

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

50/87

2es

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

etude

d'une

tour

R + 8

a voiles

Porteurs

6 PLANCHES

Proposé Par :

Etudié par :

Dirigé par :

BÉREG

MOKRANI- AHÈNE

BILOUD

METAAM - MOHAMED

PROMOTION : JUIN 87

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

NOUS TENONS A REMERCIER EN PREMIER LIEU
NOTRE PROMOTEUR Mr BLOUD POUR SA
GENTILLESSE QUI S EST TRADUIT EN UNE
ENTIERE DISPONIBILITE A L EGARD DE NOTRE
TRAVAIL DURANT TOUT LE SEMESTRE.
A EXPRIMER NOTRE PROFONDE GRATITUDE
A TOUS LES ENSEIGNANTS (ES) QUI ONT
CONTRIBUE A NOTRE FORMATION.

- AHCENE MOKRANI

- MOHAMED METAAM

DÉDICACES

JE DÉDIE CE PROJET DE FIN D'ÉTUDES A :

- _ MA MERE
- _ MON PERE
- _ MES FRERES
- _ MES SOEURS
- _ MA FAMILLE
- _ ET TOUS MES AMIS

MOHAMED META AM

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

- _ MA MERE
- _ MON PERE
- _ MES FRERES ET SOEURS
- _ A TOUS MES PROFESSEURS
- _ ET TOUS MES AMIS

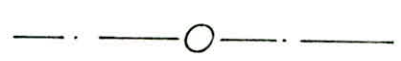
AHCENE MOKRANI

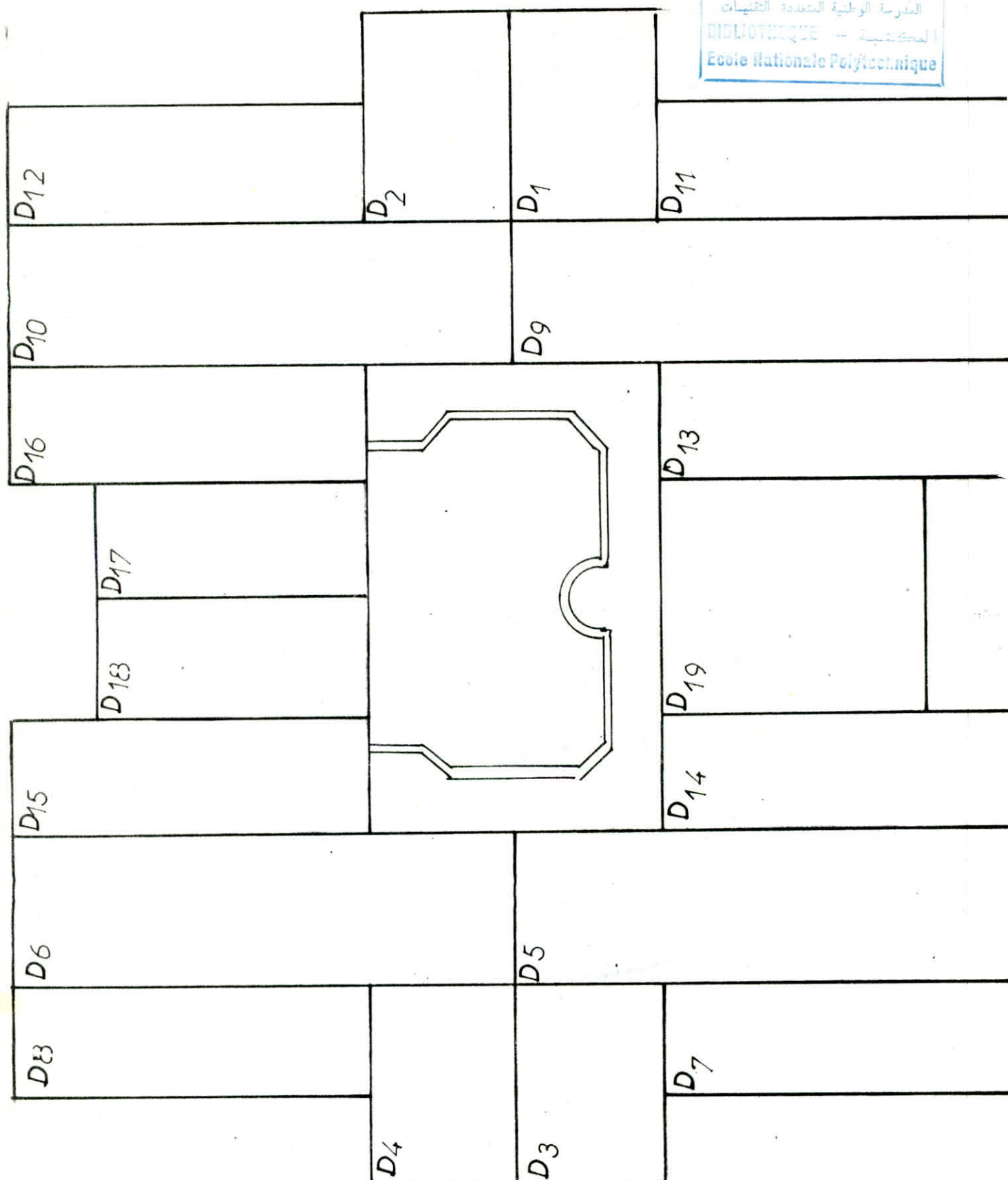
— — — SOMMAIRE — — —



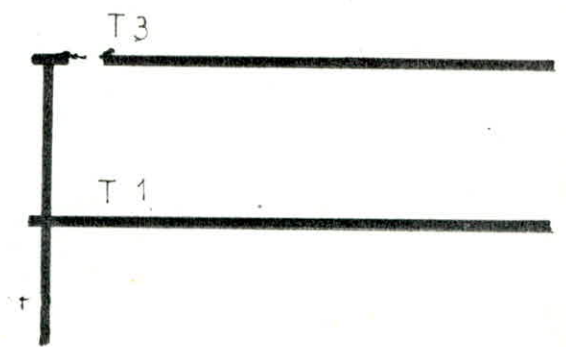
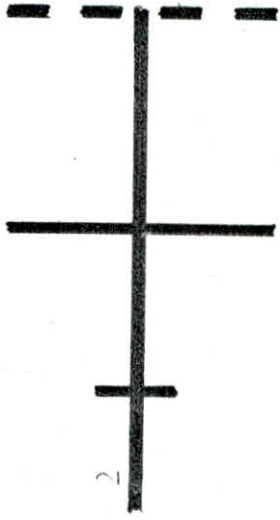
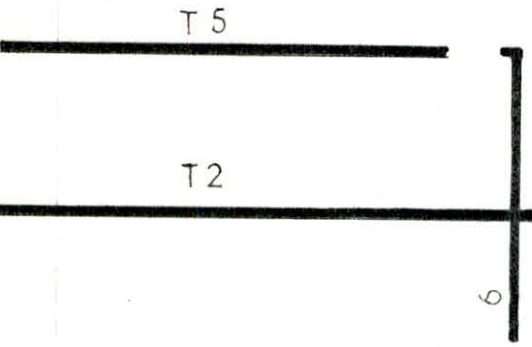
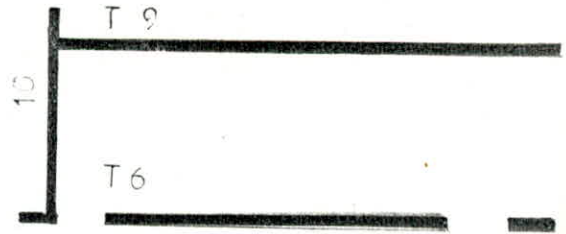
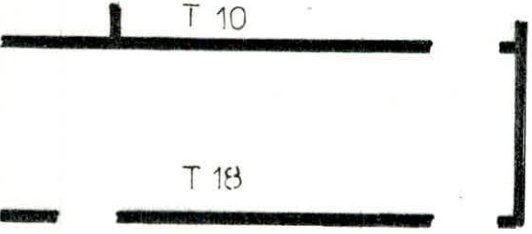
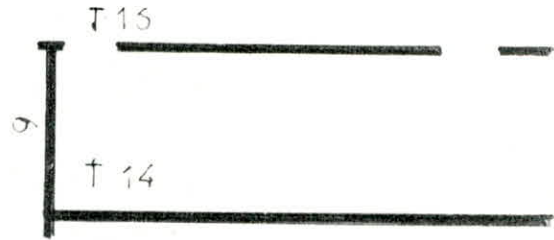
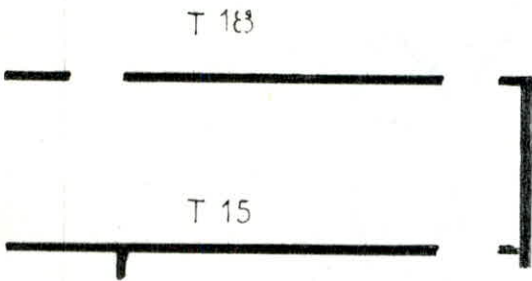
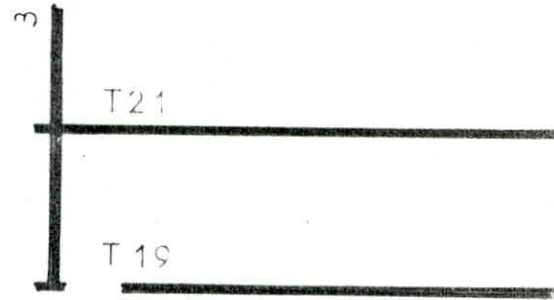
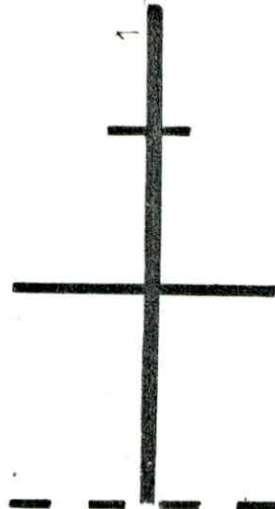
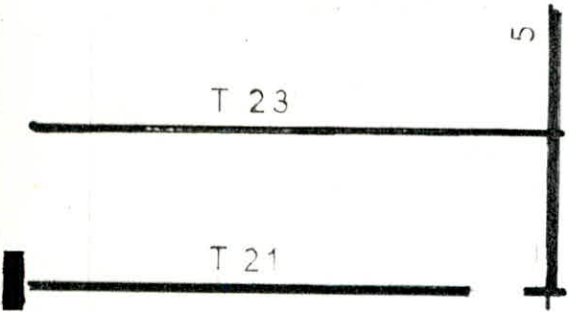
CH1	PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE PRÉDIMENSIONNEMENT DÉSCENTE DE CHARGE CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX	1
CH2	CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES	9
CH3	ÉTUDE DYNAMIQUE	25
CH4	ÉTUDE SISMIOUE	31
CH5	ÉTUDE AU VENT	35
CH6	REPARTITION DES EFFORTS SISMIOUES	43
CH7	ÉTUDE DES VOILES	51
CH8	CALCUL DES DEFORMATIONS	62
CH9	LES COMBINAISONS	68
CH10	FERRAILLAGE DES VOILES ET LINTEAUX	76
CH11	FERRAILLAGE DES ELEMENTS: ESCALIERS PLANCHERS	95 104
CH12	ÉTUDE DES FONDATIONS	115

BIBLIOGRAPHIE





PANNEAUX ETAGE COURANT ET RDC



CHAPITRE 1

PRESENTATION DE
L'OUVRAGE
PREDIMENSIONNEMENT
DES CENTE DE CHARGE
CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX

PRESENTATION DU PROJET

Ce projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation type (R+8) qui est implanté dans une zone de moyenne densité (II), dans le groupe d'usage 2.

Ce bâtiment est composé d'une structure identique, comporte un passage central au niveau des étages, des escaliers et une cage d'ascenseur.

Le contreventement sera assuré par les refends dans les deux sens. Les planchers sont en dalle pleine d'épaisseur 16 cm.

Le sol sur lequel est fondé notre bâtiment est de moyenne consistance

$\bar{\sigma}_s = \begin{cases}$	Sous SP1	1,9 Kg/cm ²
	Sous SP2	2,52 Kg/cm ²

Nous envisageons un mode de fondation de type radier pour l'ensemble de la construction, vu l'importance des charges qui sont appliquées, et en outre on adopte un coffrage tunnel.

hauteur du Bâtiment: 26,1 m

Longueur du Bâtiment: 30 m

Largeur du Bâtiment: 19,5 m

Décrochement en plan: 7,5 %

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

PREDIMENSIONNEMENT

PLANCHER TERRASSE: l'épaisseur du plancher terrasse est déterminée à partir des conditions suivantes.

(a) Condition de limitation de la flèche:-

$$f_{max} \leq \frac{l}{500} \text{ d'où on aboutit à } e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} \quad (1)$$

(b) Condition d'Isolation:- $e \geq 16 \text{ cm} \quad (2)$

(1) et (2) nous donnent l'épaisseur $e = 16 \text{ cm.}$

Plancher Etage - courant:-

On considère que nos dalles sont appuyées chacune sur plusieurs appuis, d'où $e = \frac{1}{35} \cdot l$ (Aide Mémoire Dunod. Gros Oeuvre du Bâtiment)

d'où $e = 16 \text{ cm.}$

Voiles:- d'après le RPA 81 (Art 4.3.12), l'épaisseur e des voiles doit vérifier les conditions suivantes:-

• $e \geq 15 \text{ cm}$ en Zone II

$$• e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right) = \frac{260}{20} = 13,5 \text{ cm} = 14,5 \text{ cm}$$

donc on prendra pour l'épaisseur de nos voiles

$e = 16 \text{ cm.}$

DESCENTE DE CHARGE:-

PLANCHER TERRASSE:

Gravillons (protection étanchéité) ep. 5cm	0,05. 1800	= 90 kg/m ²
Étanchéité Multilouches ep. 1cm		= 10 "
Forme de pente (≈ 8cm) pente 1,5%	0,08. 1100	= 88 "
Film pol protégeant l'isolation		= 5 "
Isolation Siège ep. 4cm	0,04. 400	= 16 "
Dalle en BA ep: 16cm	0,16. 2500	= 400 "
Enduit plâtre ep: 2cm	0,02. 1000	= 20 "

$$G = 629 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher Etage - Courant:-

Carrellage ep. 2cm	0,02. 2200	= 44 kg/m ²
Mortier de Ciment ep: 2cm	0,02. 2000	= 40 "
Sable ep. 2cm	0,02. 1800	= 36
Dalle en BD. ep. 16cm		= 400
Enduit plâtre ep. 2cm	0,02. 1000	= 20
Cloisons		= 75

$$G = 615 \text{ Kg/cm}^2$$

Loggias. Sechoirs:-

Carrellage (mortier, Sable)		= 120 kg/cm ²
Dalle pleine ep: 16cm		= 400 "
Enduit plâtre		= 20 "

Façades:-

Brique Creuse 22cm	0,22. 1400	= 308 kg/cm ²
Enduit Plâtre		= 20 "

$$G = 328 \text{ Kg/m}^2$$

LES ESCALIERS:-

LE PALIER:

CHARGES PERMANENTES:

REYETEMENT (Carrelage (2cm), Mortier 1,5cm = 125 Kg/m²
Sable 3cm d'ep):-

Dalle pleine (ep 16cm) = 400 Kg/m²

SURCHARGES D'Exploitation: S = 250 Kg/cm² G = 525 Kg/m²

$$G + 1,2 P = 0,825 \text{ t/m}^2$$

La Volée: h = 18cm, g = 27cm

$$\alpha = \text{Arctg}(h/g) = 33,69^\circ$$

Revetement (2cm) = 44 Kg/m²

Mortier de pose (1,5cm) = 30 "

Paillasse (16cm) = 480,769 "

Poids Propre des Marches = 198 "

Enduit Plâtre = 28 "

Garde Corps Métallique:- = 86 "

$$G = 0,789 \text{ t/m}^2$$

Surcharge d'exploitation P = S = 0,25 "

$$G + 1,2 P = 1,089 \text{ t/m}^2$$

SURCHARGES D'Exploitation:

Plancher terrasse non Accessible = 100 Kg/m²

// Etage Courant - R DC = 175 Kg/m²

Loggias, SECHOIRS = 350 //

Escaliers = 250 //

Acrotère Seno Horizontal = 100 //

Tableau donnant les valeurs des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation (P) revenant à Chaque Voile pour tous les niveaux.

Voile	ch (h)	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
L 1	G	14,19	36,08	57,98	79,87	101,76	123,65	145,54	167,42	189,31	209,27
	P	1,916	5,67	9,42	13,17	16,93	20,68	24,43	28,18	31,92	35,3
L 3,4 5,6	G	6,8	18,27	29,75	41,22	52,7	64,17	75,65	87,125	98,6	110,18
	P	0,87	0,315	4,34	6,07	7,8	9,5	11,28	13,02	14,75	16,77
L 7	G	6,4	13,9	21,39	28,93	36,39	43,89	51,39	58,89	66,39	73,89
	P	0,942	2,415	3,833	5,25	6,67	8,08	9,5	10,92	12,34	13,76
L 8	G	9,26	30,88	52,49	74,1	95,72	117,3	138,9	160,56	217,46	237,51
	P	1	3,673	6,346	9,02	11,69	14,36	17,04	19,71	22,38	24,14
L 9,10	G	2,516	16,33	30,14	43,96	57,8	71,6	85,42	99,24	113,06	119,03
	P	0,26	5,29	10,33	15,37	20,41	25,44	30,48	35,52	40,56	46,05
T 1,2 2,2,3	G	7,42	21,23	35,03	48,8	62,65	76,45	90,26	104,07	117,87	131,6
	P	0,92	7,85	14,79	21,73	28,66	35,6	42,53	49,47	56,4	63,34
T 4 20	G	9,37	22,57	35,76	48,95	62,15	75,34	88,53	101,73	114,9	128,12
	P	1,258	3,46	5,66	7,86	10,06	12,26	14,47	16,67	18,87	21,076
T 1,3 2,1,5	G	14,45	33,43	52,41	71,39	90,37	109,35	128,33	147,3	166,3	185,27
	P	2,04	5,64	9,24	12,84	16,44	20,04	23,64	27,23	30,84	34,43
T 8,18 8,16	G	14,62	33,32	52,02	70,72	89,42	108,12	126,8	145,3	164,2	183,1
	P	2,068	6	9,94	13,87	17,81	21,74	25,68	29,61	33,55	37,173
T 10,15	G	11,016	26,84	42,67	58,5	74,33	90,16	106	121,8	137,6	153,649
	P	1,49	4,42	7,36	10,29	13,22	16,15	19,09	22,02	24,9	27,57
T 3	G	9,95	24,01	38,07	52,12	66,18	80,23	94,3	108,3	122,4	136,46
	P	1,39	3,83	6,278	8,72	11,16	13,6	16,04	18,48	20,93	23,37
T 11 12	G	3,54	9,92	16,29	22,67	29,05	35,43	41,8	48,18	54,56	60,94
	P	0,563	0,7	1,26	1,96	2,66	3,36	4,06	4,76	5,46	6,16
T 7 17	G	10,44	23,5	36,54	49,6	62,63	75,68	88,73	101,78	114,8	119,41
	P	1,428	17,61	20,9	24,3	27,63	30,97	34,31	37,65	41	42,44
T 9 14	G	9,51	27,76	46,01	64,26	82,51	100,76	119	137,26	155,52	173,77
	P	1,512	4,72	7,94	11,5	14,37	17,58	20,8	24,01	27,22	30,44

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Introduction: On Utilisera les reglements contenus dans le document technique (CCBA 68))

BETON: Le beton est dosé à 350 Kg/m^3 à base de Ciment CPA 325 non contrôlé.

La resistance nominale de compression à 28j est: $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

La resistance nominale de traction à 28j est: $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

(a) Contrainte Admissible de compression:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$$

α : depend de la classe du Ciment Utilisé CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$.

β : " de l'efficacité du contrôle. Contrôle Attenué $\beta = 5/6$.

γ : " de l'épaisseur minimale (hm) des éléments de construction et de la grosseur (C_g) du granulat constitutif du beton.

$$hm > 4C_g \rightarrow \gamma = 1.$$

δ : depend de la nature des sollicitations.

$\delta = 0,3$ pour la compression simple

$\delta = 0,6$ pour la flexion simple

Pour la flexion composée on a:

$\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction.

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

Où e_0 désigne l'excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du beton seul.

et e la distance de la limite du noyau central, au CDG du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression. Les valeurs de " δ " sont à multiplier par 1.5 pour les sollicitations du second genre.

ϵ : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ dans le cas de la compression simple

$0.5 \leq \epsilon \leq 1$ dans les autres cas.

• Contrainte admissible en compression simple:

- Sollicitations du 1er genre $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.5 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1.0 \cdot 3.1 \cdot 270 = 67.5 \text{ bars}$.

- Sollicitations du 2eme genre $\bar{\sigma}'_{b0} = 67.5 \cdot 1.5 = 101.25 \text{ bars}$.

• Contrainte admissible en flexion simple ou flexion composée:

Avec section rectangulaire en flexion simple ou flexion composée avec traction.

- Sous SP1 $\bar{\sigma}'_b = 1.5 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1.0 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137.7 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous SP2 $\bar{\sigma}'_b = 1.5 \cdot 135 = 202.5 \text{ bars} = 206.55 \text{ Kg/cm}^2$

(b) Contrainte de référence de traction:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \sigma \cdot \theta$$

Les valeurs de facteurs α, β, σ restent avec les mêmes significations citées précédemment:

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} \quad \sigma'_{28} \text{ [en bars]}$$

Sous SP2 θ est multiplié par 1.5.

Sous SP1 $\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ bars} = 5.92 \text{ Kg/cm}^2$.

Sous SP2 $\bar{\sigma}_b = 1.5 \cdot 5.8 = 8.7 \text{ bars} = 8.87 \text{ Kg/cm}^2$.

ACIERS

(a) Aciers doux (RL) Nuance FeE24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes Admissibles (de traction $\bar{\sigma}_a$ et de compression $\bar{\sigma}_a'$)

Sous SP1: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2350 = 1567 \text{ bars} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP2: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 1 \cdot \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

(b) Aciers à Haute Adhérence (HA):

NUANCE FeE40

$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$

Contraintes Admissibles

Sous SP1 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

Sous SP2 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 1 \cdot \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

Treillis Soudés: $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 6 \text{ mm}$
 $\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 6 \text{ mm}$

Contraintes Admissibles pour les Murs en BA. (Selon le livre M DIVER)

$$\bar{\sigma}_{b0}' = 0.44 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \sigma \cdot \sigma_{28}'$$

$\alpha = \frac{e}{e+5} = \frac{16}{21} = 0.76$ le facteur α tient compte de la planéité.

$\beta = \frac{1.5}{1+\chi} = 1.08$ avec $\chi = \frac{(l/25e)^2}{(1 + \frac{l^2}{b})} = 0.39$

$\sigma = 0.83$ Coefficient dépendant de la qualité du béton:

d'où $\bar{\sigma}_{b0}' = 0.44 \cdot 0.76 \cdot 1.08 \cdot 0.83 \cdot 275 = 82.43 \text{ kg/cm}^2$

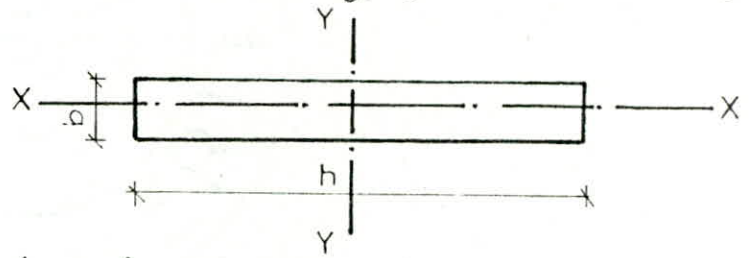
CALCUL DES INERTIES

I - INERTIES DES REFENDS PLEINS:-

Les Calculs des Inerties des refends pleins sont donnés par les formules relatives aux sections rectangulaires, c.a.d.

$$I_{xx} = \frac{h b^3}{12} \approx 0 \quad (\text{cette inertie est négligeable car } b \ll h)$$

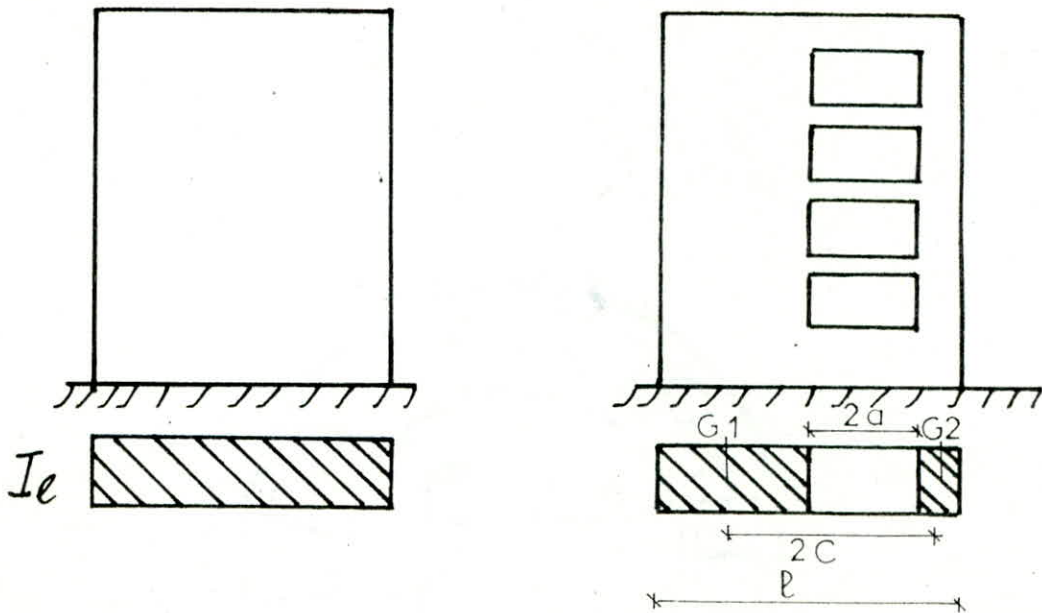
$$I_{yy} = \frac{b h^3}{12}$$



II - INERTIE DES REFENDS AVEC OUVERTURES:-

(a) Inertie équivalente des refends avec une file d'ouvertures:-

L'inertie équivalente "Ie" c'est l'inertie du refend plein fictive qui aurait la même flèche au sommet, que le refend avec une file d'ouvertures soumis à une charge horizontale uniforme (pour le vent), et triangulaire (pour le séisme).



CHAPTER 2

CHARACTERISTICS GEOMETRICS

La flèche du Refend fictif.

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8EI_e} \quad (1) \quad H_0 \text{ effort tranchant à la base du refend.}$$

La flèche du refend avec une file d'ouvertures.

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8EI} + \frac{2mc\psi_0}{E(I_1+I_2)I\alpha^2} \quad (2)$$

(1) = (2) On aura donc

Avec $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$\psi_0 = \psi(\xi=0, 2)$ (abaque B23b)
M. DIVER

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{(I_1+I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Étapes de Calcul:

. Ω_1, Ω_2 Aires des trumeaux.

. Les Inertie I_1, I_2 et i des trumeaux et linteau.

. Le Moment Statique $M = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$

. Le degré de concordance $\alpha = \bar{\omega} H$.

$$\text{Avec } \bar{\omega}^2 = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3}$$

E, E' Modules longitudinaux du matériau du trumeau et du linteau respectivement.

. H hauteur totale de l'atiment

. $2C$ distance entre le C.D.G des deux trumeaux

Avec α et $\xi=0$ On aura la valeur de ψ_0 .

Exemple de Calcul:

On considère le voile T4.

$$2a = 2a_1 = 2a_2 = 0,84 \text{ m} \quad a = 0,42 \text{ m}$$

$$2c_1 = 2c_2 = 2c = 2,78 \text{ m} \quad c = 1,39 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{0,16 \cdot 0,42^3}{12} = 8,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,16 \cdot 3,48^3}{12} = 0,5619 \text{ m}^4$$

$$I_3 = I_1 = 8,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$



$$0,42 \quad 3,48 \quad 84 \quad 0,16$$

$$\Omega_1 = 0,4 \cdot 0,16 = 0,064 \text{ m}^2$$

$$J_I = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega_2 = 0,16 \cdot 3,48 = 0,5568 \text{ m}^2$$

$$J_{II} = 2,98 \text{ m}$$

$$\Omega_3 = \Omega_1 = 0,064 \text{ m}^2$$

$$J_{III} = 5,76 \text{ m}$$

Le Centre de gravité de l'ensemble:

$$J_G = \frac{J_I \cdot \Omega_1 + J_{II} \cdot \Omega_2 + J_{III} \cdot \Omega_3}{\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3} = 2,46 \text{ m}$$

$$D_1 = J_G - J_I = 2,46 - 0,2 = 2,26 \text{ m}$$

$$D_1^2 = 5,1076 \text{ m}^2$$

$$D_2 = J_G - J_{II} = 2,46 - 2,98 = 0,52 \text{ m}$$

$$D_2^2 = 0,2704 \text{ m}^2$$

$$D_3 = J_G - J_{III} = 2,46 - 5,76 = -2,26 \text{ m}$$

$$D_3^2 = D_1^2 = 5,1076 \text{ m}^2$$

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 = 0,5636 \text{ m}^4$$

$$\Sigma \Omega_i D_i^2 = 0,804 \text{ m}^4$$

$$I = \Sigma I_i + \Sigma \Omega_i D_i^2 = 1,3693 \text{ m}^4$$

i : Inertie du linteau: $i = i_1 = i_2 = e \frac{h_e^3}{12} = 0,16 \cdot \frac{0,73^3}{12} = 5,18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$$h_e = h_e - h_o = 2,90 - 2,17 = 0,73 \text{ m}$$

$$\bar{\omega} = \frac{6E}{E' h_e (\Sigma I)} \left(\frac{i_1 c_1^3}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^3}{a_2^3} \right) = 0,206 \text{ d'où } \bar{\omega} = 0,45$$

Avec $E = E'$ (beton)

donc $\alpha = \bar{\omega} Z = 0,45 \cdot 261 = 117,45$

abaque de M. DIXER

$$\psi = 0,58$$

et $I_e = 1,428 \text{ m}^4$

(b) INERTIE ÉQUIVALENTE des refends avec plusieurs files d'ouvertures :-

La flèche du refend fictif :- $f = \frac{H_0 Z^3}{8EI_e}$ (1)

La flèche du refend avec plusieurs files d'ouvertures :-

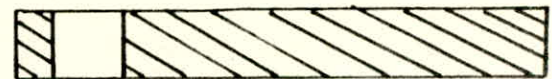
$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(\sum I_i)} \cdot \frac{\psi_0}{2} + \frac{H_0 Z^3}{8EI} \quad (2)$$

En faisant l'égalité (1) = (2) On aura

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{2} + 1}$$

Exemple de Calcul :

Voile T10



$$\Omega_1 = 0.1 \cdot 0.16 = 0.016 \text{ m}^2$$

$$J_x = 0.05 \text{ m}$$

$$I_1 = 0.16 \frac{0.1^3}{12} = 1.33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 0.16 \cdot 5.55 = 0.888 \text{ m}^2$$

$$J_{II} = 3.715 \text{ m}$$

$$I_2 = 2.279 \text{ m}^4$$

$$2c = J_2 - y_1 = 3.665 \text{ m}$$

$$a = 0.42 \text{ m}$$

$$m = \frac{2a}{1/\Omega_1 + 1/\Omega_2} = 0.0576$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 2.279 \text{ m}^4 + 2 \cdot 0.0576 \cdot 1.835 = \sum I + 2mc = 2.49 \text{ m}^4$$

$$\bar{\omega}^2 = \frac{3 \cdot 1.835 \cdot 2.49}{2.279 \cdot 0.0576 \cdot 0.42^3 \cdot 2.9} = 1.123 \quad \text{d'où } \bar{\omega} = 1.05$$

$$\alpha = \bar{\omega} Z = 1.05 \cdot 26.1 = 27.65 \quad \text{d'où } \xrightarrow{\text{abaque de M. DIVER}} \psi_0 = 0.58$$

$$I_e = 2.737 \text{ m}^4$$

TABEAU DONNANT LES Inerties, et les Inerties equivalentes des Voiles TRANSVERSAUX et Longitudinaux.

Voiles	$l(m)$	$m(m^3)$	$I(m^4)$	w	α	ψ_0	$I_e(m^4)$
$l_1 l_2$	8,9		10,71				
$l_3 l_4 l_5 l_6$	5,33		2,6648				
l_7	2,00		0,1076				
l_8	12,36		28,3727	1,725	34,28	0,58	30,61
l_9	3,76		10,85				
l_{10}	3,76		10,85				
$T_1 T_2 T_{22} T_{23}$	7,00		4,573				
$T_3 T_5 T_{11} T_{21}$	5,54		2,267				
$T_6 T_8 T_{16} T_{17}$	6,56		2,2641	0,358	9,36	0,56	2,2546
$T_9 T_{14}$	6,35		3,4139				
$T_{11} T_{12}$	2,87		0,3152				
$T_7 T_{17}$	6,02		0,9607	33,56	876,07	0,66	1,056
T_{13}	4,72		1,402				
$T_4 T_{20}$	5,96		1,3693	0,45	11,84	0,58	1,428
$T_{10} T_{15}$	6,49	0,0576	2,49	1,05	27,65	0,58	2,737

CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET CENTRES D'INERTIE

CENTRES DE MASSE

Pour Calculer le CGC de l'étage, On Calcule d'abord le CDG des Voiles puis celui des planchers
CENTRE DE MASSE des Voiles transversaux.

Voiles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
T 1	8,12	27,2	16	220,864	129,92
T 2	8,12	27,2	3,5	220,864	28,420
T 3	6,426	24,15	16,73	155,187	107,506
T 4	5,455	24,15	9,75	131,738	53,186
T 5	6,426	24,15	2,77	155,187	17,800
T 6	6,147	20,5	16,34	126,013	100,441
T 7	4,715	20,5	9,75	96,657	45,971
T 8	6,147	20,5	3,40	126,013	20,899
T 9	7,366	17,45	15,975	128,536	117,671
T 10	6,799	17,45	2,96	118,642	20,125
T 11	3,329	15,30	14,23	50,933	47,388
T 12	3,329	13,46	14,23	44,808	47,388
T 13	5,475	14,40	4,14	78,840	22,666
T 14	7,366	11,35	15,975	83,604	117,671
T 15	6,799	11,35	2,96	77,168	20,125
T 16	6,147	8,90	16,34	54,708	100,441
T 17	4,715	8,90	9,75	45,971	45,971
T 18	6,147	8,90	3,40	54,708	20,899
T 19	6,426	5,25	16,73	33,736	62,653
T 20	5,455	5,25	9,75	28,638	53,186
T 21	6,426	5,25	2,77	33,736	17,800
T 22	8,12	2,20	16,00	17,864	129,92
T 23	8,12	2,20	3,50	17,864	28,420

CENTRE DE MASSE DES Voiles Longitudinales.

Voiles	M_i (t)	x_i (tk)	y_i (m)	$M_i x_i$ (tm)	$M_i y_i$ (tm)
l1	10,324	4,39	9,75	45,322	100,659
l2	10,324	25,61	9,75	264,397	100,659
l3	6,182	2,64	12,80	16,320	79,129
l4	6,182	27,36	12,80	169,139	79,129
l5	6,182	2,64	6,70	16,320	41,419
l6	6,182	27,36	6,70	169,139	41,419
l7	2,32	15	15,64	34,8	36,284
l8	13,857	15	6,70	207,855	92,841
l9	4,36	10,93	12,8	47,672	55,828
l10	4,36	19,06	12,8	83,132	55,828

$$\sum M_i x_i = 3103,2 \text{ tm}$$

$$\sum M_i y_i = 1937,217 \text{ tm}$$

$$\sum M_i = 189,655 \text{ t}$$

$$x_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 16,362 \text{ m}$$

$$\sum M_i$$

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 10,214 \text{ m}$$

$$\sum M_i$$

CENTRE DE MASSE DU Plancher

Plancher Courant: $G = 0,615 \text{ t/m}^2$

$$P = 0,175 \text{ t/m}^2$$

$$G + 1,2P = 0,825 \text{ t/m}^2$$

LOGGIA - SECHOIR: $G = 0,540 \text{ t/m}^2$

$$P = 0,350 \text{ t/m}^2$$

$$G + 1,2P = 0,960 \text{ t/m}^2$$

PANNEAUX	S_i (m ²)	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (tm)	$M_i y_i$ (tm)
D1	14,39	11,87	2,625	11,27	31,158	133,834
D2	14,39	11,87	2,625	8,22	31,158	97,63
D3	14,39	11,87	27,37	11,27	277,461	133,834
D4	14,39	11,87	27,37	8,22	277,461	97,63
D5	32,87	27,11	22,92	14,62	621,496	396,483
D6	32,87	27,11	22,92	4,87	621,496	132,161
D7	18,46	15,23	26,27	16,15	400,168	245,964
D8	18,46	15,23	26,27	3,35	400,168	51,02
D9	32,87	27,11	7,07	14,62	191,803	396,483
D10	32,87	27,11	7,07	4,87	191,803	132,161
D11	18,46	15,23	3,72	16,15	56,67	245,964
D12	18,46	15,23	3,72	3,35	56,67	51,02
D13	18,46	15,23	10,42	16,15	158,772	245,964
D14	18,46	15,23	19,57	16,15	298,127	245,964
D15	18,46	15,23	19,57	3,35	298,127	51,02
D16	18,46	15,23	10,42	3,35	158,772	51,02
D17	13,16	10,85	13,47	4,24	146,203	46,00
D18	13,16	10,85	15,52	4,24	179,296	46,00

$$\sum M_i = 299,46 \text{ t}$$

$$\sum M_i x_i = 4396,809$$

$$\sum M_i y_i = 2800,165$$

$$x_M = \frac{\sum x_i M_i}{\sum M_i} = 14,68 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9,35 \text{ m}$$

CENTRE DE MASSE DES PALIERS

Le calcul du CDM se fait sous $G + 1,2 P = 0,825 \text{ t/m}^2$

PALIER	$l_x \text{ m}$	$l_y \text{ m}$	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$M_i \text{ (t)}$	$x_i \text{ m}$	$y_i \text{ m}$
1	4,8	2,05	9,84	8,118	15	16,61
2	14	0,98	13,72	1,131	13,34	13,29
3	14	0,98	13,72	1,131	16,66	13,29

$$\sum M_i = 10,38 \text{ t}$$

$$x_M = 15 \text{ m}$$

$$\sum M_i x_i = 155,7 \text{ tm}$$

$$y_M = 15,89 \text{ m}$$

$$\sum M_i y_i = 164,942 \text{ tm}$$

CENTRE DE MASSE DE LA VOLEE

Le calcul du CDM se fait sous $G + 1,2 P = 1,089 \text{ t/m}^2$

Volée	$l_x \text{ (m)}$	$l_y \text{ (m)}$	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$M_i \text{ (t)}$	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$
1	14	1,89	2,646	2,881	13,34	14,725
2	14	1,89	2,646	2,881	16,66	14,725

$$\sum M_i = 5,762 \text{ t}$$

$$y_M = 14,725 \text{ m}$$

$$\sum M_i x_i = 86,43 \text{ tm}$$

$$x_M = 15 \text{ m}$$

$$\sum M_i y_i = 84,845 \text{ tm}$$

CENTRE DE MASSE DES FAÇADES

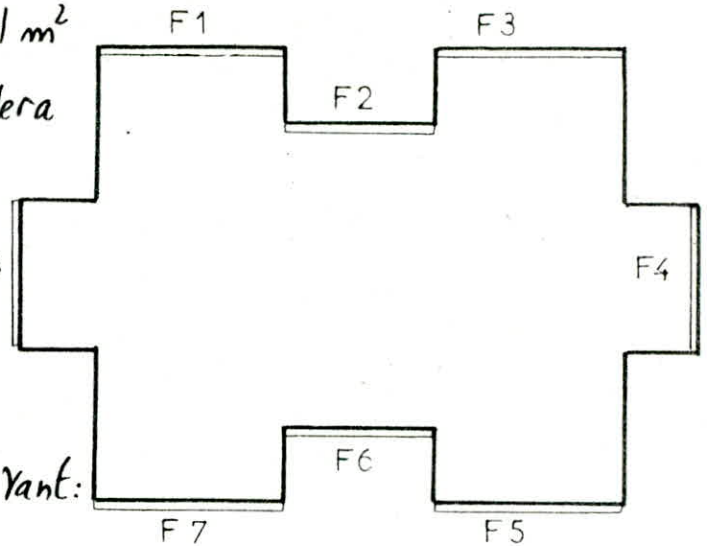
On fera le calcul avec $G = 1 \text{ t/m}^2$

et pour donner $M_i(t)$ on procédera de cette manière

$$\text{Soit: } M_i(t) = G \cdot l(m) \cdot h(m)$$

avec h hauteur des façades en mètre.

d'où on dresse le tableau suivant:



Façades	$l(m)$	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i(t)$	$M_i x_i(t.m)$	$M_i y_i(t.m)$
1	9,75	7,07	19,5	8,458	59,84	164,931
2	6,1	15	17,72	4,276	64,14	75,77
3	9,75	22,92	19,5	8,458	193,89	164,931
4	6,1	30	9,75	5,175	155,25	50,456
5	9,75	22,92	0	8,458	193,89	0
6	6,1	15	17,78	5,175	77,625	92,11
7	9,75	7,07	0	8,458	59,84	0
8	6,1	0	9,75	5,175	0	50,456

$$\sum M_i x_i = 804,485 \text{ t.m}$$

$$x_M = 14,999 \text{ m}$$

$$\sum M_i y_i = 515,756 \text{ t.m}$$

$$y_M = 9,616 \text{ m}$$

$$\sum M_i x_i^2 = 53,633 \text{ t.m}^2$$

CENTRE DE MASSE DU COURSIVE :

Voiles	l (m)	H (m)	M _i (t)	X _i (m)	Y _i (m)
1	1,30	1,75	0,568	11,95	6,78
2	1,80	-	0,787	11,05	8,69
3	3,40	-	1,487	10,23	15,21
4	3,70	-	1,618	12,13	19,62
5	3,14	-	1,375	15	20,62
6	3,7	-	1,618	17,83	28,84
7	3,4	-	1,487	19,73	29,33
8	1,8	-	0,787	18,95	14,91
9	1,3	-	0,568	18,05	10,25
10	1,4	0,9	0,315	13,34	4,20
11	1,4	0,9	0,315	16,66	5,24

PANNEAUX	l _x (m)	l _y (m)	M _i (t)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i X _i (tm)	M _i Y _i (tm)
1	2,93	1,2	3,375	10,44	7,38	35,25	24,907
2	2,93	1,2	3,375	19,15	7,38	64,63	24,907
3	1,2	4,6	5,299	9,58	10,28	50,76	54,47
4	1,2	4,6	5,299	20,38	10,28	107,85	54,47
5	9,6	1,2	11,06	15	12,08	165,9	133,6
6	S = 1,272	m ²	1,22	15	11,705	18,3	14,28

le calcul s'est fait sous G + 1,2 P = 0,54 + 1,2 · 0,35 = 0,96 t/m²

$$\sum M_i = 40,553 \text{ t}$$

$$\sum M_i X_i = 606,44 \text{ tm}$$

$$\sum M_i Y_i = 418,203 \text{ tm}$$

$$X_M = 15 \text{ m}$$

$$Y_M = 10,3 \text{ m}$$

CENTRE DE MASSE DU PLANCHER TERRASSE :-

$$G = 0629 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,1 \text{ t/m}^2$$

$$G + 1,2P = 0,749 \text{ t/m}^2$$

PANNEAUX	$S_i \text{ m}^2$	$M_i \text{ (t)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$
D1	14,39	10,778	2,625	11,27
D2	14,39	10,778	2,625	8,22
D3	14,39	10,778	27,37	11,27
D4	14,39	10,778	27,37	8,22
D5	32,87	24,619	22,92	14,62
D6	32,87	24,619	22,92	4,87
D7	18,46	13,826	26,27	16,15
D8	18,46	13,826	26,27	3,35
D9	32,87	24,619	7,07	14,62
D10	32,87	24,619	7,07	4,87
D11	18,46	13,826	3,72	16,15
D12	18,46	13,826	3,72	3,35
D13	18,46	13,826	10,42	16,15
D14	18,46	13,826	19,57	16,15
D15	18,46	13,826	19,57	3,35
D16	18,46	13,826	10,42	3,35
D17	13,16	9,856	13,47	4,24
D18	13,16	9,856	16,52	4,24
D19	29,028	21,743	15	15,26

$$\sum M_i = 293,616 \text{ t}$$

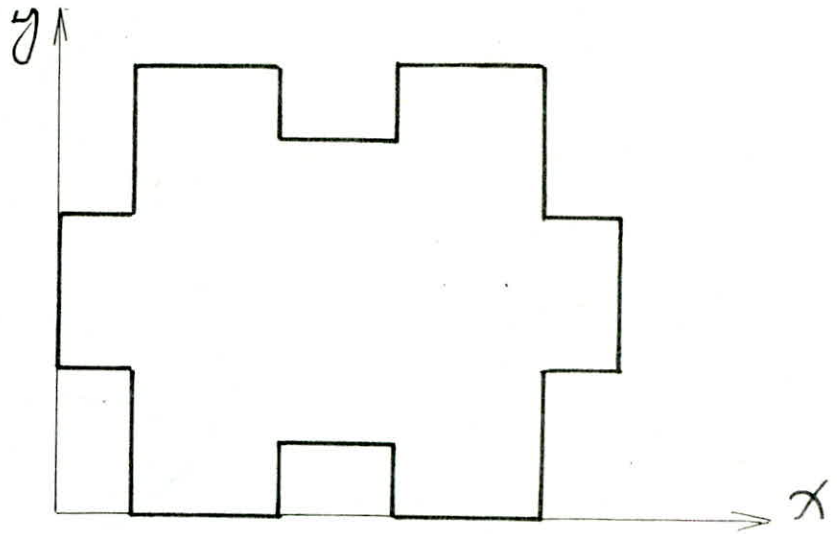
$$X_M = 14,98 \text{ m}$$

$$\sum M_i X_i = 4317,914 \text{ t m}$$

$$Y_M = 9,73 \text{ m}$$

$$\sum M_i Y_i = 2874 \text{ t m}$$

CENTRE DE MASSE DE L'ACROTÈRE:-



Elem	L (m)	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)
1	5,94	14,25	0	9,75
2	2,12	0,508	1,1	12,8
3	6,60	1,584	2,2	16,15
4	9,59	2,30	7,07	19,5
5	1,78	0,427	11,95	18,61
6	1,78	0,427	18,05	18,61
7	9,59	2,301	22,92	19,5
8	6,60	1,584	27,8	16,15
9	2,12	0,508	28,9	12,8
10	5,94	14,25	30	9,75

Elem	L (m)	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)
11	2,120	0,508	28,9	6,7
12	6,6	1,584	27,8	3,35
13	9,59	2,301	22,92	0
14	1,78	0,427	18,05	0,89
15	5,94	14,25	15	1,78
16	1,78	0,427	11,95	0,89
17	9,59	2,301	7,07	0
18	6,6	1,584	2,2	3,35
19	2,12	0,508	1,1	6,7
20	5,94	14,25	15	17,72

$$\sum M_i = 24,479 \text{ t}$$

$$\sum M_i X_i = 374,783 \text{ t.m}$$

$$\sum M_i Y_i = 243,54 \text{ t.m}$$

$$X_M = 15,31 \text{ m}$$

$$Y_M = 9,949 \text{ m}$$

CENTRE DE MASSE DES NIVEAUX TERRASSE ET ETAGE COURANT..

NIVEAU TERRASSE

	$M_i (t)$	$X (m)$	$Y (m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i (t.m)$
Picrotère	24,79	15,31	9,949	379,53	246,63
PL terrasse	293,61	15	9,79	4404,24	2874,5
12 Voiles	96,6	16,337	10,557	1578,154	1019,8
12 façades	26,816	14,999	9,616	402,22	257,26

$$\sum = 441,822 t$$

$$6764,14 t.m, 4398,2 t.m$$

$$X_M = 15,3 m$$

$$Y_M = 9,954 m$$

Niveaux Etage-Courant et RDC

	$M_i (t)$	$X (m)$	$Y (m)$	$M_i X_i (t.m)$	$M_i Y_i (t.m)$
Pt. Et-Cour, RDC	299,46	15	9,35	449,19	2799,95
Voiles	193,2	16,33	10,55	3156,3	2039,612
Façades	53,63	14,99	9,61	804,44	515,735
Volée	5,762	15	14,72	86,43	84,845
Palier	10,38	15	15,89	155,7	164,938
Coursive	40,55	15	10,3	608,29	417,695

$$\sum M_i = 602,98 t$$

$$X_M = 15,43 m$$

$$\sum M_i X_i = 9303,074 t.m$$

$$Y_M = 9,98 m$$

$$\sum M_i Y_i = 6022,476 t.m$$

CALCUL DU CENTRE DE TORSION.

SENS Transversal

Voiles	$I_{xi} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{xi} \cdot x_i (m^5)$
T1	4,573	27,2	124,385
T2	4,573	27,2	124,385
T3	2,267	24,15	54,748
T4	1,428	24,15	34,486
T5	2,267	24,15	54,748
T6	2,254	20,5	46,207
T7	1,056	20,5	21,648
T8	2,254	20,5	46,207
T9	3,414	17,45	59,574
T10	2,737	17,45	47,776
T11	0,315	15,3	4,8195
T12	1,915	13,46	4,24
T13	0,402	14,4	20,18
T14	3,414	11,35	38,748
T15	2,737	11,35	31,064
T16	2,254	8,9	20,06
T17	1,056	8,9	9,398
T18	2,254	8,9	20,06
T19	2,267	5,25	11,90
T20	1,428	5,25	7,497
T21	2,267	5,25	11,9
T22	4,573	2,2	10,06
T23	4,573	2,2	10,06

SENS longitudinal

Voiles	$I_{yi} (m^4)$	$y_i (m)$	$I_{yi} \cdot y_i (m^5)$
L1	10,71	9,75	104,422
L2	10,71	9,75	104,422
L3	2,6648	12,8	34,109
L4	2,6648	12,8	34,109
L5	2,6648	6,7	17,854
L6	2,6648	6,7	17,854
L7	0,1076	15,64	1,6828
L8	30,61	6,7	205,087
L9	1,085	12,8	13,888
L10	1,085	12,8	13,888

$$\sum I_{xi} = 55,678 m^4$$

$$\sum I_{yi} = 64,966 m^4$$

$$\sum I_{xi} x_i = 814,15 m^5$$

$$\sum I_{yi} y_i = 547,315 m^5$$

$$x_T = 14,622 m$$

$$y_T = 8,424 m$$

CALCUL DES EXCENTRICITÉS :-

Excentricité théorique: $e_x = x_M - x_T$ $e_y = y_M - y_T$

Plancher terrasse

$$x_M = 15,3 \text{ m} \quad x_T = 14,622 \text{ m}$$
$$y_M = 9,954 \text{ m} \quad y_T = 8,424 \text{ m}$$
$$e_x = 15,3 - 14,622 = 0,678 \text{ m}$$
$$e_y = 9,954 - 8,424 = 1,53 \text{ m}$$

Planchers. Etage courant et RDC

$$x_M = 15,43 \text{ m} \quad x_T = 14,622 \text{ m}$$
$$y_M = 9,98 \text{ m} \quad y_T = 8,424 \text{ m}$$
$$e_x = 15,43 - 14,622 = 0,8 \text{ m}$$
$$e_y = 9,98 - 8,424 = 1,55 \text{ m}$$

Excentricité Accidentelle :-

Les règles du Complément du C.T.C préconisent une excentricité accidentelle à chaque niveau et dans chaque (sens) ou direction égale à 5% de la dimension en plan.

et l'excentricité à prendre en compte est :

$$e = \text{Max} \begin{cases} \text{Excentricité théorique} \\ \text{Excentricité accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Soit } e = \text{Max} \begin{cases} 0,05 \cdot 30 = 1,5 \\ 0,05 \cdot 1,55 = 0,07 \end{cases}$$

$$e = 1,5 \text{ m}$$

CHAPITRE 3

ETUDE DYNAMIQUE

ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION: Cette étude consiste à déterminer les pulsations propres de la structure soumise à l'action sismique et d'autre.

Évaluer les périodes propres d'oscillations.

On choisira alors un modèle permettant d'évaluer le plus possible la nature du système réel.

Le système oscillant est constitué de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenus par un élément élastique de masse négligeable.

Voilà que notre plancher est continu, on prendra alors seul degré de liberté par niveau.

CHOIX DE LA METHODE :

On utilisera la méthode pseudo-dynamique (STATIQUE)

Car notre bâtiment vérifie les conditions suivantes et le en nous basant sur le RÈGLEMENT (RPA 81) (art. 3.2.1) :

- Hauteur $Z < 45$ m en Zone II. ($Z = 26,1$ m)
- Condition de forme en plan: forme en plan simple, proche d'un rectangle, avec un décrochement $< 25\%$.
- pas de décrochements en élévation
- La distance $|C.T. - C.D.G. | < 20\%$ de la largeur effective du bâtiment.
- Rapport (masse / rigidité) de 2 niveaux consécutifs $< 25\%$ dans chaque direction.

- Même degré d'amortissement à tous les niveaux. On a :
 - Voiles en B.A. Remplissages en préfabriqués.
 - Notre bâtiment présente un seul degré de liberté / niveau.
 - La rigidité ne variant pas verticalement de plus de 25%.
- La méthode de RAYLEIGH nous permettra de faire notre étude.

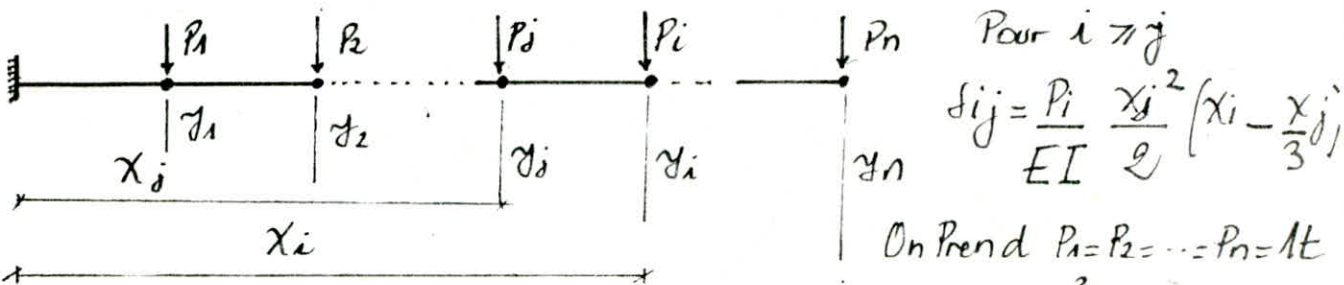
EXPOSÉ DE LA METHODE DE RAYLEIGH.

Cette méthode est basée sur la conservation d'énergie, elle suppose des systèmes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs de pulsation propre, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

APPLICATION DE LA METHODE.

On imagine la structure retournée à $\pi/2$ dans le champ de pesanteur.

Soient y_1, y_2, \dots, y_n les flèches prises alors par les diverses masses, en supposant que les déformations restent entièrement élastiques.



D'après le théorème de réciprocité

$S_{ij} = S_{ji}$ le déplacement sera:
$$X_j = \sum_{i=1}^n P_i S_{ij}$$

La précision des résultats obtenus est accrue en utilisant un procédé itératif de correction.

EVALUATION DES DEPLACEMENTS STATIQUES χ_R

1. CALCUL DES MASSES M_k

PL Terrasse $\sum S_i = 399,89 \text{ m}^2$ $G = 0,629 \text{ t/m}^2$
 $I = 0,1 \text{ t/m}^2$ $G+P/4 = 0,654 \text{ t/m}^2$
 $Q_1 = 259,53 \text{ t}$

Acrotère $0,24 \text{ t/ml}$ $L = 104,12 \text{ m}$ $Q_2 = 24,988 \text{ t}$

1/2 Voiles $\frac{\sum M_i (\text{tableau})}{2} = Q_3 = 95,6 \text{ t}$

1/2 Façades $\frac{\sum M_i}{2} = Q_4 = 26,81 \text{ t}$
 $M_T = m_g = \sum_{i=1}^4 Q_i = 407,93 \text{ t}$

2. PLANCHER Etage Courant:

$G = 0,615 \text{ t/m}^2$ $P = 0,175 \text{ t/m}^2$ $G+P/4 = 0,658 \text{ t/m}^2$
 $\sum S_i = 399,89 \text{ m}^2$ $Q_1 = 263,127 \text{ t}$

Voiles: $Q_2 = \sum M_i = 193,2 \text{ t}$

façades: $Q_3 = \sum M_i = 53,633 \text{ t}$

Palier-Volée: $Q_4 = \sum M_i = 16,142 \text{ t}$

$M_{ET} = m_1 = m_2 = \dots = m_g = \sum Q_i = 526,1 \text{ t}$

DEPLACEMENT TRANSVERSAL

Action diagonale dans le sens Transversal

$$\chi_R = \sum_{k=1}^n Q_j \cdot \delta_{Rj} = g \sum_{k=1}^n m_j \delta_{kj}$$

$$\chi_1 = g (m_{ET} \left(\sum_{j=1}^8 \delta_{1j} \right) + m_T \delta_{1g})$$

$$I_t = 55,682 \text{ m}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 3,78 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$EI_k = 2,10478 \cdot 10^8$$

$$EI_p = 2,4555 \cdot 10^8$$

TABLEAU DONNANT LES VALEURS DES χ_i DANS LE SENS TRANSVERSAL.

ic : Action sismique dans le sens transversal

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$M_i(t)$	526,1	-	-	-	-	-	-	-	407,93
χ_i	0,00104	0,00388	0,00812	0,01338	0,01939	0,02587	0,03265	0,03956	0,04653

1ere Iteration:

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$e_i^{(1)}$	0,0223	0,0834	0,1745	0,2875	0,4167	0,559	0,7017	0,8502	1
$F_i^{(1)}$	11,734	43,876	91,804	151,254	219,226	292,459	369,164	447,29	407,93
$\chi_i^{(1)}$	$6,45 \cdot 10^{-4}$	$2,44 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-3}$	$8,74 \cdot 10^{-3}$	0,0128	0,0172	0,0220	0,0269	0,0318

$$e_i^{(n)} = \frac{\chi_i}{\chi_m}$$

$$\text{avec } \chi_m = \chi_{\max} = \chi_T = 0,04653$$

$$F_i = e_i \cdot W_i \quad \chi_i^{(n)} = \sum e_i^{(n)} (W_i \cdot d_{ij})$$

2eme iteration

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$e_i^{(2)}$	0,0200	0,076	0,163	0,274	0,401	0,541	0,691	0,846	1
$F_i^{(2)}$	10,522	39,983	85,754	144,15	211,49	284,62	363,53	445,08	407,93
$\chi_i^{(2)}$	$6,35 \cdot 10^{-4}$	$2,41 \cdot 10^{-3}$	$5,13 \cdot 10^{-3}$	$8,6 \cdot 10^{-3}$	0,0126	0,0170	0,0217	0,0265	0,0314

3eme Iteration

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$e_i^{(3)}$	0,02	0,076	0,163	0,274	0,401	0,541	0,691	0,846	1

PULSATION FONDAMENTALE DANS LE SENS TRANSVERSAL

$$\omega_t^2 = g \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2} = \frac{981 \cdot 0,427}{1,3472} = 461,855 \text{ d'où } \boxed{\omega_t = 21,46 \text{ rad/s}}$$

$$n_1 = \frac{(\sum m_i x_i)^2}{\sum m_i \sum m_i x_i^2} = \frac{(0,427)^2}{1,3472 \cdot 4616,73} = 0,6468 < 0,8 = 80\% \quad \boxed{T_t = 0,293 \text{ s}}$$

TABLEAU DONNANT LES VALEURS DES X_i DANS LE SENS LONGITUDINAL.
1ere ITERATION

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$m_i(t)$	526,1	—	—	—	—	—	—	—	407,93
X_i	$1,21 \cdot 10^3$	$4,526 \cdot 10^3$	$9,473 \cdot 10^3$	0,0156	0,0232	0,03	0,0381	0,0461	0,0542

$$e_i^{(n)} = \frac{X_i}{X_{\max}} \quad \text{avec } X_m = X_{\max} = X_T = 0,0542$$

$$EI_t = 2,10478 \cdot 10^8$$

$$F_i^{(n)} = e_i^{(n)} W_i \quad X_i^n = \sum e_i^n (W_i d_{ij})$$

2eme Iteration

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$e_i^{(2)}$	0,22	0,83	0,174	0,287	0,428	0,553	0,703	0,85	1
$F_i^{(2)}$	115,74	43,66	91,54	151	225,17	290,9	369,84	447,47	407,93
$X_i^{(2)}$	$7,53 \cdot 10^4$	$2,85 \cdot 10^3$	$6,06 \cdot 10^3$	0,01	0,0149	0,02	0,0256	0,0314	0,0371

3eme itération

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$l_i^{(3)}$	0,02	0,0769	0,163	0,259	0,401	0,539	0,690	0,846	1
$F_i^{(3)}$	10,522	40,457	85,754	141,52	210,96	283,56	363,04	445,08	407,93
$x_i^{(3)}$	$7,41 \cdot 10^{-4}$	$2,81 \cdot 10^{-3}$	$5,98 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,0147	0,0200	0,0253	0,0310	0,0366

4eme itération

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	T
$l_i^{(4)}$	0,02	0,0769	0,163	—	—	—	—	—	—

$$\omega_l^2 = g \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2} = \frac{9,81 \cdot 73,073}{1,788} = 400,8$$

$$\omega_l = 20,02 \text{ rad/s}$$

$$h_1 = \frac{(\sum m_i x_i)^2}{\sum m_i \sum m_i x_i^2} = \frac{5341,12}{4616,73 \cdot 1,788} = 0,647 \approx 64\% < 80\%$$

$$T_l = 2\pi / \omega_l$$

$$T_l = 0,314 \text{ s}$$

CHAPITRE 4

ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

INTRODUCTION:

Notre Etude consiste la vérification de la résistance de notre structure ainsi que la stabilité vis à vis des Actions sismiques

Evaluation de la force sismique:

est donné par la formule suivante: V : force sismique
 $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$ (d'après le RPA §1 art 331)

W : Poids total de la structure $W = 8 \cdot 525,1 + 1 \cdot 407,93 = 4616,73t$

A : Coefficient d'accélération de zone groupe d'usage 2
 $A = 0,15$ zone sismique II

D : Facteur d'amplification dynamique, est déterminé par la période d'oscillation et le type de fondation pour le bâtiment. Soit que D est fonction de ces deux paramètres.

DÉTERMINATION DE T.

SENS longitudinal: $\left\{ \begin{array}{l} \text{formule forfaitaire } T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = 0,49s \\ \text{formule de RAYLEIGH: } T = \sqrt{L} \cdot 0,314 s \end{array} \right.$

SENS transversal: $\left\{ \begin{array}{l} \text{formule forfaitaire: } T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = 0,531s \\ \text{formule de RAYLEIGH: } T = \sqrt{L} \cdot 0,293 s \end{array} \right.$

avec $l_y = 30m$ $l_x = 19,5m$ $H = 26,1m$.

Sol meuble $D = 2$ de nos fondations.

B: Facteur de comportement de la Structure.

notre bâtiment est dans la Catégorie des Structures à voiles porteurs d'où $B = 1/3$

Q: Facteur de Qualité qui dépend de l'Observation ou non des six (06) Critères de Qualité qui sont analysés ci après. et exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage AD.

avec P_q : pénalité.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Conditions minimales de files porteurs, au moins un trameau ayant un rapport hauteur d'étage par rapport à la largeur inférieur ou égal à 0,67

i.e largeur minimale d'un trameau $\geq \frac{h_e}{0,67} = \frac{2,90}{0,67} = 4,328$

Cette condition est vérifiée dans les 2 sens. donc $[P_1 = 0]$

Surabondance en plan:

Sens longitudinal: 3 files porteurs $[P_2 = 1]$ Non Ver

Sens transversal: 8 files porteurs $[P_2 = 0]$ Vérifiée

Symétrie en plan:

l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre d'Inertie inférieure à 15% $[P_3 = 0]$ vérifiée

Régularité en élévation:

Pas de décrochement en élévation $[P_4 = 0]$ vérifiée

Contrôle de qualité des Matériaux.

Des essais Systématiques sur les Matériaux mis

en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise
(Contrôle attentif) [Ps=1] non vérifiée
• Contrôle de la Qualité de la Construction.

L'Ingénieur responsable de l'étude assure contractuellement une mission d'Inspection des travaux de G.O. Cette mission doit comprendre une supervision des essais effectués par l'entreprise
[P6=0] vérifiée.

$$\text{Donc } Q_1 = 1 + 0.1 + 0.1 = 1.2$$

$$Q_{tr} = 1 + 0.1 = 1.1$$

d'où dans le sens longitudinal $V_L = 0,15 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 4616,73 = 554 \text{ t}$

et dans le sens transversal $V_{tr} = 0,15 \cdot 1/3 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 4616,73 = 507,84 \text{ t}$

DISTRIBUTION DES FORCES LATÉRALES: -

La force sismique V est répartie sur le bâtiment selon la formule suivante: $V = F_L + \sum_{i=1}^g F_i$ (d'après le RPD 81 Art 3.3.3)

La période T est inférieure à $0,7s$. On prendra alors $F_L = 0$ (p.28)
d'où la partie restante sera distribuée sur la hauteur H des bâtiments
suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_L) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^g W_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k .

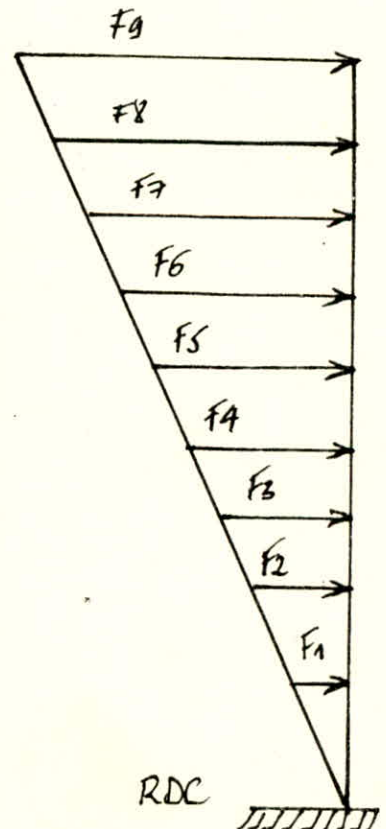
On dressera alors le tableau suivant donnant les valeurs de F_k
suivant les (2) deux sens:

Niv	W_R (t)	h_k (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_R^{Long.}$ (t)	$F_k^{trans.}$ (t)
9	407,93	26,1	10646,9	89,953	82,458
8	526,1	23,2	12205,52	103,121	94,529
7	—	20,3	10679,83	90,231	82,713
6	—	17,4	9154,14	77,34	70,896
5	—	14,5	7628,45	64,451	59,08
4	—	11,6	6102,76	51,56	47,264
3	—	8,7	4577,07	38,67	35,448
2	—	5,8	3051,38	25,78	26,632
1	—	2,9	1525,69	12,89	11,816
RDC	—	0	0	0	0

$$\sum 65571,8t \quad \sum 786,16 \quad \sum 510,836$$

TABLEAU DONNANT M et T selon les 02 sens :

Niv	T_x (t)	M_x (t.m)	T_y (t)	M_y (t.m)
9	89,95	0	82,458	0
8	193,07	260,86	176,987	239,128
7	283,30	820,77	259,7	752,39
6	360,64	1642,36	330,596	1505,52
5	425,09	2688,23	389,676	2464,248
4	476,65	3921,01	436,94	3594,309
3	515,32	5303,31	472,388	4861,435
2	541,106	6797,75	499,02	6231,36
1	553,996	8366,96	510,836	7678,518
RDC	533,996	9973,55	510,836	9159,942



CHAPITRE 5

ETUDE DU VENT

ETUDE AU VENT

INTRODUCTION:

Les actions du vent sur une paroi de construction admettent une résultante géométrique R dont la direction diffère en général de celle du vent. Et cette dernière se décompose de la manière suivante :-

- (1) T : direction du vent dans un plan horizontal qu'on appelle Trainée, et produit un effet de renversement et d'entraînement
- (2) L : \perp / (1) c'est la dérive.
- (3) U : suivant la direction verticale (Ascendante ou descendante) c'est la portance et produit un effet de soulèvement ou d'écrasement.

I DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINEE (T)

c'est le plus important des 3 effets car il conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement. NV P 78.

T est donné par la formule suivante :-

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

Avec: C_t : Coefficient de trainée lié aux effets

aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale, et de l'élanement de l'ouvrage: $C_t = 1,3 \gamma_0$

γ_0 : Coefficient donné par le diagramme R III S des règles N.V 65

$\gamma_0 = f(\text{dimensions du Bâtiment})$

VENT NORMAL A LA GRANDE FACE:

$$\lambda_a = \frac{26,5}{30} = \frac{h}{a} = 0,883$$

$$\frac{b}{a} = \frac{19,5}{30} = 0,65$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{R III S} \\ \text{Rem: } 0,5 \leq \lambda_a \leq 2,5 \end{array} \right\} \gamma_0 = 1 \rightarrow C_t = 1,3$$

VENT NORMAL à LA PETITE FACE

$$\left. \begin{aligned} \lambda b &= \frac{h}{b} = \frac{26,5}{19,5} = 1,358 \\ \frac{b}{a} &= 0,65 \end{aligned} \right\} \rightarrow \sigma_0 = 1 \rightarrow C_e = 1,3$$

$1 \leq \lambda b \leq 2,15$

Si $0 < H \leq 30$

$$\left. \begin{aligned} \text{Sens longitudinal} \quad \delta_x &= 0,78 \\ \text{Sens transversal} \quad \delta_y &= 0,77 \end{aligned} \right\} \delta = 0,78 \quad (\text{NV65 p. 125})$$

q: Pression du vent: depend de la région d'implantation de l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau

Considéré: $q = k_m \cdot k_s \cdot q_H$

k_m : Coefficient de masque, On prendra $k_m = 1$

k_s : Coefficient de site [région II] (NV65 p. 125) $\rightarrow k_s = 1$
[Site normal]

q_H : Pression dynamique donnée par: $q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{H+18}{H+60}$

q_{10} : P. D de base à une hauteur de 10 m.

$$q_{10} = 70 \frac{\text{dAN}}{\text{m}^2}$$

d'où $q_H = 89,63 \text{ da.N/m}^2$

est en $q = 1 \cdot 1 \cdot 89,63 = 89,63 \text{ da.N/m}^2$

On remarque que: $\delta \cdot q = 0,78 \cdot 89,63 = 71,7$ soit $30 \leq \delta q \leq 170$

d: largeur du maître couple: Pour notre cas c'est la largeur du bâtiment

Vent longitudinal $d = b = 30 \text{ m}$

Vent Transversal $d = a = 19,5 \text{ m}$

d'où l'Effort de trainée (T) est

Sens X: $T_x = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot 89,63 \cdot 30 = 2720,54 \text{ da.N/m}^2$

Sens Y: $T_y = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot 89,63 \cdot 19,5 = 1772,25 \text{ da.N/m}^2$

β : Coefficient de Majoration dynamique lié aux effets de résonance provoqués par les Oscillations de l'Ouvrage, et dépend de la période propre de vibration de la construction et du Niveau considéré

$$\beta = \max \left\{ \begin{array}{l} \theta(1 + \xi Z) \\ 1 \end{array} \right.$$

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc la période propre de vibration peut-être exprimée dans le cas d'un contreventement par voiles par:

$$T_y = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{h}{l_x + h}} \quad \begin{array}{l} h: \text{hauteur totale} \\ l_x: \text{dimension en} \end{array}$$

Selon le sens xx: $T_{xx} = 0,08 \frac{26,5}{\sqrt{30,0}} \sqrt{\frac{26,5}{30+26,5}} = 0,265 \text{ s.}$
 FUENTES 186 → 8569

Selon le sens yy: $T_{yy} = 0,08 \frac{26,5}{\sqrt{39,5}} \sqrt{\frac{26,5}{19,5+26,5}} = 0,364 \text{ s.}$

ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période T par le diagramme R III 3 des Règles NV 65.

Bâtiment à densité normale de paroi en BA.

$T_x = 0,265 \text{ s} \longrightarrow \xi = 0,1$
 $T_y = 0,364 \text{ s} \longrightarrow \xi = 0,2$ d'après NV 65 R III 3 p. 83

Z : Coefficient de pulsation est fonction de la hauteur des bâtiments du niveau considéré Fig: R III 4 NV 65 p. 83

Pour $H = 26,5 \text{ m} \longrightarrow Z = 0,335$

θ : Coefficient global qui dépend du type de construction.

Pour $H_s < 30 \text{ m} \longrightarrow \theta = 0,7$

d'où $\beta = \max \left\{ \begin{array}{l} \theta(1 + \xi Z) \\ 1 \end{array} \right.$

NIV	ξ_x / ξ_y		H(m)	C _c	τ	θ	β	δ	q _H	E _q	K _s	d=a(m)	T _{n^y} daN/m ²	T _{e^y} daN/m ²
	d=b(m)	T _{n^x} daN/m ²										T _{e^x} daN/m ²		
T	0,1 / 0,2	26,1	13	0,338	0,7	1	0,78	89,63	69,9	1	19,5	1772,21	3101,36	
												30	2726,49	4771,35
8	0,1 / 0,2	23,2	13	0,34	0,7	1	0,78	81,07	67,9	1	19,5	1721,51	3012,64	
												30	2648,49	4634,85
7	0,1 / 0,2	20,3	13	0,343	0,7	1	0,78	83,46	65,1	1	19,5	1650,28	2887,99	
												30	2538,9	4443,07
6	0,1 / 0,2	17,4	13	0,35	0,7	1	0,78	80,03	62,42	1	19,5	1582,34	2769,09	
												30	2434,38	4260,16
5	0,1 / 0,2	14,5	13	0,354	0,7	1	0,78	76,34	59,54	1	19,5	1509,34	2641,34	
												30	2322,06	4063,6
4	0,1 / 0,2	11,6	13	0,359	0,7	1	0,78	72,34	56,42	1	19,5	1430,24	2502,92	
												30	2200,38	3850,66
3	0,1 / 0,2	8,7	13	0,36	0,7	1	0,78	68,01	53,04	1	19,5	1344,56	2352,98	
												30	2068,56	3619,98
2	0,1 / 0,2	5,8	13	0,36	0,7	1	0,78	63,29	49,36	1	19,5	1251,27	2189,72	
												30	1925,04	3368,82
1	0,1 / 0,2	2,9	13	0,36	0,7	1	0,78	58,14	45,34	1	19,5	1149,37	2011,39	
												30	1768,26	3094,45
RDC	0,1 / 0,2	0	13	0,36	0,7	1	0,78	52,95	40,95	1	19,5	1038,08	1816,64	
												30	1597,05	2794,83

Solvent: $\beta_x = 0,7(1 + 0,1 \cdot 0,335) = 0,723$
 $\beta_y = 0,7(1 + 0,2 \cdot 0,335) = 0,7469$ } $\beta = 1$

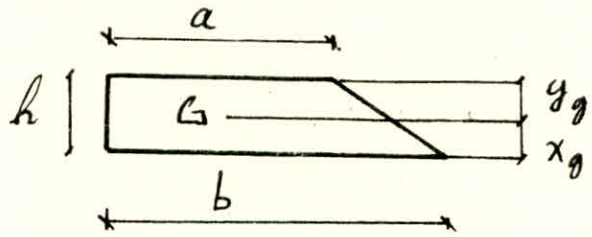
δ: Coefficient de dimension: tient compte de l'effet de la dimension.
 - dans de l'ouvrage. $\delta = f(H)$ RIII 2 NV65

CALCUL DES EFFORTS

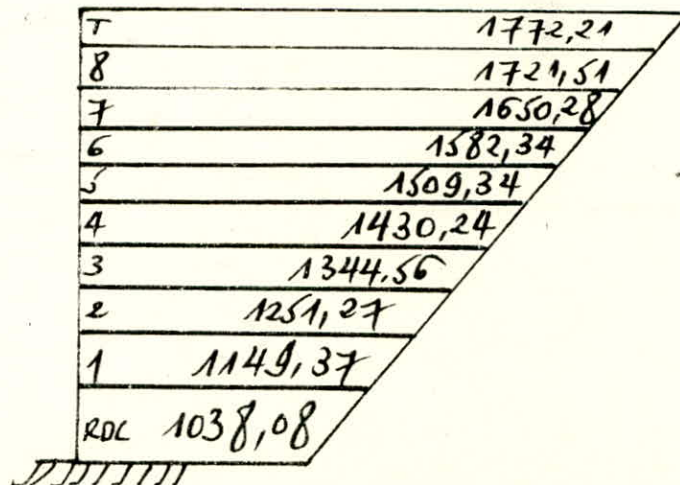
SENS TRANSVERSAL : l'Effort tranchant est la surface du trapèze pour le niveau considéré appliqué à son centre de gravité

$$T = \frac{(a+b)h}{2}$$

$$X_G = \frac{(a+2b)h}{(a+b)3}$$



Niv	H(m)	Tn (t)	Te = 1,75Tn	X _G	Y _G = h - X _G	Mn (t.m)	Me (t.m)
7	26,1	0	0	0	0	0	0
8	23,2	5,06	8,85	1,45	1,45	7,33	12,827
7	20,3	9,95	17,41	1,46	1,44	36,538	63,941
6	17,4	14,63	25,6	1,46	1,44	100,98	176,71
5	14,5	19,11	33,44	1,46	1,44	188,26	329,45
4	11,6	23,37	40,89	1,46	1,44	389,437	681,514
3	8,7	27,39	47,93	1,46	1,44	638,025	1116,543
2	5,8	31,15	54,51	1,46	1,44	794,92	1566,11
1	2,9	34,63	60,6	1,47	1,43	1397,89	2446,3
RDC	0	37,8	66,15	1,47	1,43	1933,289	3383,25



Sens longitudinal

$$T = \frac{a+b}{2} h \quad \chi_0 = \frac{a+2b}{a+b} \cdot \frac{h}{3}$$

Niv	H(m)	Tn (t)	Te (t)	χ_{6m}	χ_{6m}	Mn (tm)	Mc (tm)
T	26,1	0	0	0	0	0	0
8	23,2	7,79	13,63	1,456	1,44	11,21	19,63
7	20,3	15,3	26,77	1,46	1,44	44,623	78,09
6	17,4	22,5	39,37	1,46	1,44	152,201	266,35
5	14,5	29,39	51,43	1,46	1,44	329,73	575,75
4	11,6	35,94	62,89	1,46	1,44	599,2	1048,6
3	8,7	42,12	73,71	1,46	1,44	981,24	1717,17
2	5,8	47,9	83,82	1,46	1,44	1494,01	2614,51
1	2,9	53,25	93,18	1,47	1,43	2152,92	3767,61
RDC	0	58,12	101,72	1,47	1,43	2683,41	4695,98

T	2726,49
8	2648,49
7	2538,90
6	2434,38
5	2322,05
4	2200,38
3	2068,56
2	1925,04
1	1768,26
RDC	1597,05

II DETERMINATION DE L'EFFORT DE DERIVE "L"

Cet effort tient compte de l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent. La valeur maximale à chaque niveau est donnée par l'expression suivante :

$$L = \delta \cdot C_L \cdot \beta \cdot \rho \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

Les règles NV65 (art. 8.2.1) admettent que les vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles

$v \leq 25$ m/s : au delà de cette vitesse, il serait inutile de faire un calcul de résonance.

Calcul de la vitesse Critique :

La résonance existe lorsque $T_k = T$ $\left\{ \begin{array}{l} T_k \text{ période des tour-} \\ \text{-billons} \\ T \text{ période des vibrations} \\ \text{du bâtiment} \end{array} \right.$

avec $T_k = \frac{d}{S \cdot v}$

d : largeur du Maître Couple

v : vitesse du fluide

S : n° nombre de STRUHAL.

On prend le sens longitudinal (XX)

$S = 0,25 \div 0,30$

$T_x = 0,26$ s

$d = 1,95$ m

$v_{cr} = \frac{d}{S \cdot T_x} = \frac{1,95}{0,3 \cdot 0,26} = 250 \text{ m/s} > 25$

Donc le calcul à la résonance est inutile ainsi que "L".

III DETERMINATION DE L'EFFORT DE PORTANCE "U"

$$U = C_0 \cdot S \cdot q \cdot S_0$$

AVEC:

C_0 : Coefficient de portance donné par $C_0 = C_e - C_i$

C_i : Coefficient de dépression intérieure sur la terrasse.

Construction fermée } $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \alpha) = 0,3$
 $\alpha \leq 50\%$

C_e : Coefficient de dépression extérieure sur la terrasse

la fig RIII 6 des règles NV 65 donne

Pour $\alpha = 0$ } $C_e = 0,5$
 $\alpha_0 = 1$ }

S : Coefficient de dimension $S = 0,78$

q : pression du vent $q = 89,63 \text{ daN/m}^2$

S_u : Aire de la terrasse $S_u = 528,72 \text{ m}^2$

d'où $U = 29570,8 \text{ daN}$.

Sous le vent extrême $U_{\text{ext}} = 1,75 U = 51748,9 \text{ daN}$.

G : Poids du Bâtiment $G = 5143 \text{ t}$. $U_{\text{ext}} = 51,7489 \text{ t}$

$$\boxed{U_{\text{ext}} \ll G}$$

En Conclusion On dira que le Seisme est plus defavorable

CHAPITRE 6

REPARTITION DES EFFORTS SISMICIQUES

REPARTITIONS DES EFFORTS SISMQUES

L'effort engendr par le seisme possede 02 composantes selon les 02 axes. (Transversal - Longitudinal)

Une force dont la ligne d'action passe par le C.T. qui est la force de translation.

Une force qui cree une rotation autour du C.T. (Moment de torsion)

Pour notre cas, les forces sont reprises totalement par les voiles par hypothese. Dont chacun de les derniers est soumis a.

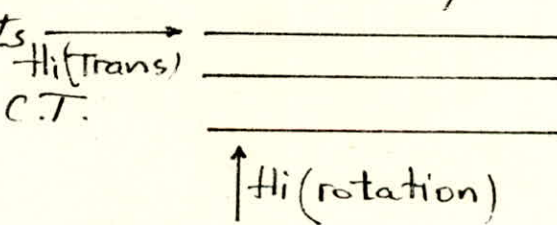
H_i (Translation) = Une force de translation.

H_i (rotation) = Une force due a la rotation.

On prendra un des 2 sens. (Longitudinal).

La force // aux voiles leur subit une translation.

- - \perp - - - - - rotation.

Pour la repartition de les efforts $\xrightarrow{H_i(\text{Trans})}$ 

On utilisera la methode du C.T.

METHODE DU C.T.

Quand $H_{i(tr)}$ ou $H_{i(tran)}$ qui produisent les 2 effets (Translation rotation) interviennent on aura une force de rappel qui est la rigidite a la flexion pour laquelle nos voiles reagissent.

La rigidite est:

$$R = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3}$$

avec L : hauteur d'etage = 2,9m.

I : Moment d'inertie.

Au lieu des rigidites, on utilisera les moments d'inerties

et ce pour les raisons suivantes:

- $L = c_{te} = 2,9m$

- Les conditions aux appuis sont les mêmes.

- $F = c_{te}$

	FORCE LONGITUDINALE	FORCE TRANSVERSALE
REFEND LONGITUDINAL (i)	$H_i = H_{irot} + H_{i trans}$ $H_i = H \cdot \left[e_y \frac{I_i^{yy} x_i}{J} + \frac{I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}} \right]$	$H_i = H_{irot} = H \cdot e_x \cdot I_i^{yy} y_i \approx 0$ car $I_i^{yy} = 0$
REFEND TRANSVERSAL (j)	$H_j = H_{jrot} = H \cdot e_y \cdot \frac{I_j^{xx}}{J} x_j \approx 0$ car $I_j^{xx} = 0$	$H_j = H \cdot \left[\frac{e_x \cdot I_j^{xx} x_j}{J} + \frac{I_j^{xx}}{\sum I_j^{xx}} \right]$

Avec: - H : Force horizontale due au seisme.

- I_i^{xx} : Moment d'inertie du voile (i) transversal.

- x_i : Abscisse du voile (i) / C.T.

- I_i^{yy} : Moment d'inertie du voile (i) longitudinal.

- y_i : Ordonnee du voile (i) / C.T.

- J : Moment de torsion. $J = \sum I_i^{xx} x_i^2 + \sum I_i^{yy} y_i^2$

Les efforts dus au seisme:

$H_x = 533,996 t.$ $H_y = 510,836 t.$

C.D.G. $\left\{ \begin{array}{l} x_g = 15,43 m. \\ y_g = 9,98 m. \end{array} \right.$

$e_x = e_y = 1,55 m.$

$x_T = x_g - e_x = 13,88 m.$ d'où $J = 4737,64 m^6.$

$y_T = y_g - e_y = 8,43 m.$

Voies	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (m)}$	$I_y \cdot y^2 \text{ (m}^6\text{)}$	$H_{\text{trans}} \text{ (X)}$	$H_{\text{rot}} \text{ (X)}$	$H_{\bar{x}} = H_{\text{rot}_x} + H_{\bar{x}}$
l1	10,71	1,32	18,66	88,03	2,4698	90,5
l2	10,71	1,32	18,66	88,03	2,4698	90,5
l3	2,665	4,37	50,889	21,903	2,035	23,938
l4	2,665	4,37	50,889	21,903	2,035	23,938
l5	2,665	-1,73	7,975	21,903	-4,61	21,903
l6	2,665	-1,73	7,975	21,903	-4,61	21,903
l7	0,1076	7,21	5,593	0,884	0,1355	1,0195
l8	30,61	-1,73	91,613	251,6	-9,25	251,6
l9	1,085	4,37	20,72	8,918	4,7414	13,659
l10	1,085	4,37	20,72	8,918	4,7414	13,659

$\Sigma 64,967$

$\Sigma 293,694$

$\Sigma 533,99$

Distribution des Efforts Tranchants DANS LES REFENDS
(Sens longitudinal)

Voiles	$I_x (m^4)$	$X_i (m)$	$I_x \cdot X_i^2$	$H_{Trans} (y)$	$H_{rot} (y)$	$H(y)$
T1	4,573	13,32	811,353	41,956	10,18	52,136
T2	4,573	13,32	811,353	41,956	10,18	52,136
T3	2,267	10,27	239,107	20,799	23,282	44,081
T4	1,428	10,27	150,615	13,10	2,451	15,551
T5	2,267	10,27	239,107	20,799	3,89	24,689
T6	2,254	6,62	98,78	20,68	2,494	23,174
T7	1,056	6,62	46,278	9,688	1,168	10,856
T8	2,254	6,62	98,78	20,68	2,494	23,174
T9	3,414	3,57	43,511	31,323	2,037	33,36
T10	2,737	3,57	34,883	25,11	1,633	26,743
T11	0,315	1,42	0,635	2,89	0,447	3,337
T12	0,315	-0,42	0,055	2,89	-0,022	2,89
T13	1,402	0,52	0,379	12,863	0,1218	12,984
T14	3,414	-2,53	21,853	31,323	-1,44	31,323
T15	2,737	-2,53	17,519	25,11	-1,157	25,11
T16	2,254	-4,98	55,9	20,68	-1,876	20,68
T17	1,056	-4,98	26,189	9,688	-0,879	9,688
T18	2,254	-4,98	55,9	20,68	-1,876	20,68
T19	2,267	-8,63	168,839	20,68	-3,27	20,8
T20	1,428	-8,63	106,353	13,1	-12,32	13,1
T21	2,267	-8,63	168,839	20,8	-1,876	20,8
T22	4,573	-11,68	623,859	41,956	-8,926	41,956
T23	4,573	-11,68	623,859	41,956	-8,926	41,956

	Voiles	l 1	l 2	l 3	l 4	l 5	l 6	l 7	l 8	l 9	l 10
Niveaux	$\frac{W_k \cdot h_k}{\sum W_k \cdot h_k}$	T (t)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
T	0,162	14,66	14,66	3,878	3,878	3,548	3,548	0,1651	40,76	2,212	2,212
8	0,186	31,49	31,49	8,33	8,33	7,622	7,622	0,3547	87,556	4,753	4,753
7	0,163	46,241	46,241	12,232	12,232	11,192	11,192	0,5209	128,56	6,979	6,979
6	0,1396	58,87	58,87	15,573	15,573	14,25	14,25	0,6632	163,69	8,8865	8,8865
5	0,116	69,373	69,373	18,35	18,35	16,79	16,79	0,7815	192,87	10,47	10,47
4	0,093	77,789	77,789	20,576	20,576	18,827	18,827	0,8763	216,27	11,741	11,741
3	0,0698	84,106	84,106	22,246	22,246	20,356	20,356	0,9475	233,837	12,694	12,694
2	0,0465	88,314	88,314	23,359	23,359	21,375	21,375	0,9949	245,536	13,329	13,329
1	0,0233	90,53	90,53	23,916	23,916	21,885	21,885	1,0186	251,39	13,648	13,648
RDC	0	90,53	90,53	23,938	23,938	21,903	21,903	1,0195	251,6	13,651	13,651

Distribution de l'Effort Tranchant (T)

Dans les refends longitudinaux.

NIV	T	8	7	6	5	4	3	2	1	2DC
WK.HK E.WK.HK	0,162	0,1866	0,163	0,1396	0,116	0,093	0,059	0,0465	0,0233	0
T1 T2	8,446	18,143	26,67	33,95	39,99	44,84	48,48	50,9	52,13	52,136
T3	7,141	15,34	22,52	28,68	33,79	37,892	40,968	43,018	44,04	44,081
T4	2,519	5,41	7,946	10,117	11,921	13,367	14,453	15,176	15,38	15,551
T5	3,99	8,591	12,616	16,062	18,926	21,22	22,94	24,09	24,66	24,68
T6 T8	3,754	8,064	11,84	15,07	17,76	19,92	21,53	22,61	23,15	23,174
T7	1,758	3,777	5,547	7,062	8,322	9,3318	10,089	10,594	10,847	10,856
T9	5,404	11,609	17,046	21,7	25,57	28,67	31,004	32,55	33,33	33,36
T10	4,332	9,306	13,66	17,398	20,5	22,98	24,85	26,09	26,72	26,743
T11	0,54	1,16	1,705	2,171	2,55	2,867	3,1	3,235	3,333	3,336
T12	0,468	1,005	1,476	1,88	2,215	2,484	2,685	2,82	2,887	2,89
T13	2,103	4,518	6,634	8,447	9,953	11,161	12,067	12,67	12,97	12,984
T14	5,074	10,9	16	20,378	24,012	26,925	29,11	30,568	31,29	31,32
T15	4,067	8,738	12,831	16,336	19,24	21,584	23,33	24,5	25,089	25,11
T16 T18	3,35	7,196	10,56	13,45	15,85	17,75	19,22	20,18	20,66	20,68
T17	1,569	3,371	4,95	6,3	7,426	8,327	9,004	9,454	9,68	9,688
T19 T21	3,37	7,238	10,628	13,532	15,945	17,87	19,33	20,29	20,78	20,8
T20	2,122	4,558	6,69	8,522	10,04	11,26	12,17	12,78	13,098	13,1
T22 T23	6,79	14,6	21,43	27,29	32,16	35,06	38,99	40,94	41,92	41,956

DISTRIBUTION DE LEFFORT TRANCHANT
(T) DANS LES REFENDS TRANSVERSAUX.

Voiles Niveaux	l1. l2	l3. l4	l5. l6	l7	l8	l9. l10
T	0	0	0	0	0	0
8	42,514	11,2462	10,289	0,478	118,201	6,414
7	133,835	35,4	32,393	1,5074	372,113	20,199
6	267,933	70,876	64,849	3,018	744,957	40,438
5	438,656	116,037	106,174	4,941	1219,660	66,209
4	639,838	169,252	154,865	7,207	1779,001	96,571
3	865,426	228,923	209,464	9,748	2406,198	130,62
2	1109,334	293,436	268,496	12,496	3084,325	167,43
1	1365,444	361,177	330,484	15,382	3796,38	206,089
RDC	1627,981	430,534	393,95	18,335	4525,411	245,668

Distribution de moment flechissant dans
les refends longitudinaux.

N°	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC.
T1T2	0	24,49	77,11	154,36	232,72	368,63	510,2	659,71	798,26	949,34
T3	-	20,7	65,18	130,5	213,67	311,6	421,56	540,36	665,12	792,83
T4	-	7,3	22,99	46,03	75,37	109,94	148,71	190,62	234,63	279,23
T68	-	10,88	34,26	68,6	112,32	163,84	221,61	284,07	349,65	426,79
T5	-	11,59	36,51	73,09	119,67	174,56	236,16	302,64	372,5	444,02
T9	-	15,67	49,33	98,77	161,7	235,85	319,01	408,92	503,32	599,97
T10	-	12,56	39,55	79,17	129,6	189,05	255,69	327,76	403,43	480,91
T11	-	1,566	4,93	9,874	16,17	23,58	31,9	40,89	50,34	60,01
T12	-	1,35	4,27	8,552	14	20,42	27,63	35,41	43,595	51,97
T13	-	6,098	19,2	38,49	62,93	91,79	124,16	159,16	195,9	233,51
T14	-	14,71	46,32	92,72	151,82	221,45	299,54	383,9	472,6	563,34
T1618	-	9,715	30,58	61,2	100,21	146,17	197,68	253,4	311,94	371,85
T1921	-	9,773	30,76	61,58	100,8	147,06	198,89	254,94	313,78	374,05
T2223	-	19,69	62,03	124,18	203,31	296,59	401,16	514,23	632,96	754,53
T20	-	6,153	19,37	38,77	63,48	92,6	125,25	160,55	197,61	235,59
T15	-	11,70	37,13	74,34	121,71	177,51	240,10	307,76	378,81	451,57
T7	-	5,09	16,05	32,138	52,617	76,75	103,81	133,07	163,79	195,25
T17	-	4,55	14,32	28,681	46,95	68,48	92,63	118,74	146,16	174,23

DISTRIBUTION DU MOMENT FLECHISSANT
DANS LES RE-FENDS TRANSVERSAUX.

CHAPITRE 7

ETUDE DES VOILES

ÉTUDE DES VOILES

Introduction:

Notre bâtiment est composé de 3 types de voiles.

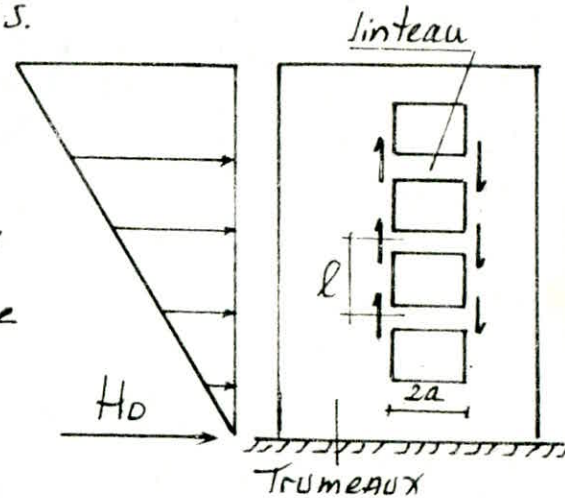
Pleins, Une file d'ouvertures ou plusieurs.

On a réparti les efforts sur les voiles, on nous basant sur l'ouvrage de M. DIVER. (Calcul des Tours en B.A)

1. REFENDS AVEC UNE SEULE FILE D'OUVERTURES.

Les hypothèses de calcul sont:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque refend.
- Les éléments de refend subissent le même déplacement au niveau de chaque étage.



(a) Calcul des linteaux.

Établir $\xi = z/z_0$ avec z cote du niveau considéré

Ayant α, ξ On détermine $\Phi(\alpha, \xi)$ à partir de l'abaque de M. DIVER. (abaque 23.a. relatives aux charges triangulaires)

L'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau est donné par: $\pi = H_0 \frac{m \cdot l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$. H_0 : Effort Tranchant à la base

Le moment d'encastrement du linteau est donné par: $M = \pi \cdot a$.

(b) Calcul des Trumeaux.

Ayant α et ξ , On détermine $\Psi(\alpha, \xi)$ à partir de l'abaque de M. DIVER (B23b).

Les Moments dans les trumeaux sont:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \bar{Z} \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \bar{Z} \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi \right]$$

L'Effort Normal pour chaque trumeau est donné par la formule:

$N = \sum \pi$ Cette Somme des Efforts Tranchants des linteaux représente l'Effort Normal du Trumeau.

Cette Somme est calculée jusqu'à l'Étage considéré.

La vérification se fait à la base du refend par la formule:

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc$$

2. REFENDS AVEC PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES:

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une seule file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments du refend.

(a) CALCUL DES LINTEAUX:

L'Effort tranchant dans les linteaux est donné par:

$$\pi_i = H_0 \cdot l \cdot \frac{i_i C_i}{2 a_i \left(\sum \frac{i_i C_i^2}{a_i^3} \right)} \cdot \bar{\Phi}(\alpha, \xi)$$

(b) CALCUL DES TRUMEAUX:

Les efforts normaux dans les trumeaux sont donnés par:

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_i = \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1}$$

Les moments dans les trumeaux sont donnés par:

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

(C) VERIFICATION:

La vérification de l'équilibre extérieur à la base du ferd est donnée par: $M = \sum M_i + 2N_1(c_1+c_2+\dots) + 2N_2(c_2+\dots) + 2N_3(c_3+\dots) + \dots$

VOILE A UNE SEULE FILE D'OUVERTURES: T10-T15.

$\alpha = 2,65$	$I_1 = 2,49 \text{ m}^4$	$H_0 = 26,743 \text{ t}$
$I_1 = 1,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	$\sum I = 2,279 \text{ m}^4$	$H_{0,10} = 25,11 \text{ t}$
$I_2 = 2,279 \text{ m}^4$	$m = 0,0576$	$2L = 3,665 \text{ m}$

$$\frac{2mc}{I} \psi = \frac{3,665 \cdot 0,0576}{2,49} \psi = 0,0847 \psi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z (A-B) = \frac{1,33 \cdot 10^{-5}}{2,279} \cdot 26,1 \cdot H_0 (A-B) = 1,52 \cdot 10^{-4} H_0 (A-B)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z (A-B) = 2,61 \cdot H_0 (A-B)$$

$$\pi = \frac{H_0 m l}{I} \phi = \frac{0,0576 \cdot 2,9 \cdot H_0}{2,49} \phi = 0,067 H_0 \phi$$



0,1 0,84 m 5,55 m

Niv	ξ	ψ	Φ	A	B	A-B	M_1	M_2	π	N		M_1	M_2	π	N
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	$1,63 \cdot 10^3$	0,012	$4,88 \cdot 10^5$	8,376	0,376	0,376		$4,58 \cdot 10^5$	7,86	0,353	0,353
7	0,77	0,05	0,39	0,0488	$4,24 \cdot 10^3$	0,044	$1,79 \cdot 10^4$	30,71	0,698	1,074		$1,68 \cdot 10^4$	28,83	0,656	1,009
6	0,66	0,09	0,55	0,1024	$7,63 \cdot 10^3$	0,094	$3,83 \cdot 10^4$	65,61	0,985	2,059		$3,58 \cdot 10^4$	61,6	0,925	1,934
5	0,55	0,17	0,7	0,1721	$0,048$	0,157	$6,39 \cdot 10^4$	109,58	1,254	3,313		$5,99 \cdot 10^4$	102,89	1,177	3,111
4	0,44	0,26	0,8	0,255	0,022	0,233	$9,49 \cdot 10^4$	162,63	1,433	4,746		$7,89 \cdot 10^4$	152,7	1,345	4,456
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	0,028	0,32	$1,3 \cdot 10^3$	223,35	1,576	6,322		$1,22 \cdot 10^3$	209,7	1,48	5,936
2	0,22	0,46	0,94	0,45	0,039	0,411	$1,67 \cdot 10^3$	286,87	1,684	8		$1,56 \cdot 10^3$	269,36	1,58	7,516
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	0,048	0,509	$2,07 \cdot 10^3$	355,28	1,756	9,756		$1,94 \cdot 10^3$	333,58	1,648	9,164
2DC	0	0,67	1	0,666	0,056	0,61	$2,48 \cdot 10^3$	425,77	1,791	11,553		$2,32 \cdot 10^3$	399,77	1,682	10,846

Voile T10

Voile T15

Verification:

$$T_{10}: M = M_1 + M_2 + 2N_c = 2,48 \cdot 10^3 + 425,77 + 3,665 \cdot 11,553$$

$$M_T = 480,91 \text{ t.m.} = 468,14 \text{ t.m.}$$

$$\text{Erreur: } 2,6\%$$

$$T_{15}: M = M_1 + M_2 + 2N_c = 439,522 \text{ t.m.}$$

$$M_T = 451,57$$

$$\text{Erreur: } 2,6\%$$

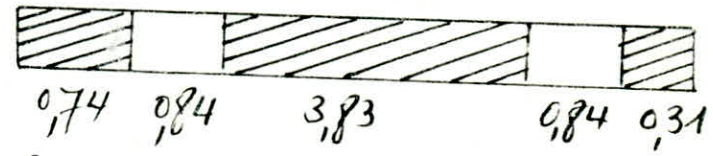
55

NIV	ξ	ψ	Φ	A	A- ψ	M_1	M_2	M_3	π_1	N_1	π_2	N_2	N_3
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	-6,2 10 ⁻³	-2,94 10 ⁻³	-0,424	-2,21 10 ⁴	2,3	2,3	2,482	0,182	-2,48
7	0,77	0,05	0,39	0,0488	-0,0362	-0,017	-2,475	-1,29 10 ³	4,28	6,58	4,51	0,505	-7,09
6	0,66	0,09	0,55	0,1025	+0,0125	5,93 10 ³	+0,855	4,45 10 ⁴	6,045	12,6	6,502	0,962	-13,59
5	0,55	0,175	0,7	0,1725	-2,9 10 ⁻³	-1,37 10 ³	-0,198	-1,03 10 ⁴	7,69	20,3	8,275	1,543	-21,87
4	0,44	0,26	0,8	0,255	-5 10 ⁻³	-2,37 10 ³	-0,34	-1,78 10 ⁴	8,79	29,1	9,458	2,211	-31,33
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	-8,6 10 ⁻³	-4,08 10 ³	-0,588	-3,06 10 ⁴	9,67	38,77	10,4	2,941	-41,73
2	0,22	0,46	0,94	0,4502	-9,8 10 ⁻³	-4,65 10 ³	-0,67	-3,49 10 ⁴	10,33	49,1	11,113	3,724	-52,84
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	-0,0129	-6,12 10 ³	-0,882	-4,59 10 ⁴	10,77	59,88	11,586	4,54	-64,43
200	0	0,67	1	0,666	-4 10 ⁻³	-1,89 10 ³	-0,73	-1,42 10 ⁴	10,99	70,8	11,820	5,30	-76,25

Voiles T6 T9

$\alpha = 14,067$
 $I_1 = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
 $I_2 = 0,749 \text{ m}^4$
 $I_3 = 3,927 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
 $\sum I = 0,754$

$H_0 = 23,74 \text{ t}$
 $M_T = 426,79 \text{ t.m.}$
 $M_1 = 0,02 H_0 (A-\psi)$
 $M_2 = 2,188 H_0 (A-\psi)$
 $M_3 = 1,5 \cdot 10^{-3} H_0 (A-\psi)$
 $i_1 = i_2 = 5,18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$



Verification:
 $M = 444,2054 \text{ t.m.}$
 $M_T = 426,79 \text{ t.m.}$
 Erreur: 4 %

NIV	ξ	ψ	Φ	A	A- ψ	M ₁	M ₂	M ₃	π_1	N ₁	π_2	N ₂	N ₃
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	$-6,2 \cdot 10^{-3}$	$-2,56 \cdot 10^{-3}$	-0,369	$-1,93 \cdot 10^{-4}$	2	2	2,162	0,158	-2,162
7	0,77	0,05	0,39	0,0488	-0,0362	-0,015	-2,156	$-1,12 \cdot 10^{-3}$	3,728	5,728	4,016	0,439	-6,178
6	0,66	0,09	0,55	0,1025	0,0125	$5,16 \cdot 10^{-3}$	0,744	$3,87 \cdot 10^{-4}$	5,26	10,988	5,664	0,838	-11,842
5	0,55	0,175	0,7	0,1725	$-2,9 \cdot 10^{-3}$	$-1,19 \cdot 10^{-3}$	-0,172	$-0,89 \cdot 10^{-4}$	6,698	17,686	7,208	1,344	-19,15
4	0,44	0,26	0,8	0,255	$-5 \cdot 10^{-3}$	$-2,06 \cdot 10^{-3}$	-0,296	$-1,55 \cdot 10^{-4}$	7,66	25,346	8,24	1,926	-27,29
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	$8,6 \cdot 10^{-3}$	$3,55 \cdot 10^{-3}$	0,512	$2,66 \cdot 10^{-4}$	8,42	33,766	9,06	2,56	-36,35
2	0,22	0,46	0,94	0,4502	$-9,8 \cdot 10^{-3}$	$-4,05 \cdot 10^{-3}$	-0,584	$-3,04 \cdot 10^{-4}$	8,99	42,756	9,68	3,244	-46,03
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	-0,0129	$-5,33 \cdot 10^{-3}$	-0,768	$-3,99 \cdot 10^{-4}$	9,38	52,136	10,09	3,955	-56,12
RDC	0	0,67	1	0,666	$-4 \cdot 10^{-3}$	$-1,64 \cdot 10^{-3}$	-0,238	$-1,24 \cdot 10^{-4}$	9,57	61,706	10,30	4,68	-66,42

56

Voiles T16 T18

mêmes caractéristiques que les voiles T6. T8
avec $H_0 = 20,68 \text{ t}$.

verification:

M: 386,78 tm

M_T: 371,85 tm

Erreur: 4%.

Niv	ζ	ψ	Φ	A	A- ψ	M ₁	M ₂	M ₃	π_1	N ₁	π_2	N ₂	N ₃
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	$-6,2 \cdot 10^{-3}$	$-4,26 \cdot 10^{-4}$	-0,278	$-4,26 \cdot 10^{-4}$	1,705	1,705	1,705	--	-1,705
7	0,77	0,05	0,39	0,0488	-0,0362	$-2,49 \cdot 10^{-3}$	-1,627	$-2,49 \cdot 10^{-3}$	3,166	4,871	3,166	--	-4,871
6	0,66	0,09	0,55	0,1025	-0,0125	$-8,6 \cdot 10^{-4}$	-0,562	$-8,6 \cdot 10^{-4}$	4,46	9,331	4,46	--	-9,331
5	0,55	0,175	0,7	0,1721	$-2,9 \cdot 10^{-3}$	$-0,199 \cdot 10^{-3}$	-0,13	$-1,99 \cdot 10^{-4}$	5,68	15,011	5,68	--	-15,011
4	0,44	0,26	0,8	0,255	$-5 \cdot 10^{-3}$	$-0,344 \cdot 10^{-3}$	-0,225	$-0,344 \cdot 10^{-3}$	6,49	21,501	6,49	--	-21,501
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	$-8,6 \cdot 10^{-3}$	$-0,59 \cdot 10^{-3}$	-0,386	$-0,59 \cdot 10^{-3}$	7,144	28,645	7,144	--	-28,645
2	0,22	0,46	0,94	0,4502	$-9,8 \cdot 10^{-3}$	$-0,67 \cdot 10^{-3}$	-0,44	$-0,67 \cdot 10^{-3}$	7,63	36,275	7,63	--	-36,275
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	-0,0129	$-8,87 \cdot 10^{-4}$	-0,58	$-8,87 \cdot 10^{-4}$	7,955	44,23	7,955	--	-44,23
RDC	0	0,67	1	0,666	$-4 \cdot 10^{-3}$	-0,275	-0,18	-0,275	8,118	52,348	8,118	--	-52,348

57

Voile T4.

$$\alpha = 11,84 \quad H_0 = 15,551 \text{ t}$$

$$I_1 = I_3 = 8,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad I_2 = 0,5568 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I = 0,5585 \text{ m}^4$$

$$i_1 = i_2 = 5,18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a_1 = a_2 = 0,42 \text{ m}$$

$$c_1 = c_2 = 1,39 \text{ m}$$



$$0,4 \quad 0,84 \quad 3,48 \text{ m} \quad 0,84 \quad 0,4$$

Verification: $M = 290,325 \text{ t.m.}$

$$M_T = 279,23 \text{ t.m.}$$

Erreur: 3,9%.

Voile T20

même caractéristiques avec le Voile T4. avec $H_0 = 13,1t$.

NIV	ψ	Ψ	Φ	A	A- Ψ	M ₁	M ₂	M ₃	N ₁	N ₁	N ₂	N ₂	N ₃
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	$-6,2 \cdot 10^{-3}$	$-3,58 \cdot 10^{-4}$	-0,234	$-3,58 \cdot 10^{-4}$	1,436	1,436	1,436	-	-1,436
7	0,77	0,05	0,30	0,0488	-0,0362	$2,09 \cdot 10^{-3}$	-1,37	$2,09 \cdot 10^{-3}$	4,103	2,667	2,667	-	-4,103
6	0,66	0,09	0,55	0,1025	-0,0125	$7,24 \cdot 10^{-4}$	0,473	$7,24 \cdot 10^{-4}$	7,86	3,757	3,757	-	-7,86
5	0,55	0,175	0,7	0,175	$-2,9 \cdot 10^{-3}$	$-0,167 \cdot 10^{-3}$	-0,109	$-0,167 \cdot 10^{-3}$	12,645	4,784	4,784	-	-12,645
4	0,44	0,26	0,8	0,255	$-5 \cdot 10^{-3}$	$-0,289 \cdot 10^{-3}$	-0,189	$-0,289 \cdot 10^{-3}$	18,112	5,467	5,467	-	-18,112
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	$-8,6 \cdot 10^{-3}$	$0,497 \cdot 10^{-3}$	0,325	$0,497 \cdot 10^{-3}$	24,13	6,018	6,018	-	-24,13
2	0,22	0,46	0,94	0,4502	$-9,8 \cdot 10^{-3}$	-0,564	-0,37	-0,564	30,557	6,427	6,427	-	-30,557
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	-0,0129	$+7,47 \cdot 10^{-4}$	-0,488	$7,47 \cdot 10^{-4}$	37,26	6,701	6,701	-	-37,26
RDC	0	0,67	1	0,666	$-4 \cdot 10^{-3}$	-0,231	-0,15	-0,231	44,097	6,838	6,838	-	-44,097

Verification: $M = 244,56 \text{ t.m}$

$M_T = 235,59 \text{ t.m}$

Erreur: 3,8 %.

Niv	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	R DC
ξ	0	0,88	0,77	0,66	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0	
ψ	0	0,02	0,05	0,09	0,175	0,26	0,34	0,46	0,57	0,67	
Φ	0	0,21	0,39	0,55	0,7	0,8	0,88	0,94	0,98	1	
A	0	0,018	0,0488	0,1025	0,1721	0,255	0,3486	0,4502	0,557	0,666	
A_4	0	$-5,2 \cdot 10^{-3}$	-0,0362	0,0125	$-2,9 \cdot 10^{-3}$	$-5 \cdot 10^{-3}$	$8,6 \cdot 10^{-3}$	$-9,8 \cdot 10^{-3}$	-0,0129	$-4 \cdot 10^{-3}$	
$M_1 M_2$	0	$-6,6 \cdot 10^{-3}$	-0,035	0,012	$-2,8 \cdot 10^{-3}$	$-4,8 \cdot 10^{-3}$	$8,4 \cdot 10^{-3}$	$-9,5 \cdot 10^{-3}$	-0,0126	$-3,9 \cdot 10^{-3}$	
$M_2 M_6$	0	-0,068	-4,028	1,39	-0,323	-0,556	+0,957	-1,09	1,435	-0,445	
$M_3 M_5$	0	0,175	-1,032	0,356	-0,083	-0,142	0,245	-0,279	-0,367	-0,114	
M_4	0	-0,011	-0,066	0,023	$5,2 \cdot 10^{-3}$	$-9,12 \cdot 10^{-3}$	0,0156	-0,0178	-0,023	$-7,3 \cdot 10^{-3}$	
$\pi_1 \pi_6$	0	0,011	0,021	0,029	0,037	0,047	0,047	0,05	0,052	0,054	
$\pi_2 \pi_5$	0	3,41	6,33	8,93	11,36	13	14,29	15,26	15,91	16,24	
$\pi_3 \pi_4$	0	0,1	0,185	0,261	0,333	0,38	0,418	0,447	0,466	0,476	
N_1	0	0,011	0,032	0,061	0,098	0,148	0,188	0,238	0,29	0,344	
N_2	0	3,4	9,708	18,61	29,9	42,89	57,13	72,34	88,2	104,39	
N_3	0	-3,31	-9,45	-18,124	-29,15	-41,74	-55,64	-70,45	-85,9	-101,66	
N_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
N_5	0	3,31	9,45	18,124	29,15	41,74	55,64	70,45	85,9	101,66	
N_6	0	-3,4	-9,708	-18,61	-29,9	-42,89	-57,13	-72,34	-88,2	-104,39	
N_7	0	-0,011	-0,032	-0,061	-0,098	-0,148	-0,188	-0,238	-0,29	-0,344	

Voile T₇



verification:

$M = 201,91 \text{ tm}$ $C_1 = C_6 = 0,66 \text{ m}$ $i_2 = i_5 = 0,21 \text{ m}^4$ $I_4 = 5,46 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$
 $MT = 195,25 \text{ tm}$ $C_2 = C_5 = 0,4072$ $i_3 = i_4 = 6,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ $H_0 = 10,856 \text{ t}$
 Erreur: 3,3% $C_3 = C_4 = 0,34$ $I_1 = I_6 = 3,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
 $i_1 = i_6 = 5,18 \cdot 10^{-3}$ $I_3 = I_5 = 8,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

Voile T17

Niv	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
ξ	1	0,88	0,77	0,66	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0
ψ	0	0,02	0,05	0,09	0,175	0,26	0,34	0,46	0,57	0,67
Φ	0	0,21	0,30	0,55	0,7	0,8	0,88	0,94	0,98	1
A	0	0,0138	0,0488	0,1025	0,1721	0,255	0,3486	0,4502	0,5571	0,666
A- ψ	0	$-6,2 \cdot 10^{-3}$	-0,0362	0,0125	$-2,9 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-3}$	$8,6 \cdot 10^{-3}$	$-9,8 \cdot 10^{-3}$	0,0129	$-4 \cdot 10^{-3}$
M1 M2	0	$-5,4 \cdot 10^{-3}$	-0,031	0,011	$-2,5 \cdot 10^{-3}$	$4,36 \cdot 10^{-3}$	$7,5 \cdot 10^{-3}$	$-8,55 \cdot 10^{-3}$	-0,0113	$-3,49 \cdot 10^{-3}$
M2 M6	0	-0,615	-3,595	1,24	-0,288	-0,496	0,854	-0,973	-1,281	-0,397
M3 M5	0	-0,157	-0,921	0,318	-0,074	-0,126	0,219	-0,249	-0,327	-0,102
M4	0	-9,816	-0,589	0,02	$4,72 \cdot 10^{-3}$	$-8,14 \cdot 10^{-3}$	0,014	-0,0158	-0,02	$-6,5 \cdot 10^{-3}$
$\pi_1 \pi_6$	0	$9,8 \cdot 10^{-3}$	0,0187	0,0258	0,033	0,038	0,042	0,044	0,046	0,048
$\pi_2 \pi_5$	0	3,04	5,65	7,97	10,14	11,59	12,75	13,62	14,2	14,492
$\pi_3 \pi_4$	0	0,089	0,165	0,233	0,296	0,339	0,373	0,398	0,415	0,424
N1	0	0,01	0,028	0,054	0,087	0,125	0,167	0,212	0,259	0,307
N2	0	3,03	8,662	16,6	26,71	38,26	50,97	64,54	78,7	93,145
N3	0	-2,95	-8,43	-16,17	-26,01	-37,26	-49,64	-62,86	-76,65	-90,72
N4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N5	0	2,95	8,43	16,17	26,01	37,26	49,64	62,86	76,65	90,72
N6	0	-3,03	-8,662	-16,6	-26,71	-38,26	-50,97	-64,54	-78,7	-93,145
N7	0	-0,01	-0,028	-0,054	-0,087	-0,125	-0,167	-0,212	-0,259	-0,307

Verification: $M = 181,15 \text{ t.m}$ même Caractéristiques
 $M_T = 174,23 \text{ t.m}$ Que T7.
 Erreur: 3,9 %.

Niv	ξ	ψ	Φ	A	A- ψ	M ₁	M ₂	M ₃	M ₁	M _T	π_2	N ₂	N ₃
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0,88	0,02	0,21	0,0138	-6,210 ⁻³	-18,69	-3,31	-18,69	18,63	18,63	18,63	0	-18,63
7	0,77	0,05	0,30	0,0488	-0,0362	-109,16	-19,37	-109,16	53,23	34,6	34,6	0	-53,23
6	0,66	0,09	0,55	0,1025	-0,0125	-37,69	-6,69	-37,69	102,02	48,79	48,79	0	-102,02
5	0,55	0,15	0,7	0,1721	-2,910 ⁻³	-8,74	-1,55	-8,74	164,12	62,1	62,1	0	-164,12
4	0,44	0,26	0,8	0,255	-510 ⁻³	-15,07	-2,67	-15,07	235,09	70,97	70,97	0	-235,09
3	0,33	0,34	0,88	0,3486	8,610 ⁻³	25,9	4,5	25,9	313,16	78,07	78,07	0	-313,16
2	0,22	0,46	0,94	0,4502	-9,810 ⁻³	-29,55	-5,24	-29,55	396,55	83,39	83,39	0	-396,55
1	0,11	0,57	0,98	0,5571	-0,0129	-38,9	-6,9	-38,9	483,49	86,94	86,94	0	-483,49
RDC	0	0,67	1	0,666	-410 ⁻³	-12,06	-2,14	-12,06	572,21	88,72	88,72	0	-572,21

Voile l₈ $\alpha = 34,28$

$$I_1 = I_3 = 12 \text{ m}^4, I_0 = 28,37 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 0,213 \text{ m}^4, c_1 = c_2 = 2,056 \text{ m}$$

$$a_1 = a_2 = 0,3 \text{ m}$$

$$\sum I = 2,613 \text{ m}^4$$

$$H_0 = 251,6 \text{ t}$$

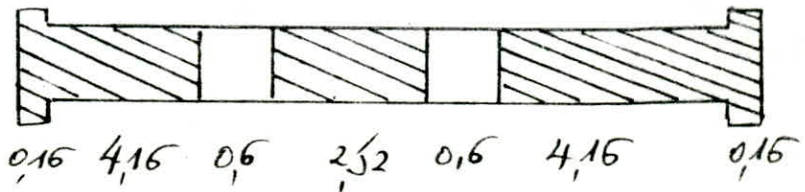
$$M_1 = 3015,73(A-\psi)$$

$$M_2 = 535,29(A-\psi)$$

$$M_3 = M_1$$

$$\pi_1 = 88,72 \Phi = \pi_2$$

$$i_1 = i_2 = 0,914 \text{ m}^2$$



verification:

$$M = M_1 + M_2 + N_1(2c_1 + 2c_2) + N_2(2c_2)$$

$$M = 4679,59 \text{ t m}$$

$$M_T = 4525,411 \text{ t m}$$

Erreur: 3,3 %.

CHAÎTIRE 8

CALCUL DES DEFORMATIONS

CALCUL DES DEFORMATIONS

Notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs, nous devons vérifier que les déformations horizontales dues au séisme ne risquent pas de destabiliser l'ouvrage.

On sera amené alors à calculer les déplacements relatifs qui sont donnés par la formule

$$S_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{h}$$

h : hauteur d'étage f_i : flèche au nivi.

D'après le règlement (RPA 81) (art 3.3.7.1) le déplacement relatif est $S_i = (f_i - f_{i-1}) / 2B$.

Déplacement relatif $D = 0,0075 h$ (d'après le RPA 81)
 donc $D = 0,0075 \cdot 2,9 = 0,02175 \text{ m} \approx 21 \text{ mm}$.

Nous allons donc traiter l'étude de déformation du bâtiment dans son ensemble puis de deux refends selon les deux sens. Ces voiles par leur grande rigidité sont censés imposer leur déformation aux autres voiles moins rigides.

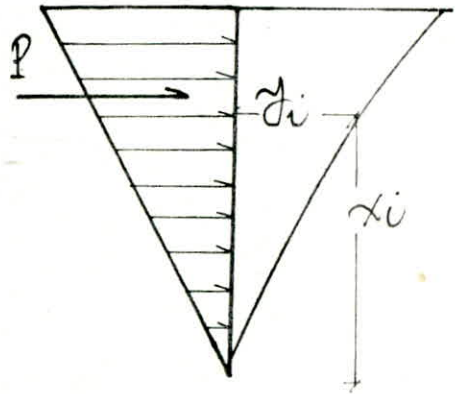
I. DEFORMATION DE L'ENSEMBLE DU BATIMENT:-

On considère le bâtiment comme une console encastrée à une extrémité soumise à une charge triangulaire.

$$f_i = - \frac{P x_i^2}{60 \cdot E \cdot I \cdot l^2} (20 l^3 - 10 l^2 x_i + x_i^3)$$

(Aide Mémoire RDM)

- x_i = abscisse du niveau i .
- f_i = flèche du niveau i .



Sens longitudinal.

Niv	x_i (m)	y_i (m)	$\delta_i 10^3$ (m)
T	26,1	0,00708	1,6
8	23,2	0,00601	2,14
7	20,3	0,00458	1,02
6	17,4	0,00390	1,5
5	14,5	0,00290	1,36
4	11,6	0,00199	1,2
3	8,7	0,00119	0,93
2	5,8	0,000566	0,62
1	2,9	0,000150	0,22
RDC	0	0	0

$$P = 533,99 \text{ t} \quad I_L = 64,967 \text{ m}^4$$

E_i : Module d'élasticité instantané
du béton $E_i = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

$$l: 26,1 \text{ m}$$

$$\delta_i = -5,32 \cdot 10^{-11} x_i^2 (355591,62 - 6812,1 x_i + x_i^3)$$

$$\delta_i = (x_i - x_{i-1}) / 2B = (\delta_i - \delta_{i-1}) \cdot 1,5$$

$$B = 1/3 \rightarrow 1/2B = 1,5$$

Verification de la stabilité:

$$\max \delta_i = 2,14 \text{ m} < 21 \text{ mm} = \Delta$$

Sens transversal.

Niv	x_i (m)	y_i (m)	$\delta_i 10^3$ (m)
T	26,1	$8,8 \cdot 10^{-3}$	1,95
8	23,2	0,0075	1,99
7	20,3	0,00617	1,95
6	17,4	0,00487	1,87
5	14,5	0,00362	1,71
4	11,6	0,00248	1,48
3	8,7	0,00149	1,18
2	5,8	0,0007	0,769
1	2,9	0,000187	0,28
RDC	0	0	0

$$P = 571,204 \text{ t} \quad I_{tr} = 55,67 \text{ m}^4$$

$$E_i = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_i = -6,64 \cdot 10^{-11} x_i^2 (355591,62 - 6812,1 x_i + x_i^3)$$

II DEFORMATION DES VOILES:-

Pour calculer les déformations, On applique la Méthode de FUENTES (Calcul pratique des Ossatures en BN)

EXPOSÉ DE LA METHODE:-

Soit Un Voile soumis à une série de force horizontale $F_1 \dots F_8, F_T$ dont le diagramme des moments est donné ci-après.

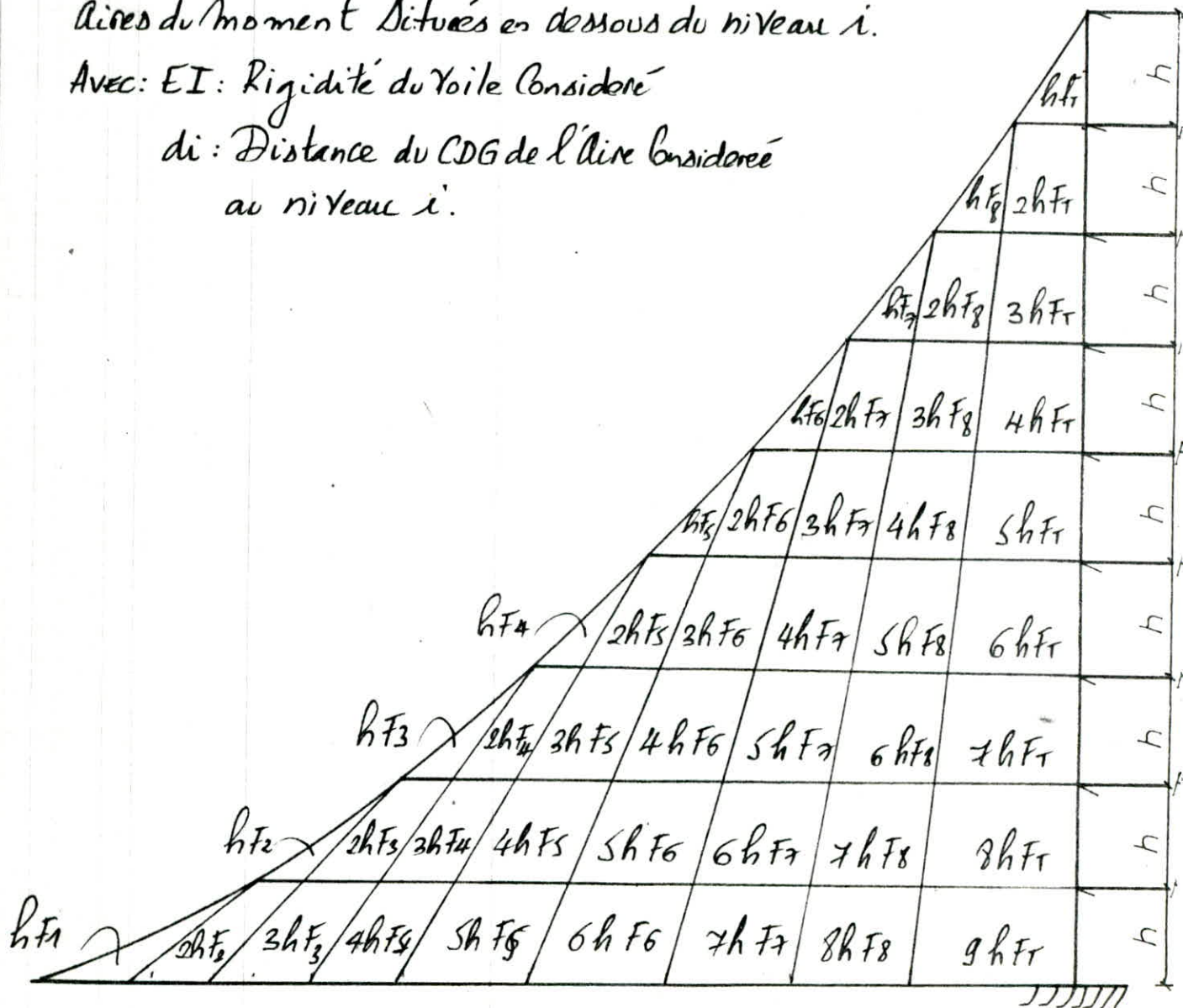
Et soient $f_1, f_2, \dots, f_8, f_T$ les flèches correspondantes respectivement aux niveaux 1, 2, 3, ..., 8, T.

La Sommation sera étendue à toutes les Aires du moment situées en dessous du niveau i .

$$f_i = \frac{\sum d_i J_i}{EI}$$

Avec: EI : Rigidité du Voile Considéré

d_i : Distance du CDG de l'Aire considérée au niveau i .



SENS LONGITUDINAL

(Voile 1) $I = 10.71 \text{ m}^4$ $E_c = 378 \cdot 10^4 \text{ p/m}^2$

FROc	F1 (t)	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	FT
0	2,216	4.2	6,317	8,416	10,5	12,62	14,75	16,83	14,66

On a le tableau suivant:-

hF1 42,51										42,51
2hF1 85,23	hF8 48,8									134,08
3hF1 127,84	2hF8 97,61	hF7 42,77								257,92
4hF1 170	3hF8 146,42	2hF7 85,55	hF6 36,9							438,56
5hF1 212,57	4hF8 195,22	3hF7 128,3	2hF6 73,19	hF5 30,45						639,73
6hF1 255,08	5hF8 244,03	4hF7 171,1	3hF6 104,8	2hF5 60,9	hF4 24,4					865,30
7hF1 297,59	6hF8 292,84	5hF7 213,8	4hF6 146,4	3hF5 91,35	2hF4 48,81	hF3 18,3				1109,09
8hF1 340,11	7hF8 341,64	6hF7 256,65	5hF6 182,9	4hF5 121,8	3hF4 73,21	2hF3 36,63	hF2 12,18			1365,21
9hF1 382,62	8hF8 390,4	7hF7 299,4	6hF6 219,58	5hF5 152,25	4hF4 97,62	3hF3 54,95	2hF2 24,36	hF1 6,42		1627,67

EXEMPLE DE CALCUL

La flèche du RDC est nulle car On a un encastrement dans le sol d'où le moment est nul.

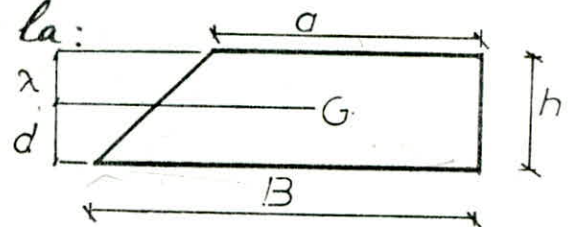
La flèche du niveau 1:-

L'aire du moment est un trapèze avec la:

grande base $1627,67 \text{ tm} = B$

Petite base $1365,21 \text{ tm} = a$

$$S = \frac{(B+a) \cdot h}{2} = 4339,676 \text{ tm}^2$$



La distance au CDG du Trapèze au niveau RDC est $d = \frac{2a + B}{3} \cdot h$

$$d = 149 \text{ d'où } \lambda = h - d = 141 \text{ m}$$

λ : Distance du CDG au niveau 1.

la flèche du niveau 1.

$$f_1 = \frac{\sum S_i \lambda_i}{EI} = 1,51 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

NIV	S (m ²)	d (m)	λ (m)	$f_i \cdot 10^3$ (m)	$S_i \cdot 10^3$ (m)
T	6163	0,97	1,93	0,617	0,935
8	25600	1,19	1,71	0,614	0,89
7	582,9	1,29	1,61	0,603	0,873
6	1024,4	1,33	1,57	0,580	0,839
5	1563,5	1,36	1,54	0,540	0,788
4	2182,8	1,37	1,53	0,481	0,73
3	2862,8	1,39	1,51	0,398	0,596
2	3587,7	1,40	1,5	0,292	0,437
1	4339,6	1,41	1,49	0,159	0,238

d'où le déplacement relatif

$$\Delta_1 = (f_1 - f_{proc}) \frac{1}{2B}$$

Vérification de la stabilité:

$$\max S_i = 0,935 \cdot 10^3 \text{ m}$$

donc $\Delta > \max S_i$

Stabilité vérifiée

Sens transversal:

Voiled T1, T2, T22, T23

$$I = 4,573 \text{ m}^4 \quad E_i = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$EI = [t \cdot m^4]$$

PROC	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	Ft
0	1236	2,42	364	4,85	6,04	7,29	8,49	9,69	10,46

hFt									24,49
2hFt	hF8								77,10
4hFt	2hF8	hF7							154,26
8hFt	3h8	2hF7	hF6						252,71

CHAPITRE 9

LES COMBINAISSONS

COMBINAISONS

Les éléments de notre Structure doivent être dimensionnés par les Combinaisons de Charge données par les règlements RPA 81 (art 3.3.2)

- $G + P + E$ (1) G : charge permanente.
- $0,8G \pm E$ (2) P : Surcharge d'exploitation
- E : Effets du Seisme.

La Combinaison (1) nous donne un effort normal important.

La Combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produit à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur $\pm E$ tient compte de la réversibilité des charges sismiques. Les tableaux suivants interprètent les valeurs.

Voile L7

Ce voile étant plein donc $E=0$.



2 m

	Charges	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
N (t)	G	6,4	13,9	21,39	28,93	36,39	43,89	51,4	58,9	66,7	73,9
	P	0,942	2,415	3,83	5,25	6,67	8,08	9,5	10,9	12,3	13,76
	G+P	7,34	16,31	25,22	34,18	43,06	51,97	60,89	69,8	79,03	87,6
	0,8G	5,12	11,12	17,11	23,14	29,11	35,11	41,11	47,11	53,35	59,12
M (tm)	M d'axe SH	0	0,778	1,507	3,018	4,941	7,207	9,748	12,49	15,38	18,33

Voiles 9.10

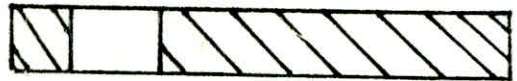


	Charges	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
N (t)	G	2,51	16,33	30,14	43,19	57,8	71,6	85,42	99,24	113,06	119,1
	P	0,26	5,29	10,33	15,37	20,41	25,44	30,48	35,52	40,56	46,05
	G+P	2,77	21,62	40,47	58,56	78,21	97,04	115,9	134,7	153,6	165,1
	0,8G	2,01	13,06	24,11	34,55	46,24	57,28	68,3	79,4	90,44	95,22
M (tm)	M d'axe SH	0	6,41	20,19	40,43	66,2	96,57	130,6	167,4	206,1	245,6

Voile T10

$$v_1 = \frac{l_1}{l} = 0,08v$$

$$v_2 = \frac{l_2}{l} = 0,919v$$

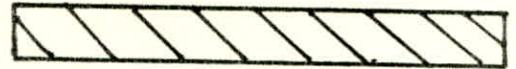


0.1 0.84

5.55

		charges	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU 1	N (t)	G	0,88	2,14	3,42	4,68	5,94	7,22	8,48	9,74	11	12,31
		P	0,12	0,35	0,59	0,82	1,06	1,29	1,53	1,76	1,99	2,21
		E	0	0,376	1,074	2,059	3,31	4,746	6,322	8	9,75	11,55
		G+P+E	1	2,866	5,08	7,56	10,31	13,25	16,33	19,5	22,74	26,07
		G+P-E	1	2,114	2,936	3,44	3,68	3,76	3,68	3,5	3,23	2,96
		0,8G+E	1,704	2,088	3,81	5,8	8,05	10,52	13,1	15,79	18,55	21,4
		0,9G-E	1,704	1,336	+1,662	1,685	1,439	1,03	0,462	-0,208	-0,956	-1,7
	M (t.m)	Mdiv ₅	0	4,810 ⁵	1,710 ⁴	3,810 ⁴	6,410 ⁴	9,510 ⁴	13,10 ³	16,710 ³	20,710 ³	24,810 ³
TRUMEAU 2	N (t)	G	10,16	24,67	39,21	53,76	68,31	82,79	97,47	111,93	126,5	141,23
		P	1,37	4,06	6,76	9,46	12,15	14,84	17,54	20,24	22,93	25,33
		E	0	-0,376	-1,074	-2,059	-3,13	-4,74	-6,322	-8	-9,75	-11,35
		G+P+E	11,53	28,35	44,9	61,16	77,14	92,88	108,68	124,17	139,67	155,2
		G+P-E	11,53	29,16	47,04	65,28	83,77	102,37	121,33	140,17	159,18	177,9
		0,8G+E	8,128	19,36	30,29	40,95	51,33	61,48	71,65	81,54	91,44	101,6
		0,9G-E	8,128	20,1	32,44	45,06	57,96	70,97	84,29	97,54	110,95	124,3
	M (t.m)	Mdiv ₅	0	8,376	30,71	65,61	109,58	162,63	223,3	286,8	355,2	425,7

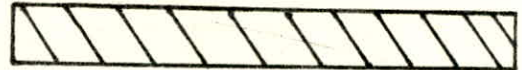
Voile l1 l2



8.90 m

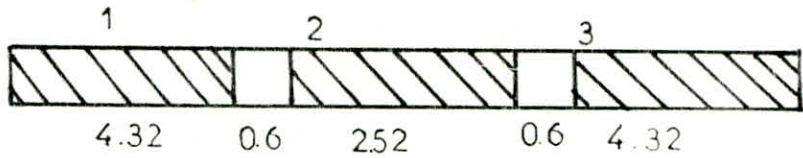
V	C	T	E3	7	6	5	4	3	2	1	RDC
N1	G	14,9	36,08	57,98	79,87	101,76	123,65	145,54	167,44	189,33	202,97
	P	1,916	5,67	9,42	13,17	16,93	20,68	24,43	28,18	31,92	35,3
	G+P	16,1	41,75	67,4	93,04	118,69	144,33	169,97	195,58	221,2	237,5
	OEG	1,135	28,86	46,38	63,89	81,4	98,92	116,43	133,9	151,4	167,8
M1m	M	0	42,51	133,83	267,9	438,6	639,8	865,42	1109,3	1369,4	1627,9

Voiles l3 l4 l5 l6



V	C	T	E3	7	6	5	4	3	2	1	RDC
N1	G	6,8	18,77	29,7	41,22	52,7	64,17	75,65	87,12	98,6	110,18
	P	0,87	0,315	4,34	6,07	7,8	9,5	11,28	13,02	14,75	16,77
	G+P	7,67	18,58	34,04	47,29	60,5	73,67	86,93	100,14	113,35	126,95
	OEG	5,44	14,61	23,76	32,97	42,16	51,33	60,52	69,7	78,88	88,14
M1m	M	0	11,24	35,4	76,87	116,03	169,2	228,92	292,43	361,17	430,53

Voile lg



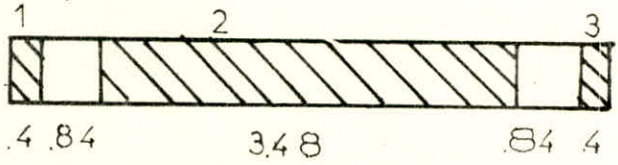
$l_1 = l_3 = 4.62 \text{ m.}$

$l = 12.36 \text{ m.} \quad l_2 = 3.12 \text{ m.} \quad \gamma_1 = \gamma_3 = 0.374 \gamma. \quad \gamma_2 = 0.252 \gamma.$

		Charges	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU 1	Nt	G	346	11,5	19,63	27,7	35,79	43,88	51,96	60,04	81,3	88,82
		P	0,374	1,37	2,37	3,37	4,37	5,37	6,37	7,37	8,37	9,02
		E	0	18,63	53,23	102,02	164,12	235,09	313,16	396,5	483,49	572,21
	Mtm	G+P+E	3,83	31,5	75,23	133,09	204,28	284,34	371,49	463,96	573,16	670,05
		.8G+E	2,76	27,83	68,93	124,18	197,5	270,19	354,72	444,58	548,5	643,26
		.8G-E	2,76	-9,43	-37,52	-79,86	-135,48	-200	-271,59	-348,5	-418,5	-501,15
		Mduah ^S	0	-18,69	-109,16	-376,9	-8,74	-15,07	25,9	-29,55	-38,9	-120,6
TRUMEAU 2	Nt	G	233	7,78	13,22	18,67	24,12	29,56	35,01	40,46	54,8	59,85
		P	0,25	0,925	1,59	2,27	2,94	3,62	4,29	4,85	5,64	6,08
		E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Mtm	G+P+E	2,58	8,705	14,81	20,94	27,06	33,18	39,3	45,31	60,44	65,93
		G+P-E	2,58	8,705	—	—	—	—	—	—	—	—
		.8G+E	1,86	6,22	10,57	14,93	19,29	23,64	28	32,36	43,84	47,88
		.8G-E	1,86	6,22	—	—	—	—	—	—	—	—
M	0,31	-3,31	-19,37	-66,9	-1,55	-2,67	+4,6	-5,24	-6,9	-2,14		
TRUMEAU 3	Nt	G	346	11,5	19,63	27,7	35,79	43,88	51,96	60,04	81,3	88,82
		P	0,374	1,37	2,37	3,37	4,37	5,37	6,37	7,37	8,37	9,02
		E	0	-18,63	-53,23	-102,02	-164,12	-235,09	-313,16	-396,5	-483,49	-572,21
	Mtm	G+P+E	3,83	-5,76	-31,23	-70,95	-123,96	-185,8	-254,6	-329,14	-395,82	-474,2
		.8G+E	2,76	-9,43	-37,52	-79,86	-135,4	-200	-271,5	-348,5	-418,4	-501,5
		.8G-E	2,76	27,83	68,93	124,18	197,5	270,19	354,72	444,58	548,5	643,26
		M	0	-18,69	-109,16	-376,9	-8,74	-15,07	25,9	-29,55	-38,9	-120,6

Voile T4

$\gamma_1 = \gamma_3 = 0,137 \gamma$ $l_1 = l_3 = 0,82 \text{ m}$ $l = 5,96 \text{ m}$
 $\gamma_2 = \gamma$ $l_2 = 4,32 \text{ m}$



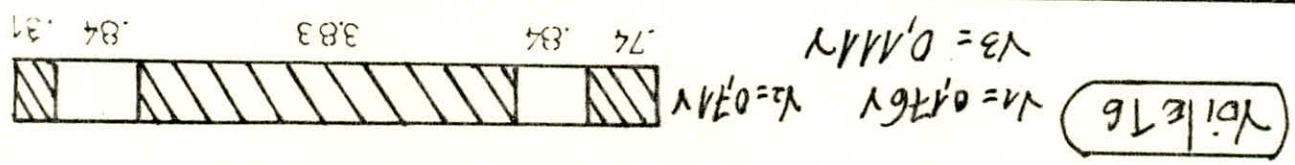
		Charges	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUVEAU 1	Nt	G	1,28	3,09	4,899	6,7	8,52	10,32	12,13	13,93	15,75	17,56
		P	0,172	0,47	0,775	1,07	1,38	1,68	1,98	2,29	2,58	2,89
		E	0	1,705	4,871	9,331	15,011	21,501	28,64	36,27	44,23	52,35
		G+P+E	1,452	5,26	10,54	17,1	24,9	33,5	42,75	52,5	62,56	72,8
	Mtm	P+G-E	1,452	1,855	0,8	-1,56	-5,11	-9,5	-14,53	-20,05	-25,9	-31,9
		0,8G+E	1,024	4,17	8,79	14,69	21,82	29,75	38,34	47,42	56,83	66,43
		0,8G-E	1,024	0,76	-0,95	-3,97	-8,19	-13,24	-18,94	-25,13	-32,83	-38,27
		M	0	4,2610 ⁴	2,4910 ³	8610 ⁴	-0,210 ³	-0,3410 ³	0,5910 ³	-0,6710 ³	88710 ³	-0,275
TRUVEAU 2	Nt	G	6,78	16,34	25,88	35,45	44,95	54,6	64	73,74	83,16	92,8
		F	0,91	2,5	4,1	5,69	7,28	8,88	10,48	12,06	13,67	15,26
		E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		G+P+E	7,69	18,84	30	41,14	52,23	63,48	74,48	85,8	96,8	108,06
	Mtm	P+G-E	7,69	18,84	30	41,14	52,23	63,48	74,48	85,8	96,8	108,06
		0,8G+E	5,42	13,07	20,7	28,36	35,96	43,44	51,2	59	66,52	74,24
		0,8G-E	5,42	13,07	20,7	28,36	35,96	43,44	51,2	59	66,52	74,24
		M	0	0,278	-1,627	0,562	-0,13	-0,225	0,386	-0,44	0,58	-0,18
TRUVEAU 3	Nt	G	1,28	3,09	4,899	6,7	8,52	10,32	12,13	13,93	15,75	17,56
		P	0,172	0,47	0,775	1,07	1,38	1,68	1,98	2,29	2,58	2,89
		E	0	1,705	4,871	9,331	15,011	21,501	28,64	36,27	44,23	52,35
		G+P+E	1,452	1,855	-0,8	1,56	5,11	9,5	14,53	20,05	25,9	31,9
	Mtm	G+P-E	1,452	5,26	10,54	17,1	24,9	33,5	42,75	52,5	62,56	72,8
		0,8G+E	1,024	0,76	0,95	3,97	8,19	13,24	18,94	25,13	32,83	38,27
		0,8G-E	1,024	4,17	8,79	14,69	21,82	29,75	38,34	47,42	56,83	66,43
		M	0	4,2610 ⁴	2,4910 ³	8610 ⁴	-0,210 ³	-0,3410 ³	0,5910 ³	-0,6710 ³	88710 ³	-0,275

TRUMENAU III

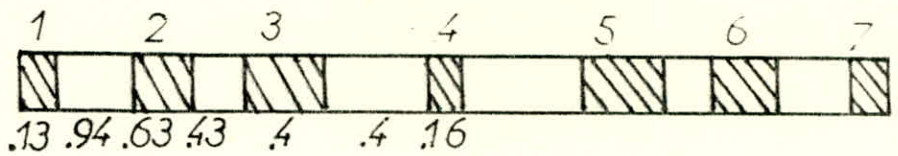
TRUMENAU II

TRUMENAU I

charges	TRUMENAU I			TRUMENAU II			TRUMENAU III		
	G	P	E	G+P+E	G+P-E	0.8G+E	0.8G-E	M d.u. S _H	N (H)
7	2.57	0.36	0	2.93	2.17	2.056	2.1	2.9440	1.29
8	5.86	1.05	2.13	4.31	4.61	6.98	13.9	-0.017	5.14
7	9.15	1.74	6.58	2.757	2.19	22.64	32.88	0.59103	1.17
6	12.44	2.44	12.69	39.16	5.19	44.32	44.32	0.37103	1.987
5	15.73	3.13	20.3	54.9	6.25	56.62	56.62	0.37103	2.98
4	19.03	3.82	29.1	65.61	11.93	69.6	69.6	0.37103	4.093
3	22.32	4.52	38.77	79.92	18.3	83	83	0.37103	5.3
2	25.61	5.21	48.1	94.68	25.08	96.57	96.57	0.37103	6.576
1	28.9	5.9	58.81	109.56	32.04	109.56	109.56	0.37103	7.888
RDC									11.20



Voile T7



$l_1 = l_7 = 0,6 \text{ m}$ $\gamma_1 = \gamma_7 = 0,099 \gamma$
 $l_2 = l_6 = 1,315 \text{ m}$ $\gamma_2 = \gamma_6 = 0,218 \gamma$
 $l_3 = l_5 = 0,815 \text{ m}$ $\gamma_3 = \gamma_5 = 0,135 \gamma$
 $l_4 = 0,56 \text{ m}$ $\gamma_4 = 0,093 \gamma$
 $l = 6,02 \text{ m}$

		T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
TRUMEAUX 1.7	N	G	1,033	2,32	3,61	4,9	6,2	7,49	8,78	10,07	11,36	11,82
		P	1,41	1,74	2,07	2,4	2,73	3,06	3,39	3,72	4,05	4,2
		E	0	3,31	9,45	18,12	29,15	41,74	55,64	70,45	85,9	101,66
		G+PE	2,44	7,37	15,13	25,4	38,08	52,29	67,81	84,24	101,31	117,68
		G-PE	2,44	0,75	-3,77	-10,82	-20,22	-31,19	-43,47	-57,66	-70,49	-85,64
		.8G+E	0,826	5,16	12,34	22,02	34,11	47,7	62,66	78,5	94,98	111,11
		.8G-E	0,826	-1,45	-6,56	-14,2	-24,19	-35,75	-48,61	-62,39	-76,81	-92,2
	M	M → S _h	0	6,2 10 ³	-0,0362	0,0125	-2,9 10 ³	-5 10 ³	8,6 10 ³	-9,8 10 ³	-0,029	4 10 ³
TRUMEAUX 2-6	N	G	2,19	4,93	7,67	10,41	13,15	15,89	18,63	21,37	24,11	25,07
		P	3	3,37	4,4	5,1	5,8	6,5	7,2	7,9	8,6	8,91
		E	0	3,399	9,708	18,609	29,9	42,89	57,13	72,34	88,2	104,39
		G+PE	5,19	12,03	21,77	34,12	48,85	65,28	82,96	101,61	120,91	138,57
		G-PE	5,19	5,23	2,36	-3,1	-10,95	-20,5	-31,3	-43,07	-55,49	-70,41
		.8G+E	1,75	7,34	15,84	26,93	40,4	55,6	72,03	89,43	107,5	124,4
		.8G-E	1,75	0,54	-3,57	-10,28	-19,38	-30,17	-42,22	-55,24	-68,9	-84,33
	M	M → S _h	0	0,689	-4,028	1,39	-0,323	0,556	0,957	-1,09	-1,43	0,445

Vobile T7 Site

		Ch	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
TRUMEAU 4	NI	G	0,97	2,18	3,39	4,61	5,82	7,03	8,25	9,46	10,67	11,1	
		P	1,32	1,63	1,94	2,26	2,56	2,88	3,19	3,5	3,81	3,94	
		E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		G+P-E	2,29	3,81	5,33	6,87	8,38	9,91	11,44	12,96	14,48	15,04	
		G+P-E	2,29	3,81	-	-	-	-	-	-	-	-	
		.8G+E	0,77	1,74	2,71	3,68	4,65	5,62	6,6	7,56	8,53	8,88	
		.8G-E	0,77	1,74	-	-	-	-	-	-	-	-	
	M	M	0	-0,011	-0,066	0,023	-5,2910 ⁻³	-9,1210 ⁻³	0,0156	-0,0178	-0,023	7,310 ⁻³	
	TRUMEAU X 3.5	NI	G	1,4	3,47	4,93	6,69	8,45	10,21	11,97	13,74	15,5	16,12
			P	1,92	2,37	2,82	3,28	3,73	4,18	4,63	5,08	5,53	5,73
E			0	0,011	0,032	0,061	0,098	0,148	0,188	0,238	0,29	0,344	
G+P-E			3,32	5,55	7,78	10,03	12,23	14,54	16,78	19,06	21,32	22,19	
G+P-E			3,22	5,529	7,718	9,91	12,108	14,24	16,41	18,58	20,74	21,5	
.8G+E			1,12	2,54	3,97	5,41	6,86	8,31	9,76	11,23	12,69	13,24	
.8G-E			1,12	2,52	3,191	5,29	6,66	8,02	9,388	10,75	12,11	12,55	
M		M	0	-0,176	-1,032	0,356	-0,083	-0,42	0,245	-0,279	-0,267	-0,114	

CHAPITRE 10

FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

On ferraillera nos voiles sous les sollicitations du II^{ème} genre, car elles sont les plus prépondérantes que celles du I^{er} genre.

Nos voiles seront calculées en flexion composée.

On divisera la hauteur de nos voiles en 3 niveaux.

. NIVEAU I: RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

. NIVEAU II: 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

. NIVEAU III: 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

A partir des combinaisons données par le RPA 81 on prendra: N_{max} , N_{min} et M_{max} pour chaque niveau.

On calculera le ferrailage sous (N_{min} , M_{max}) car cette combinaison nous donne une section soit partiellement ou totalement tendue, c.a.d. une section d'armature maximale (les aciers représentent la totalité de l'effort de traction.)

Puis on fera la vérification sous la combinaison (N_{max} , M_{max})

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE DES VOILES:

On considère notre mur comme armé s'il répond aux conditions minimales de non-fragilité si son ferrailage respecte ce qui suit:

1. FERRAILLAGE VERTICAL:

Le pourcentage doit être égal à: $\tilde{\omega}_v \% = \frac{0.45}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \left(\frac{3\sigma'_b}{\sigma'_b} - 1 \right)$

avec: σ'_b : contrainte maximale de compression.

σ'_b : contrainte admissible de compression.

θ_1 : $\begin{cases} 1 & \text{pour un mur intermédiaire.} \\ 1.4 & \text{,, ,, ,, de rive.} \end{cases}$

$$\theta_2 = 1 + \frac{0.2 l}{e}$$

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

LES Pourcentages Minimums

Ils sont définis par les diverses réglementations applicables et en particulier Les RPA 83.

2. FERRAILLAGE Horizontal:

Selon le RPA 81 Art: 4.3.3.1: Les Armatures horizontales résistant à l'effort Tranchant doivent être Calculées par la formule suivante:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec: } \tau = 14 \frac{T}{b \cdot g}$$

T. effort tranchant de calcul.

Les pourcentages minimums sont:

$$\begin{array}{l} \text{pour } \tau_b \leq 0.025 \sigma'_{28} \longrightarrow \tilde{\omega}_f = 0.15\% \\ \text{pour } 0.025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0.12 \sigma'_{28} \longrightarrow \tilde{\omega}_f = 0.25\% \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{dans chaque} \\ \text{direction.} \end{array}$$

d'après (RPA 81 Art: 4.3.3.2)

Le long des joints de reprise de coulage: La Section d'acier horizontale sera majorée par: $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{\sigma_{en}}$ avec $\bar{T} = 1.4 T$

Cette section doit être répartie sur toute la longueur du voile:-

Cette quantité sert comme aciers de couture pour les armatures verticales sur la longueur de recouvrement de ces derniers (Art 4.3.3.12).

3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. (Art 4.3.3.5).

4. DISPOSITIONS À PRENDRE POUR LE FERRAILLAGE :-

- L'Espacement des barres horizontales et Verticales est:

$$S \leq \min \begin{cases} 1,5t = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ cm} & (\text{art 4.3.3.4}) \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- A chaque extrémité du Voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le 1/10 de la longueur du Voile (art 4.3.3.7)
- Le Diamètre des barres horizontales et Verticales des Voiles (à l'exception des Zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\Phi_{\text{des barres}} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$ (Art 4.3.3.6)
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Les barres horizontales doivent être munies de Crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ
- | | | | |
|----------------|----|-----|-----|
| Φ (m.m) | 8 | 10 | 12 |
| 10Φ (m.m) | 80 | 100 | 120 |

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées dans Crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit :-

- Les barres Verticales du dernier niveau doivent être munies de Crochet à la partie Supérieure. Pour les autres niveaux la jonction est faite par recouvrement (Art 4.3.3.10)
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:

- 50Φ pour les barres situées dans les Zones où le renversement du signe est possible.

Φ (mm)	12	14	16	20
50Φ (mm)	600	700	800	1000

- 20φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons.

φ (mm)	12	14	16	20
20φ (mm)	240	280	320	400

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux pour former un poteau incorporé à l'extrémité du voile ayant une largeur égale au maximum l'ép du voile.

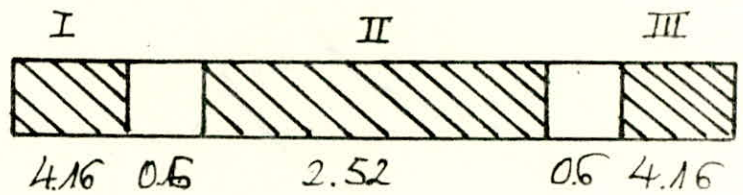
EXEMPLE DE CALCUL: FERRAILLAGE DU VOILE L8.

TRUMEAUX I et III:

NIVEAU I: $N_{min} = -501,15t$

$N_{max} = 670,05t$

$M_{max} = -38,9tm$



On ferraille cette section sous (N_{min}, M) et on vérifie sous les sollicitations (N_{max}, M) .

- Ferrailage de la section: $\begin{cases} N_{min} = -501,15t \\ M = -38,9tm \end{cases}$

On calcule l'excentricité: $e_0 = \frac{M}{N} = 7,7cm$

$e_1 = h \times \frac{1}{2} = \frac{4,16 \times 10^2}{2} = 208cm > e_0 = 7,7cm$

N'est un effort de traction donc on vérifie e_0 et $e_1 = h \times \frac{1}{2}$

Calcul des armatures: - On prendra $d_1 = d_2 = 8cm$

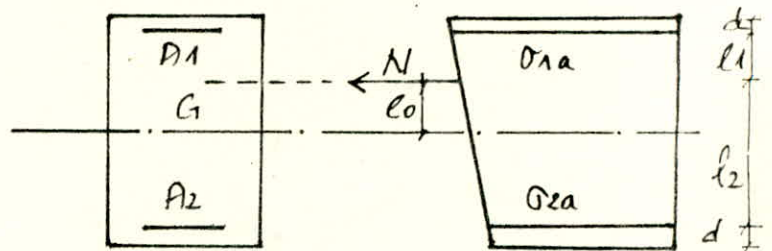
$e_1 = \frac{h}{2} - e_0 - d = 192,3cm$

$e_2 = \frac{h}{2} + e_0 - d = 207,7cm$

$Z = l_1 + l_2 = 400cm$

$A_1 = \frac{N \cdot e_2}{Z \cdot \sigma_{en}} = 61,95cm^2$

$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{Z \cdot \sigma_{en}} = 57,36cm^2$



Le noyau peut agir des deux bords de la structure, alors il sera plus judicieux de prendre un ferrailage symétrique.

$$A_1 = A_2 = 61,95 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A = 2A_1 = 2A_2 = 123,9 \text{ cm}^2$$

- Calcul des Armatures minimales:

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h_e = \frac{0,5}{100} \cdot 16 \cdot 416 = 33,28 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{\min} < A$ le ferrailage sera donc par A pour les trumeaux I, III.

$$\text{On aura } A_1 = A_2 = A/2 = 61,95 \text{ cm}^2$$

- CHOIX DE LA SECTION:

On prendra pour le poteau incorporé 12 T14 = 18,48 cm²
pour la zone courante 30 T14 = 46,20 cm²

$$A_1 = A_2 = (18,48 + 46,20) = 64,68 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A = A_1 + A_2 = 129,36 \text{ cm}^2$$

- VERIFICATION DES CONTRAINTES:

$$\sigma_{a1} = \frac{N \cdot l_2}{Z \cdot A_1} = \frac{504,15 \cdot 10^3 \cdot 207,67}{400 \cdot 64168} = 40231,22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N \cdot l_1}{Z \cdot A_2} = 37241,92 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

La section d'armatures étant déterminée, on la vérifiera donc

sous (N_{\max}, M).

$$N_{\max} = 643,26 \text{ t}, \quad M = -38,9 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{38,9 \cdot 10^5}{643,26 \cdot 10^3} = 6 \text{ cm}$$

N_{\max} est un effort de compression

donc on vérifie e_0 et $\frac{h_e}{6} = l_1$

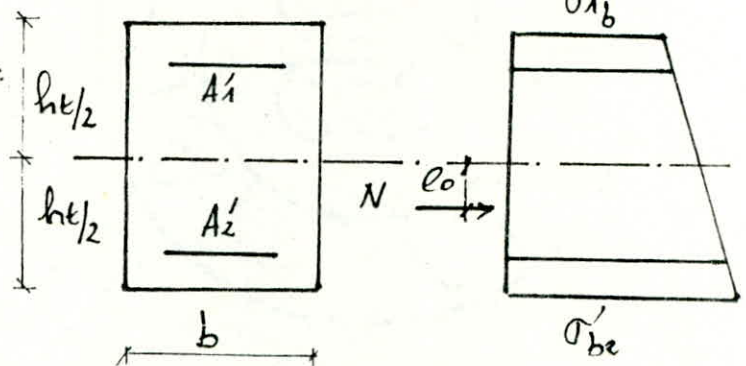
$$l_1 = \frac{416}{6} = 69,33 > e_0 \text{ d'où SEC.}$$

- VERIFICATION des Contraintes:

$$A_1' = A_2' = 64,68 \text{ cm}^2$$

Calcul du M^t d'Inertie / G

$$I_{xx} = \frac{b h_e^3}{12} + 2 n A' \left(\frac{h_e}{2} - d' \right)$$



$$I_{xx} = 16 \frac{416^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 64168 (208 - 8)^2 = 173124394,7 \text{ cm}^4$$

- Les Contraintes extrêmes du béton:

$$\sigma'_{b1,2} = \frac{N'}{B' + 15A} \pm \frac{M_0 \cdot h_t}{I_{xx} \cdot 2} = 77,94 \pm 4,673 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = 73,27 \text{ kg/cm}^2 > 0 \quad ; \quad \sigma'_{b2} = 82,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification des Contraintes des Aciers:

$$\bar{\sigma}'_{a1,2} = n \left[\frac{N'}{B' + 15A'} \pm \frac{M_0}{I_{xx}} \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) \right] = 15 (77,94 \pm 4,48) \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{a1} = 1101,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{a2} = 1236,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{en}$$

- FERRAILLAGE HORIZONTAL:

La distribution de l'effort tranchant sur les trumeaux se fait selon leurs Inerties.

$$T_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} \cdot T_T = \frac{1,2}{2,613} \cdot 25116 = 115,54 \text{ t}$$

On calcule τ_b la contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T \cdot \delta}{7 \cdot b \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 8 \cdot 115,54}{7 \cdot 16 \cdot 408} = 28,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_t \% = \frac{\tau \cdot \delta}{\bar{\sigma}'_{en}} = \frac{28,31 \cdot 8}{4200} = 0,0048 = 0,48 \%$$

$$0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma'_{28} = 0,025 \cdot 270 = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } 0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \cdot \sigma'_{28}$$

$$\text{et } \omega_{\min} = 0,25 \%$$

Alors le pourcentage minimum est de 0,48% et le ferrailage se fera alors avec A_{\min} .

$$A_c = \frac{0,48}{100} \cdot 100 \cdot 16 = 7,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } A_c = \frac{10}{100} \cdot 100 = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 5T10 / \text{nappe} \quad \text{ESP} = t = 20 \text{ cm}$$

On ajoute une section d'armature due à la reprise de coulage qui sera répartie sur toute la longueur du trameau (Dans la zone de recouvrement.

$$A_{vj/ml} = \frac{1,1 \bar{T}}{0,9 \cdot l} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 115,54 \cdot 10^3}{4200 \cdot 4,16} = 10,18 \text{ cm}^2/ml.$$

pour le trameau la longueur de recouvrement est de $50\phi = 50 \cdot 114 = 70 \text{ cm}$
sur cette distance on doit calculer A_c et A_{vj} .

$$\left. \begin{aligned} A_c &= 7,68 \cdot 0,7 = 5,376 \text{ cm}^2 \\ A_{vj} &= 10,18 \cdot 0,7 = 7,126 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_c + A_{vj} = A_{cT} = 12,5 \text{ cm}^2.$$

sur cette distance on prend 16 T10 = $12,56 \text{ cm}^2$
pour une nappe on aura 8 T10 espacés de 10 cm.

FERRAILLAGE TRANSVERSAL:-

Pour le poteau incorporé, on prendra 1 cadre T8 + 1 étrier T8.

On disposera de 4 épingle T8 par m^2 pour maintenir les 2 nappes.

NIVEAU II

Armatures verticales: $A = 33,88 \text{ cm}^2$ (6 T14 + 16 T14)

Armatures horizontales: $A_c = 6,97 \text{ cm}^2/ml$ (8 T12 + 22 T12)

joint de reprise de coulage: $A_{cT} = 11,5 \text{ cm}^2$ pour $l = 70 \text{ cm}$.

Armatures transversales: 1 cadre T8 + 1 étrier T8 + 4 épingle T8.

NIVEAU III

$$\left\{ \begin{aligned} N_{\max} &= 124,18 \text{ t} \\ N_{\min} &= -79,86 \text{ t} \\ M &= 109,16 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$$

Ferrailage vertical:

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{109,16 \cdot 10^5}{79,86 \cdot 10^3} = 136,6 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_e}{2} = \frac{4,16}{2} = 2,08 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$ Section Entièrement tendue.

$$d_1 = d_2 = 8 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d = 208 + 136,6 - 8 = 336,6 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d = 208 - 136,6 - 8 = 63,4 \text{ cm}$$

$$Z = l_1 + l_2 = 400 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N l_2}{Z \sigma_{en}} = \frac{79,86 \cdot 10^3 \cdot 336,6}{400 \cdot 4200} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Le seisme agit dans les deux cotes donc $A_1 = A_2 = 16,64$

$$A_2 = \frac{N l_1}{Z \sigma_{en}} = \frac{79,86 \cdot 10^3 \cdot 63,4}{400 \cdot 4200} = 16,64 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 33,28 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal. $A_{min} = \frac{0,5}{100} b h_t = \frac{0,5 \cdot 16 \cdot 416}{100} = 33,28 \text{ cm}^2 \rightarrow A$

alors le ferraillage se fera par A_{min} .

$$\text{On aura } A_1 = A_2 = \frac{A_{min}}{2} = 16,64 \text{ cm}^2.$$

On prendra pour le poteau incorporé 4T14 8T10.

La zone courante 10T12 16T10

$$A_1 = A_2 = 17,48 \text{ cm}^2 \quad \text{et } A = A_1 + A_2 = 35,6 \text{ cm}^2.$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES:-

$$\sigma_{a1} = \frac{N l_2}{Z A_1} = 380,3 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{a2} = \frac{N l_1}{Z A_2} = 219,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

La section d'armatures étant déterminée, on la vérifie alors avec

$$N_{max} = 124,18 \text{ t} \quad M = 109,16 \text{ tm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,879 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ Section partiellement

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,69 \text{ m}$$

Comprimée (SPC)

$$\text{Ict } e_0 - \frac{h_t}{2} = (69,3 - 208) \text{ cm} = 138,7 \text{ cm}$$

DETERMINATION DE LA VRAIE POSITION DE L'AXE NEUTRE.

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

$$A' = 17,48 \text{ cm}^2$$

$$P = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h-c) = -56978,44$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h-c)^2 = -13729574,9$$

$$y_2^3 - 56978,44 y_2 - 13729574,9 = 0 \quad (1)$$

en posant $y_2 = nt$ et $\frac{q}{n^3} = 10$ l'équation (1) devient

$$(nt)^3 + P(nt) + q = 0 \quad \text{---} \quad t^3 + \frac{P}{n^2}t + \frac{q}{n^3} = 0 \quad \text{---} \quad t^3 + p_1 t + q_1 = 0$$

Après calcul on a: $p_1 = -3,95$ $q_1 = -7,94$ $t^3 - 3,95t - 7,94 = 0$

La solution sera donc $t = 2,64$ $y_2 = nt = 120,264 = 316,8 \text{ cm}$.

$y_1 = y_2 + c = 316,8 - 138,7 = 178,1 \text{ cm}$. qui est la vraie position de l'axe neutre.

CALCUL DE I (moment d'Inertie de la Section).

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - y_1)^2 = 50626523,38 \text{ cm}^4$$

On pose $K = \frac{N y_2}{I} = 0,77 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = K y_1 = 138,139 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 206 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K (y_1 - d') = 1964,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K (h - y_1) = 2562,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}$$

Avec $\bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b \left(\frac{y_1 - d'}{y_1} \right) = 15,206 \left(\frac{178,1 - 8}{178,1} \right) = 2951,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}$

FERRAILLAGE Horizontal

$$T_1 = \frac{1.2}{2.613} \cdot 163.69 = 75.17t$$

$$\tau_b = \frac{1.4T_8}{\gamma \cdot b \cdot h} = 18.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.025 \sigma'_{28} \leq \tau_b = 18.42 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.12 \sigma'_{28} \text{ d'où } \tilde{\omega}_f = 0.25\% \text{ (RPA Art 4.3.3.2)}$$

$$A_c = \frac{0.25}{100} \cdot 100 \cdot 16 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend } A_c = 8T10 = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour une nappe On aura 4 T10 espacés de $e = 24 \text{ cm}$.

$$A_{vj}/\text{ml} = \frac{1.1 \cdot 1.4 \cdot 75.17 \cdot 10^3}{4200 \cdot 4 \cdot 16} = 6.62 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad A_c = 0.7 \cdot 4 = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Longueur de recouvrement $\ell_r = 50\phi = 70 \text{ cm}$.

$$A_{vj} = 0.7 \cdot 6.62 = 4.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{d'où } A_{ct} = A_c + A_{vj} = 7.43 \text{ cm}^2$$

On Prendra 10 T10 = 7.85 cm²

et Pour une nappe 5 T10 espacés de $e = 19 \text{ cm}$.

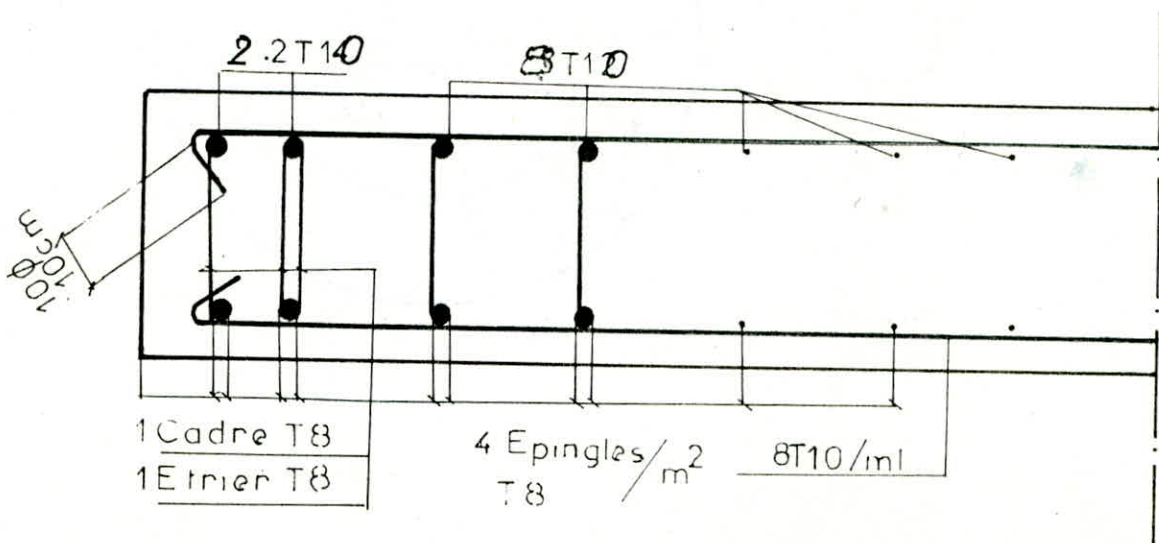
FERRAILLAGE TRANSVERSAL

1 cadre T8

4 epingles T8

pour le poteau incorporé

Disposées pour maintenir les 2 nappes



Pour le trumeau II On donnera le tableau suivant interpretant tous les resultats de nos calculs.

Voile l8		NIVEAU I	NIVEAU II	NIVEAU III
N min (t)		32,36	19,29	2,58
N max (t)		65,93	39,3	20,94
M (t m)		-6,9	4,6	-19,3
e ₀ (Nmin/M)mm		0,213	0,238	0,136
e ₁ (m)		0,42	0,42	1,26
Nature de la sollicitation		SEC	SEC	SEC
Arm. Verticales	Max(A ₁ A ₂) cm ²	0	0	0
	A ₁ =A ₂ = $\frac{A_{min}}{2}$	5,58 x 2	5,04	5,04
	Potelet cm ²	6T10	6T10	6T10
	Zone courante	9T10	9T10	9T10
Horiz le	Zone de recouvrement	26 ST8	26 ST8	26 ST8
	Zone courante	5T8 t=20	5T8 t=20	5T8 t=20
Armatures transversales		1cadre T8 4ep 1m ²	1cadre T8 4ep 1m ²	1Cadre T8 4ep 1m ²
e ₀ (Nmax/M)		0,10	0,1038	7,4001
Nature de la D		SEC	SEC	SPC
	σ_{b1} Kg/cm ²	18,43	18,43	—
	σ_{b2} "	11,75	—	—
	σ_{a1} "	273,3	—	—
	σ_{a2} "	179,4	—	—

Voile T4

TRUMEAU 1.3.

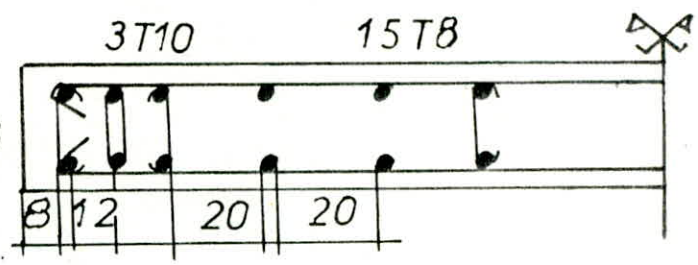
TRUMEAU 2.

	NiV I	NiV II	NiV III	NiV I	NiV II	NiV III
N min (t)	-38,27	-18,94	-3,97	59	35,96	130,7
N max (t)	72,28	42,75	17,1	108,06	74,48	41,41
M (t.m)	0,275	0,0059	-2,49	-0,58	0,386	-1,627
$e_0(N_{min}, M)_{m}$	0,007	0,0031	0,0006	0,001	0,01	0,12
e_1 (mm)	0,2	0,2	0,05	0,066	0,58	0,58
Nature de la S ⁰	SET	SET	SEC	SEC	SEC	SEC
Arm. Verti.	(max A ₁ , A ₂)	4,77	2,25	0,47	—	—
	A ₁ = A ₂ = A _m	—	—	—	8,352	8,35
	Potelet cm ²	8T14	8T12	8T12	2.3T10	6T10
	Zone C	—	—	—	28T8	28T8
Arm. H	Z de re ₁	l=70,10T8	l=70,10T8	l=70,10T8		
	Z C	10T8/m	10T8/m	10T8/m	10T8/m	10T8/m
Arm. tran	cadre 4 ep T8	—	—	—	—	—
$e_0(N_{max}, M)_{m}$	0,0037	6,85	0,014	0,00536	0,005	0,04
Nature de la S	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
Verifications	σ'_{b1}	83,96	—	—	9,80	—
	σ'_{b2}	92,63	—	—	10,13	—
	σ_{a1}	1275,63	—	—	147,2	—
	σ_{a2}	1373,06	—	—	151,9	—

Schéma de Ferrailage :

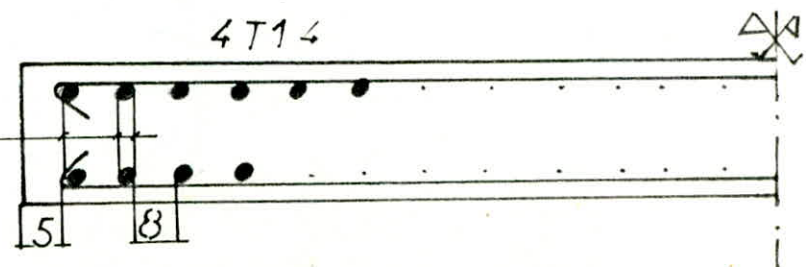
TRUMEAU II NiV1.

Cadre T8



TRUMEAU I NiV1.

Cadre Etrier T8

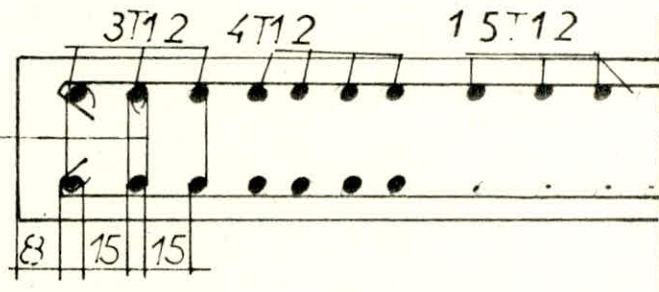


Voile Plein l1

		NIV 1	NIV 2	NIV 3
N min	t	133,9	8169,97	28,86
N max	t	237,5	169,97	93,04
M	t _m	1627,9	865,42	267,93
e ₀ (Nmin, M)	m	12,155	10,63	9,28
l ₁	m	1,48	1,48	1,48
nature de la S ^{on}		SPC	SPC	SPC
Armatures Verticales et Horizontales	Max(A ₁ , A ₂)	—	—	—
	Potelet cm ²	2.3 T12	—	—
	Zone C ^{te}	8 T12 + 30 T12	—	—
	Zone de re ^t	10 T8/ml	—	—
	A ₁ = A ₂ = A _{m/2}	41,14	—	—
	Zone C ^{te}	10 T8/ml	—	—
Arm. transversal		4ep + 1et T8	—	—
e ₀ (Nmax, M) m		6,85	5,09	2,88
Nature de la Sollic ^h		SPC	SPC	SPC
Verifications	σ' b ₁ Kg/cm ²	76,77	—	—
	σ' b ₂ "	—	—	—
	σ' a ₁ "	1133,6	—	—
	σ' a ₂ "	432,414	—	—

SCHEMA DE FERRAILLAGE:

Cadre
Etrier T8



Voile périphériques:

Conformément aux exigences du RPA, une Voile périphérique est prévue pour servir à ceinturer notre bâtiment et assurant un bon chaînage.

Ce Voile sera continu entre le niveau des fondations et le plancher bas du RDC et on le ferraillera forfaitairement.

Caractéristiques du Voile: épaisseur $e = 25\text{ cm}$
hauteur $h = 1,5\text{ cm}$

Ferrailage du Voile: le calcul se fera pour 1m linéaire.

• Armatures Verticales: $A \approx \frac{0,2}{100} \cdot 25 \cdot 100 = 5\text{ cm}^2$

On adopte 5T12 = $5,65\text{ cm}^2/\text{ml}$.

longueur de recouvrement $l_d \geq 50\Phi = 60\text{ cm}$ $t = 20\text{ cm}$

• Armatures horizontales: $A_h = \frac{A_v}{2} = 2,5\text{ cm}^2$

On adopte 4T10 = $3,14\text{ cm}^2/\text{l}$

longueur de recouvrement: $l_d = 50 \cdot 0,10 = 50\text{ cm}$. $t = 25\text{ cm}$

• Armatures transversales: On prendra 4 épingles T6 par m^2 .

Mur de Soubassement:

Caractéristiques: épaisseur = 25 cm

Ferrailage: le même que celui du RDC

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Introduction: Le linteau sera calculé comme une poutre encastrée à ses deux extrémités, il sera soumis à l'action d'un moment fléchissant M et un effort tranchant T , donc le calcul se fera en flexion simple.

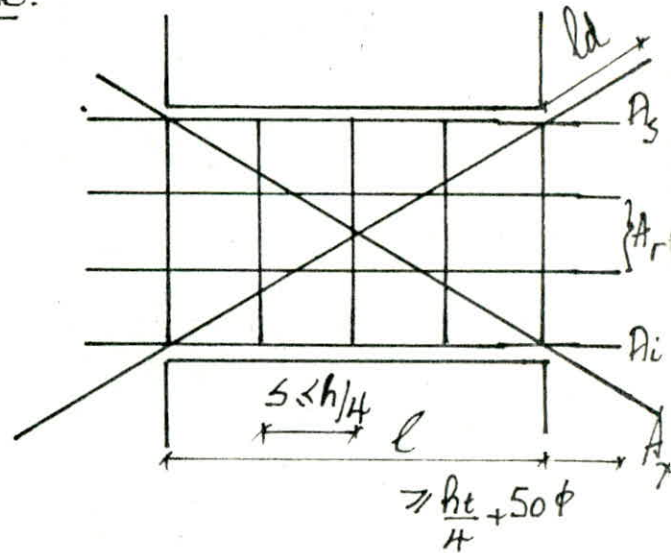
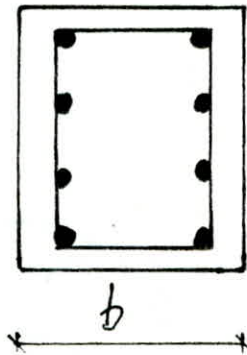
Le linteau sera ferrillé sous:

- Son poids propre.
- Poids du plancher qui lui repose.
- Surcharge d'exploitation sur le plancher et l'effort du au diaphragme

CONTRAINTES ADMISSIBLES:

- La contrainte de cisaillement: $\tau = 0,12 \cdot \sigma_{28}' = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ Kg/cm}^2$.
- La contrainte de flexion: $\sigma_b = 0,75 \sigma_{28}' = 206 \text{ Kg/cm}^2$.
- La contrainte de traction des armatures: $\sigma_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE:



Conditions d'armatures minimales:

$$A_i \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_e$$

$$A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_e$$

$$N_r \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$$

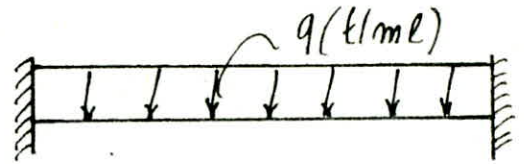
La longueur d'ancrage: $\geq \frac{h_e}{4} + 50 \phi$

SCHEMA STATIQUE:

Les moments maximums seront:

. En travée: $M_T = q \frac{l^2}{24}$

. A l'encastrement: $M_e = -q \frac{l^2}{12}$



L'Effort tranchant maximum est: $T = q \frac{l}{2}$

Exemple de calcul: Linteau du Voile 8

On considère le linteau du RDC qui a l'effort dû au seisme maximum

$T = \Pi = 88,72 \text{ t}$, le linteau a pour dimensions: $h_f = 1,9 \text{ m}$. $b = 16 \text{ cm}$.

. Poids propre: $q_1 = 2,5 \cdot 1,9 \cdot 0,6 = 2,85 \text{ t/ml}$

. Poids propre du plancher lui revenant: $q_2 = \frac{0,615 \cdot 2,059}{0,6} = 2,11 \text{ t/ml}$

. Surcharge d'exploitation sur le plancher: $q_p = \frac{0,175 \cdot 2,059}{0,6} = 0,6 \text{ t/ml}$

Ces forces engendrent les efforts suivants:

$$G = \begin{cases} T = (q_1 + q_2) \frac{l}{2} = (2,85 + 2,11) \frac{0,6}{2} = 1,488 \text{ t} \\ M = (q_1 + q_2) \frac{l^2}{12} = (2,85 + 2,11) \frac{0,6^2}{12} = 0,1488 \text{ tm} \end{cases}$$

$$P = \begin{cases} T = q_p \frac{l}{2} = 0,6 \frac{0,6}{2} = 0,18 \text{ t} \\ M = q_p \frac{l^2}{12} = 0,6 \frac{0,36}{12} = 0,018 \text{ tm} \end{cases}$$

$$E = \begin{cases} \bar{T} = 1,4T = 1,4 \cdot 88,72 = 124,208 \text{ t} \\ M = 124,208 \cdot \frac{0,6}{2} = 37,26 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\text{Moment Max: } q_G \frac{l^2}{12} + q_p \frac{l^2}{12} + T_{SH} \cdot \frac{l}{2} = 37,42 \text{ tm}$$

Avec $T_{SH} = 1,4T$ majoré de 40% (préconisé par le CTC)

$$T = T_G + T_p + T_{SH} = 1,488 + 0,18 + 124,208 = 125,87 \text{ t}$$

Armatures longitudinales:

Recherche de la vraie position de l'axe neutre:

$$\frac{n\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \bar{\alpha} = 0,424 \quad \text{On prend } d = d' = 8 \text{ cm} \rightarrow \gamma = \bar{\alpha} h = 77,158 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859 \quad \text{d'où } K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b = 37,56$$

$$M_{rb} = K b h^2 = 37,56 \cdot 16 \cdot (182)^2 = 199,06 \text{ tm} \rightarrow M_{f1} \quad \text{d'où } \lambda = 0$$

$$\text{Armatures tendues: } \lambda = \frac{M}{\sigma h \bar{\sigma}_a} = \frac{37,42 \cdot 10^5}{182 \cdot 0,859 \cdot 4200} = 5,698 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } \lambda = \lambda' = 5,698 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$A_s = A_i \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 4,56 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend alors } A_s = A_i = 4T14 \quad (6,18 \text{ cm}^2)$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES:

Recherche de la vraie position de l'axe neutre:

$$\gamma = -\frac{15}{16} (2 \cdot 6,18) + \sqrt{\frac{15}{16} (2 \cdot 6,18)^2 + \frac{30}{16} (6,18 \cdot 182 + 8 \cdot 6,18)} = 36,83$$

Moment d'Inertie de la Section:

$$I = 16 \cdot \frac{36,83^3}{3} + 15 \cdot 6,18 (1,82 - 36,83)^2 + 156,18 (36,83 - 8)^2 = 22970823$$

$$\text{On pose } K = M/I = 1,629$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = K \gamma = 1,629 \cdot 36,83 = 59,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n K (h - \gamma) = 15 \cdot 1,629 (182 - 36,83) = 3547,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,002 \cdot 16 \cdot 190 = 6,08 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte: } 4T14 = 6,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{La longueur d'ancrage: } l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = 117,5 \text{ cm} \rightarrow l_d = 120 \text{ cm}$$

Armatures transversales:

$$\frac{A_t}{D} = \frac{1.4T}{Z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{1.4 \cdot 88.72 \cdot 10^3}{0.875 \cdot 182 \cdot 4200} = 0.185$$

L'espacement des cadres est limité selon le RPA 81.

$$\delta \leq \frac{h}{4} = \frac{190}{4} = 47.5 \text{ cm} \quad \text{On prendra } \delta = 10 \text{ cm.}$$

d'où $A_t = \delta \cdot 0.185 = 1.85 \text{ cm}^2$. On adopte $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Verification à l'EFFORT TRANCHANT:

$$\tau_b = \frac{1.4T}{b \cdot Z} = \frac{1.4 \cdot 88.72 \cdot 10^3}{16 \cdot 0.875 \cdot 182} = 48.74 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b$$

Armatures supplémentaires dans les Angles:

$$\tau_b = 48.74 \text{ kg/cm}^2 > 0.06 \sigma'_{28} = 16.5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures dans les Angles ne sont pas nécessaires. (RPA 68)

$$A_x \geq 0.0015 h \cdot b$$

$$\text{si } \tau_b \geq 0.06 \sigma'_{28}$$

Remarque: Dans notre cas $\tau_b > \bar{\tau}_b$, donc On doit fretter la section de façon à ce que l'effort peut être totalement repris par les armatures.

Cela revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'écrasement et à ajouter les armatures supplémentaires dans les Angles.

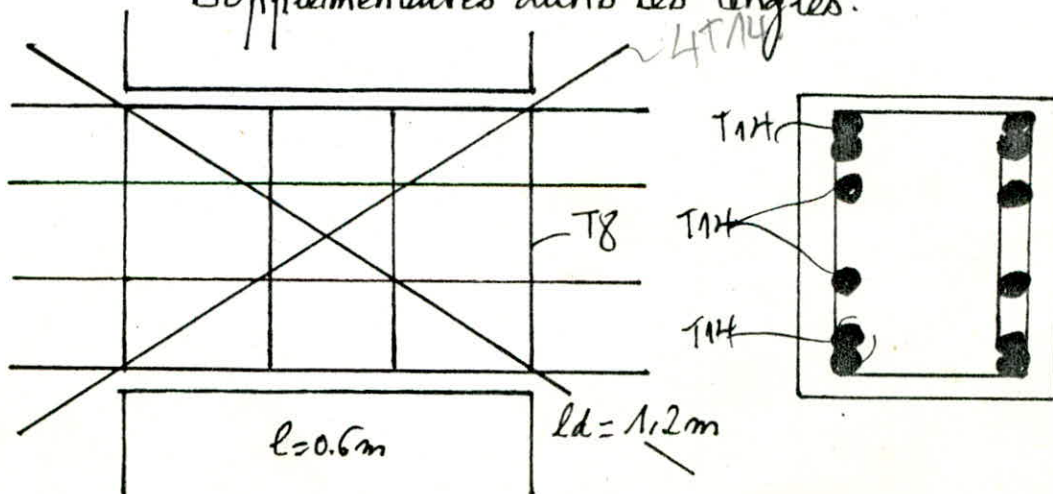
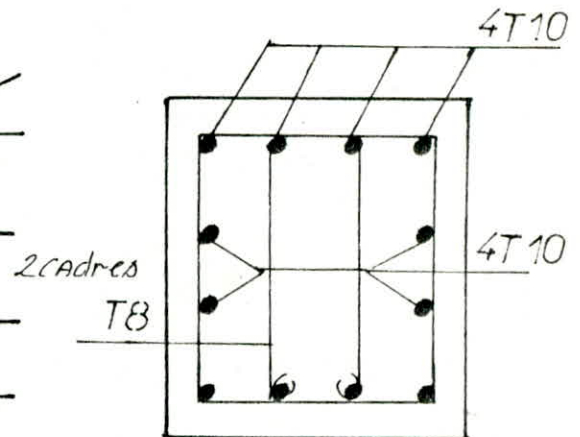
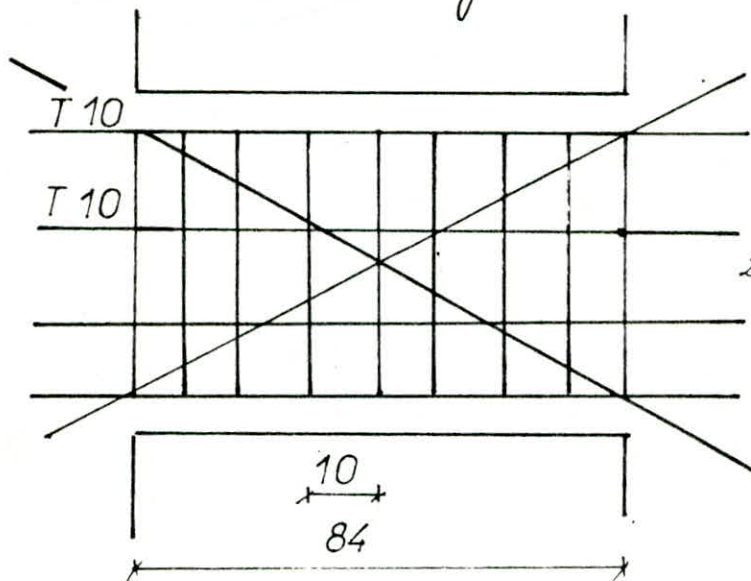


Tableau donnant le Ferrailage du Voiles T4.

b (cm)	16
h_t (cm)	73
l (cm)	84
π (t)	8,118t
\bar{T} dû au Seisme	11,36
$M_E = \bar{T} \cdot l k$ (tcm)	4,77
$T_T = T_G + T_P + T_S$ (t)	12,31
$M_T = M_G + M_P + M_E(t)$	4,903
A' (cm ²)	0
A (cm ²)	2,06
A_{min}	1,584

Choix de la S ^e	4 T10
$A_s = A_i$ (cm ²)	3,14
l_d (cm)	28,5
A_r (cm ²)	2,34
Choix de la Section	4 T10
A_t (cm ²)	Acadre + 1étrier T8 = 2,01
t (cm)	10
γ_b Kg/cm ²	12,3
A_x (cm ²)	6,69
Choix de la Section	4 T16 = 8,04 cm ²
L (cm)	100

Schema de Ferrailage:



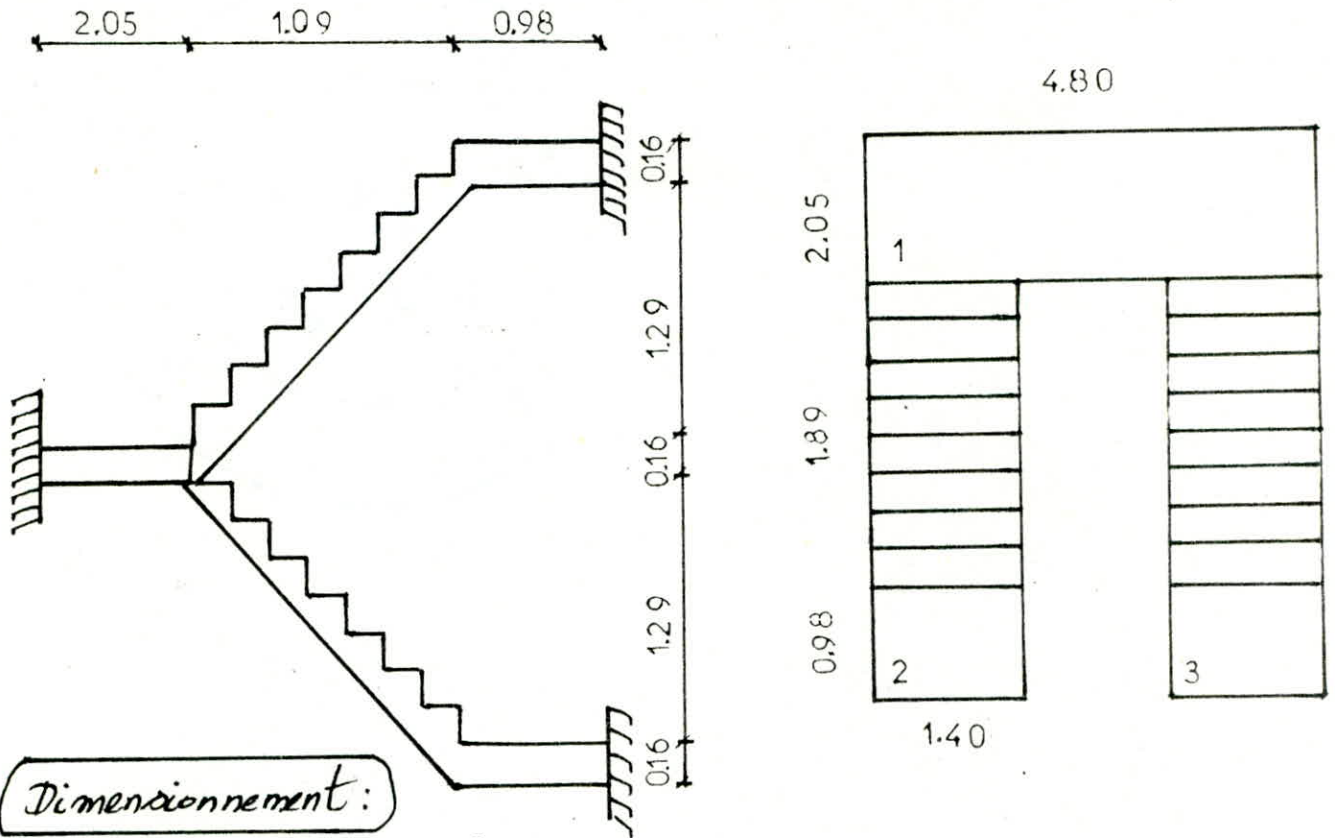
CHAPITRE 11

FERRAILLAGE DES
ELEMENTS

ESCALIERS

PLANCHERS

FERRAILLAGE DES ESCALIERS



Dimensionnement:

Nombre de Marches $n = 8$

$$\text{Largeur des Marches} = \frac{1,89}{n-1} = \frac{1,89}{7} = 0,27\text{m} = 27\text{cm} = g$$

$$\text{Hauteur des marches} = \frac{0,16 + 1,29}{8} = 0,181\text{m} \approx 18\text{cm} = h$$

$$\text{Relation de Blondel: } 60\text{cm} \leq g + 2h = 63\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

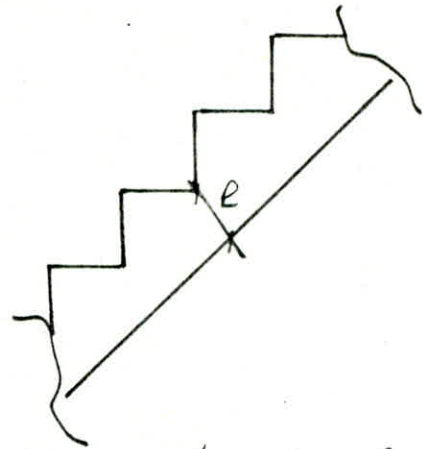
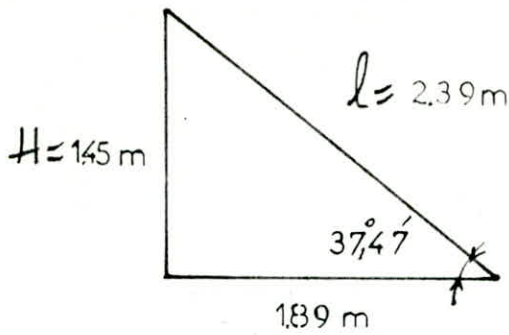
Cette relation est donc vérifiée :-

La Paillasse sera calculée en Flexion Simple pour les charges Normales $G + 1,2L$

e : épaisseur de la paillasse : est telle que : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

$$\frac{239}{30} \leq e \leq \frac{239}{20} \quad \text{Soit } 7,96\text{cm} \leq e \leq 11,95\text{cm}$$

On prendra donc $e = 10\text{cm}$



CHARGES ET SURCHARGES

Poids Propre de la paillasse: $\frac{2,5 \cdot 0,12 \cdot 1,4}{1,4} = 0,529 \text{ t/ml}$

Poids propre des marches: $2,2 \cdot \frac{68(37,47)}{100} \cdot 1,4 = 0,154 \text{ t/ml}$

Poids du garde Corps: $0,1 \text{ t/ml}$

Surcharges. $1,2 P = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 0,42 \text{ t/ml}$

d'où $G = 0,783 \text{ t/ml}$

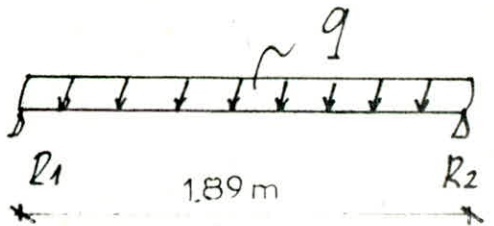
$G + 1,2 P = 1,203 \text{ t/ml}$

$1,2 P = 0,42 \text{ t/ml}$

DETERMINATION DES EFFORTS

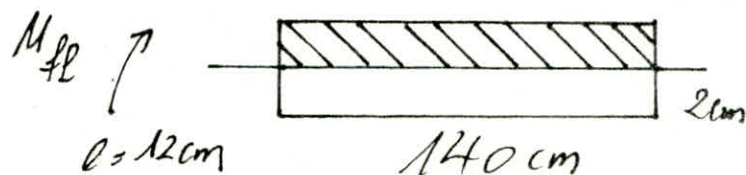
$T_1 = R_1 = R_2 = q \frac{l}{2} = \frac{1,203 \cdot 1,89}{2} = 1,136 \text{ t}$

$M_t = q \frac{l^2}{8} = \frac{1,203 \cdot (1,89)^2}{8} = 0,537 \text{ t.m}$



FERRAILLAGE

Le Ferrailage se fera donc sous M_t , et la vérification sera à l'appui pour T.



$$M = 0,537 \text{ t.m}$$

$$h_c = h_c - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \sigma_a} = 0,423 \quad \bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859 \quad K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma} \sigma'_b = 24,89$$

$$M_{rb} = K b h_c^2 = 24,89 \cdot 140 \cdot 100 = 3,48 \text{ t.m.}$$

$M_{rb} > M_{pl}$ donc les armatures de compression A' ne sont pas nécessaires le béton peut à lui seul reprendre l'Effort.

$$A = \frac{M_{pl}}{\sigma_h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,537 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 10 \cdot 2800} = 2,232 \text{ cm}^2 \quad (A = 3T10)$$

$$A = 2,35 \text{ avec } t = 25 \text{ cm.}$$

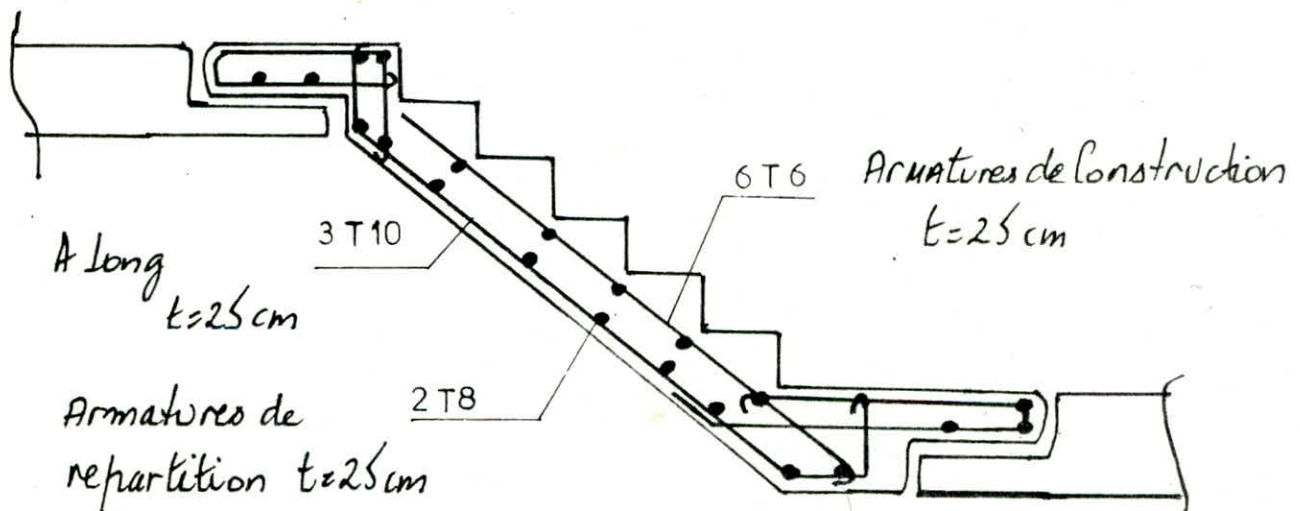
Ar prises forfaitairement:

$$\frac{1}{4} AL \leq A_r \leq \frac{1}{2} AL \quad \text{Doit } 0,587 \leq A_r \leq 1,175 \quad (A_r = 2T8)$$

$$A = 1 \text{ cm}^2$$

A' : pour A' on prendra des armatures de construction $(A' = 6T6)$
 $A' = 16,9 \text{ cm}^2$ avec $t = 25 \text{ cm.}$

Dans l'autre sens On prendra $A'_r = 1,13 \text{ cm}^2$ $(A'_r = 4T6)$
 avec $t = 25 \text{ cm}$



ETUDE DES POUTRES NOYÉES SUPPORTANT LES VOLÉES (Poutres Palieres)

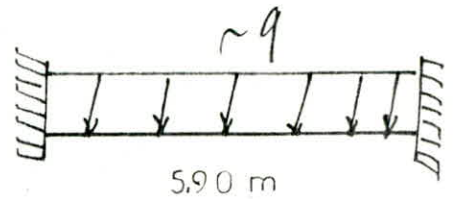
PALIER 3

$h = 16 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle

On prend $b = 40 \text{ cm}$

$$M_{ap} = -\frac{q l^2}{12} = -0,647 \frac{5,9^2}{12} = 1,876 \text{ t/ml}$$

$$M_{tr} = \frac{q l^2}{24} = 0,647 \frac{5,9^2}{24} = 0,938 \text{ t/ml}$$



q_1 = Charge de la volée transmise au palier: $\frac{(b + 1,2P) \cdot 2,3g}{5,9} = 0,487 \text{ t/ml}$

q_2 = Poids propre de la poutre palière: $= 2,5 \cdot 0,16 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ t/ml}$

q = Charge revenant à la poutre = $q_1 + q_2 = 0,647 \text{ t/ml}$

FERRAILLAGE DE LA SECTION:

On prend $d = d' = 2 \text{ cm}$ d'où $h = h_e - d = 14 \text{ cm}$

$$N \cdot b = K b h^2 = 24,89 \cdot 40 \cdot 14^2 = 1,951 \text{ t/m} \rightarrow M_{ap} = 1,876 \rightarrow M_{tr} = 0,938$$

donc Armatures A' ne sont pas nécessaires. p 101

VERIFICATION:

à LA FISSURATION:

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 16 \quad \bar{\phi} = 10 \text{ mm} \quad \bar{\omega}_f = 4,19 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\bar{\phi} (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 965,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \cdot \bar{\phi} b}{10}} = 2,4 \sqrt{\frac{16 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

• À l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,136 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 140 \cdot 10} = 0,927 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

avec $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$ $\tau_b < \bar{\tau}_b$ armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 140 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2 < A = 2,35 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la flèche:

$$\bar{f} = \frac{L}{300} \text{ flèche admissible} \quad \bar{f} = 0,796 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} = 0,2 \text{ cm}$$

$$\text{avec } q = 1,203 \text{ t/ml}$$

$$I = 140 \cdot \frac{12^3}{12} = 20160 \text{ cm}^4$$

$$E = 7000 \sqrt{12 \sigma_{28}} = 127 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $f < \bar{f}$ (vérifié)

• Vérification des contraintes:

$$M = 0,537 \text{ Km} \quad A = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,0016$$

$$\epsilon = 0,9925 \quad K = 650$$

$$\sigma_a = \frac{0,537 \cdot 10^5}{0,9925 \cdot 10 \cdot 2,35} = 2302/37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2302/37}{650} = 3,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CALCUL DES BEQUETS

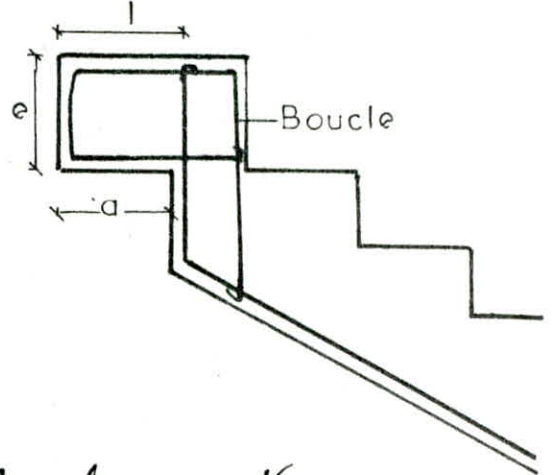
L'épaisseur des bequets des paillasses et des paliers sont donnés par les Commandations techniques C.T.C

$a \approx 7 \text{ cm}$

$e \approx 7 \text{ cm}$ pour les paliers.

et 8 cm pour les paillasses.

$l \approx \begin{cases} a+2 \\ e \end{cases}$ On prendra $a = 14 \text{ cm}$ $e = 10 \text{ cm}$ $l = a+2 = 16 \text{ cm}$

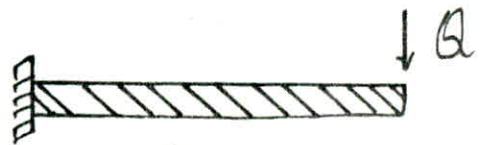


Chaque bequet de la paillasse et de la poutre paliere doit être calculé pour la charge linéaire $Q = \gamma_q \cdot l \cdot q$ γ_q : Coef de Comportement = 1,4

$Q = 1,4 \cdot 1,203 \cdot 1,89 = 3,183 \text{ t}$

Pour avoir l'effet le plus défavorable, on supposera que Q est appliqué à l'extrémité du bequet

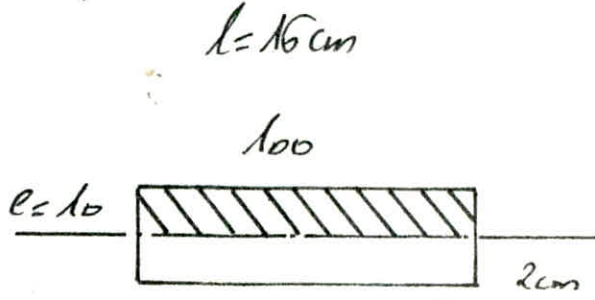
$M = Q \cdot l = 3,183 \cdot 0,16 = 0,509 \text{ t.m}$



CALCUL DES ARMATURES:-

On fera le calcul pour 1m linéaire

$M_{rb} = k b h^2 = 24,89 \cdot 100 \cdot 8^2 = 1,592 \text{ M fl}$
t.m



$M_{rb} > M_{fl}$ d'où A' ne sont pas nécessaires

$A = \frac{M_{fl}}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,509 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 8 \cdot 2800} = 2,595 \text{ cm}^2$ $A = 3,14 \text{ cm}^2$ **$A = 4T10$**

Espacement $t \leq 2e = 2 \times 10 = 20 \text{ cm}$ On prendra $t = 16 \text{ cm}$

Armatures de repartition $A_t \geq 0,5 \text{ cm}^2$ (CTC)

$A_t = 1,41 \text{ cm}^2$ On choisira $A_t = 3T6$

. Verification au cisaillement :

$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot l \quad \text{avec } \gamma_q = 1 \text{ d'où } Q = 1,203 \cdot 1 \cdot 1,89 = 2,27 \text{ t}$$

Q étant la charge linéaire

$$T = Q \cdot 1 \text{ m} = 2,27 \text{ t} \quad \text{d'où } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,27 \cdot 10^3}{7 \cdot 8 \cdot 100} = 3,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

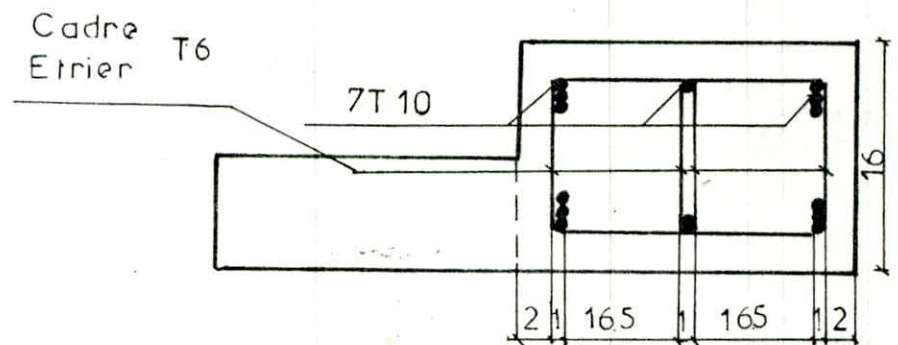
$$M_{ap} = 1,876 \text{ t.m}$$

$$A_{ap} = \frac{1,876 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 5,46 \text{ cm}^2 \quad \text{On prendra } 5,49 \text{ cm}^2 \quad A = 7T10$$

$$M_{tr} = 0,938 \text{ t.m}$$

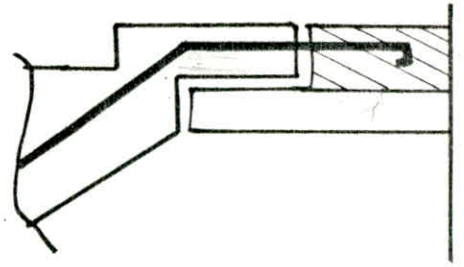
$$A_{tr} = \frac{0,938 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 2,73 \text{ cm}^2 \quad \text{On prendra } 3,14 \text{ cm}^2 \quad A = 4T10$$

D'où $A = A' = 7T10$ prises symétriquement



LIASON ENTRE LA PAILLASSE ET LE PALIER

Pour toute sécurité on prévoit une liaison paillasse-palier par des armatures longitudinales. Pour cela une bande de palier sera coulé qui après avoir posé la paillasse avec les aciers de liaison.



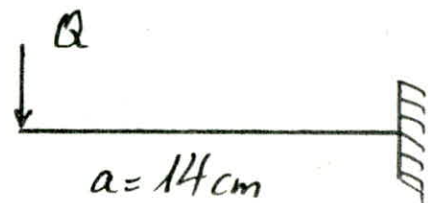
CALCUL DES ACIERS DE LIASON:-

$$\text{Poids de la paillasse } P = q \cdot l = 1,203 \cdot 2,39 = 2,875 \text{ t}$$

le calcul se fait sous $(G + 1,2 P)$ de la volée $q = 1,203 \text{ t/ml}$

$$M = Q \cdot a = 2,875 \cdot 0,14 = 0,402 \text{ tm}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_h \sigma_a} = \frac{0,402 \cdot 10^5}{7 \cdot 8 \cdot 2800} = 20,5 \text{ cm}^2$$



On prendra $A = 235 \text{ cm}^2$ $A = 3T10$

On assure l'arrachement et la bonne liaison entre le palier et la paillasse.

ÉTUDE DU PALIER INTERMÉDIAIRE

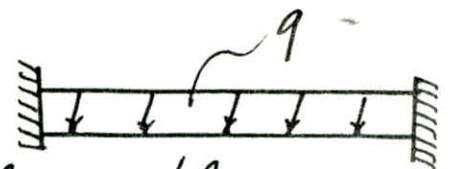
le palier intermédiaire sera calculé comme une dalle fixée sur deux (02) appuis et libre des 2 autres.

• Poids propre $q = 1,25 \text{ t/ml}$

• Surcharge majorée $1,2 \cdot 0,25 \cdot 2,05 = 0,6125 \text{ t}$

• Réaction transmise par la volée = $0,487 \text{ t/ml}$ $5,9 \text{ m}$

d'où $q = 1,85 \text{ t/ml}$



$$M_{ap} = -q \frac{l^2}{12} = 1,85 \frac{5,9^2}{12} = 2,465 \text{ tm}$$

$$M_{tr} = q \frac{l^2}{24} = 1,85 \frac{(5,9)^2}{24} = 1,232 \text{ tm}$$

Ferraillage

Pour 1m linéaire On fera le calcul

En Travée: $M_{rb} = 24,89 \cdot 100 (14)^2 = 4,878 \text{ tm} > M_{tr} = 1,232$
donc $A' = 0$

$$A = \frac{M}{\sigma_h \sigma_a} = \frac{1,232 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 5T10$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 \quad t = 16 \text{ cm}$$

$$A_r = A/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2 \quad t = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 4T6$$

Sur Appuis: $A = \frac{2,465 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 7,18 \text{ cm}^2 \rightarrow 7,85 \text{ cm}^2$

$$A = 10T10$$

$$t = 8 \text{ cm}$$

$$A_r = A/4 = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 7T6$$

$$t = 16 \text{ cm}$$

VERIFICATION A LA FISSURATION:

$$\bar{\omega} = \frac{A}{2bd} = \frac{7,85}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,019$$

$$\sigma_1 = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6 \cdot \frac{0,019}{10 \cdot 1,19} = k \eta \phi^{-1} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = 3831 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Condition donc vérifiée.}$$

VERIFICATION AU CISAILLEMENT:

$$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 1,85 \frac{5,9}{2} = 5,457 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b_3} = \frac{5,457 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 100 \cdot 14} = 4,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Condition donc vérifiée.

CALCUL DES PLANCHERS.

Pour le ferrailage des Panneaux de dalle, On Calculera les efforts avec les tables de (BARES).

Etapes de Calcul :-

. μ : Coefficient de Poisson depend du Matériau.

Pour le BÉTON ARMÉ $\mu = 0,15$.

On détermine le Coefficient $\gamma = a/b$ et le en nous referant aux tables de BARES.

. ω_s : Coefficient de flèche au milieu de la dalle.

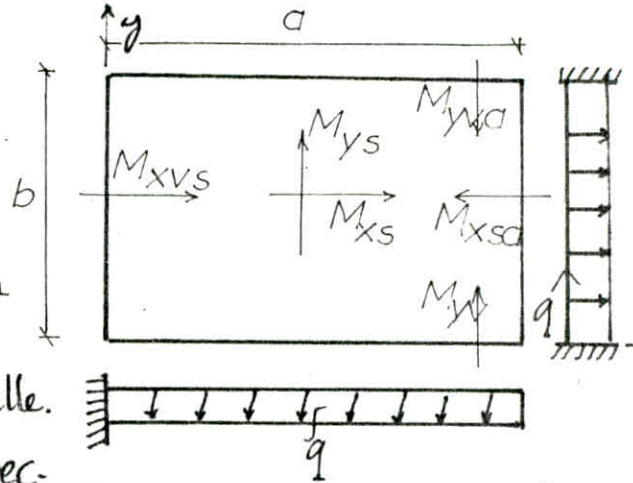
. ω_{bs} : , , , , au bord de la dalle.

. M_{xs} = Coefficient de Moment dans la direction x au milieu de la dalle.

. M_{ys} = , , , , γ , , , .

. M_{yas} : , , , , γ , au bord libre.

. $M_{xsa} = -\mu \cdot M_{yas}$.



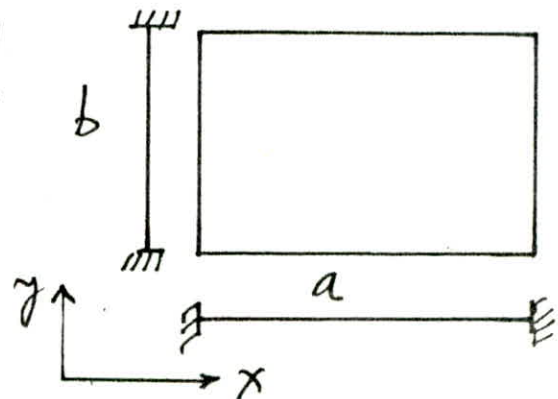
Panneau encastré sur 3 Côtés et libre sur le 4ème.

Etude des panneaux du PL-terrasse

PANNEAU 19. $a = 5,9 \text{ m}$ } $\gamma = 1,23$
 $b = 4,76 \text{ m}$

$G = 0,629 \text{ t/m}^2$ } $G + 1,2 P$
 $P = 0,1 \text{ t/m}^2$ } $= 0,749 \text{ t/m}$

γ	ω_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}
1,23	0,0098	0,0131	0,0388	0,0287	0,0643



CALCUL DES MOMENTS:-

SENS X :- $M_{tr} = M_{xs} \cdot q \cdot a^2 = 0,341 \text{ tm}$

$M_{ap} = M_{xvs} \cdot q \cdot a^2 = 1,011 \text{ tm}$

SENS Y :- $M_{tr} = M_{ys} \cdot q \cdot b^2 = 0,487 \text{ tm}$

$M_{ap} = M_{yvs} \cdot q \cdot b^2 = 1,091 \text{ tm}$

FERRAILLAGE:

SENS X: $A_{tr} = \frac{8 \cdot 10^5 \cdot 0,341}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 0,995 \text{ cm}^2$

$A_{tr} = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$A_{ap} = \frac{8 \cdot 10^5 \cdot 1,011}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 2,949 \text{ cm}^2$ On adopte $A_{ap} = 6T8 = 3,01 \text{ cm}^2$

SENS Y:-

$A_{tr} = \frac{8 \cdot 10^5 \cdot 0,487}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 1,42 \text{ cm}^2$ On adopte $A_{tr} = 6T6 = 1,68 \text{ cm}^2$

$A_{ap} = \frac{8 \cdot 10^5 \cdot 1,091}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 3,18 \text{ cm}^2$ On adopte $A_{ap} = 7T8 = 3,51 \text{ cm}^2$

CONDITION DE NON FRAGILITE:- Notre section doit verifier la relation suivante selon les 2 sens.

SENS X: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{1}{2\delta}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{1}{2 \cdot 1,2}\right) = 0,79 \text{ cm}^2$
(verifiee)

SENS Y: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 + \frac{1}{4\delta}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{1}{4 \cdot 1,2}\right) = 1,639 \text{ cm}^2$
(verifiee)

VERIFICATION DES CONTRAINTES:-

EN TRAVEE: $M_{tr} = 0,487 \text{ tm}$ $\bar{\omega} = \frac{1,68}{14} = 1,2 \cdot 10^{-1}$ soit $E = 0,9425$
 $A_{tr} = 1,68 \text{ cm}^2$ $K = 72$

$\sigma_a = \frac{0,487 \cdot 10^5}{0,9425 \cdot 1,68 \cdot 14} = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = 2196 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 30,51 < \bar{\sigma}'_b$

Sur Appois: $M = 1,091 \text{ km}$ $\bar{\omega} = 0,227$ $\epsilon = 0,9237$
 $A_{ap} = 3,18 \text{ cm}^2$ $R = 50,5$

$$\sigma_a = \frac{1,091 \cdot 10^5}{0,9237 \cdot 14 \cdot 3,18} = 2653 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{R} = 52,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

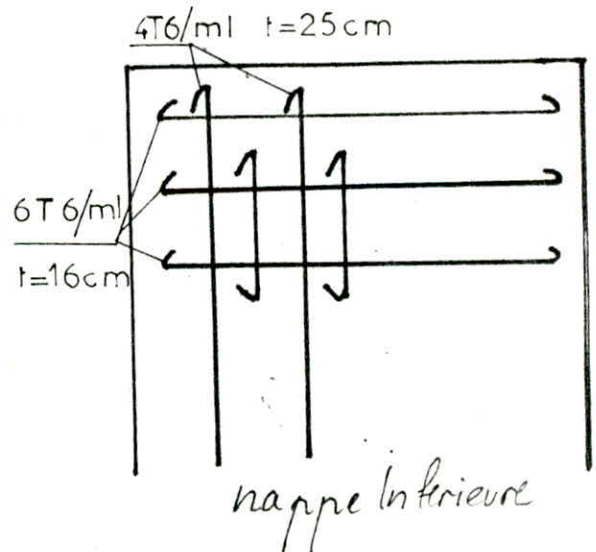
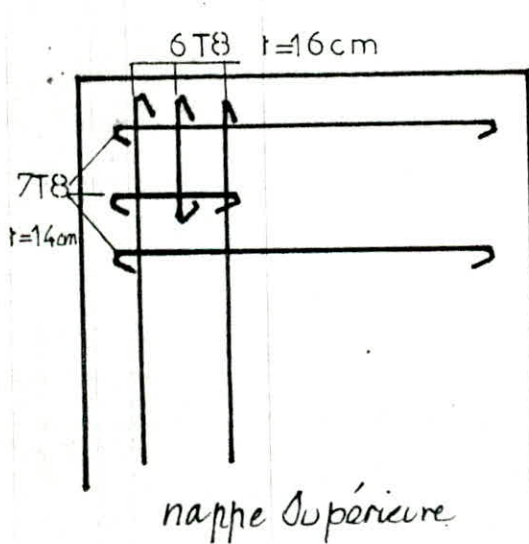
VERIFICATION À LA FISSURATION:

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,18}{400} = 7,95 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \frac{7,95 \cdot 10^{-3}}{1 + 7,95 \cdot 10^{-2}} = 2945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \sigma_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3686,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérifié})$$



Schema de Ferrailage:

PANNEAUX 11.12.18

$$\left. \begin{array}{l} a = 6,52 \text{ m} \\ b = 2,89 \text{ m} \end{array} \right\} \sigma = \frac{a}{b} = 2,25 > 2$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens selon la plus grande dimension et sera calculée comme une poutre

$$\left. \begin{array}{l} \text{charge Uniforme: } G = 0,615 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,175 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\}$$

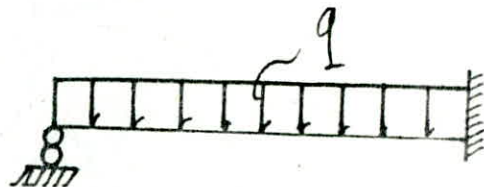
$$G + 1,2P = 0,825 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Soit } 0,825 \times 1 \text{ m} = 0,825 \text{ t/ml}$$

Schema Statique:

$$M_{ap} = q \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{0,825(2,89)^2}{8} = 0,867 \text{ tm}$$

$$M_{tr} = \frac{q}{128} q l^2 = 0,484 \text{ tm}$$



$$M_{max} = \frac{q}{128} q l^2$$

$$\text{pour } x = \frac{3}{8} l$$

FERRAILLAGE:

$$\text{Sens } x: M_{ap} = 0,867 \text{ tm}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\gamma_s \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 9 \text{ T6} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6 \text{ T6} = 1,69 \text{ cm}^2$$

VERIFICATION DE LA FLÊCHE:

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I} = \frac{0,825 \cdot 5 \cdot (2,89)^4}{384 \cdot 428,4} = 1,749 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{avec } I = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,16)^3}{12} = 3,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{324} = 126 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{l} = \frac{l}{500} = \frac{2,89}{500} = 5,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

d'où $\bar{l} > f$ (vérifié)

CONDITION DE NON FRAGILITÉ:

$$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 0,16 \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

VERIFICATIONS des Contraintes:

En travée: $M_{tr} = 0,484 \text{ t.m}$

$$A = 16,9 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,12 \text{ d'où } K = 71,5$$

$$E = 0,9422$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{0,484 \cdot 10^5}{0,9422 \cdot 16,9 \cdot 14} = 2171,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2171,13}{71,5} = 30,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Sur appuis: $M_{ap} = 0,867 \text{ t.m}$

$$A = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,181$$

$$K = 57$$

$$E = 0,9306$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{0,867 \cdot 10^5}{0,9306 \cdot 14 \cdot 2,54} = 2619,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2619,9}{57} = 46 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (\text{vérifiées})$$

Verification à la flexuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}$$

$$\text{avec: } \bar{\omega} f = \frac{2,54}{2 \cdot 200} = 6,35 \cdot 10^{-3}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6, \quad \phi = 6$$

$$\sigma_1 = 2360 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi}} \cdot \bar{\sigma}'_b = 3586,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_2 = \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

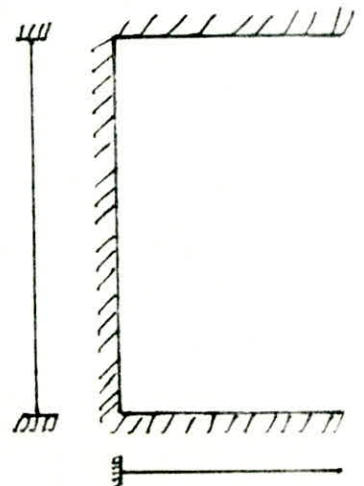
(vérifiée)

COURSIVE

$$\left. \begin{array}{l} a = 1,2 \text{ m} \\ b = 5,9 \text{ m} \end{array} \right\} \gamma = a/b = 0,203$$

Le coursive travaille comme une console dans le sens X

$$\text{Charge Uni-forme } q = 0,960 \text{ t/m}^2$$



$$M_{tr} = -q \frac{l^2}{10} = -\frac{0,96 \cdot (1,2)^2}{8} = 0,173 \text{ t m} \quad A_{tr} = 0,503 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$M_{ap} = -q \frac{l^2}{2} = -\frac{0,96 \cdot (1,2)^2}{2} = 0,6092 \text{ cm} \quad A_{ap} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Armatures de repartition $A_r = A_{ap}/4 = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$

VERIFICATION DE LA FLÊCHE:

$$f = \frac{q l^4}{8 E I} = \frac{0,96 (1,2)^4}{8 \cdot 428,4} = 0,058 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{120}{500} = 0,240 \text{ cm} \\ \bar{f} \geq f \end{array} \right\} \text{d'où } \bar{f} \geq f \quad (\text{verifiée})$$

VERIFICATION des Contraintes:

En travée: $M_{tr} = 0,173 \text{ t m}$ $\bar{\omega} = 0,04$ $\epsilon = 0,9655$
 $M_{tr} = 0,56 \text{ cm}^2$ $K = 130$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{0,173 \cdot 10^5}{0,9655 \cdot 14 \cdot 0,56} = 2285,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2285,48}{130} = 17,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Sur Appui: $A_{ap} = 2,26 \text{ cm}^2$ $\bar{\omega} = 0,161$ $K = 61,5$
 $M_{ap} = 0,6092 \text{ t m}$ $\epsilon = 0,9346$

$$\sigma_a = 2060,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad , \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2060,14}{61,5} = 33,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non Fragilité

$$A \geq 0,69 b h \bar{\sigma}'_b / \sigma_{en} = 0,69 \cdot 14 \cdot 100 \cdot 5,9 / 4200 = 1,357 \text{ cm}^2 (\text{verifiée})$$

VERIFICATION A LA FISSURATION:

$$\sigma_1 = 1336,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2914,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2914,48 \text{ kg/cm}^2$$

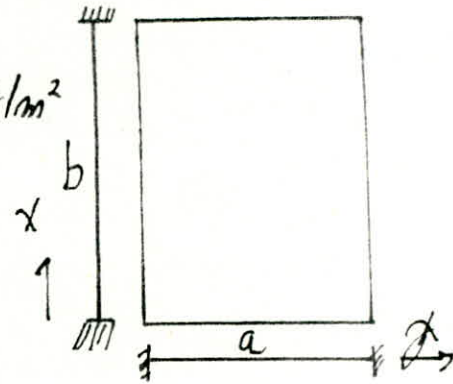
$$\sigma_2 > \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 (\text{verifiée})$$

PANNEAU CENTRAL RDC

$$\left. \begin{array}{l} a = 5,94 \text{ m} \\ b = 12,04 \text{ m} \end{array} \right\} \sigma = a/b = 0,4933$$

$$q = 0,615 \text{ t/m}^2$$

σ	w_s	M_{ys}	M_{yxs}	M_{xs}	M_{xys}
0,49	0,0296	0,0405	0,0833	0,024	0,0143



calcul des moments:

$$M_{ytr} = M_{ys} \cdot q \cdot a^2 = 0,879 \text{ t m}, \quad M_{xtr} = M_{xs} \cdot q \cdot b^2 = 0,214 \text{ t m}$$

$$M_{yap} = M_{yxs} \cdot q \cdot a^2 = 1,808 \text{ t m}, \quad M_{xap} = M_{xys} \cdot q \cdot b^2 = 1,275 \text{ t m}$$

calcul des armatures:

$$A_{xtr} = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3T6$$

$$A_{xap} = 3,71 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 6T8$$

$$A_{ytr} = 2,243 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 6T8$$

$$A_{yap} = 4,483 \text{ cm}^2 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 10T8$$

Espacement: Selon le sens y : $t = \min \begin{cases} 3h_c = 3 \cdot 16 = 48 \text{ cm} \\ 32 \text{ cm} \end{cases} \quad t = 32 \text{ cm}.$

 Selon le sens x : $t = \min \begin{cases} 4h_c = 4 \cdot 16 = 64 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad t = 45 \text{ cm}.$

Verification de la flèche:

$$f_s = \frac{w_s \cdot q \cdot a^4}{E h^3} = \frac{0,0296 \cdot 0,615 \cdot (5,94)^4}{10^4 \cdot 126 \cdot (0,16)^3} = 4,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,94}{500} = 11,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

d'où $\bar{f} > f_s$ la flèche est donc vérifiée.

TABLEAU DONNANT LE FERRAILLAGE DES AUTRES PANNEAUX.

Panneaux	5. 6. 9. 10	13. 14. 15. 16	1. 2. 3. 4	17. 18
a (m)	9,67	6,52	5,17	4,76
b (m)	3,49	2,89	2,89	2,89
a/b	2,76	2,3	1,77	1,65
$M_{x\ tr}$ (tm)	0,1818/g	0,325	0,073,4	0,25
$M_{x\ ap}$ (tm)	0,1818	0,650	0,4627	0,538
$M_{y\ tr}$ (tm)	—	—	0,303	0,073
$M_{y\ ap}$ (tm)	—	—	0,633	0,392
$A_{x\ tr}$ cm ²	6T6	6T6	6T6	3T6
$A_{y\ tr}$	—	—	6T6	2T6
$A_{x\ ap}$	10T6	8T6	6T6	6T6
$A_{y\ ap}$	—	—	11T6	5T6
A_r	2T6	2T6	—	—

Tous les panneaux vérifient les contraintes, condition de non fragilité fissuration, ainsi qu'au cisaillement.

Remarque: les panneaux (5 6 9 10) (13 14 15 16) ont un coefficient α supérieure à 2 donc travaillent selon le sens x et admettent des armatures de répartition $A_r = \frac{A_{y\ ap}}{4}$.

Arrêt de barres:—

Supérieures: $l = \max \begin{cases} l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_b} \\ 0,2 l \end{cases}$

Inférieures: Dans le sens de la grande portée = $l_y - 0,2 l_x$
 „ „ „ petite „ „ $0,8 l_x$

PLANCHER RDC: PREDALLE

Introduction:

Definition: Une predalle est un élément préfabriqué en BA ou précontraint d'épaisseur variant entre 5 et 8 cm (Dans notre cas 7 cm) et de largeur standard, ayant des barres d'attente au niveau des Appuis.

La barre est destinée à servir de coffrage au béton coulé sur chantier, On fera de sorte que sa face supérieure soit assez rugueuse pour permettre un bon accrochage du béton coulé.

Une dalle de répartition est coulé par dessus les predalles (avec des treillis soudés pour éviter les fissurations)

Et après durcissement on aura un fonctionnement monolithique. La predalle est adoptée vu l'impossibilité du coffrage tunnel par le plancher RDC et pour éviter un coffrage perdu.

CALCUL DE LA DALLE

Dans le calcul et conformément aux prescriptions du CCBA6. (Art: 2.2) On aura à considérer les 2 phases suivantes:-

1ere phase: Predalle soumise à son poids propre, au poids du béton coulé sur chantier et à une surcharge de chantier (100 kg/m^2).

2eme phase: à pleine résistance sous (G + 1/2 P).

1ere phase: Poids Propre de la predalle: $0,07 \cdot 2,5 = 0,175 \text{ t/m}^2$
 Surcharge de Chantier majorée: $1,2 \cdot 0,1 = 0,12 \text{ t/m}^2$
 beton coulé en oeuvre $1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,08 = 0,24 \text{ t/m}^2$
 $q_1 = G + 1,2P = 0,535 \text{ t/m}^2$

2eme phase: Dalle: $2,5 \cdot 0,16 = 0,4 \text{ t/m}^2$
 Sable + Mortier de pose + Carrelage: $0,04 \cdot 3 = 0,12 \text{ t/m}^2$
 Surcharge: $1,2 \cdot 0,4 = 0,48 \text{ t/m}^2$
 $q_2 = 1 \text{ t/m}^2$

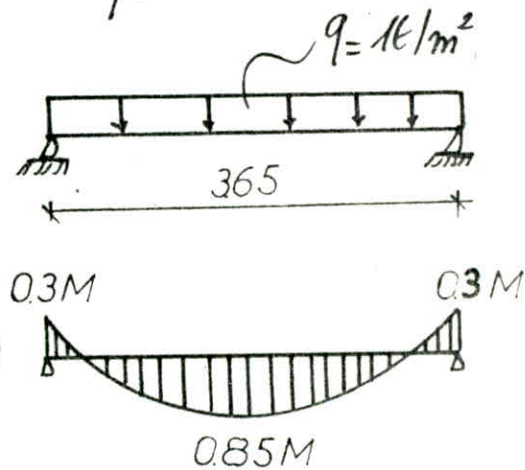
On remarque que le cas le plus defavorable est $q_2 = 1 \text{ t/m}^2$
 Donc le ferrailage s'effectuera avec q_2 :

Schema Statique:

moment isostatique: $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1,66 \text{ tm}$

d'où $M_{cr} = 0,85 M_0 = 1,411 \text{ tm}$

$M_{app} = 0,3 M_0 = 0,498 \text{ tm}$



Ferrailage: Entravée: (d'après P. CHARDON)

$\mu = \frac{15 M_{cr}}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 1,411 \cdot 10^5}{14^2 \cdot 100 \cdot 2800} = 0,0385$

$\epsilon = 0,9164$ $K = 44,8$

$A_{cr} = \frac{M_{cr}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{44,8} = 62,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\epsilon = 0,9482$

Appui: $\mu = \frac{15 \cdot 0,498 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0136$

$K = 81,5$

$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{81,5} = 34,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

VERIFICATION Á LA FISSURATION:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4.02}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0.01 \quad , \quad k = 1.5 \cdot 10^6 \quad , \quad \eta = 1.6 \quad , \quad \phi = 8.$$

$$\sigma_1 = \frac{\eta k}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 2727 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad \sigma_2 = 2.14 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi}} \bar{\sigma}_b = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{verifié})$$

Condition de non fragilité: On doit vérifier la relation suivante:

$$A_{\min} \geq 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \cdot 14 \cdot 100 \cdot \frac{5.9}{4200} = 1357 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min}$ donc condition vérifiée.

VERIFICATION AU CISAILLEMENT:

Sur app: $T = T_{\max} = q \frac{l}{2} = 1.85 \text{ t.}$ d'où $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 151 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{et } \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6785 \text{ kg/cm}^2$$

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

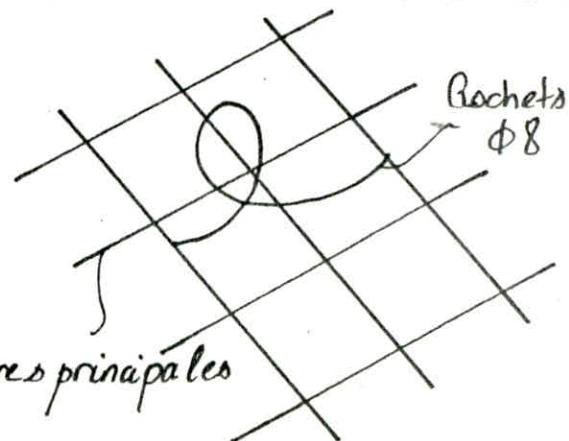
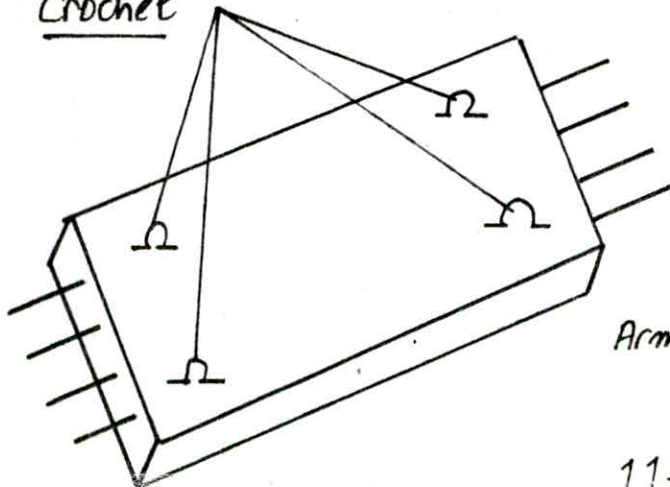
Alors les armatures de couture ne sont pas nécessaires.

ARMATURES DE REPARTITION:-

$$A_r = A/4 = 4.02/4 = 1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 T6_j = 113 \text{ cm}^2$$

LEVAGE DES PRÉDALLES: Pour éviter toute déformation de la predalle, le système de levage sera assuré par 4 crochets $\phi 8$ incorporés dans la dalle lors du coulage et rendus solidaires des armatures de l'élément.

Crochet



CHAPITRE 12

ETUDE DES FONDACTIONS

ETUDE DES FONDATIONS

DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL: $\bar{\sigma}_s$

Caractéristiques du sol:

Poids volumique: $\sigma = 16 \text{ t/m}^3$

Cohésion $c = 0,1 \text{ bars}$

Angle de frottement $\varphi = 30^\circ \longrightarrow (N_q = 18,4, N_c = 30,1, N_\sigma = 21,8$

$\varphi' = 32^\circ \longrightarrow (N_q' = 23,2, N_c' = 35,5, N_\sigma' = 29,8$

Afin de considérer le cas le plus défavorable on calculera $\bar{\sigma}_s$ en 2 étapes

(a) Avant consolidation avec c, φ

(b) Après (ou fin) de consolidation c', φ'

(A) Avant Consolidation:

F: Coefficient de sécurité: $F = 4$.

D: Profondeur d'encastrement: $D = 1,5 \text{ m}$

B: largeur de la semelle: $B = 1,5 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\sigma_h \cdot D + \frac{\sigma_h \cdot B/2 \cdot N_\sigma + \sigma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + c \cdot N_c}{F}}{F} = 2,01 \text{ Kg/cm}^2$$

(B) En fin de consolidation:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\sigma_h \cdot D + \frac{\sigma_h \cdot B/2 \cdot N_\sigma' + \sigma_h \cdot D \cdot (N_q' - 1) + c' \cdot N_c'}{F}}{F} = 2,466 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où on aura $\bar{\sigma}_s$ sous SP1 et SP2 et pour des raisons de sécurité com-

me soit: $\bar{\sigma}_s = 1,9 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP1

$\bar{\sigma}_s = 1,9 \cdot 1,33 \text{ Kg/cm}^2 = 2,52 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP2

CALCUL DU RADIER:

S_n : Surface nécessaire: $\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow S_n \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 322,12 \text{ m}^2$

G: Charge permanente = 4816,84t
 P: surcharge d'exploitation = 1086,2t } $N = G + 1,2P = 6120,28 \text{ t}$

S: Surface Occupée par notre bâtiment $\approx 504,32 \text{ m}^2 + 13,8 = 536,156 \text{ m}^2$
 d'où $S_e > S_{\text{nécessaire}}$.

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER :

$$x_G = 15,0 \text{ m} \quad I_x = 14191 \text{ m}^4$$

$$y_G = 19,5 \text{ m} \quad I_y = 32392,2 \text{ m}^4$$

CALCUL DE LA CONTRAINTE SOUS LE RADIER :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S_e} = \frac{6120,28 \cdot 10^3}{536,156} = 11,24 \text{ t/m}^2 = 1,14 \text{ kg/cm}^2$$

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de τ_b (C^{te} de cisaillement);
 le panneau le plus sollicité a pour dimensions. $\left(\begin{array}{l} l_x = 5,94 \text{ m} \\ l_y = 12,04 \text{ m} \end{array} \right)$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b \quad \tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \quad (1)$$

notre panneau de dalle repose sur 4 cotés dont l'effort tranchant revenant à chacun de ces derniers est:

$$T_{\text{max}} = \max \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q l_x}{4} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y = \frac{q l_y}{4} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{array} \right.$$

La charge Uniforme $q = \bar{\sigma}_s \cdot 1 \text{ m} = 11,41 \text{ t/m}$

$$\text{d'où } T_{\text{max}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 32,054 \text{ t} \\ 3,8 \text{ t} \end{array} \right. = 32,06 \text{ t}$$

$$\text{de (1)} \quad z \geq \frac{T_{\text{max}}}{b \bar{\tau}_b} = \frac{32,06 \cdot 10^3}{100 \cdot 6,18} = 47,14 \text{ cm.}$$

$$\text{Comme } z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8z}{7} = 53,88 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } h = 55 \text{ cm.}, \quad d = 5 \text{ cm.}, \quad h_f = 60 \text{ cm.}$$

VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS LE SOL:

En tenant compte du poids du radier et du béton de propreté:

$$\text{Poids du radier: } N_r = S_L \cdot h_L \cdot 2,5 = 804,234 \text{ t}$$

$$\text{Poids du béton de propreté: } N_p = S_L \cdot 0,05 \cdot 2,5 = 67,02 \text{ t}$$

$$(a) \text{ 1er genre: } N = G + 1,2P = 4816,84 + 804,234 + 67,02 + 1,2(1086,2) \\ N = 6991,534 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{6991,534}{536,156} = \frac{N}{S_L} = 13,04 \text{ t/m}^2 = 1,304 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,9 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) 2ème genre: la combinaison à prendre en compte pour Nest:

$N = G + G_r + P$ et le Moment de renversement M .

$$N = G + N_r + N_p + P = 4816,84 + 804,234 + 67,02 + 1086,2 = 6774,294 \text{ t}$$

$$M_x = M_{ox} + H_{ox} \cdot h_e = 9973,55 + 533,996 \cdot 1,5 = 10774,547 \text{ t.m}$$

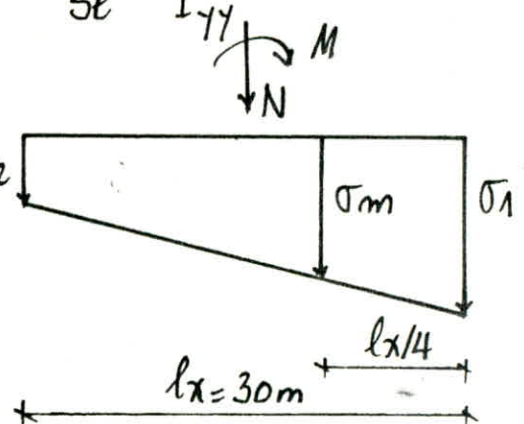
$$M_y = M_{oy} + H_{oy} \cdot h_e = 9159,942 + 510,836 \cdot 1,5 = 9926,196 \text{ t.m}$$

i. Sens longitudinal: $I_{yy} = 32392,22 \text{ m}^4$, $v = 15 \text{ cm}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_L} + \frac{M_x \cdot v}{I_{yy}} = 17,62 \text{ t/m}^2, \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_L} - \frac{M_x \cdot v}{I_{yy}} = 7,645 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 15,126 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \sigma(l/4) = 1,512 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,9 \text{ Kg/cm}^2$$



ii. Sens transversal:

$$v = 9,75 \text{ cm}, \quad I_{xx} = 14191,19 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_L} \pm \frac{M_y \cdot v}{I_{xx}} = \begin{cases} \sigma_1 = 19,45 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 5,815 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 1,604 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

VÉRIFICATION AU POINÇONNEMENT :

La vérification se fera pour le voile le plus sollicité soit (lg.)
On vérifie alors la condition suivante :

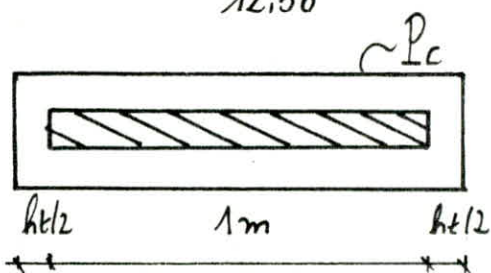
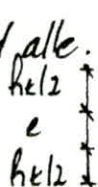
$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_e} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Avec: N: effort normal par mètre linéaire:

$$N = \frac{237,51 + 1,2 \cdot 2414}{12,36} = 21,56 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

P_c : périmètre du contour cisailé
sur le plan moyen de la dalle.

$$P_c = 4,72 \text{ m.}$$



$$d'où 1,5 N = \frac{1,5 \cdot 21,56}{0,6 \cdot 4,72} = 11,42 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau}_b$$

Donc on a pas de risque de cisaillement.

LA VÉRIFICATION AU SOULEVEMENT :

On vérifie l'effet que provoque la pression hydrostatique.

$$\text{Soit } P \geq 1,5 \cdot S \cdot Z$$

$$\text{avec } Z: P_r \text{ Hyd. en t/m}^2 = 2$$

$$P = 4816,84 \text{ t} > 1608,5 \text{ t}$$

S: Surface du Sol Considéré.

P: Poids du bâtiment.

Donc Il n'y a pas de risque de soulèvement. 1,5: Coefficient de Sécurité.

DÉTERMINATION DE LA SOLLICITATION LA PLUS DÉFAVORABLE :

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du Sol diminuée du poids du radier et du béton de propreté

- Sollicitation du 1er genre: $q_1(SP_1) = \sigma_s = 1,1415 \text{ Kg/cm}^2$

- Sollicitation du 2eme genre:

- Sens longitudinal: $q_1(SP_2) = 1,762 - \frac{871,254}{536,156} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$

- Sens transversal: $q_2(SP_2) = 1,945 - \frac{871,254}{536,156} = 1,783 \text{ Kg/cm}^2$

CHOIX DE LA CHARGE À PRENDRE EN COMPTE :

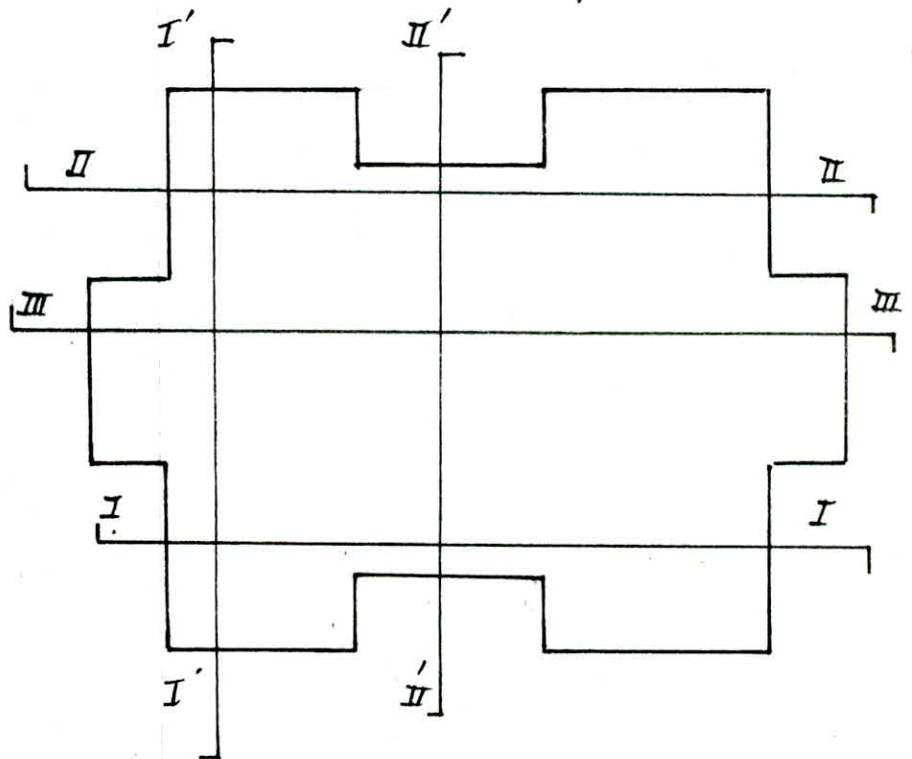
$$\frac{(\bar{\sigma}_a)_{II}}{(\bar{\sigma}_a)_I} = \frac{\sigma_{en}}{\frac{2}{3} \sigma_{en}} = 1,5 (1) \text{ et } \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{1,783}{1,1415} = 1,562 (2)$$

La sollicitation du 2eme genre est la plus défavorable.

Le ferrailage se fera avec la charge $q = 1,783 \text{ Kg/cm}^2$.

Étude des panneaux de Dalle:

Les panneaux de dalles sont sollicités par une charge uniformément répartie d'intensité q . Pour cela on a exécuté 5 coupes (3 selon le sens longitudinal et 2 selon l'autre sens de notre bâtiment.)



Calcul des Moments:

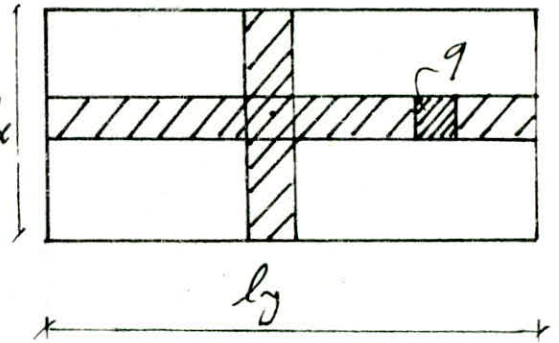
M_x : Moment suivant l_x la plus petite dimension.

M_y : — — — l_y — grande — — —

Les moments développés au Centre du panneau dans la direction des 2 bandes ont pour expression.

Dans le sens l_x : $M_x = M_x \cdot q \cdot l_x^2$

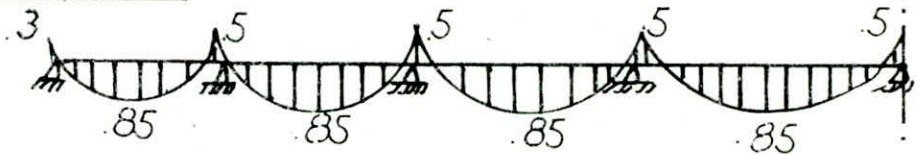
Dans le sens l_y : $M_y = M_y \cdot M_x \cdot l_x$



Panneaux	II.III	III	V	VI
M_x t(m)	18	13,37	24,78	59
M_y t(m)	5,68	5,17	17,1	18,9

On fera l'étude complète selon la coupe I. I avec toutes vérifications et On dressera un tableau interprétant tous les résultats de nos calculs. Selon les autres coupes.

FERRAILLAGE SELON I. I



La vérification de la distribution des moments.

$$M_t + \frac{M_v + M_e}{2} \geq M_o \quad \text{soit } 0,85M_o + 0,5M_o = 1,35M_o > M_o$$

$M_o = 18 \text{ t.m}$ d'où $M_t = 0,85M_o = 15,3 \text{ t.m}$ $A_t = 7,58 \text{ cm}^2$
 $M_{app} = 0,5M_o = 9 \text{ t.m}$ $A_{app} = 4,453 \text{ cm}^2$

Choix des Armatures:

$A_t = 8 \text{ T } 12 = 9,04 \text{ cm}^2$ $A_{app} = 6 \text{ T } 10 = 4,7 \text{ cm}^2$

Vérification à la fissuration:

$k = 1,5 \cdot 10^6$ $\eta = 1,6$ $\bar{\omega}_f = \frac{9,04}{4 \cdot 100} = 0,0226$

$\sigma_s = \frac{k \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0226}{12 \cdot (1 + 0,226)} = 3686,19 \text{ kg/cm}^2$

On utilisera alors 12 T12 ce qui nous vérifie la fissuration.

$$A = 13,56 \text{ cm}^2 \quad \therefore \bar{\omega}_f = \frac{13,56}{400} = 0,034$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{1,6}{1,34} \cdot 0,034 = 5074,62 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES:

Sur Appuis: $M_{ap} = 9 \text{ Em}$ $A_{app} = 4,7 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 100 A/bh = 100 \cdot 4,7 / 55 \cdot 100 = 0,085$$

$$\epsilon = 0,9507$$

$$K = 86,5$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = \frac{9 \cdot 10^5}{0,9507 \cdot 55 \cdot 4,7} = 3662,17 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 42,33 \text{ Kg/cm}^2$$

En travée: $M_{tr} = 15,3 \text{ Em}$ $A_{tr} = 9,04 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,16 \rightarrow \epsilon = 0,9346, K = 61,5$$

$$\sigma_a = 3292,56 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 53,53 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_b'$$

Coupes		II - II	III - III	I' - I'	II' - II'
M_0	Em	18	18,9	13,37	5,9
M_{tr}	Em	15,3	10,06	11,36	50,16
M_{app}	Em	9	9,45	6,69	29,5
A_{tr}	cm ²	8 T12	8 T12	6 T12	18 T14
A_{app}	cm ²	0 T10	6 T10	6 T10	14 T12

Stabilité générale du Radier :

les efforts totaux sur l'ouvrage sont les suivants :

Sens longitudinal : $N = 6774,294 \text{ t}$, $M = 10774,547 \text{ t.m}$

Sens transversal : $N = 6774,294 \text{ t}$, $M = 9925,196 \text{ t.m}$

Les positions de la résultante par rapport au centre de gravité sont :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = 1,59 \text{ m} \quad , \quad e_y = \frac{M_y}{N} = 1,08 \text{ m}$$

On remarque e_x et $e_y < \frac{19,5}{6} = 3,25 \text{ m}$.

La résultante des forces se trouve dans le tiers central.

On donne alors la résultante au glissement par la relation $\text{tg } \alpha = \frac{V}{N}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{533,996}{6774,294} = 0,078$$

La sécurité au glissement est vérifiée même pour un sol de faible cohésion.

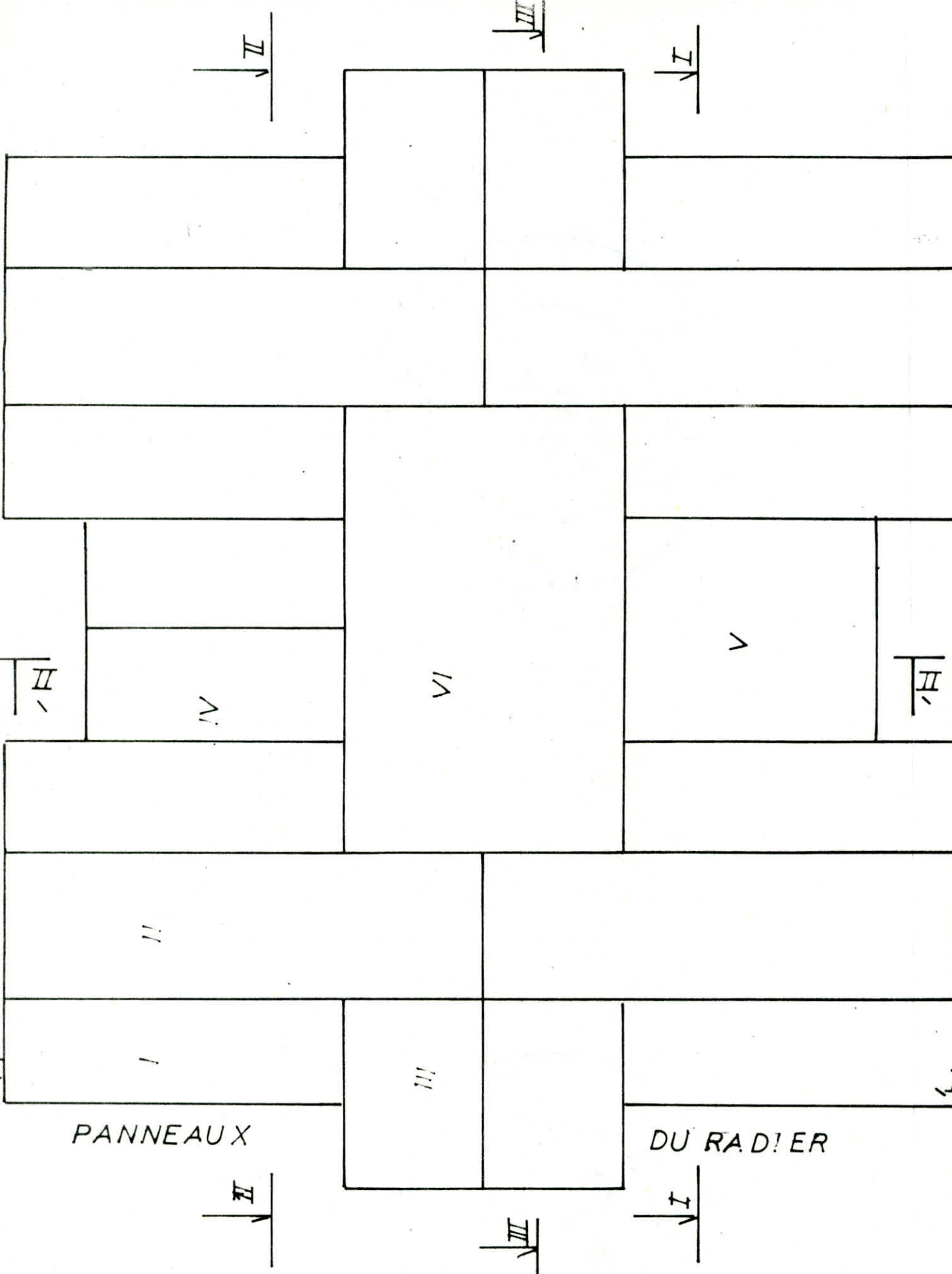
RENVERSEMENT D'ENSEMBLE :

Moment total de renversement : $M = 10774,547 \text{ t.m}$.

Moment des forces stabilisantes :

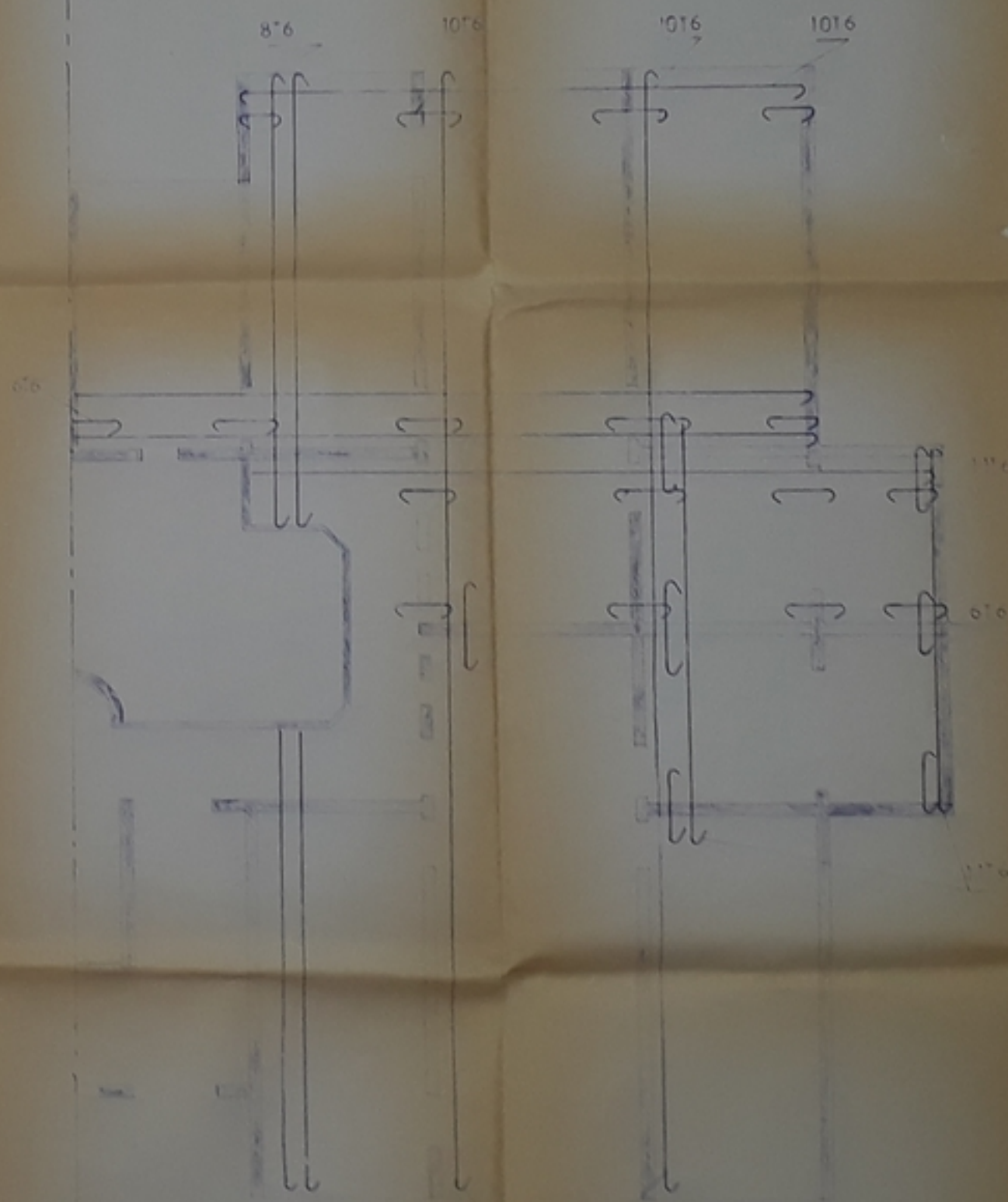
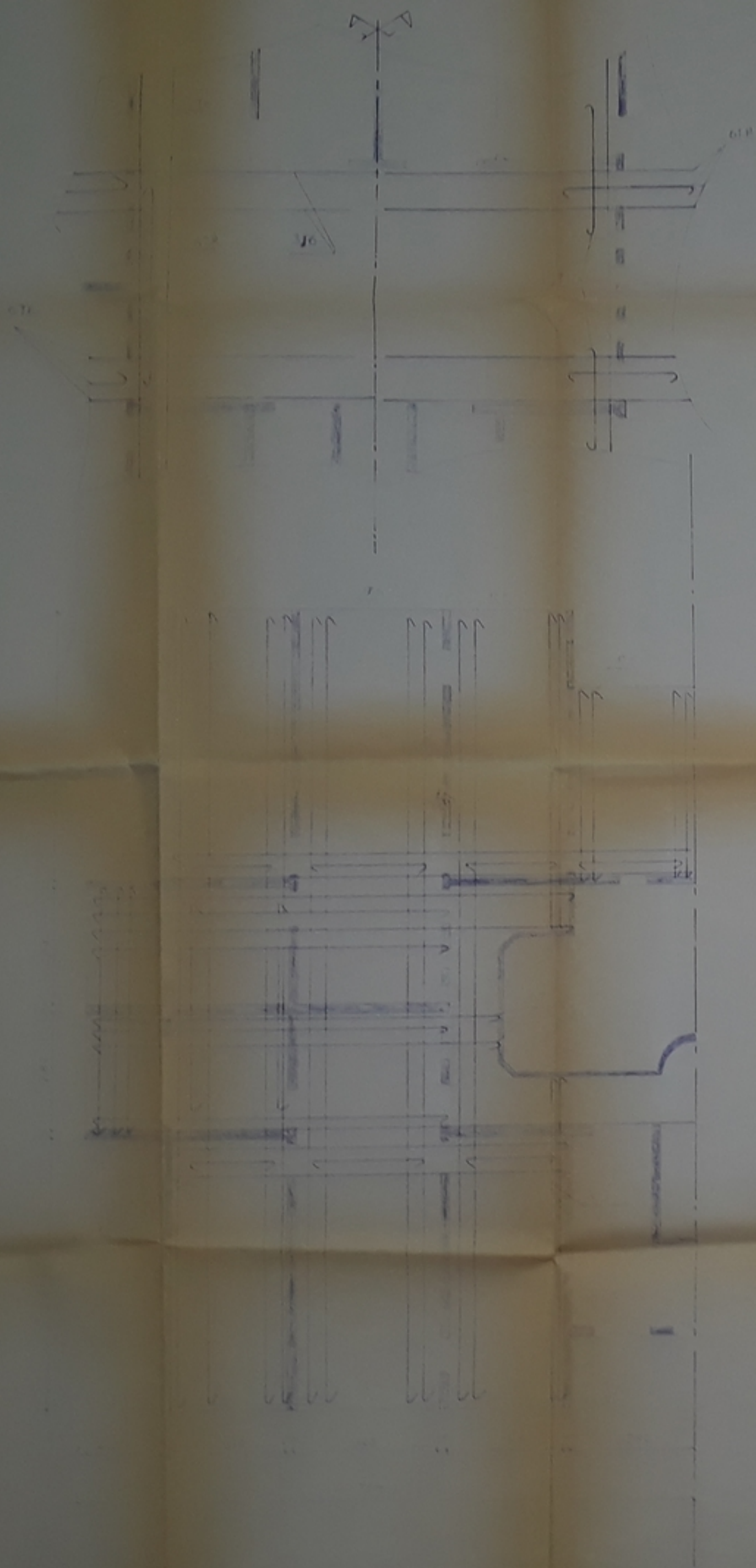
$$M = \left(\frac{19,5}{2} - 1,59 \right) \cdot 6774,294 = 55278,24 \text{ t.m}$$

d'où la sécurité au renversement est : $\frac{55278,24}{10774,547} = 5,13$.



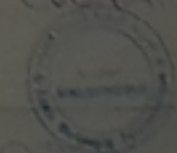
BIBLIOGRAPHIE

- CALCUL PRATIOUE DES TOURS EN BETON ARME
(M. DIVERS)
- COURS DE BETON ARME (BELAZOUGUI)
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES
EN BETON ARME (P. CHARON)
- COURS DE BETON 1 2 3
- REGLEMENT PARASISMI OUE ALGERIEN (R.P.A 81)
- REGLES NEIGE ET VENT (N.V 65)
- REGLES C.C.BA. 6 8



PB 05084
-1-

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT
GENIE CIVIL
FERRAILLAGE - PLAN
ETAGE COURANT ET ROU



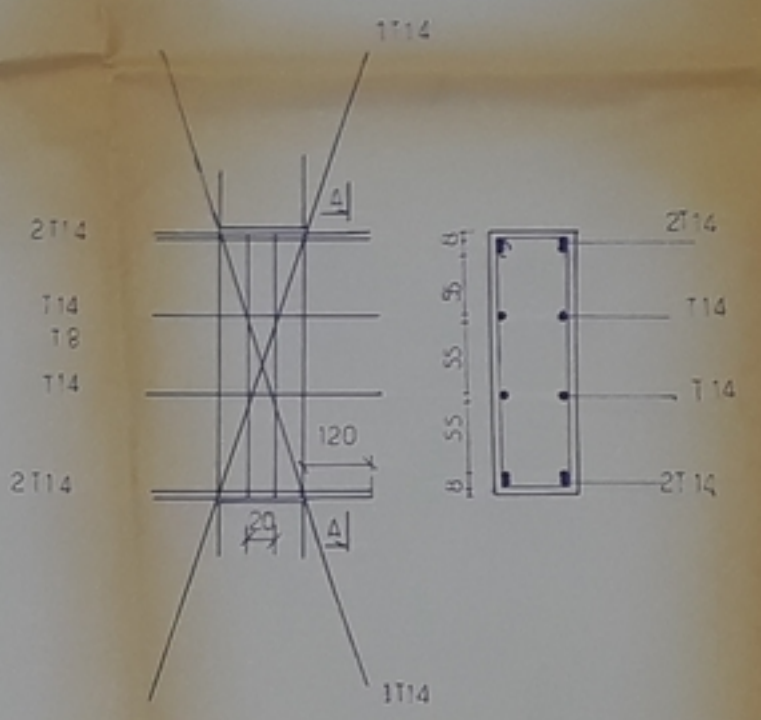
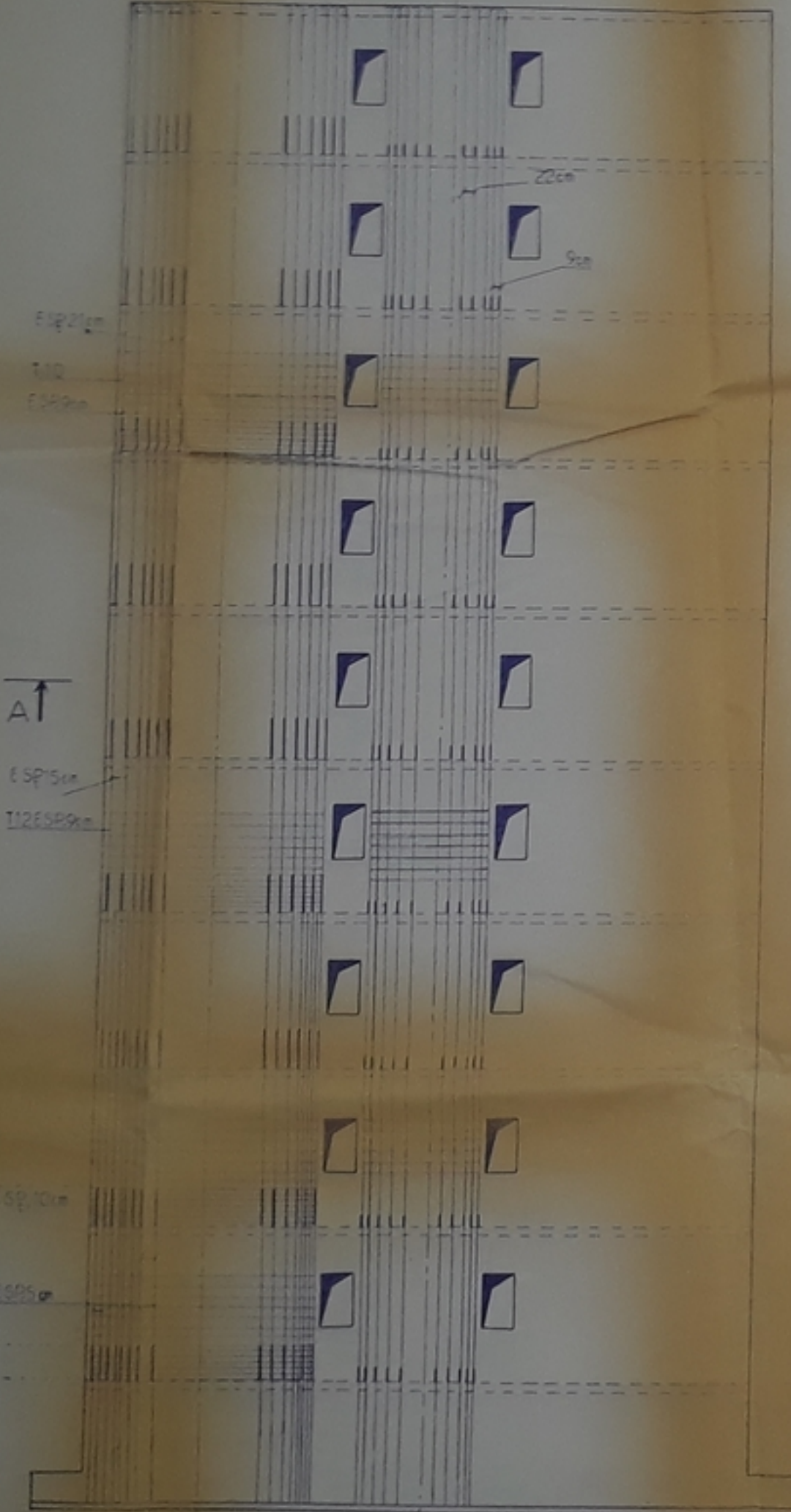
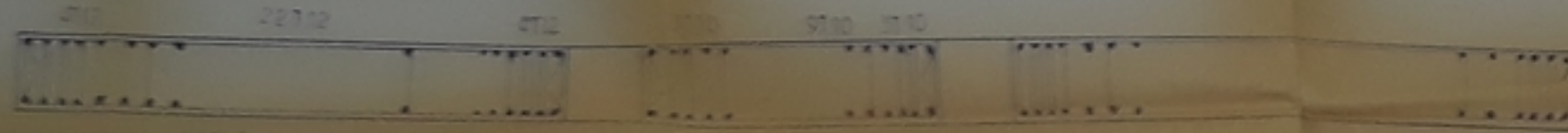
PROMOTION JUN 80

REVISIONS

DATE

REVISIONS

COUPE A-A



PB05087

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

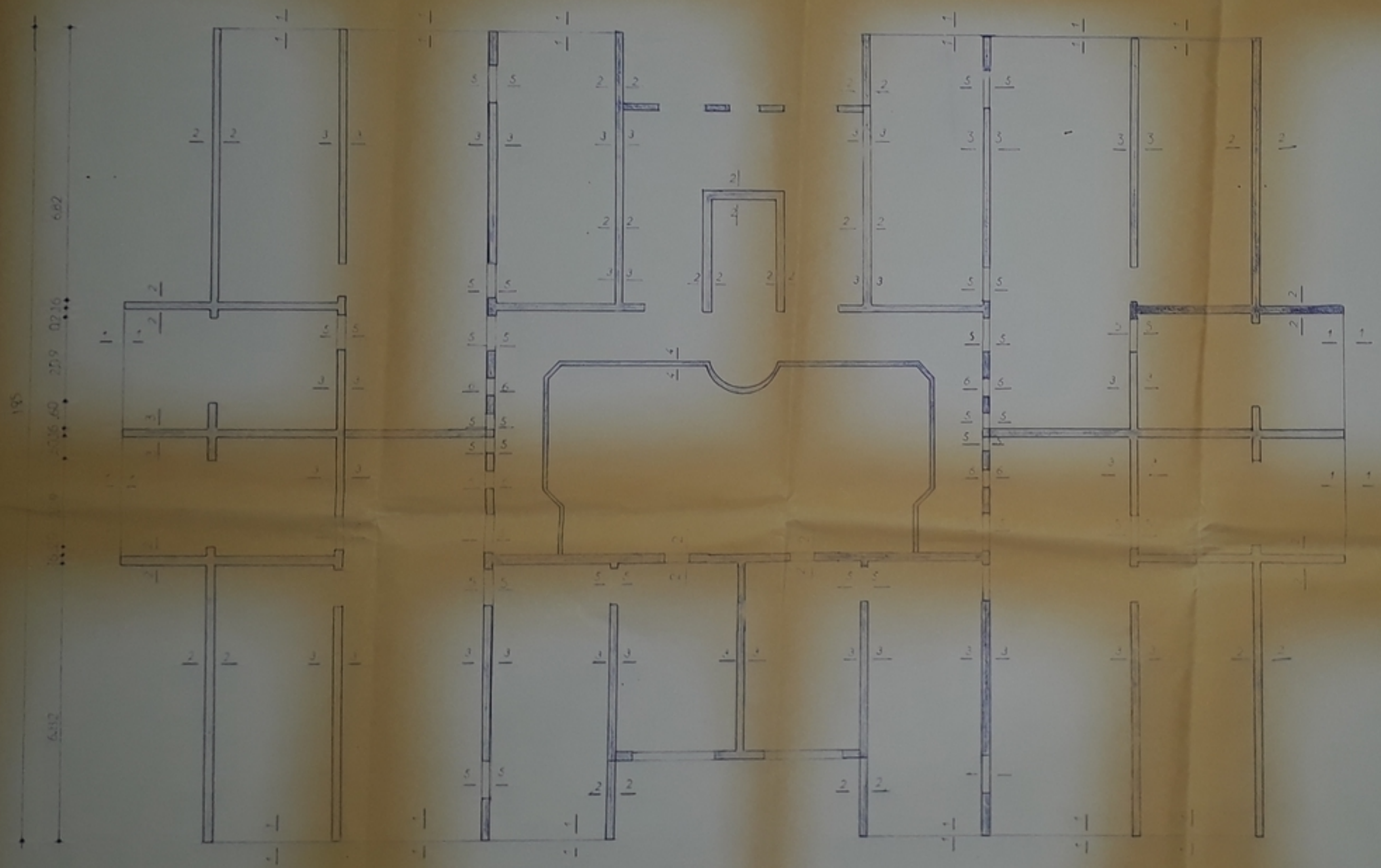
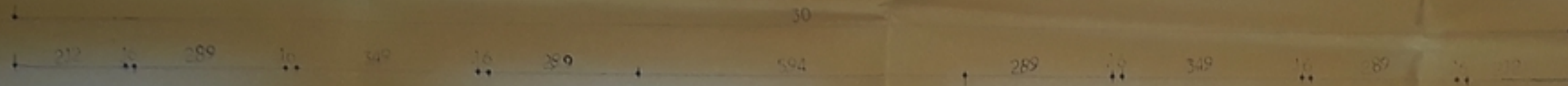
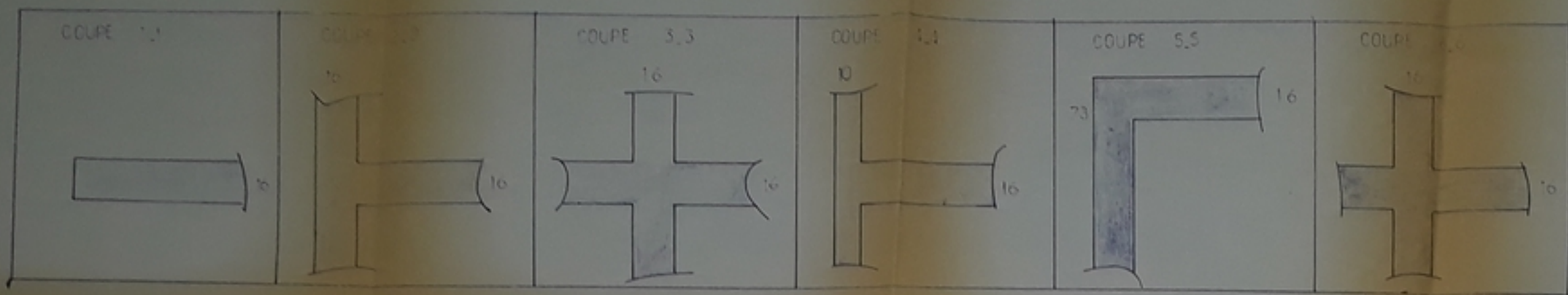
FERRAILLAGE
DU VOILE L₈

DESSINE PAR
MOKRAM AHICENE
METAAM MOHAMED

ECHELLE
1/50 - 1/25

ANNEE UNIVERSITAIRE
1986.1987 SEMESTRE 2

PROJET DE FIN D'ETUDES



PB 05087
- 4 -

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

COFFRAGE



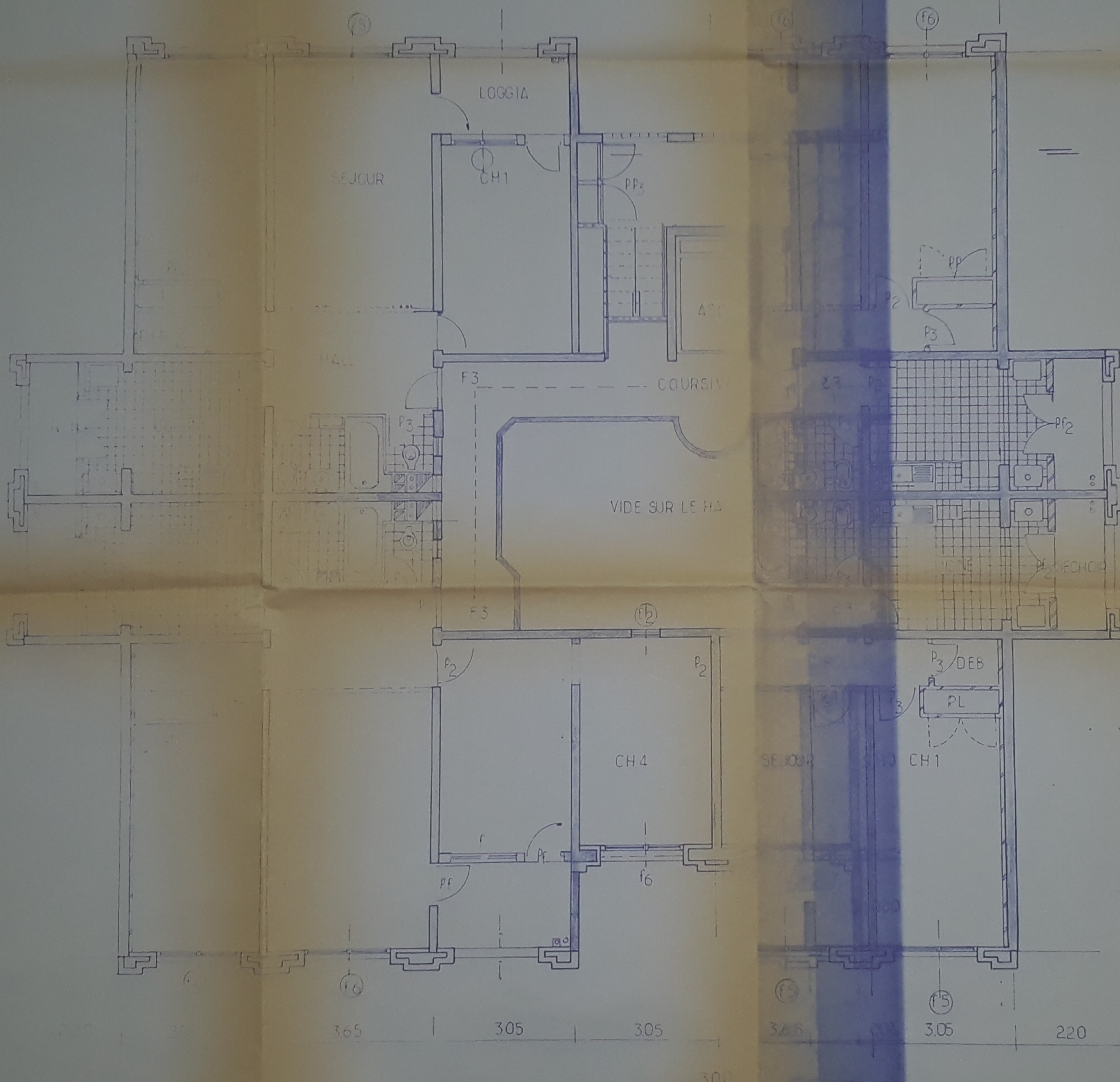
ETAGE COCIRANT

DESINÉ PAR
M. METAM MOHAMED
M. MOHAMMED ABOU

ÉCHELLE
1/50 - 1/10

PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES



PB05087
-5-

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

PLAN



ETAGE COURANT

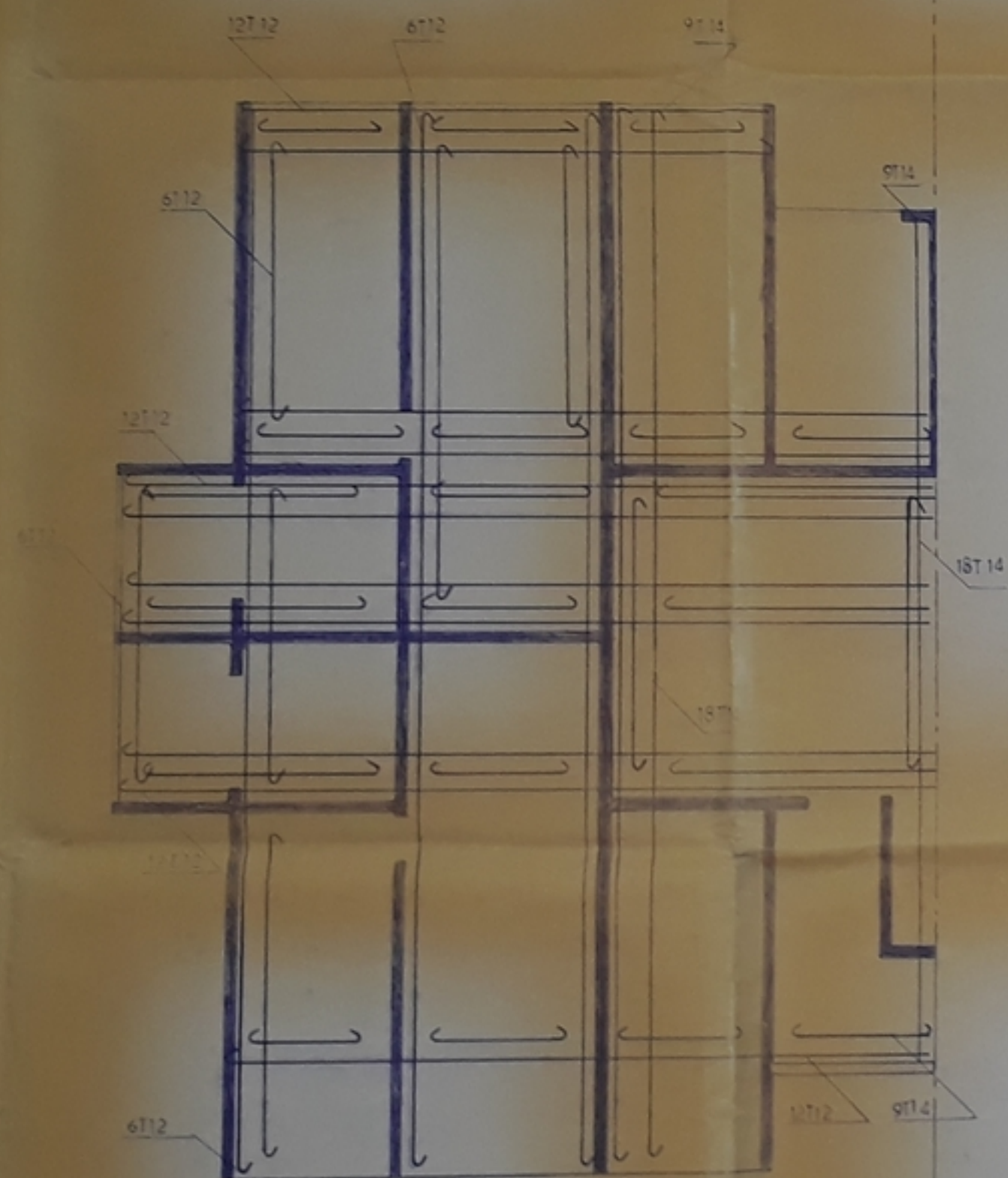
DESSINE PAR
METAAM, M.
MOKRANI, A

ECHELLE
1/50

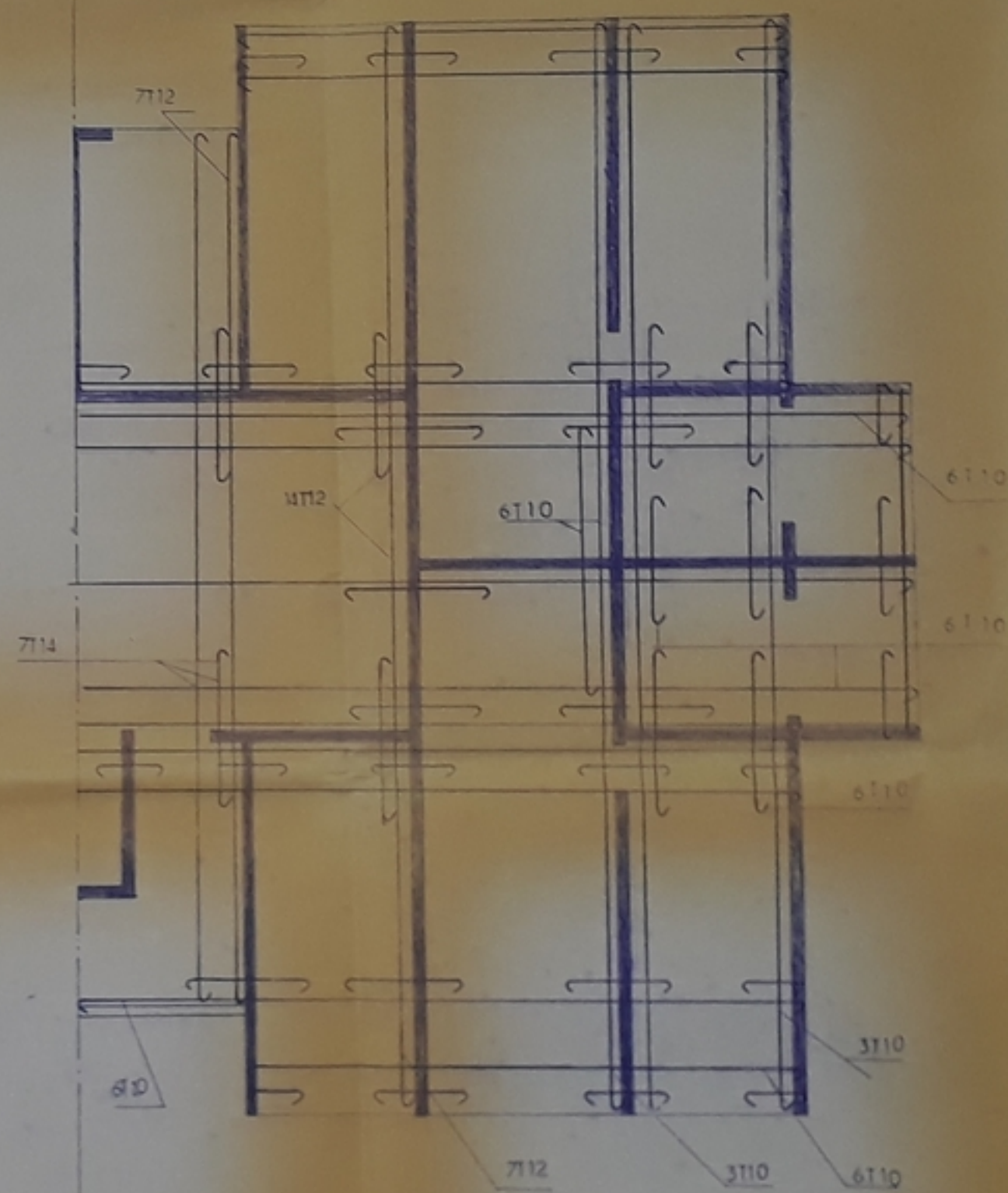
ANNEE :
836 / 837

PROJET DE FIN D'ETUDES

NAPPE INFÉRIEURE



NAPPE SUPÉRIEURE

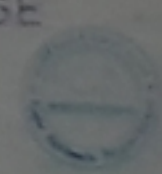


ÉCOLE NATIONALE
POLY

DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

FERRAILLAGE

RADIER



ÉLÉVÉ PAR
M. MOHAMED METAM
M. AHMED NOKRANI

ECH
1/50

PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

