9 (les valeurs de h_{ip} permettant de déterminer u_{jp} en B5')

On aboutit aux termes $\sum_p \delta_{jp} = \sum_p w_{jp} + v_{jp} + u_{jp}$ définissant ainsi une matrice B, influence des forces concentrées du 1^{er} genre sur la semelle continue. (Tableau B10)

Valeurs numériques des tassements w_{JP} du sol au point J résultant de l'action de la force P. agissant au point P dans le système de remplacement.

Tableau B7 - 1^{er} genre.

w_{JP} : en 10^{-2} cm

J^P	$P(-1)$	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	$\sum \frac{w_{JP}}{P}$
A	1771	280,14	-1052,80	-2349,20	-3645,60	-5683,30	-7174,16	
B	279,68	1812,40	2908,80	4241,60	5574,40	7943,28	9476	
1	120,52	280,14	382,40	521,20	660	918,62	1078,24	3961,120
2	70,84	129,72	164	215,20	266,40	365,24	424,12	1635,520
3	50,60	86,40	106,40	137,60	168,80	230	265,88	1045,680
4	35,42	62,10	77,20	100,40	123,60	168,82	195,50	728,620
5	28,98	49,22	60,40	78	95,60	130,18	150,42	592,800

Valeurs numériques V_{jP} du déplacement de la poutre en J à cause des tassements du sol aux appuis A et B produit par l'action de P sur le système de remplacement.

Tableau BB - 1^{er} genre.

V_{jP} : en 10^{-2} cm

P	$P_{(-1)}$	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	$\sum_P V_{jP}$
A	—	—	—	—	—	—	—	
B	—	—	—	—	—	—	—	
1	1211,64	-3344,66	-6870,4	-10832,40	-14794,40	-21569,86	-26126,16	-82326,240
2	2702,96	-4876,92	-10832	-17423,20	-24014,40	-35196,44	-42776,32	-132416,300
3	4194,28	-6409,16	-14793,60	-24014	-33234,40	-48823,02	-59426,48	-182506,400
4	5685,6	-7941,44	-18755,20	-30604,80	-42454,40	-62449,60	-76076,64	-232596,400
5	7176,92	-9473,70	-22716,00	-37195,60	-51674,40	-76076,18	-92726,80	-282685,500

μ_{jp} : en 10^{-2} cm

Tableau B9

- 1^{er} genre.

$j \backslash p$	-1	0	1	2	3	4	5	
A	/	/	/	/	/	/	/	
B	/	/	/	/	/	/	/	$\sum_p \mu_{jp}$
1	0	0	-339,20	-963,20	-1187,20	-1852,88	-2340,48	-6482,960
2	0	0	-763,20	-2035,20	-3392	-5461,12	-7021,44	-10672,960
3	0	0	-1187,20	-3392	-6105,64	-10239,60	-13457,76	-34382,200
4	0	0	-1611,20	-4748,80	-8904	-15603,20	-21064,32	-51931,520
5	0	0	-2035,20	-6105,60	-11702,4	-21064,32	-292,56	-70163,520

matrice B, influence des forces concentrées
du 1^{er} genre sur la semelle continue.

$\sum_P \delta_{JP}$: en 10^{-2}cm - 1^{er} genre.

Tableau B10

$\sum_P \delta_{1P}$	-84848,080
$\sum_P \delta_{2P}$	-149453,700
$\sum_P \delta_{3P}$	-215842,900
$\sum_P \delta_{4P}$	-283799,300
$\sum_P \delta_{5P}$	-352257,200

A ce niveau de calcul, il nous faudrait déterminer les forces hyperstatiques X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 intervenant dans le système isostatique de remplacement (voir fig B1 pour $n=5$), par les équations de l'élasticité. Les réactions A et B sont déterminées par les équations d'équilibre.

* forces hyperstatiques X_k $k=1,5$

les équations de l'élasticité $\sum_k X_k \delta_{jk} + \sum_p P \delta_{jp} = 0$ peuvent s'écrire sous la forme matricielle.

$$[A] \cdot [X] + [B] = 0$$

$[X]$ étant la matrice colonne $\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \end{bmatrix}$

A et B déterminées précédemment.

les solutions de ce système (résolu par la méthode des pivots) sont:

$$\begin{cases} X_1 = 170,42 t \\ X_2 = 388,65 t \\ X_3 = 170,42 t \\ X_4 = 396,20 t \\ X_5 = 294,30 t \end{cases}$$

* réactions A et B:

Vu la symétrie des forces appliquées sur la semelle:

$$\Sigma \text{ Moments } / B = 0$$

$$\Sigma \text{ Forces verticales} = 0$$

donnent:

$$\left| \begin{array}{l} A = 294,30 \text{ t} \\ B = 396,20 \text{ t} \end{array} \right.$$

finalément on aboutit aux pressions sous la semelle (voir fig B3) définies par

$$P_k = \frac{X_k}{b.c}$$

$$P_A = 1,34 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$P_B = 1,93 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$P_1 = 0,8 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$P_2 = 1,02 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$P_3 = 0,8 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$P_4 = 1,93 \text{ kgfcm}^{-2}$$

$$P_5 = 1,34 \text{ kgfcm}^{-2}$$

Ces pressions sont représentées sur la fig B6.

B2) Sollicitations du 2^{ème} genre.

1° Action des moments.

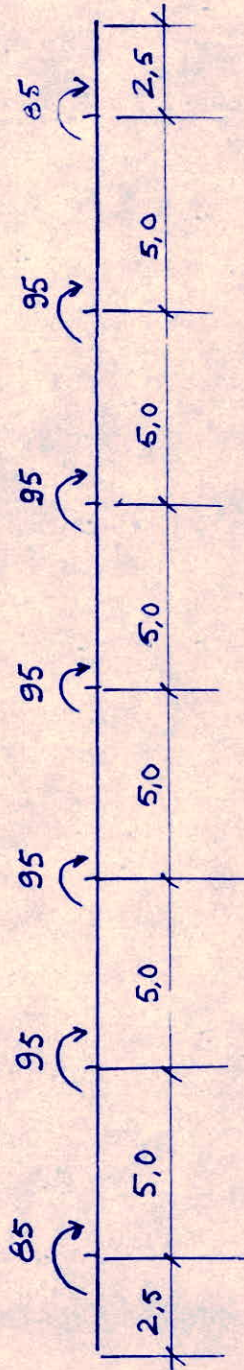


fig B4

La matrice A des déplacements dus aux réactions unitaires restant la même que celle définie au paragraphe précédent, l'influence des moments (comme indiqué au § B1) est représentée par des termes consignés dans les Tableaux suivants:

w_{jP} : Tableau B11

v_{jP} : Tableau B12

u_{jP} : Tableau B13

On aboutit aux termes $\sum_P \delta_{jP} = \sum_P w_{jP} + v_{jP} + u_{jP}$ représentant une matrice colonne C , influence des moments sur la semelle continue. (Tableau B14)

W_{JP} : en 10^{-2}cm

Tableau B11.

(2^{ème} genre, moments)

J^P	-1	0	1	2	3	4	5	
A	-0,550	-0,615	-0,615	-0,615	-0,615	-0,615	-0,550	
B	0,566	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,566	$\sum_P W_{JP}$
1	0,0589	0,0659	0,0659	0,0659	0,0659	0,0659	0,0589	0,447
2	0,0217	0,0243	0,0243	0,0243	0,0243	0,0243	0,0217	0,165
3	0,0132	0,0148	0,0148	0,0148	0,0148	0,0148	0,0132	0,100
4	0,0098	0,0110	0,0110	0,0110	0,0110	0,0110	0,0098	0,074
5	0,0074	0,0083	0,0083	0,0083	0,0083	0,0083	0,0074	0,056

V_{JP} en 10^{-2}cm

Tableau B12 (2^{ème} genre, moments)

J^P	-1	0	1	2	3	4	5	
A	/	/	/	/	/	/	/	
B	/	/	/	/	/	/	/	$\sum_P V_{JP}$
1	-1,682	-1,881	-1,881	-1,881	-1,881	-1,881	-1,682	-12,769
2	-2,798	-3,129	-3,129	-3,129	-3,129	-3,129	-2,798	-21,241
3	-3,914	-4,377	-4,377	-4,377	-4,377	-4,377	-3,914	-29,713
4	-5,030	-5,625	-5,625	-5,625	-5,625	-5,625	-5,030	-38,185
5	-6,146	-6,875	-6,875	-6,875	-6,875	-6,875	-6,146	-46,667

μ_{jp} : en 10^{-2}cm

Tableau B13 (2^{ème} Genre, moments)

$\begin{matrix} P \\ \backslash \\ 0 \end{matrix}$	-1	0	1	2	3	4	5	
A	—	—	—	—	—	—	—	
B	—	—	—	—	—	—	—	$\sum_P \mu_{jp}$
1	3,604	-8,056	-20,140	-20,140	-20,140	-20,140	-19,020	-103,032
2	7,208	-16,112	-52,364	-64,448	-64,448	-64,448	-57,664	-312,276
3	10,812	-24,168	-84,588	-120,840	-132,924	-132,924	-118,932	-603,564
4	14,416	-32,224	-116,812	-174,232	-213,484	-225,568	-201,824	-952,728
5	18,020	-40,280	-149,036	-235,624	-253,764	-330,296	-306,340	-1295,320

- 101 -

$\sum_P \delta_{ip}$: en 10^{-2}cm Tableau B14 (2^e Genre, moments)

$\sum_P \delta_{1p}$	- 115,354
$\sum_P \delta_{2p}$	- 333,352
$\sum_P \delta_{3p}$	- 633,177
$\sum_P \delta_{4p}$	- 990,839
$\sum_P \delta_{5p}$	- 1341,931

matrice C.

De la même façon que le cas de charges du 1^{er} genre les forces hyperstatiques sont déterminées par les équations de l'élasticité, s'écrivant sous forme matricielle:

$$[A] \cdot [x] + [c] = 0$$

$[x]$ étant la matrice colonne $\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \end{bmatrix}$

A et c déterminées précédemment.

la résolution de ce système (méthode des pivots) donne:

$$\begin{cases} x_1 = 0,271t \\ x_2 = -0,540t \\ x_3 = 0,271t \\ x_4 = -0,234t \\ x_5 = 0,286t \end{cases}$$

A leur tour, les équations de la statique donnent pour A et B:

$$\begin{cases} A = 0,286t \\ B = -0,234t \end{cases}$$

les pressions sous la semelle continue dues à l'action des moments seront alors $p_k = \frac{x_k}{b.c}$

$$b.c = 5 \times 4,4 = 22 \text{ m}^2$$

$$p_A = 0,0013 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_B = -0,0010 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_1 = 0,0012 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_2 = -0,0024 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_3 = 0,0012 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_4 = -0,0010 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

$$p_5 = 0,0013 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

On pourra alors remarquer que les pressions dues aux moments sont négligeables. (devant celles dues à des forces concentrées).

2° Action des forces concentrées -

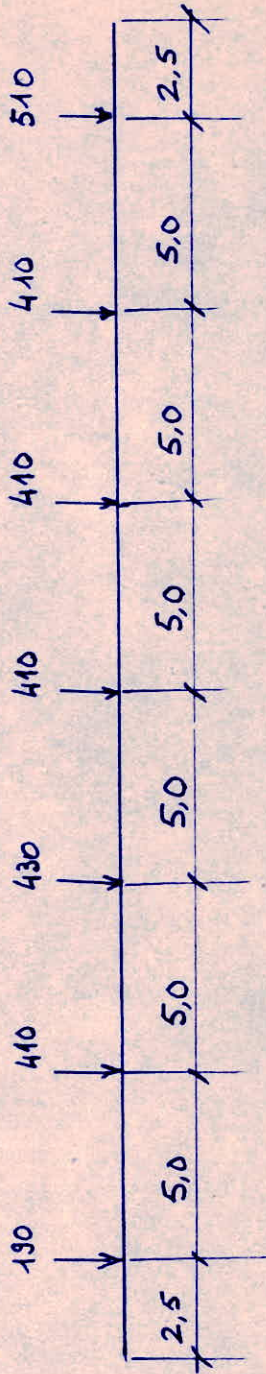


fig B5.

De même que précédemment la matrice A reste celle définie dans le paragraphe précédent, cependant l'influence des forces concentrées est représentée par des termes soulignés dans les Tableaux suivants:

w_{jp} : Tableau B15

v_{jp} : " B16

u_{jp} : " B17

finalement les déplacements en J dus aux charges extérieures $\sum_P \delta_{jp} = w_{jp} + v_{jp} + u_{jp}$ par la matrice D (Tableau 18)

Valeurs numériques des tassements w_{JP} du sol au point J résultant de l'action de la force P agissant au point I dans le système de remplacement.

Tableau B15 (2^e Genre, forces concentrées)

w_{JP} : en 10^{-3} cm

J	P	R(-1)	P ₀	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	$\sum_P w_{JP}$
A		731,42	249,60	-1131,76	-2407,93	-3736,74	-5063,82	-7948,96	
B		115,50	1614,84	3126,96	4347,64	5713,76	7077,46	10499,40	
1		49,77	249,60	411,08	534,23	676,50	818,49	1194,68	3934,350
2		29,25	115,50	176,30	220,50	273,06	325,42	469,92	1610,110
3		20,89	76,98	114,38	144,04	173,02	204,93	294,59	1025,830
4		14,62	55,33	82,99	102,91	126,69	150,41	216,61	749,560
5		11,96	43,85	64,93	79,95	97,99	115,99	166,66	581,330

Valeurs numériques V_{jP} du déplacement de la poutre en J à cause des tassements du sol aux appuis A et B produit par l'action de P sur le système de remplacement.

V_{jP} : en 10^{-2} cm Tableau B16 (2^e Genre, forces concentrées)

j	P	$P_{(-1)}$	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	$\sum_P V_{jP}$
A	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	500,40	-2980,09	-9385,68	-11103,21	-15164,26	-19218,74	-28947,78	-84299,360	
2	1116,32	-4345,33	-11644,40	-17858,78	-24644,76	-31360,03	-47396,16	-136103,140	
3	1732,23	-5710,58	-15903,12	-24614,35	-34065,26	-43501,31	-65844,54	-107906,930	
4	2348,15	-9075,82	-20161,84	-31369,92	-43515,76	-55642,59	-84292,92	-239710,700	
5	2964,06	-8441,06	-24420,56	-38125,49	-52966,26	-67783,87	-102741,29	-291514,490	

μ_{jP} : en 10^{-2}cm

Tableau B17

(2^e Genre, forces concentrées)

$j \backslash P$	-1	0	1	2	3	4	5	
A	/	/	/	/	/	/	/	
B	/	/	/	/	/	/	/	$\sum_P \mu_{jP}$
1	0	0	-364,64	-782,28	-1216,88	-1651,48	-2594,88	-6610,160
2	0	0	-820,44	-2086,08	-3476,80	-4867,52	-7784,64	-19035,480
3	0	0	-1276,24	-3476,80	-6258,24	-9126,60	-14920,56	-35058,440
4	0	0	-1732,04	-4867,52	-9126,60	-13907,20	-23353,92	-52987,280
5	0	0	-2187,84	-6258,24	-11994,96	-18774,74	-32436	-71651,780

$\sum_P \delta_{5p}$: en 10^{-2} cm Tableau B18 (2^{eme} genre, forces concentrees)

$\sum_P \delta_{1p}$	-86975,170
$\sum_P \delta_{2p}$	-153528,510
$\sum_P \delta_{3p}$	-221939,540
$\sum_P \delta_{4p}$	-291948,420
$\sum_P \delta_{5p}$	-362584,920

matrice D

On détermine les forces hyperstatiques toujours par les équations de l'élasticité :

$$[A] \cdot [x] + [D] = 0$$

La résolution de ce système (méthode des pivots) donne :

$$\begin{array}{l}
 x_1 = 383,59 \text{ t} \\
 x_2 = 466,31 \text{ t} \\
 x_3 = 353,67 \text{ t} \\
 x_4 = 457,31 \text{ t} \\
 x_5 = 471,59 \text{ t}
 \end{array}$$

Les équations d'équilibre statique :

$$\Sigma \text{ Moments / B} = 0$$

$$\Sigma \text{ Forces verticales} = 0$$

donnent à leur tour :

$$\begin{array}{l}
 A = 188,31 \text{ t} \\
 B = 448,71 \text{ t}
 \end{array}$$

les pressions sous la semelle continue seront alors

$$p_k = \frac{X_k}{b.c} :$$

$$p_1 = 1,74 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_2 = 2,12 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_3 = 1,60 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_4 = 2,07 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_5 = 2,14 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_A = 0,86 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

$$p_B = 2,03 \text{ Kgf.cm}^{-2}$$

Les pressions sont représentées sur la fig B7.

Diagramme en escaliers de la
réaction du sol (1^{er} genre)

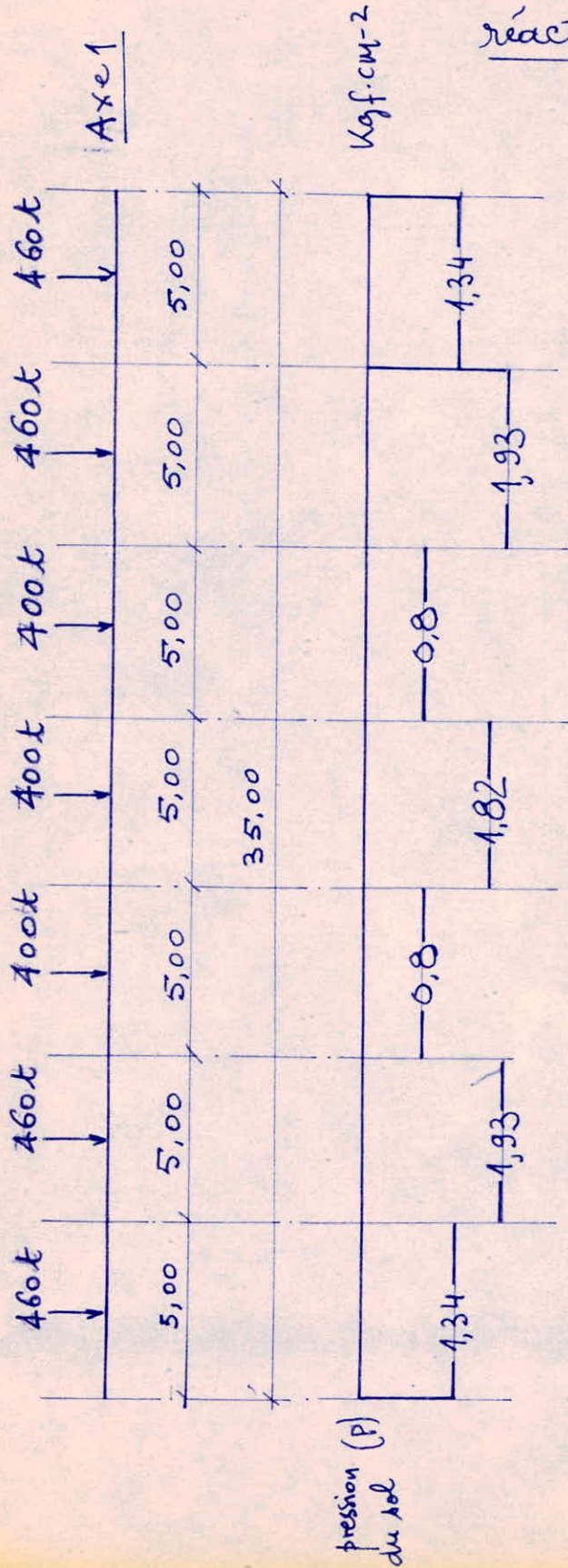


fig B6

Diagramme en Escaliers de la
réaction du sol (2^{ème} genre
forces concentrées)

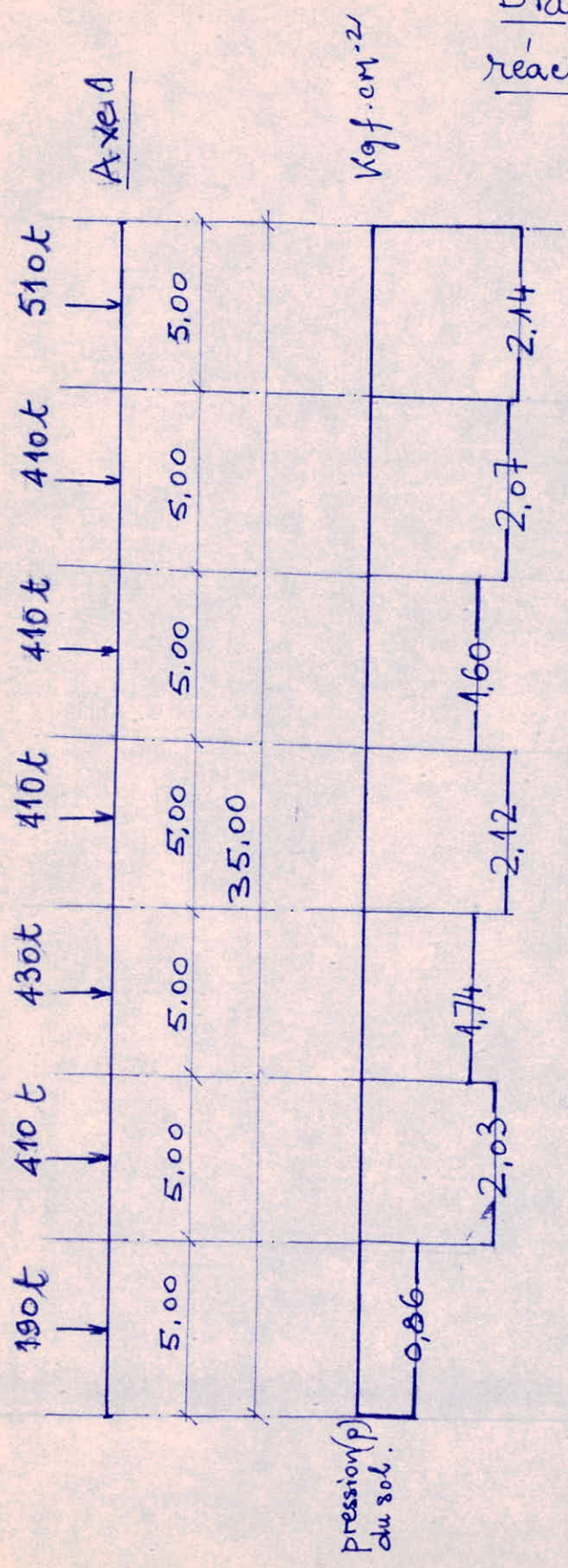


fig B7

B3- Calcul électronique:

a. Etablissement des Organigrammes:

Considérant la marne comme demi-espace isotrope et élastique. Ainsi il a été établis organigrammes suivant:

Organigramme III: donnant la matrice A citée dans le § B.B2. (matrice des déplacements unitaires)

Organigramme II: donnant matrice B citée dans § B.B2 (matrice des déplacements dus aux forces concentrées).

Organigramme IV: donnant matrice C citée dans § B.B2 (matrice des déplacements dus aux moments).

et enfin:

Organigramme I: Organigramme de résolution de systèmes d'équations.

$$[A][X] = -[B]$$

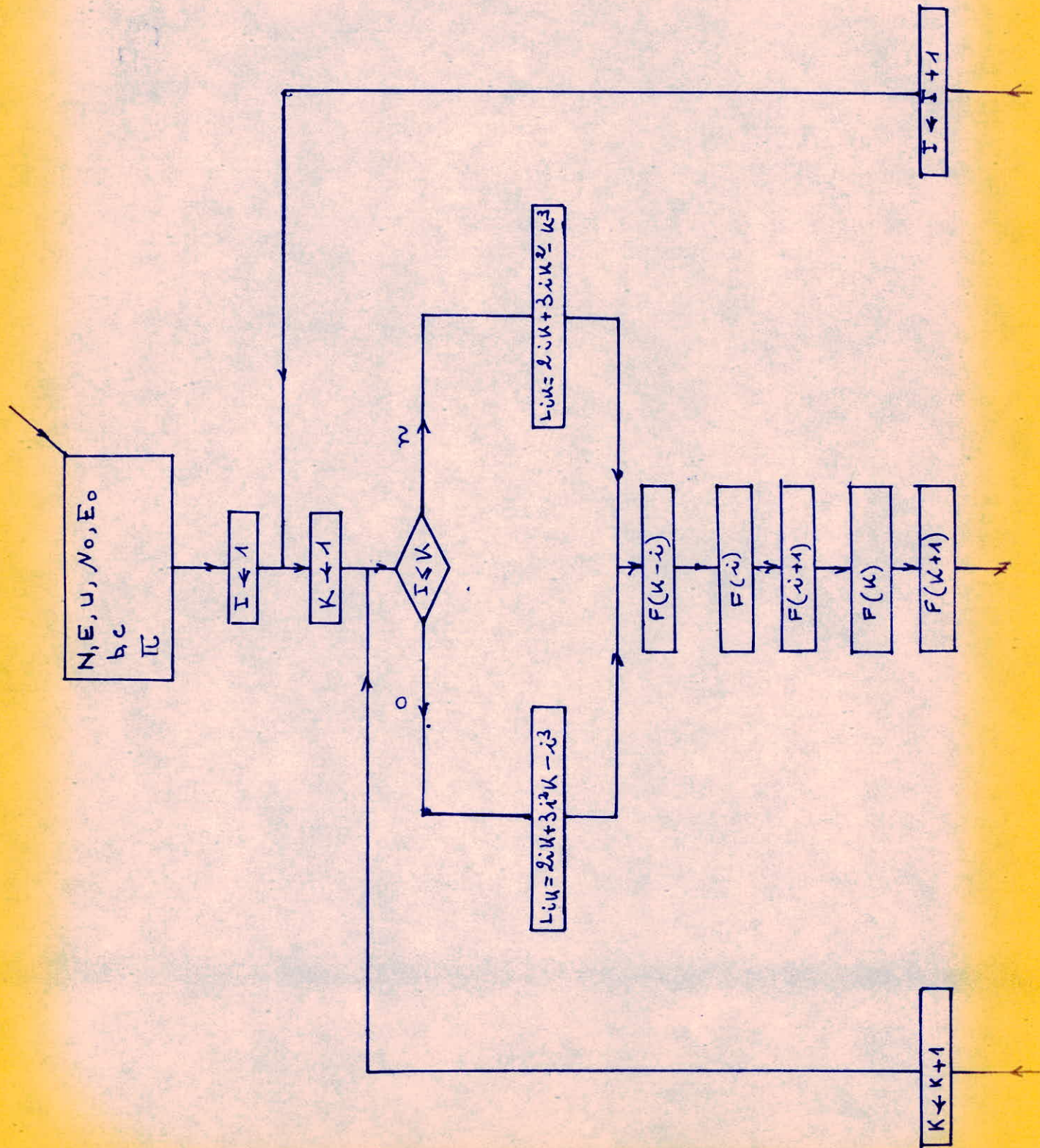
$$[A][X] = -[C]$$

par la méthode des pivots.

N.B: La fonction $F(\frac{x}{c})$ définie dans le § B.B1 sera pour commodité mise en sous-programme $\text{FUNCT}(I, B, C)$ I étant $\frac{x}{c}$.

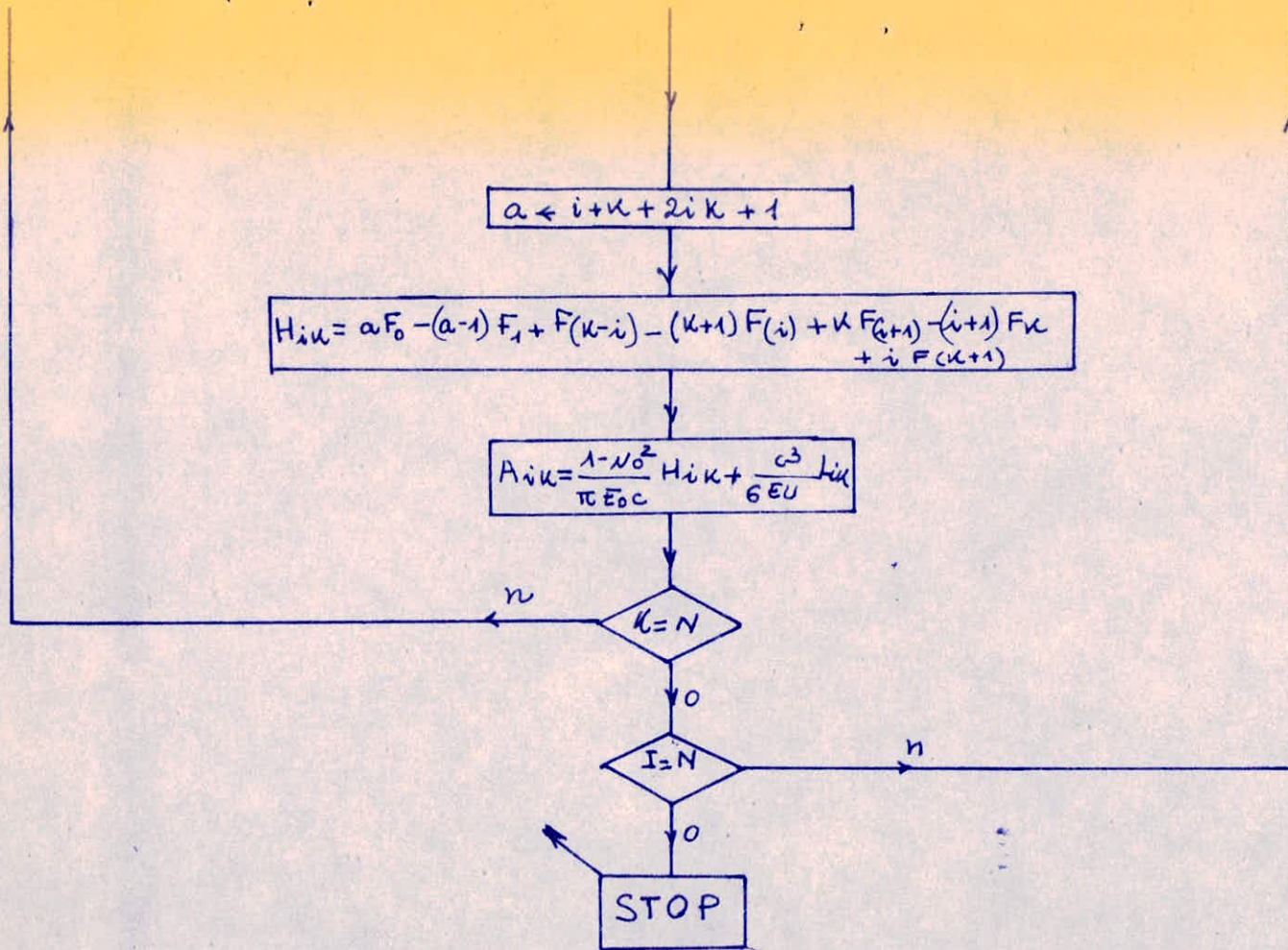
Organigramme III :

Matrice des déplacements unitaires.

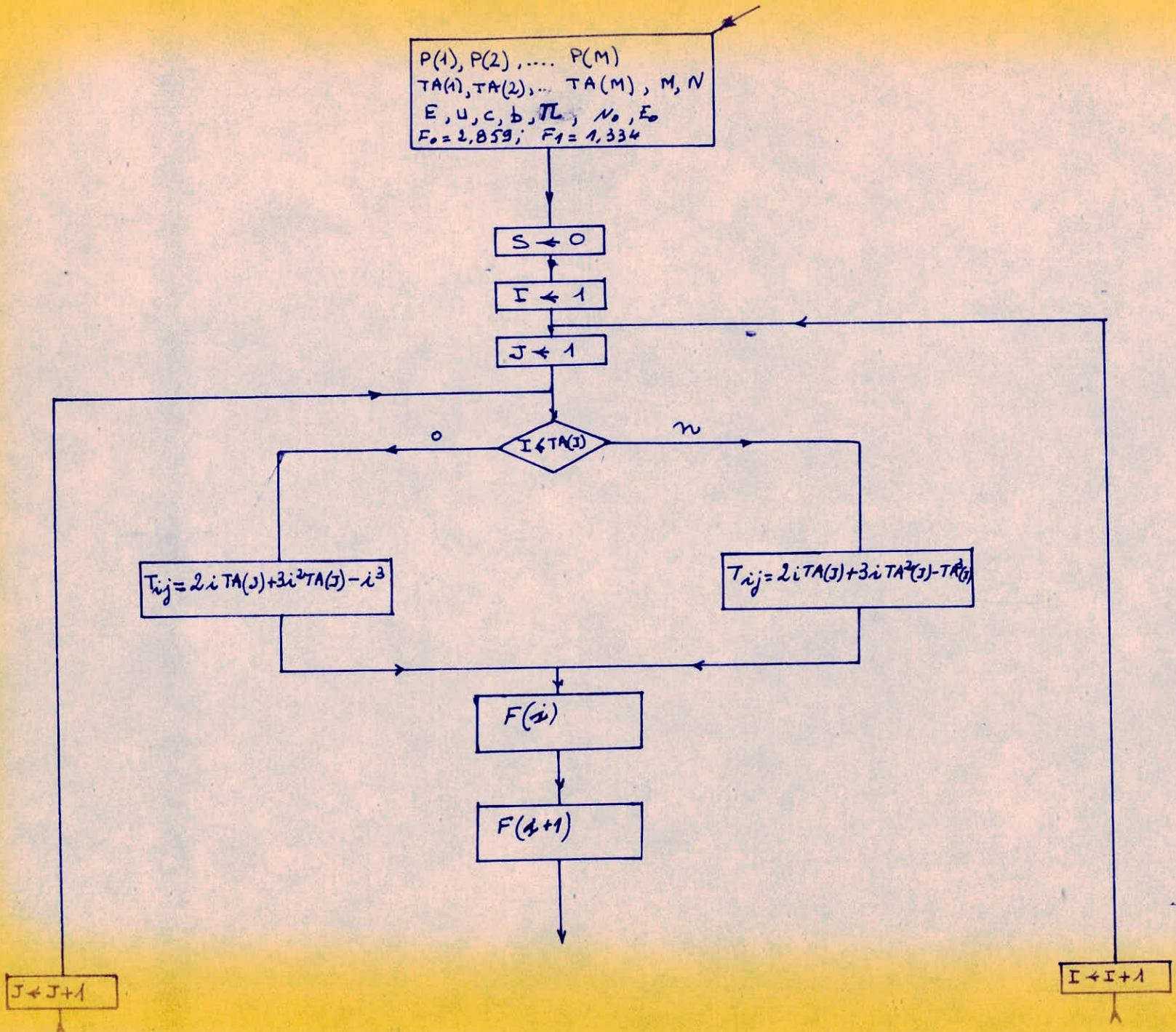


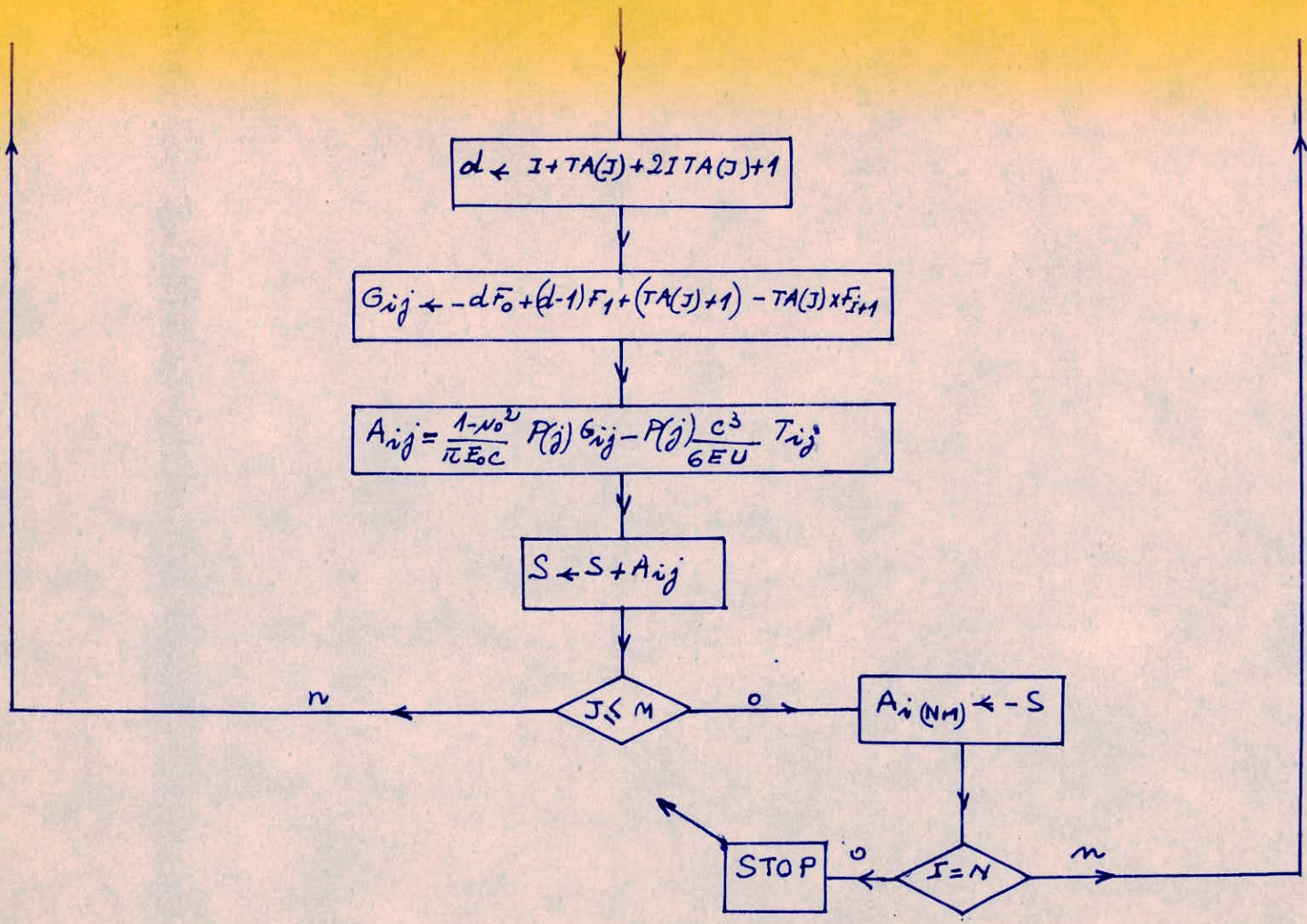
Organigramme III:

Matrice des déplacements unitaires.

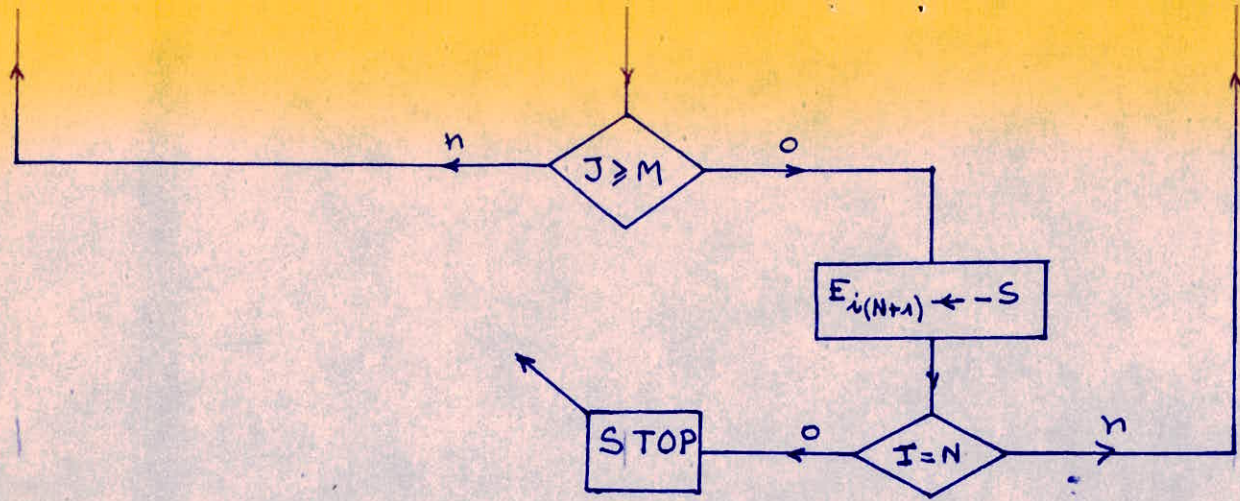


□ organigramme II :
matrice des déplacements des
aux forces permanentes.





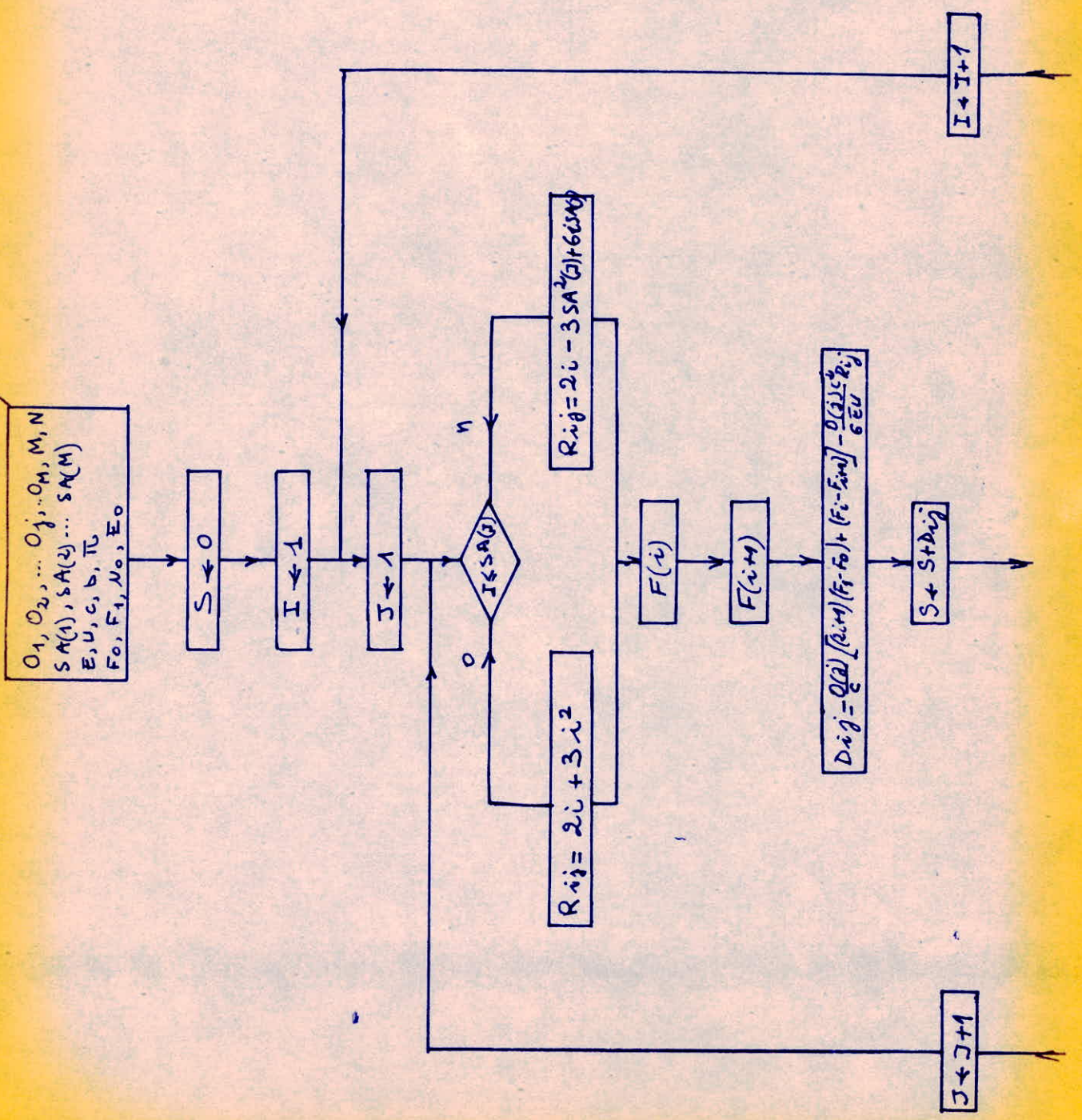
Organigramme II:
 Matrice des déplacements des
 aux forces concentrées.



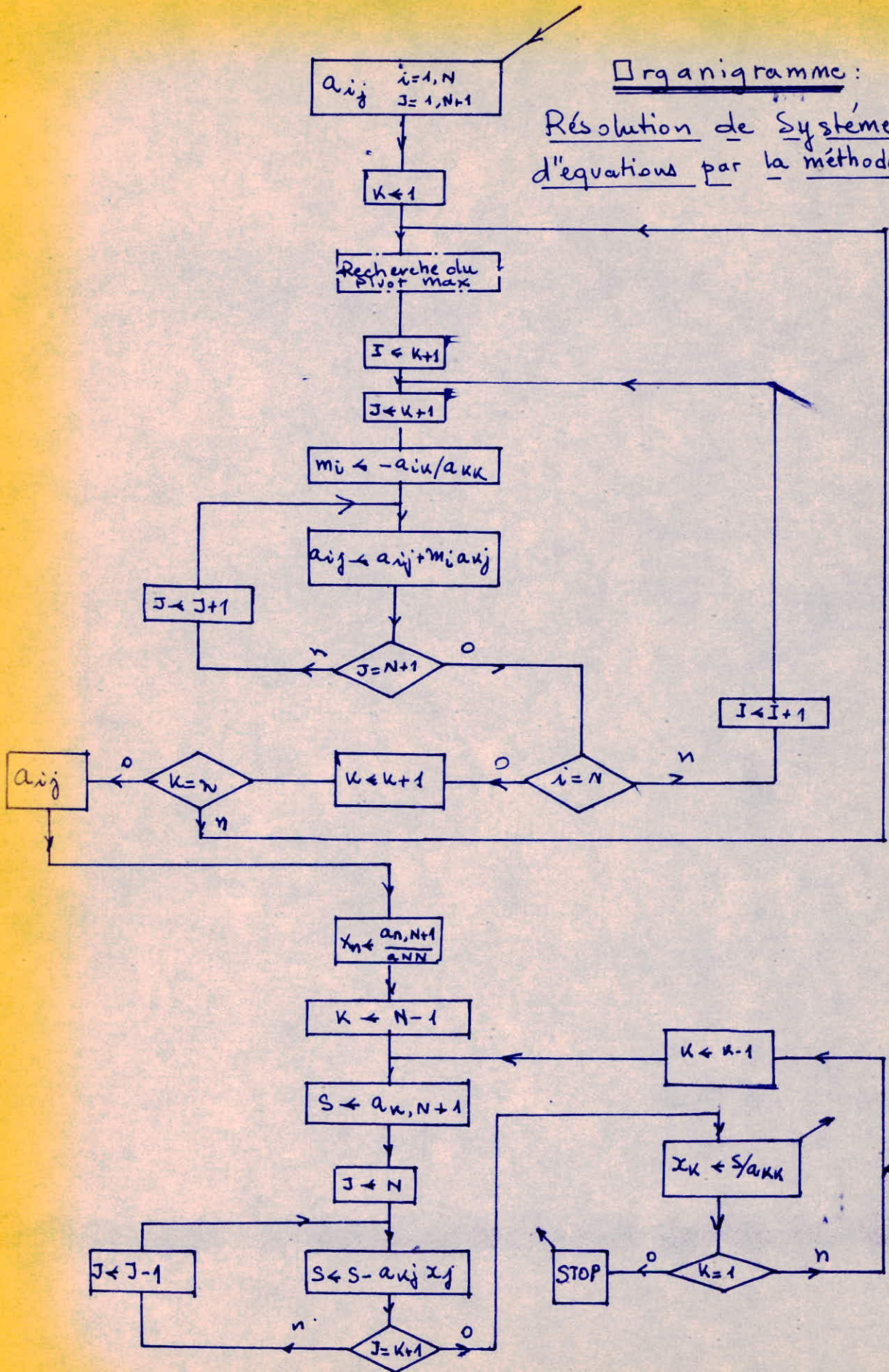
□ organigramme IV:
 matrice des déplacements
 dus aux moments.

Organigramme □:

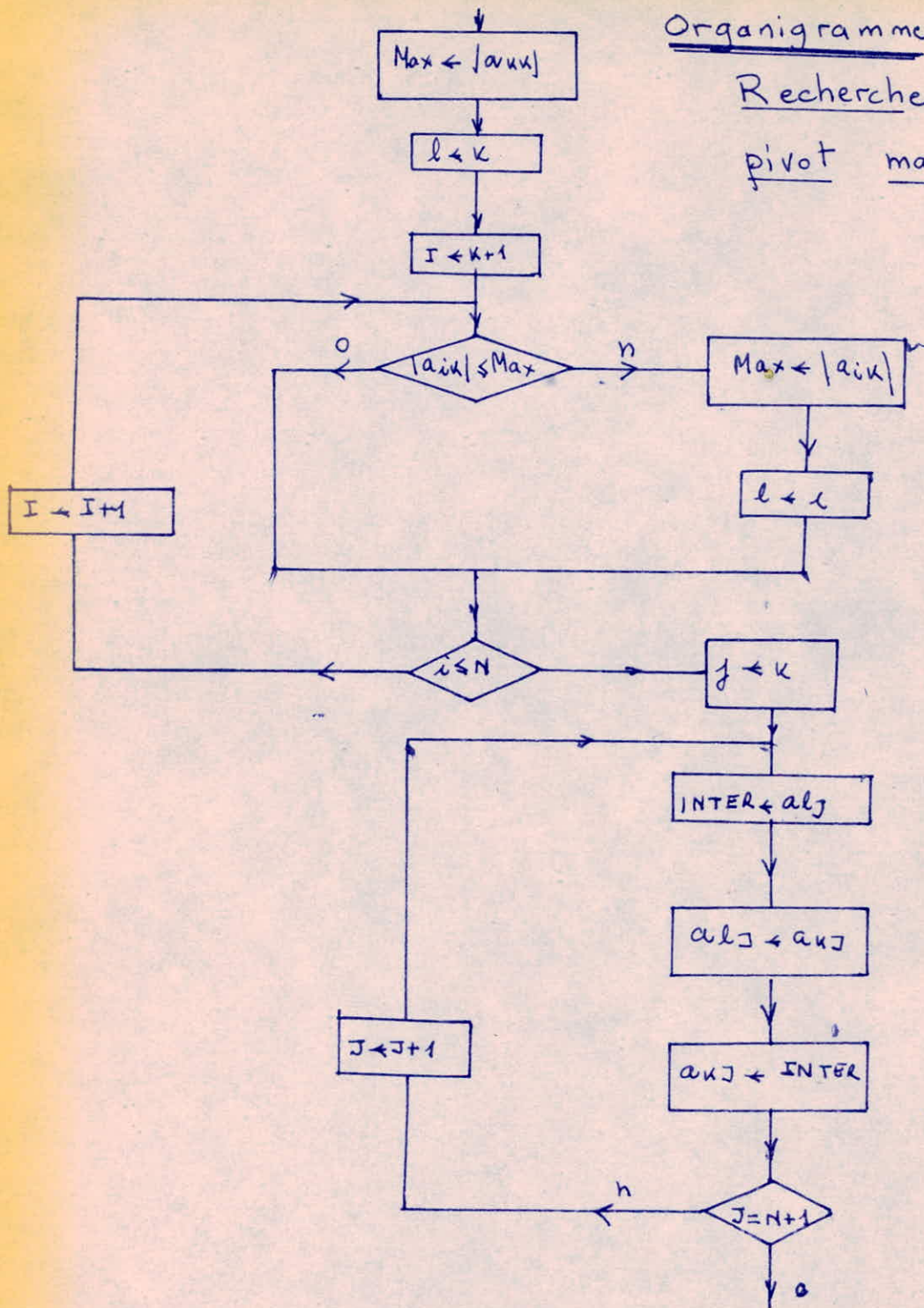
matrice des déplacements
due aux moments.



Organigramme:
Résolution de Systèmes
d'équations par la méthode des pivots.



Organigramme:
Recherche du
pivot maximum.



b. Etablissement des programmes:

Programme pour Organigramme III

```

DIMENSION A (5,5)
N=5
B=74φ
E=126 φφφ
U=2573919 φφ
MUφ=φ,35
Eφ=12φ
C=5φφ
PI=3,1416
DO 1 I=1,N
DO 2 K=1,N
IF (I.LE.K) GO TO 3
LIK=2*I*K+3*I**2-K**3
5 X=FONCT(K-1,B,C)
Y=FONCT(I,B,C)
Z=FONCT(I+1,B,C)
V=FONCT(K,B,C)
W=FONCT(K+1,B,C)
A=I+K+Z*I*K+1
P=FONCT(φ,B,C)
Q=FONCT(1,B,C)
HIK=A*P-(A-1)*Q+X-(K+1)*Y+K*Z-(I+1)*V+I*W
A(I,K)=(1-MUφ**2/(PI*Eφ*C))*HIK+(C**3/(6*E*U))*LIK
2 CONTINUE
1 CONTINUE
GO TO 4
3 LIK=2*I*K+3*I**2*K-I**3
GOTO 5
4 DO 7 I=1,N
7 WRITE(6,50φ)(A(I,K),K=1,N)
50φ FORMAT(1X,F11.3)
STOP
END.

```


Programme pour Organigramme II

```

DIMENSION A(5), P(7), TA(7)
READ (5, 3000), (P(J), J=1, 7)
3000 FORMAT (5X, 16)
READ (5, 4000) (TA(J), J=1, 7)
4000 FORMAT (7(2X, 12))
WRITE (6, 3000) (P(J), J=1, 7)
WRITE (6, 4000) (TA(J), J=1, 7)
M=7
N=5
E=126000
U=257391900
C=500
B=740
PI=3,1416
F0=2,859
F1=1,334
MU0=0,35
E0=120
S=0
DO 1 I=1, N
DO 2 J=1, M
IF (I.LE. TA(J)) GO TO 3
T=2*I*TA(J)+3*I**2-TA(J)**3
5 Y=FONCT(I, B, C)
X=FONCT(I+1, B, C)
D=I+TA(J)+2*I*TA(J)+1
G=-D*F0+((D-1)*F1)+(TA(J)+1)-TA(J)**X
A=(1-MU0**2/(PI*E0*C))*P(J)*G-P(J)*(C**3/6*E*U)*T(I)
S=S+A
2 CONTINUE
A(I)=-S
1 CONTINUE
GO TO 4
3 T=2*I*TA(J)+3*I**2*TA(J)-I**3
GO TO 5
4 WRITE (6, 5000) (A(K), K=1, N)
5000 FORMAT (7X, FM.3, /)
STOP
END

```


Programme pour Organigramme IV

```

DIMENSION O(7), SA(7), E(5)
READ (5, 1000) (O(J), J=1, 7)
1000 FORMAT (5X, 18)
READ (5, 2000) (SA(J), J=1, 7)
2000 FORMAT (7(2X, 12))
WRITE (6, 1000) (O(J), J=1, 7)
WRITE (6, 2000) (SA(J), J=1, 7)

M=7
N=5
E=126000
U=257391900
C=500
B=740
PI=3,1416
F0=2,859
F1=1,334
MU0=0,35
E0=120
S=0

DO 1 I=1, N
DO 2 J=1, M
IF (I. LE. SA(J)) GO TO 3
RIJ= 2*I - 3*SA(J)**2 + 6*I*SA(J)
5 X= FONCT (I, B, C)
Y= FONCT (I+1, B, C)
DIJ=(O(J)/C)*((2*I+1)*(F1-F0)+(X-Y))-(O(J)*C**2/(6*E*U))*RIJ
S= S+DIJ
2 CONTINUE
E(I)=-S
1 CONTINUE
GO TO 4
3 RIJ= 2*I + 3*I**2
GO TO 5
4 WRITE (6, 3000) (E(K), K=1, 5)
3000 FORMAT (15X, F11.3/)
STOP
END.

```


Sous-programme FONCTION

```
DO I=0,N
A=2*I+1
D=C/B
RAC1=SQRT((CB*CB*A*A)+1)
RAC2=SQRT((CB*CB*D*D)+1)
EX1=A*CB
EX2=D*CB
FONCT=CB*(2*ALOG(1/CB)-ALOG(A*D)-2*I*ALOG(A/D)
1 -2*I*ALOG(A/D)+(1/CB)*ALOG((EX1+RAC1)/(EX2+RAC2)))
2 +2*I*ALOG((1+RAC1)/(1+RAC2))+ALOG((1+RAC1)*(1+RAC2)))
WRITE(6,100) FONCT
100 FORMAT(10X,7H POUR I=,10X,3H FN=,F11.3)
1 CONTINUE
END.
```


Programme pour Organigramme I: "Résolution de système
Méthode des pivots"

```

INTEGER K, I, J, N
DIMENSION A(5,6), X(5), M(5)
N=5
DO 10 I=1,5
10 READ (5,100) (A(I,J), J=1,6)
100 FORMAT(6(2X,F11.3))
DO 1 K=1,N
DO 2 I=K,N
DO 3 J=K,N
M(I)=-A(I,K)/A(K,K)
A(I,J)=A(I,J)+M(I)*A(K,J)
3 CONTINUE
2 CONTINUE
1 CONTINUE
WRITE(6,200) (X(N), N=1,5)
200 FORMAT(5X,F11.3)
X(N)=A(N,N+1)/A(N,N)
WRITE(6,300) (X(K), K=1,5)
300 FORMAT(10X,F11.3)
K=N-1
7 S=A(K,N+1)
J=N
6 S=S-A(K,J)*X(J)
IF (J-(K+1)) 4,5,4
4 J=J-1
GO TO 6
5 X(K)=S/A(K,K)
DO 11 I=1,5
11 WRITE(6,400) (A(I,J), J=1,6)
400 FORMAT(6(2X,F11.3))
IF (K.EQ.1) GO TO 8
K=K-1
GO TO 7
8 STOP
END.

```


c- Données: (poutre continue Axe 2)

Programme III:

- N = 5
- B = 740
- E = 126 000
- U = 257 391 900
- MU0 = 0,35
- E0 = 120
- C = 500
- PI = 3,1416

Programme II: (Forces concentrées)

- | | | |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> M = 7 N = 5 E = 126 000 U = 257 391 900 C = 500 B = 740 PI = 3,1416 FO = 2,859 F1 = 1,334 MU0 = 0,35 E0 = 120 | + | <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <p>1^{ère} série
(1^{er} genre)</p> </div> <div style="font-size: 3em; margin-right: 10px;">}</div> <div style="border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> <p>610 000</p> <p>700 000</p> <p>700 000</p> <p>700 000</p> <p>700 000</p> <p>700 000</p> <p>610 000</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <p>2^{ème} série
(2^{ème} genre)</p> </div> <div style="font-size: 3em; margin-right: 10px;">}</div> <div style="border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> <p>360 000</p> <p>690 000</p> <p>715 000</p> <p>715 000</p> <p>715 000</p> <p>740 000</p> <p>870 000</p> </div> </div> |
|---|---|---|

Programme IV: (moments)

mêmes constantes que le programme II, plus la série numérique des moments.

- | | | |
|---|---|---|
| <p>2^{ème} genre.
(moments)</p> | } | <p>120 00000</p> <p>190 00000</p> <p>190 00000</p> <p>190 00000</p> <p>190 00000</p> <p>190 00000</p> <p>190 00000</p> <p>120 00000</p> |
|---|---|---|

Programme I: de résolution qui nous donnera 3 séries de résultats $[x_1, x_2, x_3, x_4, x_5]$.

d) Rigidité effective à la flexion de tout le système à cadre dans une coupe verticale quelconque.

Si l'on suppose que les seuls points de contact de la semelle continue et du sol sont les points sous les poteaux, on peut admettre qu'aux déformations du système s'opposent par leur rigidité effective (EJ_r et EJ_f) toutes les traverses aussi bien que la semelle continue. Ainsi on définit la rigidité effective du système à cadre :

$$EJ^c = EJ_f + \sum_{v=1}^n EJ'_v$$

Établie de cette manière, la rigidité effective du système à cadre sera utilisée pour traiter la construction comme une semelle continue sur sol compressible.

Suivant chaque verticale les forces transversales et les moments fléchissants du système, produits par le tassement inégal des appuis, devront être repartis sur toutes les traverses et la semelle continue, proportionnellement à leurs rigidités effectives.

Pour des raisons indépendantes de ma volonté, les résultats de cette dernière partie n'ont pu me parvenir (programmes faits le 3 Avril 1976...)-

Par voie de conséquence une comparaison entre les deux méthodes (Winkler, Jemotchkine) selon l'Axe 2, intéressante surtout du point de vue quantitatif, ne pourra être faite. Je profite alors de ce fait pour attirer l'attention de Messieurs les responsables de l'ENPA afin de trouver une solution définitive à l'organisation du centre de calcul et par là faciliter de beaucoup la tâche des promotions futures -

© Calcul tenant compte de la rigidité de la superstructure suitant Axe 1:

C₁ - Formules:

a. Rigidité effective de semelle continue:

$$EI'_{fi} = EI_f \cdot \frac{1}{1 - f_i(AB)} = EI_f \cdot \chi_i$$

i: n° de travée.

En pratique on considère que EI'_{fi} est la même sur toute la semelle continue, en prenant la moyenne arithmétique des EI'_{fi} .

$$C = 3 K_D$$

$$B = K_f$$

$$A = 2 K_f + 3 K_D$$

$$\text{où } K_D = \frac{J_D}{h} ; K_f = \frac{J_f}{l}$$

J_D : inertie du poteau.

J_f : inertie de semelle.

h: hauteur d'étage.

l: longueur travée.

$f_i(AB)$ existe dans des tables.

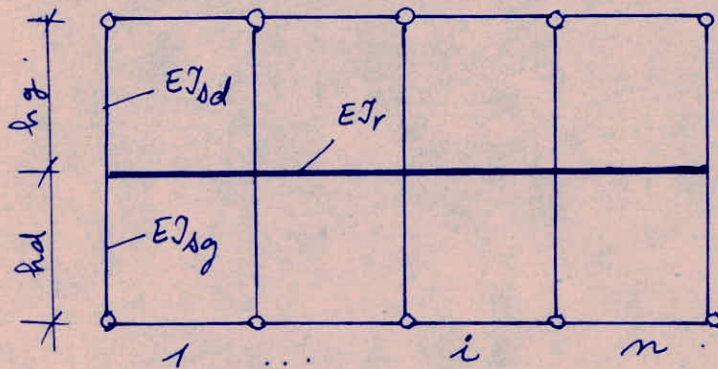
b) Rigidité effective des traverses (voir fig ci-dessous)
 d'une façon analogue:

$$EJ'_{ri} = EJ_r \cdot \frac{1}{1 - C_f(AB)} = EJ_r \chi_i$$

i : n° de travée.

$$\begin{aligned} C &= 3(K_{sd} + K_{sg}) \\ B &= K_{rv} \\ A &= 2K_{rv} + 3(K_{sd} + K_{sg}) \end{aligned} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} K_{rv} = \frac{J_r}{l} \\ K_{sd} = \frac{J_{sd}}{h_{sd}} \\ K_{sg} = \frac{J_{sg}}{h_{sg}} \end{cases}$$

Les formules sont données en supprimant la flexibilité des traverses non-en question.



c) Rigidité de la semelle et de traverse compte tenu de la rigidité des autres traverses

* semelle continue.

$$EJ''_{fi} = EJ'_f \cdot \frac{1}{1 - \varphi D}$$

avec $\varphi = 0,63$ et $D = \frac{\sum EJ_r J_r}{E_f J'_f + \sum EJ_r J_r}$

* traverse:

$$EJ''_{ri} = EJ'_r \cdot \frac{1}{1 - \varphi D}$$

avec $\varphi = 0,63$ et $D = \frac{E_f J'_f}{E_f J'_f + \sum EJ_r J_r}$

C2 - Calcul des rigidités effectives (Axe 1).
 En considérant la moyenne arithmétique, on prend dans le calcul des rigidités de la 3^{ème} travée, alors:

- traverse r=1

$$K_{rx} = \frac{17,0496 \cdot 10^5}{5 \times 10^2} = 3409,92 \text{ cm}^3$$

$$K_{sd} = \frac{34,1333}{4,5} \cdot 10^3 = 7585,18 \text{ cm}^3$$

$$K_{sg} = \frac{34,1333}{5,2} \cdot 10^3 = 6489,22 \text{ cm}^3$$

$$C = 3(0,00758 + 0,0034) = 0,0329 \cdot 10^6$$

$$B = 0,0034 \cdot 10^6$$

$$A = 2 \times 0,0034 + 0,0329 = 0,0397$$

pour la 3^{ème} travée (n^{bre} de travée ≥ 5)

$$f(AB) = \frac{A^4 - 2A^2B^2 + B^4}{A^5 - 4A^3B^2 + 3AB^4} = \frac{117,16 - 3,64 + 0,013}{986,17 - 28,78 + 0,15} \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,118 \cdot 10^{-4}$$

$$C f(AB) = 0,388$$

$$\boxed{EJ'_r = 1,634 EJ_r}$$

- r=2

$$K_{rx} = 1,46 \cdot 10^4 \text{ cm}^3$$

$$K_{sd} = 6,56 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$K_{sg} = 6,68 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$C = 3,972 \cdot 10^4$$

$$B = 1,46 \cdot 10^4$$

$$A = 6,89 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,16 \cdot 10^{-4} ; \quad C f(AB) = 0,635$$

$$\boxed{EJ'_r = 2,740 EJ_r}$$

- $n=3$

$$K_N = 3,409 \cdot 10^3$$

$$K_{sd} = 6,68 \cdot 10^3$$

$$K_{sg} = 6,31 \cdot 10^3$$

$$C = 3,89 \cdot 10^4$$

$$B = 0,34 \cdot 10^4$$

$$A = 4,57 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,21 \cdot 10^{-4} ; \quad C_f(AB) = 0,817$$

$$\boxed{EI'_r = 5,460 EI_r}$$

- $n=4$

$$K_N = 3,409 \cdot 10^3$$

$$K_{sd} = 6,31 \cdot 10^3$$

$$K_{sg} = 3,705 \cdot 10^3$$

$$C = 3,004 \cdot 10^4$$

$$B = 0,34 \cdot 10^4$$

$$A = 3,685 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,276 \cdot 10^{-4} ; \quad C_f(AB) = 0,829$$

$$\boxed{EI'_r = 5,851 EI_r}$$

- $n=5$

$$K_N = 3,409 \cdot 10^3$$

$$K_{sd} = 3,705 \cdot 10^3$$

$$K_{sg} = 3,705 \cdot 10^3$$

$$C = 2,223 \cdot 10^4$$

$$B = 0,34 \cdot 10^4$$

$$A = 2,903 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,35 \cdot 10^{-4}$$

$$\boxed{EI'_r = 4,505 EI_r}$$

$$- \underline{n=6}$$

$$K_N = 3,409 \cdot 10^3$$

$$K_{sd} = 3,705 \cdot 10^3$$

$$K_{sg} = 0,54 \cdot 10^3$$

$$C = 2,134 \cdot 10^4$$

$$B = 0,34 \cdot 10^4$$

$$A = 2,814 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,366 \cdot 10^{-4}$$

$$\boxed{EI'_r = 4,560 EI_r}$$

$$- \underline{n=7}$$

$$K_N = 1,438 \cdot 10^3$$

$$K_{sd} = 0,54 \cdot 10^3$$

$$K_{sg} = 0$$

$$C = 0,16 \cdot 10^4$$

$$B = 0,14 \cdot 10^4$$

$$A = 0,44 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 2,959 \cdot 10^{-4}$$

$$\boxed{EI'_r = 1,899 EI_r}$$

$$- \underline{\text{rigidité effective de la semelle}} : \underline{EI'_f}$$

$$EI'_f = EI_f \frac{1}{1 - c_f(AB)} = EI_f \times \quad (\text{traverse indeformable})$$

$$C = 3K_{\Delta} = 3 \frac{J_{\Delta}}{h} = 2,274 \cdot 10^4$$

$$B = K_f = \frac{J_f}{e} = 15,544 \cdot 10^4$$

$$A = 2K_f + 3K_{\Delta} = 33,362 \cdot 10^4$$

$$f(AB) = 0,016 \cdot 10^{-4}$$

$$\boxed{EI'_f = 1,038 EI_f}$$

$$D = \frac{\sum_{r=1}^7 E_r J'_r}{E_f J'_f + \sum_{r=1}^7 E_r J'_r}$$

$$E_r = E_f = E$$

d'où $D = 0,39$

$$\xi = 0,63. \text{ (valeur moyenne)}$$

finalement la rigidité effective à la flexion de la semelle continue :

$$E J''_{fi} = 1,375 E J'_f$$

- Rigidité effective à la flexion de tout le système: $E J'_c$

En admettant les hypothèses citées dans le paragraphe (c.d.)

$$E J'_c = E_f J'_f + \sum_{r=1}^7 E_r J'_r$$

$$E J'_c = 1,038 E J'_f + 1,889 E J'_{r7} + 4,560 E J'_{r6} + 4,505 E J'_{r5} + 5,851 E J'_{r4} \\ + 5,460 E J'_{r3} + 2,740 E J'_{r2} + 1,634 E J'_{r1}$$

d'où

$$E J'_c = 1,336 \cdot 10^8 E$$

C₃ - Interprétation:

Tenant compte de la superstructure, la rigidité de la semelle continue augmente ($EI_f = 1,375 EI$) par conséquent la réaction du sol sera moins importante allant alors dans le sens de l'économie (ferrailage).

La rigidité à la flexion du système à cadres étant $EI_c = 1,336 \cdot 10^8 E$, la construction sera traitée comme une semelle continue (cf § IV.B). Sur chaque verticale, les efforts intérieurs du système, produits par le tassement inégal des appuis devront être répartis sur toutes les traverses et la semelle continue proportionnellement à leurs rigidités effectives. Admettant les hypothèses initiales, cette méthode constitue un procédé commode de ce genre de calcul.

V

CONCLUSION

Toutes les conclusions sont consignées dans le tableau suivant:

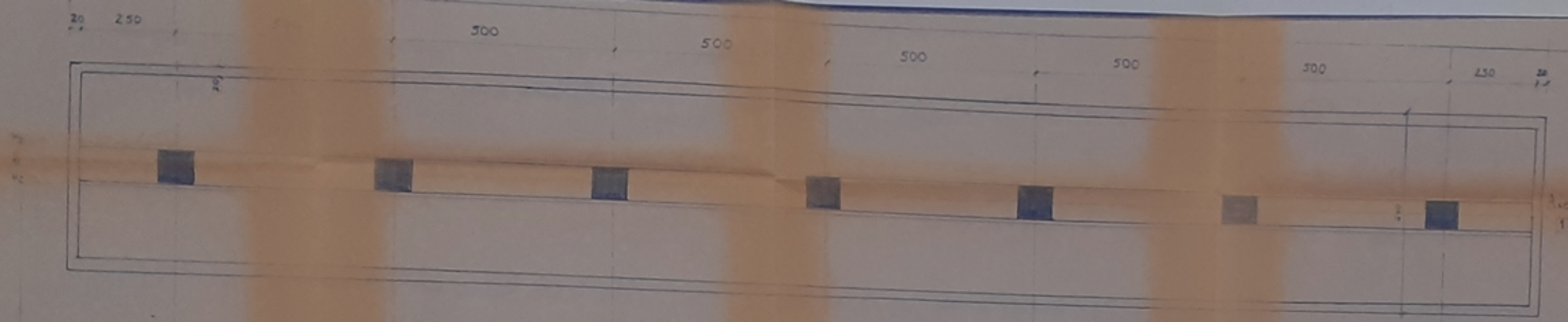
	Méthode Winkler	Méthode Jemotchkine
Formule de base	$EJ \frac{d^4y}{dx^4} = Ky$	$\sum_i X_i \delta_{ji} + \sum P \delta_{jp} = 0 \quad j=1, n$
Causes d'imprécision	<ul style="list-style-type: none"> • proportionnalité entre les déformations et les contraintes • indépendance de chaque point de la poutre. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mesure de E_0: module oedométrique du sol.
Domaines d'application	Se rapproche à la réalité dans le cas de faibles couches compressibles	Utilisable même dans le cas de terrains hétérogènes.
Méthode graphique	<ul style="list-style-type: none"> • peut tenir compte de la variation d'inertie de la poutre. • Vu l'imprécision des lectures, il n'est conseillé de l'utiliser que dans le cas de sollicitations modérées - 	
Calcul tenant compte de la rigidité de la superstructure	—	la rigidité effective de la poutre augmente: économie dans le ferrailage.
Exécution calcul	Long.	Long.
Calcul rapide	Tableaux.*	Calcul électronique.**

* Références:

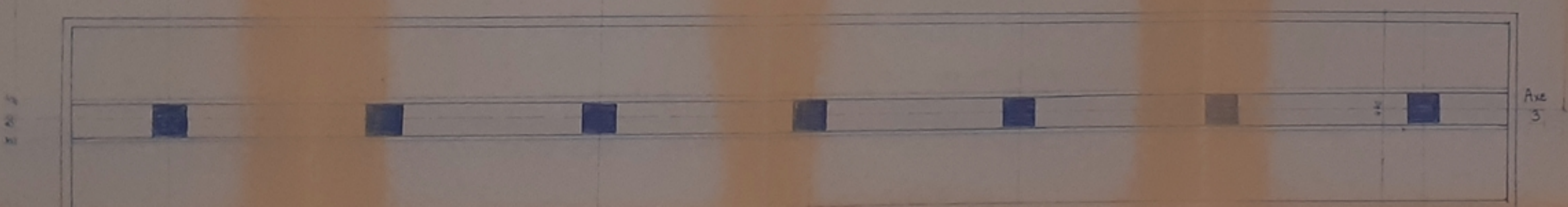
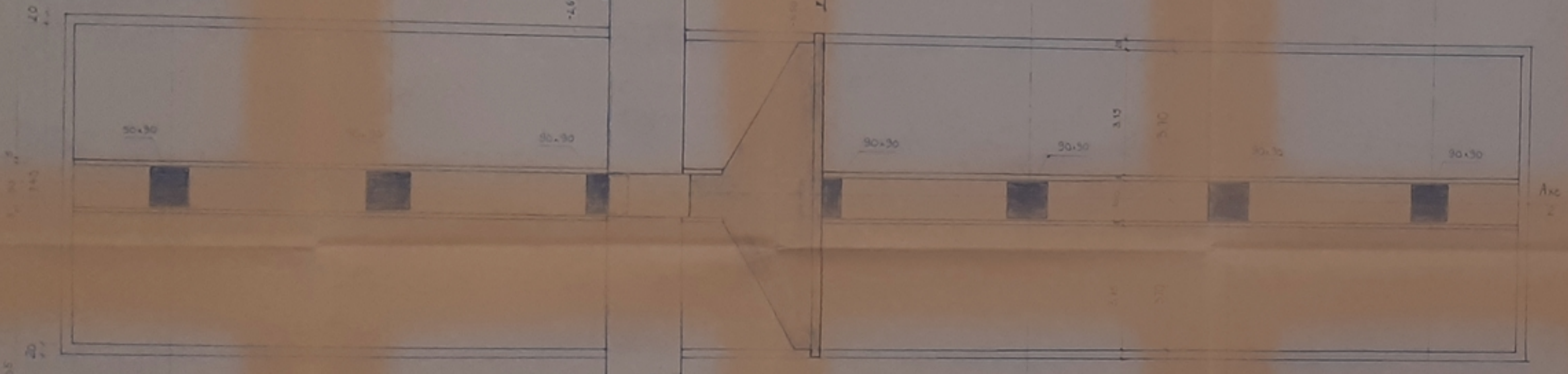
1. KARL HEINZ - WÖLFER
Poutres sur appuis continus élastiques. EYROLLES.
2. J. HAHN.
Durchlaufträger Rahmen - Platten und Balken auf elastischer Bettung. Werner-Verlag.

** Méthode programmée dans le cadre de cette étude.

(cf IV. B3)

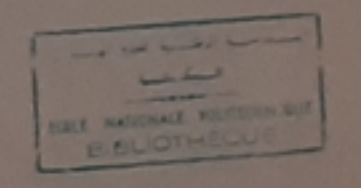


Semelle étudiée (Axe 2)



UNIVERSITÉ D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT 'GENIE CIVIL'

PROJET de FIN D'ÉTUDES
 FONDATIONS d'un IMMEUBLE
 à GRANDE HAUTEUR



Projeté par : *[Signature]*
 Étude par : DADUDI MAMM

