

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2 ex

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GÉNIE CIVIL

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

2 ex sans planches

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

TOUR à USAGE
D HABITATION
R+13

4 PLANCHES

Proposé par :

B.E.R.E.G

Etudié par :

Addou.R

Saïd.guerni.S

Dirigé par :

M Cheikh

PROMOTION :

janvier 87

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement les personnes ayant contribué à l'élaboration de cet humble ouvrage

En particulier à : M^{me} CHEIKH (ING. E.N.P.)
M^e BOUCHAKOUR (D^e ING BEREG)
M^e BENGHANEM (ING BEREG)
M^e BOUCHAMA (M^{me} BEREG)
M^e BELHOCINE (T.S BEREG)

Nous remercions tous nos professeurs pour les conseils et encouragements qu'ils nous ont prodigués

Heureuses de témoigner notre sympathie et notre gratitude à tous les membres du service Béton Armé "Atelier Centre"



Je dédie ce modeste travail

mon père et ma mère pour leur
sacrifice et leur amour.

mon mari.

ma fille Hayet (Sabrina).

mes frères et sœurs.

ma belle famille.

Tous mes amis et camarades.

Rahel

Je dedie cet humble travail

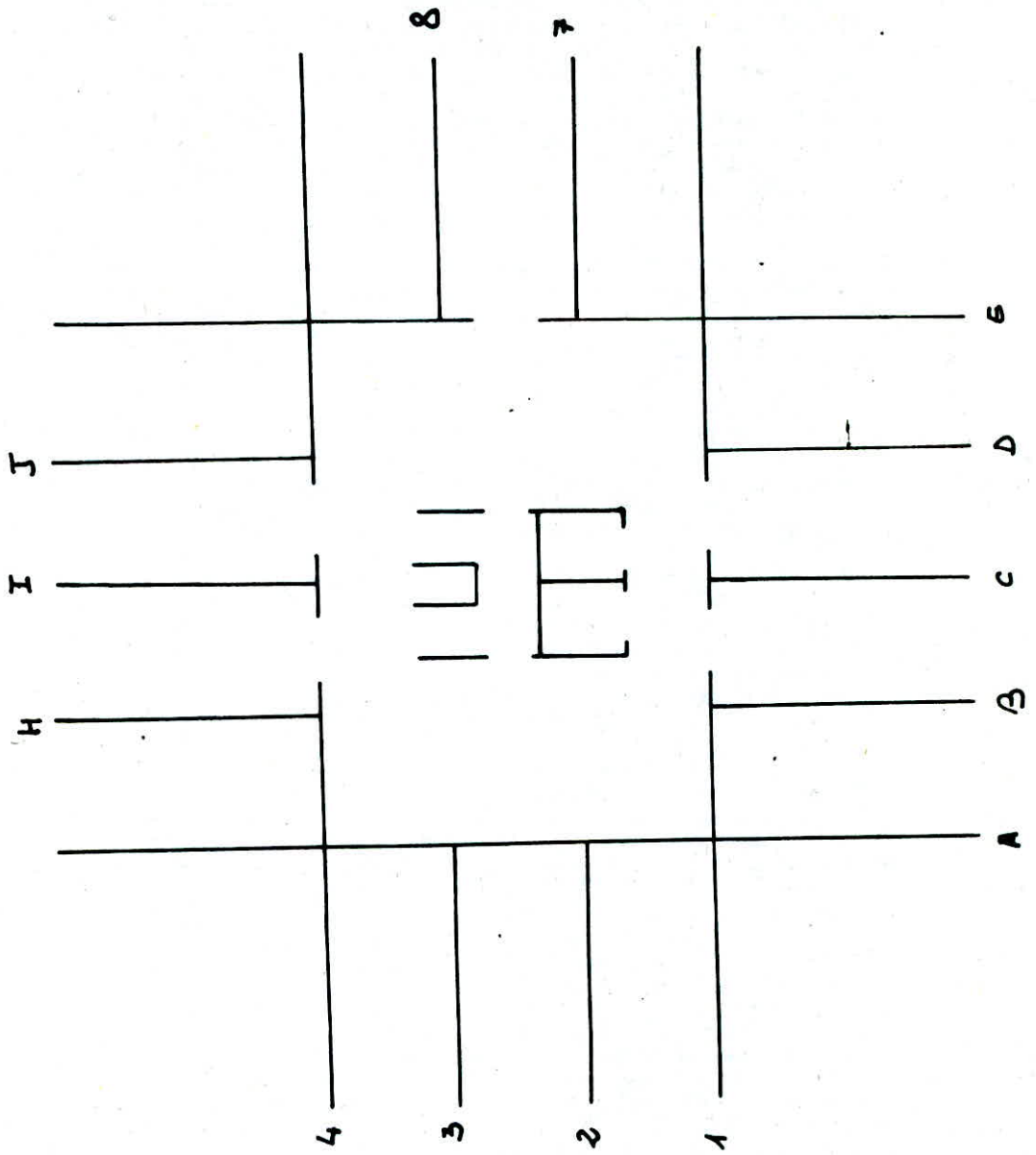
- . mon père et ma mère "Que Dieu ait leur âme
- . mon époux, pour son sacrifice
- . ma fille Imène
- . ma belle famille
- . mes frères pour avoir contribues à mon éducation et à mon instruction
- . mon frère Farid
- . Manni et mes soeurs.
- . Mes amies : Mourad ; Nounour ; Rachid et Chrikou ; Malek ; Samir et Ali ; Rabea.

Samia.

sommaire

Presentation	Page 1
Caracteristiques des materiaux	Page 3
Descente de charge	Page 6
Calcul des éléments	Page 10
Inerties Equivalentes	Page 25
Calcul des centres de masse et de torsion	Page 30
Calcul Pseudo-Dynamique	Page 40
ETUDE au Seisme	Page 58
ETUDE au contreventement	Page 61
Efforts dans les éléments de renfort	Page 65
Superposition des sollicitations	Page 77
Ferraillage (Voiles - Linteaux)	Page 88
Fondations	Page 99

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



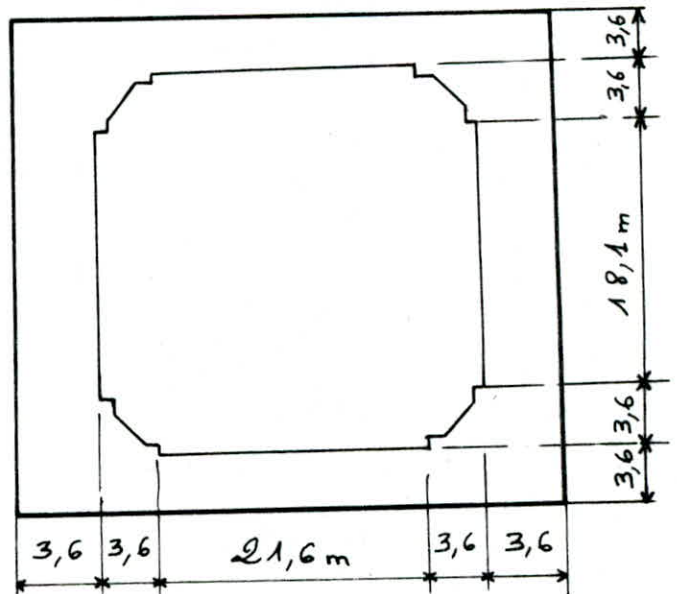
PRESENTATION

Notre projet traite un bâtiment RDC+13 à usage d'habitation qui sera implanté à Bordj-El-Bahri Wilaya de Boumerdès, zone de moyenne sismicité.

La structure est contreventée par des voiles dans le sens transversal et longitudinal assurant une stabilité au bâtiment lors d'un séisme horizontal, leur épaisseur est de 30 cm du sous sol au 1^{er} étage et de 20 cm du 2^{ème} étage à la terrasse.

La hauteur du bâtiment est de 46,3 m et la hauteur entre plancher est 3,06 m celle du RDC au 1^{er} étage est de 4,08 m

Le bâtiment est ancré à 3,6 m en profondeur. L'étude du sol est fictive car le sujet est un avant projet.



PREDIMENSIONNEMENT

1. PLANCHER TERRASSE

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir des conditions suivantes :

a. condition de limitation de flèche.

Elle est importante car elle est à la base des fissurations naissantes dans les revêtements.

On considère une poutre de plus grande portée

$$L = 7,3 \text{ m} \quad q = G + 1,2 P = 792 \text{ kg/m}^2$$

$$E = 7000 \sqrt{f_c} \quad \text{à } 90^\circ \text{ jours} \quad \gamma_{90} = 1,2 \cdot \sqrt{f_c} = 1,2 \cdot 275 = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{5 q l^4}{384 EI} \leq \frac{l}{500} \quad \text{d'où } I \geq \frac{5 \cdot 500 q l^4}{384 E l}$$

$$\text{avec } I = \frac{b e^3}{12} \quad \text{il vient } e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}}$$
$$I \geq \frac{5 \cdot 500 \cdot 792 \cdot 3,6^4 \cdot 10^4}{384 \cdot 127161 \cdot 7,3} = 18920 \text{ cm}^4$$

$$e \geq \left(\frac{12 \cdot 18920}{100} \right)^{1/3} = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

2. PLANCHER COURANT

$$q = 586 \text{ kg/m}^2 \quad \text{on adopte la même épaisseur}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

3. VOILES

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{zone II. (art: 3.412 RPA 81)}$$

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$$

on adopte $e = 20 \text{ cm}$ pour les voiles du 2^{ème} au 13^{ème} étage

$$e \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$$

on adopte $e = 30 \text{ cm}$ pour les voiles du RDC au 1^{er} étage

Planchers :

Le plancher sera constitué de dalles pleines de 15 cm d'épaisseur

Escaliers :

Escaliers droits : coulés sur place

Escaliers hélicoïdaux : préfabriqués

Fondation :

Radier en béton armé

Le taux de travail du sol $\bar{T}_s = 1,5 \text{ bars}$

Execution :

Coffrage tunnel : procédé qui permet de couler les voiles et les planchers en même temps

CARACTERISTIQUES
DES
MATERIAUX

CARACTERES MECANIQUES DES MATERIAUX UTILISES

BETON

Le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325, à contrôle atténué.

Sa résistance nominale à la compression: $\bar{f}_{c28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$
(à l'âge de 28 j.)

CONTRAINTES ADMISSIBLES

1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \bar{f}_{c28}$$

α : dépend de la classe du ciment ($\alpha = 1$ classe 325)

β : dépend de l'efficacité de contrôle du béton ($\beta = 5/6$ contrôle atténué)

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats $\gamma = 1$ ($h_m \geq 4 c_g$)

δ : dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple, et en flexion composée quand l'effort normal est une traction

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{quand l'effort normal est une compression} \\ 0,6 & \text{dans le cas de la flexion composée} \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton seul

$e_1 = \frac{M}{N_c}$: rayon vecteur de même ligne que e_0 du noyau central de la section du béton seul, situé dans le plan radial

passant par le centre de pression

E : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$E = 1$ en compression simple, flexion simple, flexion composée avec traction.

2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE REFERENCE DE TRACTION

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{23} ; \text{ avec } \delta = 0,018 + \frac{2,1}{\sqrt{23}} = 0,026$$

	compression simple	flexion simple	traction
contraintes	$\bar{\sigma}'_{b0}$ (bars)	$\bar{\sigma}'_b$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)
SP 1	67,5	135	5,85
SP 2	101,25	202,5	8,77

Les contraintes admissibles du second genre (SP2) sont obtenues en majorant les contraintes du 1^{er} genre de 50%.

$$\bar{\sigma}_{sp2} = 1,5 \bar{\sigma}_{sp1}$$

ACIERS

Les aciers utilisés sont classés en deux catégories

* Aciers à haute adhérence (HA): de nuance FeE 40, de limite d'élasticité

$$\tau_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

* Aciers ronds lisses (Adx) FeE 2A.

$$\tau_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

CONTRAINTES ADMISSIBLES : (de traction)

a) Aciers HA $\bar{\sigma}_a = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$
 sous SP1 $\rho_a = 2/3 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$
 sous SP2 $\rho_a = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

LIMITES IMPOSEES PAR LES CONDITIONS DE NON FISSURATION DE BÉTON

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limite (σ_a), cette dernière doit vérifier l'inégalité

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\hat{\omega} f}{1 + 10 \hat{\omega} f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\kappa \eta \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

avec : κ : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration et ayant les valeurs ci-après

- $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible
- $\kappa = 1 \cdot 10^6$: " " préjudiciable.
- $\kappa = 0,5 \cdot 10^6$: " " nuisible.

η : coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 & (Adx) \\ \eta = 1,6 & (HA) \end{cases}$

ϕ : diamètre en (mm) de la plus grosse barre.

$$\hat{\omega} f = \frac{A}{B_p} = \text{pourcentage de fissuration.}$$

A : section des Armatures tendues
 B_p : section du Béton enrobant les barres.

**DESCENTE
DE
CHARGE**

BUT

Détermination des sollicitations des charges permanentes "G" et des surcharges d'exploitations "P"

1. CHARGES PERMANENTES

a) Plancher terrasse.

- protection par gravier		90 kg/m ²
- étanchéité		10 kg/m ²
- chappe (4cm)	0,04 · 2000	80 kg/m ²
- isolation thermique liège 3cm		12 kg/m ²
	0,03 · 4000	
- forme de pente		206,25 kg/m ²
- dalle pleine	0,15 · 2500	375 kg/m ²
- plâtre	0,015 · 2000	18 kg/m ²
		<hr/>
		792 kg/m ²

b) plancher étage courant.

- carrelage (2cm)		44 kg/m ²
- Mortier de pose (2cm)		40 kg/m ²
- Sable		34 kg/m ²
- dalle (15cm)	0,15 · 2500	375 kg/m ²
- Plâtre		18 kg/m ²
- cloison.		75 kg/m ²
		<hr/>
		586 kg/m ²

2. SURCHARGES

- plancher terrasse inaccessible	100 kg/m ²
- plancher niveau courant	175 kg/m ²

- escaliers

400 kg/m²

- acrotère

100 kg/m²

- Balcons

380 kg/m²

3. SURFACES DE PLANCHER REVENANT A CHAQUE VOILE

Voiles	V ₁ - V ₄	V ₂ - V ₃ - V ₇ - V ₈	V _A - V _E	V ₆ - V _D - V _H - V ₉	V _C - V ₅
2 - 13	75,5	27,72	51,54	23,76	28,98
1 - RDC	75,7	19,44	51,84	23,58	27,72

4. POIDS DES VOILES

Exemple de calcul.

Descente de charge du voile 1

Charges verticales permanentes

NIV 13

- plancher terrasse: $0,752 \times 75,5 = 59,8t$
- acrotère: $0,5 \times 0,2 (1,3 \times 2) \times 2,5 = 0,65t$
- Poids propre des poutres $\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \times 0,30 \times 2,5 \times 2,5 = 0,57t \\ 0,2 \times 0,15 \times 3,6 \times 2,5 = 0,27t \end{array} \right.$

$$* G_{13} = 61,29t$$

NIV 12

- G₁₃ 61,29 t
- Plancher courant: $0,586 \times 75,5 = 44,24t$
- Poids propre du voile V₁: $0,2 \times 3,06 \times 3,14 \times 2,5 = 48,04t$
- Poids propre des poutres = 0,84 t

$$* G_{12} = 154,41t$$

surfaces d'exploitation

NIV 13

- plancher terrasse: $0,1 \times 75,5 = 7,55t$

$$P_{13} = 7,55t$$

NIV 12

- P₁₃ 7,55 t

- Plancher courant: $0,175 \times 75,5 = 13,21t$

$$P_{12} = 20,76t$$

NIV 11

- $G_{11} = NIV(12) + cste = 154,41 + 93,12 = 247,53t$
- $G_{10} = NIV(11) + cste = 340,65t$
- $G_9 = N_{10} + cste = 433,77t$
- $G_8 = N_9 + cste = 526,89t$
- $G_7 = N_8 + cste = 620,01t$
- $G_6 = N_7 + cste = 713,13t$
- $G_5 = N_6 + cste = 806,25t$
- $G_4 = N_5 + cste = 899,37t$
- $G_3 = N_4 + cste = 992,49t$
- $G_2 = N_3 + cste = 1085,61t$

NIV 1

- $G_2 = 1085,61t$
- poids propre du voile $V_1: 0,3 \times 3,06 \times 3,14 \times 2,5 = 72,06t$
- poids propre des poutres $0,84t$
- plancher courant $44,36t$

$$* G_1 = 1202,87t$$

RDC

- $G_1 = 1202,87t$
- plancher RDC $= 44,36t$
- poids propre des poutres $= 0,84t$
- poids propre du voile: $(0,3 \times 4,08 \times 3,14 \times 2,15) = 96,10t$

$$* G_0 = 1344,16t$$

NIV 11

- $P_{11} = N_{11} + cste = 20,76 + 13,21 = 33,97t$
- $P_{10} = P_{11} + cste = 47,18t$
- $P_9 = P_{10} + cste = 60,39t$
- $P_8 = P_9 + cste = 73,6t$
- $P_7 = P_8 + cste = 86,81t$
- $P_6 = P_7 + cste = 100,02t$
- $P_5 = P_6 + cste = 113,23t$
- $P_4 = P_5 + cste = 126,44t$
- $P_3 = P_4 + cste = 139,65t$
- $P_2 = P_3 + cste = 152,86t$

NIV 1

- $P_1 = P_2 + cste = 166,07t$

$$P_1 = 166,07t$$

RDC

- $P_{RDC} = P_1 + cste = 179,28t$

$$P_{RDC} = 179,28t$$

* Charges Verticales Permanentes Revenant à chaque Voies G (tonnes).

Niveau Voies	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V ₁ - V ₄	61,29	154,44	247,53	340,65	433,77	526,89	620,01	713,13	806,25	899,37	992,49	1085,61	1178,73	1271,85
V ₂ - V ₃ V ₇ - V ₈	22,27	51,51	80,75	109,99	139,23	168,47	197,71	226,95	256,19	285,43	314,67	343,91	373,15	402,39
V _A - V _E	41,76	111,61	181,46	251,31	321,16	391,01	460,86	530,71	600,56	670,41	740,26	810,11	879,96	949,81
V _B - V _D V _H - V _J	19,14	46,07	72,99	99,91	126,83	153,75	180,67	207,59	234,51	261,43	288,35	315,27	342,19	369,11
V _C - V _I	22,57	52,03	81,49	110,95	140,41	169,87	199,33	228,79	258,25	287,71	317,17	346,63	376,09	405,55

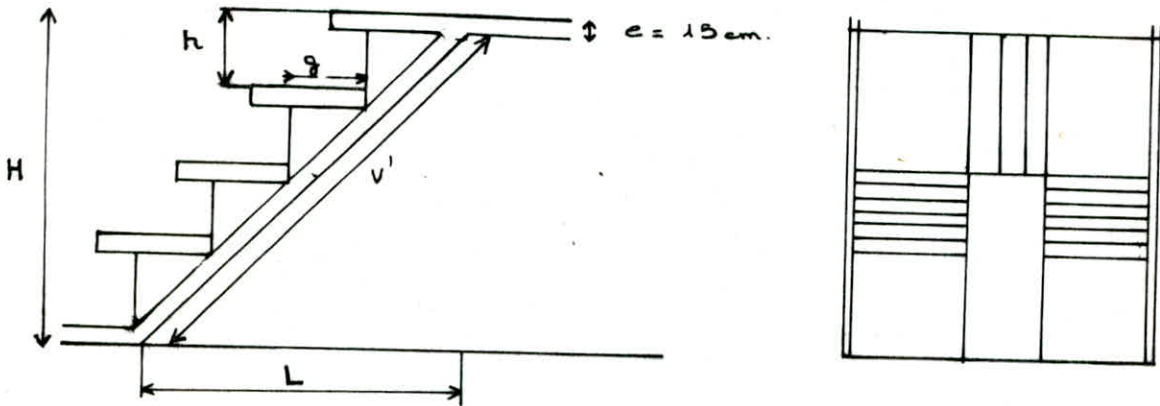
* Charges D'exploitations P (tonnes).

Niveau Voies	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V ₁ - V ₄	7,55	20,71	33,92	47,13	60,34	73,55	86,76	99,97	113,18	126,39	139,6	152,81	166,02	179,23
V ₂ - V ₃ V ₇ - V ₈	2,77	7,62	12,47	17,32	22,17	27,02	31,87	36,72	41,57	46,42	51,27	56,12	60,97	65,82
V _A - V _E	5,15	14,17	23,19	32,21	41,23	50,25	59,27	68,29	77,31	86,33	95,35	104,37	113,39	122,41
V _B - V _D V _H - V _J	2,38	6,54	10,7	14,86	19,02	23,18	27,34	31,50	35,66	39,82	43,98	48,14	52,29	56,45
V _C - V _I	2,81	7,72	12,64	17,55	22,46	27,37	32,28	37,19	42,10	47,01	51,92	56,83	61,74	66,65

**CALCUL DES
ELEMENTS**

ESCALIERS

Les escaliers de notre structure seront coulés sur place en béton armé. Les paliers sont en dalle pleine d'épaisseur 15 cm.



* Dimensions :

- giron $g = 30$
- hauteur d'une marche $h = 17 \text{ cm}$.
- hauteur de la volée $h = 1,19 \text{ m}$.
- emmarchement $1,6 \text{ m}$.
- nombre de marche $n = 7$

= inclinaison de la paillese / horiz : $\arctg \frac{h}{g} = 29,54$

- portée horizontale de la volée : $L = 2,10 \text{ m}$.

* Vérification de la relation de BLONDEL :

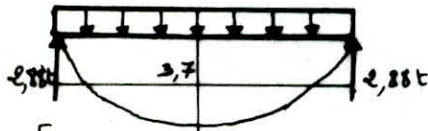
$2h + g = 64 \text{ cm}$ vérifié

* Descente de charge :

- poids propre de la paillese : $\frac{0,15 \times 0,250}{\cos \alpha} = 0,431 \text{ t/m}^2$
 - mortier + revêtement : $0,02 \times 2 + 0,02 \times 2 = 0,084 \text{ t/m}^2$
 - poids propre de la marche : $\frac{1}{2} \cdot 0,17 \times 2,2 = 0,187 \text{ t/m}^2$
- $G = 0,702 \text{ t/m}^2$

$$q_c = 0,70e + 1,2 \cdot 0,250 \approx 1 \text{ t/m}^2 = 1 \times 1,6 = 1,6 \text{ t/ml}$$

Ferrailage:



$$\left[\begin{array}{l} A = 9,299 \rightarrow 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2 \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M = q \frac{l^2}{8} = 2,73 \text{ t.m} \rightarrow p = 0,1015 \rightarrow \kappa = 24,5$$

$$c = 0,1734$$

Verifications:

* condition de non fragilité

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\kappa \gamma}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 b \cdot d} = 0,025 \quad \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ d = 2 \text{ cm} \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_t = 2,4 \cdot \left[\frac{\kappa \gamma}{\phi} \sqrt{\bar{\sigma}_b} \right]^{1/2} = 2258 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié.}$$

* Verification de non fragilité

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifié.

* Verification au cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b \quad T = 2,96 \text{ t} \quad z = \frac{7}{8}$$

$$\bar{\tau}_b = 2,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

Article CBA 68 $\Rightarrow A_t$ n'est pas nécessaire, on adopte 4T8 $e = 20 \text{ cm}$ pour éviter l'éclatement du béton.

* Verification de l'espacement

$$t \leq \min(3ht, 33 \text{ cm}) = \min[36, 33] \text{ Verifié}$$

* Verification des contraintes

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} \quad \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa}$$

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,8375 \quad \kappa = 23,3 \quad e = 0,8695$$

$$\bar{\sigma}_b = 2603,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a ; \bar{\sigma}'_b = 111,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

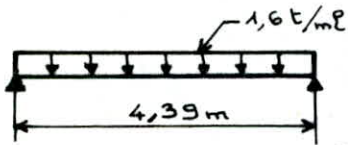
Appui:

$$\pi_a = 0,3 \pi_t = 0,778 \text{ t.m} \rightarrow \gamma = 0,0289 \quad \kappa = 53 \quad E = 0,9265.$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{5T10} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Toutes les vérifications sont satisfaisantes.

2^{ème} appui:



$$H = 68 \text{ cm}, \quad L = \frac{H}{\tan \alpha} = 1,19$$

$$\pi = \frac{qL^2}{8} = 3,85 \text{ t.m} \rightarrow \gamma = 0,1220 \rightarrow \kappa = 21,7 \rightarrow E = 0,8638$$

$$A = 12,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \text{5T12} \\ \text{5T14} \end{cases} = 13,34 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Toutes les vérifications sont satisfaisantes.

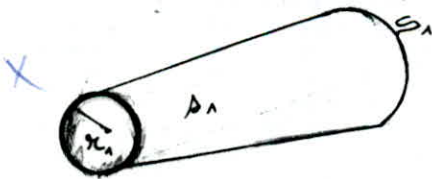
calcul de l'effort normal du poteau de l'escalier hélicoïdal.

Vérification au poinçonnement

a) poids propre du poteau.

$$P_p = \gamma_b \times V = 2,5 \cdot 3,14 \cdot (0,15)^2 \cdot 3,06 = 0,547.$$

b) poids propre des 12 marches en console.



$$d_1 = \alpha, r_1 \quad S_1 = \alpha, R_1$$

$$\alpha = \frac{3\pi}{2} \quad \alpha_1 = \frac{1}{12} \alpha = \frac{3\pi}{24}$$

$$S_1 = \frac{3\pi}{24} \times 100 = 39,27 \text{ cm}^2 \approx 39 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = \frac{3\pi}{24} \times 15 = 5,89 \text{ cm}^2 \approx 6 \text{ cm}^2$$

pour éviter le chevauchement des marches on

adopte $2\alpha_1 \Rightarrow 2d_1$

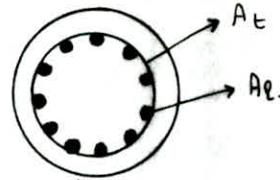
$$d_1 = 12 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0,12 + 0,39}{2} \cdot 0,85 = 0,22 \text{ m}^2 \Rightarrow V = 0,22 \times (9,10 + 9,9) \\ = 0,028 \text{ m}^3$$

$d = 30 \text{ cm.}$

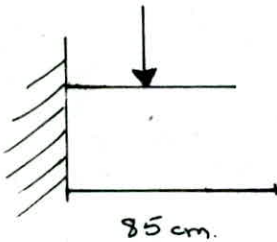
$$S = 707 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\text{RPA}} A = 0,8\% \Rightarrow S = 5,656 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} A_L = 8 \text{ T10} \\ e = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rightarrow A_t = \text{T8}$$



escaliers en console:

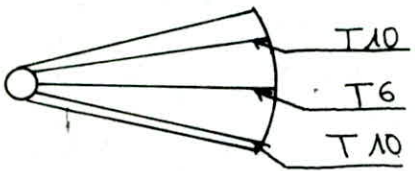
- poids propre: $(0,39 + 0,12) \times \frac{0,85}{2} \times \frac{0,15 + 0,10}{2} \times 2,5 = 0,07 \text{ t}$
 - revêtement + mortier $(0,04 + 0,066) \times 0,22 = 0,023 \text{ t}$
 - surcharge $1,2 \times 0,25 \times 0,22 = 0,066 \text{ t}$
-
- $0,159 \text{ t}$



$$M = 0,159 \times \frac{0,85}{2} = 0,067 \text{ tm.}$$

$$\gamma = 0,0207 \rightarrow K = 64,5; e = 0,9371$$

$$A = 0,212 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T10} + 1 \text{ T6} = 1,85 \text{ cm}^2$$



Verifications

condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 b h \frac{\sqrt{\sigma_c}}{f_{tcr}} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$b = 12 \quad h = 12.$$

$$A = 1,85 \text{ cm}^2 > 0,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifié}$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{\kappa R}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = 4952,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega} f = \frac{1,85}{2 \times 12 \times 3} = 0,026$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left[\frac{\kappa R}{\phi} \sqrt{\sigma_c} \right]^{1/2} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifié}$$

- poids propre: $0,028 \times 2,5 = 0,07 \text{ t}$
 - revêtement + mortier: $0,106 \times 0,22 = 0,023 \text{ t}$
 - garde corps: $0,06 \times 0,22 = 0,013 \text{ t}$
 $G = 0,106 \text{ t}$
surchage: $P = 1,2 \times 0,250 \times 0,22 = 0,066 \text{ t}$

$$q_1 = 12 \times q_0 = 2,064 \text{ t}$$

c) reaction qui revient du renfort R_1

1- poids de la poutre: $1 \times 0,15 \times 0,20 \times 2,5 = 0,075 \text{ t}$
 2- poids des 4 marches:
 * poids propre de la marche: $\frac{1}{2} \times 0,18 \times 2,5 \times 1 \text{ m} = 0,225 \text{ t/mP}$
 * paillasse: $\frac{2,5 \times 0,15}{0,86} \times 1 \text{ m} = 0,43 \text{ t/mP}$
 * mortier + revêtement $(0,04 + 0,066) = 0,106 \text{ t/mP}$
 $G = 0,761 \text{ t/mP}$

$$q = G + 1,2P \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

sur 1 m de portée: $q = 0,761 + 1,2 \times 0,25 = 1,061 \text{ t}$

$$q_2 = 1,136 \text{ t}$$

d) poids de la partie dalle Niv: 3 qui revient au poteau

$$q_4 = \frac{1}{2} \times 0,796 \times 2,5 \times 1 = 0,995 \text{ t}$$

- Effort normal = $0,995 + 1,136 + 2,064 + 0,54 = 4,735 \text{ t}$

$$N = 4,735 \text{ t}$$

- Vérification au cisaillement.

$$\frac{1,5N}{P_c \cdot h_0} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$P_c = \pi (d + h_0)$$

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

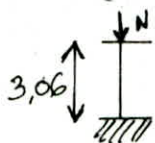
$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$P_c = 141,37 \text{ cm}$$

$$N = 4,735 \text{ t}$$

$$3,35 < 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

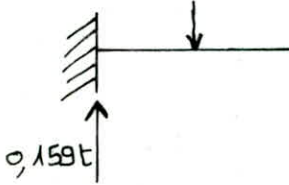
- Ferrailage au poteau.



$$P_c = P_0 = 3,06$$

$$\frac{P_c}{D} < 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{pas de flambement}$$

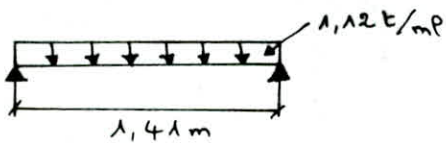
Verification au cisaillement:



$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,26 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b \text{ Verifié}$$

Toutes les autres verifications sont faites

escaliers qui longent les escaliers helicoidaux:



$$M_{t, \max} = \frac{q l^2}{8} = 0,279 \text{ t.m} \quad b = 100 \text{ cm} \\ h = 12 \text{ cm}$$

$$\nu = 0,0103 \rightarrow K = 95 \rightarrow E = 0,9545$$

$$\tau'_b = \frac{\sqrt{q}}{K} = 29,47 \text{ kg/cm}^2 < \tau'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad A = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0,3 M_t = 0,084 \text{ t.m} \rightarrow \nu = 0,00021 \rightarrow K = 560; E = 0,9913$$

$A = 0,25 \text{ cm}^2$ on adopte 5T8 = $2,51 \text{ cm}^2$ avec $e = 20 \text{ cm}$.
en travée et appui.

Verifications:

condition de non fissuration.

$$\tau_1 = \frac{K \tau}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}$$

$$K = 1,510^6 \quad A = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\tau_2 = 2,4 \left[\frac{K \tau}{\phi} \cdot \bar{\tau}_b \right]^{1/2}$$

$$\tau = 1,6$$

$$\phi = 8$$

$$\tau_1 = 1153,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau_a = \bar{\tau}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié}$$

Armatures transversales

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 0,79 \text{ t}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

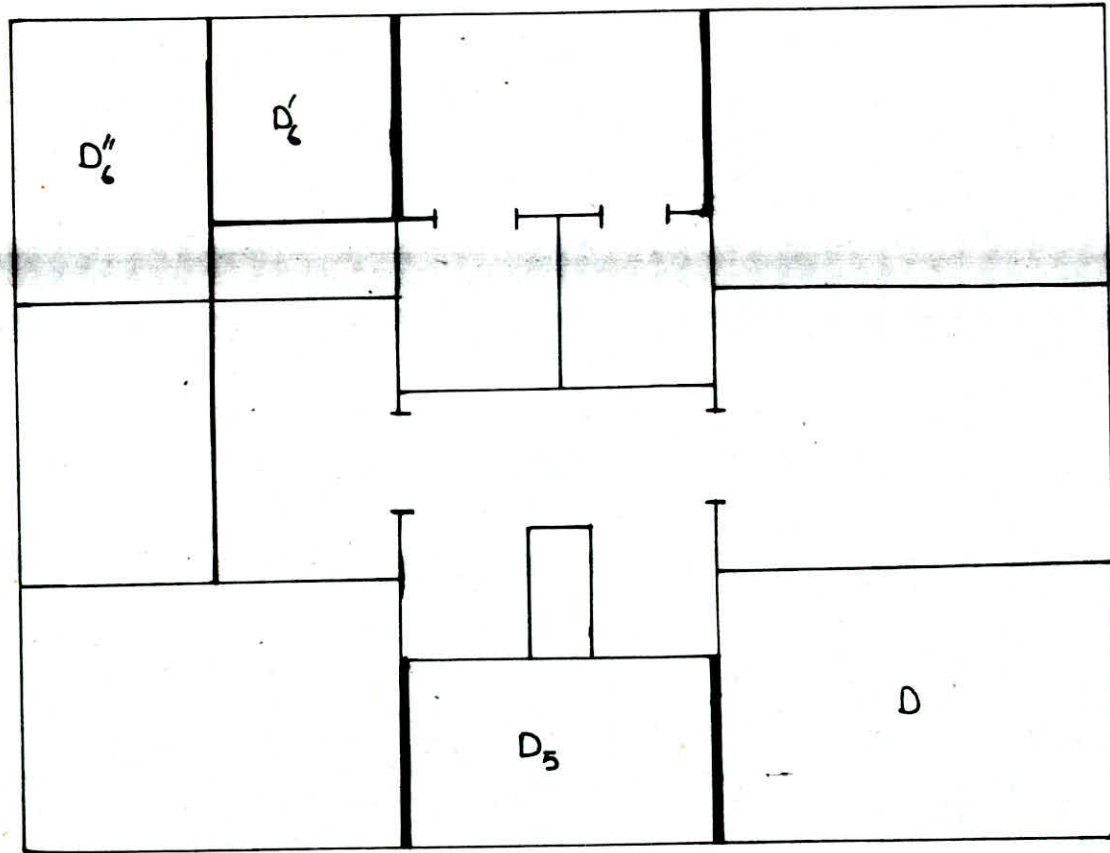
$$h = 12 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 0$$

les armatures de repartition sont prises forfaitairement au $\frac{1}{4}$ des armatures principales $A_t = \frac{1}{4} \times 2,51 = 0,628 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8$
NB: Toutes les autres verifications sont faites avec $e = 20 \text{ cm}$.



Cage d'escaliers

Ech: 1/200

13

PLANCHER

INTRODUCTION

Le type de coffrage utilisé est celui des tables et banches c'est un système qui permet de coffrer d'abord les voiles ensuite les planchers

notre présent ouvrage présente

1) - deux types de dalles

- dalle appuyée sur 4 côtés

- dalle dont le coefficient γ défini par BARRÉS est supérieur à 2.

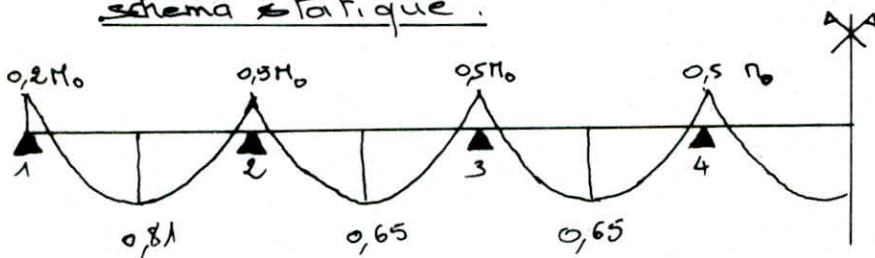
2) - des poutres, des renforts, des chaînages

Détermination des efforts pour les dalles dont $\gamma \geq 2$

Notre dalle est supposée une poutre appuyée sur plusieurs appuis par bande de largeur unitaire (1m) longitudinalement et transversalement d'où nous utiliserons la méthode forfaitaire présentée dans l'article 55 du C.C.B.A 68

Coupe de la poutre (dalles D_1, D_2, D_3, D_4)

schéma statique.



la charge développée $q = G + 1,2F = 0,586 + 1,2 \cdot 0,350 = 1,006 \text{ t/m}$

$$q = 1,006 \text{ t/m}$$

$\delta = \frac{85}{3,6} > 0$ ou on utilise la méthode forfaitaire.

Valeurs des moments:

$$M_0 = \frac{9P^0}{8} = 1,63 \text{ t.m.}$$

* moment en travée de rive: $M_t = 0,81M_0 = 1,32 \text{ t.m.}$

* moment en travée intermédiaire: $M_t = 0,65M_0 = 1,059 \text{ t.m.}$

* moment en Appui de rive: $M_a = 0,2M_0 = 0,326 \text{ t.m.}$

* moment en Appui intermédiaire: $M_a = 0,5M_0 = 0,815 \text{ t.m.}$

Ferraillage:

- travée de rive:

$$M = 1,32 \text{ t.m} \rightarrow \mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} \quad \text{ou } \mu = 0,0416 \xrightarrow{TAB} \begin{matrix} \epsilon = 0,9132 \\ R = 42,6 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 3,97 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6T10/p.m.l = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{e de } 16 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{R} = 57,38 < 137 = \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

- travée intermédiaire:

$$M = 1,059 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,034 \xrightarrow{TAB} \begin{matrix} \epsilon = 0,9216 \\ R = 48,8 \end{matrix}$$

$$A = 3,16 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6T10/p.m.l = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{e } 16 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_b = 57 < 137$$

dans l'autre sens on adopte des armatures de repartition $5T8/p.m.l = 2,51 \text{ cm}^2$ en ayant pris les 30% de A

Vérification:

- condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée avec } \begin{matrix} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

- les contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,362 \xrightarrow{TAB} \begin{matrix} \epsilon = 0,9067 \\ R = 38,6 \end{matrix}$$

- en travée intermédiaire: $M = 1,059 \text{ t.m.}$

$$\sigma_a = 1907,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = 49 < 137 \quad \text{OK} \rightarrow A' = 0$$

- En travée de rive: $M = 1,32 \text{ t.m.}$

$$\sigma_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} = 2377,64 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 61,64137$$

$OK \Rightarrow A' = 0$

- La non fissuration:

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \end{cases} = 2800$$

avec $\sigma_1 = \frac{k \mu}{\phi} \cdot \frac{w_{ef}}{1 + 10 w_{ef}} = 2142,1 \text{ kg/cm}^2$ avec $k = 1,5106$
 $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \mu}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$

$\rho = 1,5$
 $w_{ef} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d}$
 $d = 2 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

donc $\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

- En appui de rive: $M_a = -0,326 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,0103 \frac{TAB}{\phi} \quad \epsilon = 0,9545 ; k = 95 \rightarrow A = 0,938 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow 5T8/p.m^2 \quad e = 20 \text{ cm}$

- En Appui intermédiaire: $M_a = -0,815 \text{ t.m.}$

$$\mu = 0,0258 \frac{TAB}{\phi} \quad \epsilon = 0,9301 ; k = 56,5 \rightarrow A = 2,41 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow 5T8/p.m^2 \quad e = 20 \text{ cm}$

Toutes les vérifications sont satisfaites

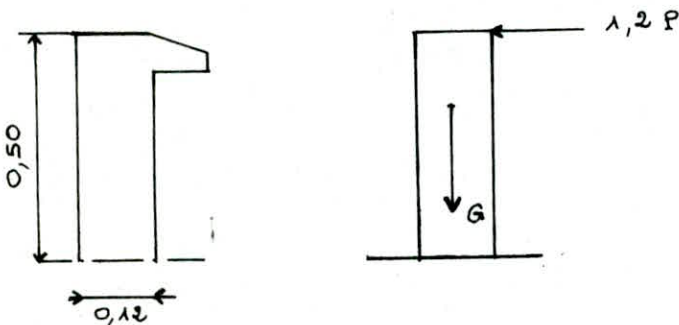
Paramètre	e_x (m)	e_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	γ_x (t/m)	γ_y (t/m)	q (t/m)	H (t/m)	u	E	k_e	J_b kg/cm ⁴	cal A (cm)	NTØ Pml	adopté A (cm ⁴)
D5 en Tiroir x-x	2,50	4,10	0,60	0,0849	0,435	0,424	0,184	0,796	0,318	0,0101	0,955	96	39	0,92	5T8 e20	2,51
D5 en Appui	2,50	4,10	0,60	0,0849	0,435	0,424	0,184	0,796	0,212	0,0067	0,963	120	23,33	0,61	5T8 e20	2,51
D5 en Tiroir x-x	2,50	3,60	0,70	0,0728	0,550	0,362	0,199	0,796	0,272	0,0228	0,954	100	28	0,79	5T8 e20	2,51
D5 en Appui	2,50	3,60	0,70	0,0728	0,550	0,362	0,199	0,796	0,181	0,0057	0,9655	130	21,54	0,5	5T8 e20	2,51
D5 en Tiroir x-x	2,50	2,60	0,96	0,0465	0,915	0,231	0,212	0,796	0,173	0,0055	0,966	132	21,2	0,328	5T8 e20	2,51
D5 en Appui	2,50	2,60	0,96	0,0465	0,915	0,231	0,212	0,796	0,116	0,0037	0,972	164	17,07	0,328	5T8 e20	2,51
Plancher terrasse Tiroir de RIDE	/	/	/	/	/	/	/	1,212	1,590	0,0504	0,9057	38	73,68	4,82	7T10 e14	5,49
Plancher terrasse Tiroir Interme	/	/	/	/	/	/	/	1,212	1,270	0,0403	0,9147	43,6	64,22	3,81	5T10 e20	3,92
Plancher appui de RIDE	/	/	/	/	/	/	/	1,212	-0,390	0,0124	0,9508	85,5	32,75	1,13	4T8 e25	2,01
Plancher terrasse appui interme	/	/	/	/	/	/	/	1,212	-0,980	0,0311	0,9237	50,5	55,4	2,91	6T8 e16	3,01
D5, D5, D5, D5 Tiroir de RIDE	/	/	/	/	/	/	/	1,006	1,320	0,0418	0,9132	42,6	57,38	3,97	6T10 e16	4,71
D5, D5, D5, D5 Interme d'autre	/	/	/	/	/	/	/	1,006	1,059	0,034	0,9116	42,8	3,16	3,16	6T10 e16	4,71
D5, D5, D5, D5 Appui de RIDE	/	/	/	/	/	/	/	1,006	-0,326	0,0103	0,9545	95	29,67	0,938	5T8 e20	2,51
D5, D5, D5, D5 Interme d'autre	/	/	/	/	/	/	/	1,006	-0,815	0,0258	0,9301	56,5	49,55	2,4	5T8 e20	2,51

Dans l'autre sens on adopte des armatures de repartition
5T8 /pml.

ACROTÈRE

Introduction: L'acrotère est un système isostatique, assimilable à une console encastree dans le plancher terrasse.

Elle est sollicitée, par son poids propre G et la surcharge due à la main courante; la section dangereuse est située à l'encastrement. Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire et pour une section $(0,12 \times 1,00) \text{ m}^2$



Charges et surcharges

Poids propre de l'acrotère: $G = 0,12 \times 0,50 \times 2,5 = 0,15 \text{ t/ml}$

Surcharge majorée due à la main courante: $1,2 P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

Efforts: $M = 1,2 P h = 120 \times 0,50 = 60 \text{ kg m/ml}$

$N = G = 0,15 \text{ t/ml}$; $T = 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$

Excentricité: Soient $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{150} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$.

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$.

$e_0 > e_1$; la section est donc partiellement comprimée; l'effort normal sollicitant l'acrotère, est un effort de

compression. Le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section rectangulaire.

Ferraillage :

on calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$$M_f = M + N \cdot f$$

$$M = 60 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$f = e_0 + h_t/2 - d = 36 \text{ cm}$$

$$N = 0,15 \text{ t} / \text{ml} = 150 \text{ kg} / \text{ml}$$

$$M_f = 114 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\mu = \frac{n M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0061$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$K = 126E = 0,9645$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,422 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,36 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ TG } \phi 6 \text{ (1,13 cm}^2, e = 20 \text{ cm)}$$

Verifications

- vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,942 \Rightarrow \epsilon = 0,985$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_f}{E \cdot A \cdot h} = 1063,62 \text{ kg} / \text{cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 12,97 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

- condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

- vérification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_2 \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 726 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,008$$

$$\bar{\sigma}_2 = 3010 \text{ kg} / \text{cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg} / \text{cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

* Espacement conformément à l'article 57,33 du

CC.BA68

$$t_{\min} \leq 3 h_t \quad (h_t = 10) \quad t \leq 45 \text{ cm.}$$

- Vérification à l'effort tranchant.

$$A\bar{T}_a \geq T + \frac{T}{3} \quad z = \frac{7}{8} h = 8,75 \text{ cm.} \quad T = 120 \text{ kg.}$$

$$A\bar{T}_a = 3164 \text{ kg} > \frac{T}{3}$$

$$M = 114 \text{ Kg.m/ml}$$

- Vérification au cisaillement

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_z}, \quad \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{120}{\frac{7}{8} \cdot 10 \cdot 100} = 0,137 < 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires, mais pour éviter tout risque de fissuration excessive, on prévoit des armatures de répartition : 3 T8

- Vérification au séisme local.

conformément à l'article 3.39 du RPA 81, les éléments des structures secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, suivant la formule.

$$F_p = Z I c_p \cdot w_p$$

le produit ZI , dépend de la zone et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas zone II, un groupe d'usage 2 par conséquence $ZI = 0,6$

c_p : facteur de la force horizontale $c_p = 0,8$ (élément en coin)

w_p : poids de l'élément $w_p = 150 \text{ kg/ml}$.

$$\text{d'où } F_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 150 < 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$$

$$F_p < 120 \quad \text{condition vérifiée.}$$

L'acrotère est dimensionnée avec un effort supérieur à l'effet séismique; donc l'acrotère est vérifiée au séisme local.

INERTIE

EQUIVALENTE

Marche à suivre pour le calcul

L'inertie totale du refend avec ouvertures est fonction de m_i qui est le moment statique de l'élément de refend (ou des éléments de refends) qui tend ou tendent à glisser par rapport au linteau pris en considération. Le moment statique est calculé par rapport au centre de gravité de l'ensemble des éléments.

a. Calcul de l'inertie totale du refend avec ouverture.

Soit G le centre de gravité de l'ensemble du refend

Soit G_i le centre de gravité de chacun des éléments du refend

$$I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n \Omega_i \overline{GG_i}^2 \quad I_0 = \sum_{i=1}^n I_i$$

b. Calcul du degré monolithique.

Le degré monolithique est caractérisé par l'intervention des dimensions des ouvertures $\alpha = wz$.

- pour un refend à une file d'ouvertures.

$$wz = \frac{3E_i I}{E(I_1 + I_2)} \frac{c}{a^3 h}$$

- pour un refend à plusieurs files d'ouvertures

$$wz = \frac{6E_i}{E h I_0} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{i_i c_i^3}{a_i^3}$$

Le critère de classement d'un voile à un ou plusieurs files d'ouvertures suivant les valeurs de α , sera l'un des trois classes suivantes

- $\alpha > 0 \Rightarrow$ voiles à petites ouvertures
 $\alpha < 1 \Rightarrow$ voiles à grandes ouvertures
 $1 < \alpha < \infty \Rightarrow$ voiles à moyennes ouvertures

c. calcul de l'inertie équivalente

i. pour un voile à une fûle d'ouverture.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \times \psi_0}{I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

ii. pour un voile à plusieurs fûles d'ouvertures

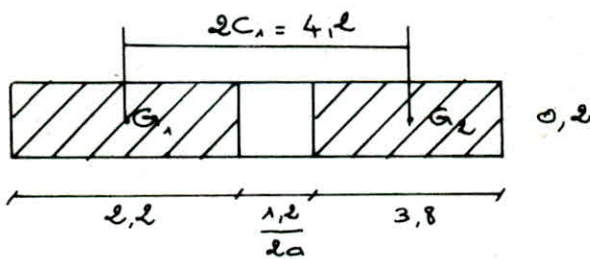
$$I_e = \frac{I}{\frac{8 I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Exemples de calcul d'inerties équivalentes

Remarque: les calculs d'inerties équivalentes ont été fait par niveau.

Refend à une fûle d'ouverture

voile B



$$\Omega_1 = 0,2 \times 1,2 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Omega_0}{\Omega_T} \approx 17\% > 10\%$$

$$\Omega_2 = 0,2 \times 3,8 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$\Omega_T = 0,2 \times 7,2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$\Omega_0 = 1,2 \times 0,2 = 0,24 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow refend à une fûle d'ouverture.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 15,07 \text{ m}^3$$

$$I_1 = 0,2 \cdot \frac{2,2^3}{12} = 0,177 \text{ m}^4 ; I_2 = 0,2 \cdot \frac{3,8^3}{12} = 0,915 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 1,092 \text{ m}^4$$

Inertie totale: $I = I_0 + 2mc = 1,092 + 4,2 \cdot 15,07$

$$I = 64,386 \text{ m}^4$$

Determination du degré monolithique,

$$i_1 = 0,2 \times \frac{0,96^3}{12} = 0,0147 ; c = 2,1 \text{ m} ; a^3 = 0,6^3 = 0,216 \text{ m}^3$$

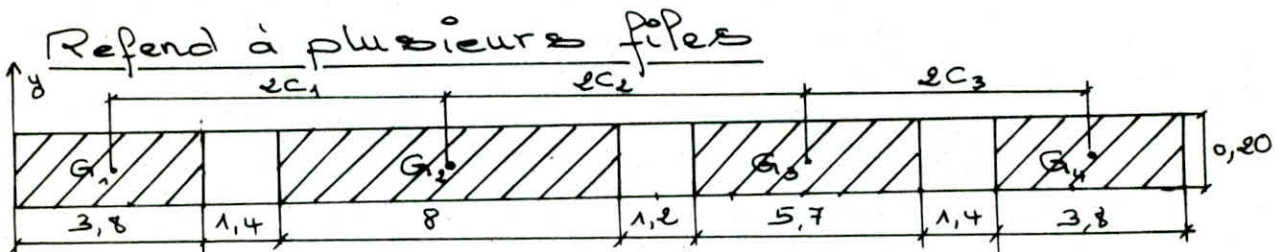
$$h = 3,06 \text{ m} \quad f = \frac{\gamma}{z} = \frac{3,06}{43,86} = 0,07 \Rightarrow \psi_0 = 0,59$$

$$\omega^e = 3 \cdot \frac{0,0147}{1,092} \cdot \frac{64,386}{15,07} \cdot \frac{2,1}{0,256 \times 3,06} = 0,559$$

$$\omega = 0,75$$

$$\alpha = \omega z = 0,75 \cdot 43,86 = 32,9 > 10 \Rightarrow \text{voile à petites ouvertures}$$

Inertie équivalente: $I_e = \frac{64,386}{16 \cdot \frac{15,07 \cdot 2,1 \cdot 0,59}{1,092} + 1} = 6,91 \text{ m}^4$



Determination des sections

$$\Omega_1 = 0,2 \times 3,8 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,2 \times 8 = 1,6 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 0,2 \times 5,7 = 1,14 \text{ m}^2$$

$$\Omega_4 = 0,2 \times 3,8 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_{G_1} = 1,9 \text{ m} \\ x_{G_2} = 9,2 \text{ m} \\ x_{G_3} = 17,25 \text{ m} \\ x_{G_4} = 23,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$x_G = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = \frac{53,613}{4,26} = 12,585 \text{ m} \approx 12,59 \text{ m}$$

Détermination de l'inertie totale.

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + \Omega_1 \overline{aG}_1^2 + \Omega_2 \overline{aG}_2^2 + \Omega_3 \overline{aG}_3^2 + \Omega_4 \overline{aG}_4^2$$

$$I_0 = \sum I_i = 13,45 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 \overline{aG}_1^2 = 0,76 (1,9 - 12,59)^2 = 86,849 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 \overline{aG}_2^2 = 1,6 (9,2 - 12,59)^2 = 18,387 \text{ m}^4$$

$$\Omega_3 \overline{aG}_3^2 = 1,14 (17,25 - 12,59)^2 = 24,756 \text{ m}^4$$

$$\Omega_4 \overline{aG}_4^2 = 0,76 (23,4 - 12,59)^2 = 88,811 \text{ m}^4$$

$$I = 232,253 \text{ m}^4$$

Détermination du degré monolithique.

$$\omega^2 = \frac{6E}{EhI_0} \left[\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \frac{i_3 C_3^2}{a_3^3} \right]$$

$a_1^3 = 0,7^3 = 0,343 \text{ m}^3$	$C_1^2 = 7,3^2 = 53,29$	$i_1 = 0,015$
$a_2^3 = 0,6^3 = 0,216 \text{ m}^3$	$C_2^2 = 8,05^2 = 64,8$	$i_2 = 0,015$
$a_3^3 = 0,7^3 = 0,343 \text{ m}^3$	$C_3^2 = 6,15^2 = 37,82$	$i_3 = 0,015$

$$\omega^2 = \frac{6}{3,06 \times 13,45} \left[\frac{0,015 \times 53,29}{0,343} + \frac{0,015 \times 64,8}{0,216} + \frac{0,015 \times 37,82}{0,343} \right]$$

$$\omega^2 = 1,237 \Rightarrow \omega = 1,11 \rightarrow \alpha = \omega z = 48,68$$

$$\psi_0 = 0,58 \text{ (abaque M. DIVER.)}$$

Page 105

$$I_e = 224,66 \text{ m}^4$$

Tableau récapitulatif.

Voiles	nbre de p. Res	L (m)	la ₁ (m)	la ₂ (m)	la ₃ (m)	lc ₁ (m)	lc ₂ (m)	lc ₃ (m)	m (m ²)	I (m ⁴)	\bar{w}	α	ψ	I _e
A et E du 2 ^{ème} étage	3	25,3	1,4	1,2	1,4	7,3	8,05	6,15		300,48	0,53	23,33	0,58	255,24
A et E du 1 ^{er} niveau	3	25,3	1,4	1,2	1,4	7,3	8,05	6,15		300,48	0,53	23,33	0,58	255,24
A et E du RDC	0	25,3								404,85				
B.D.H.J du 2 ^{ème} étage	1	7,2	1,2			4,2			1,175	6,0077	0,835	36,62	0,59	5,9089
B.D.H.J du 1 ^{er} niveau	1	7,2	1,2			4,2			1,175	6,0077	0,835	36,62	0,59	5,9089
B.D.H.J du RDC	0	7,2								9,33				
C - I genre -13	0	7,2								6,22				
C - I du 1 ^{er} niveau	0	7,2								9,33				
C - I du RDC	0	7,2								9,33				
1 - 4 du genre -13	0	28,8								398,13				
1 - 4 du 1 ^{er} niveau	0	28,8								597,20				
1 - 4 du RDC	0	28,8								597,20				
2 - 7 du genre -13	0	7,2								6,22				
2 - 7 du 1 ^{er} niveau	1	7,2	1,4			4,3				5,95		30,03	0,59	5,8020
2 - 7 du RDC	0	7,2								9,33				
3 - 8 du genre -13	2	7,2	0,7	1		2,2	3			8,14	0,985	43,23	0,58	8,0235
3 - 8 du 1 ^{er} niveau	1	7,2	1			4,1			1,223	6,12		45,45		6,06
3 - 8 du RDC	0	7,2								9,33				

CENTRE DE

MASSE

&

TORSION

CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET DE TORSION

A. DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE

Cette partie nous permet de déterminer le centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques supposés concentrés au niveau des planchers.

ELEMENTS HORIZONTAUX

Centre de masse du plancher terrasse.

$$x_m = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_m = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

centre de masse du plancher terrasse

panneaux	S (m ²)	M (tonnes)	X _i (m)	Y _i (m)	M · X _i	M · Y _i
D ₁	51,84	47,28	3,6	3,6	170,208	170,208
D ₂	25,92	23,64	3,6	9	85,104	212,76
D ₃	25,92	23,64	3,6	12,6	85,104	297,864
D ₄	25,92	23,64	3,6	16,2	85,104	382,968
D ₅	51,84	47,28	3,6	19,8	170,208	936,144
D ₆	25,92	23,64	9	21,6	212,76	510,624
D ₇	25,92	23,64	12,6	21,6	297,864	510,624
D ₈	25,92	23,64	16,2	21,6	382,968	510,624
D ₉	25,92	23,64	19,8	21,6	468,072	510,624
D ₁₀	51,84	47,28	25,2	19,8	1191,456	936,144
D ₁₁	25,92	23,64	25,2	16,2	595,728	382,968
D ₁₂	25,92	23,64	25,2	12,6	595,728	297,864
D ₁₃	25,92	23,64	25,2	9	595,728	212,76
D ₁₄	51,84	47,28	25,2	3,6	1191,456	170,208
D ₁₅	25,92	23,64	19,8	3,6	468,072	85,104
D ₁₆	25,92	23,64	16,2	3,6	382,968	85,104
D ₁₇	25,92	23,64	12,6	3,6	297,864	85,104
D ₁₈	25,92	23,64	9	3,6	212,76	85,104
D ₁₉	37,44	34,14	14,4	8,5	491,616	290,19
D ₂₀	37,44	34,14	14,4	16,8	491,616	573,552
D ₂₁	14,25	13	8,5	12,65	110,5	164,45
D ₂₂	14,25	13	20,4	12,65	265,2	164,45
D ₂₃	8,64	7,88	11,1	12,65	87,468	99,682
D ₂₄	8,64	7,88	17,1	12,65	139,476	99,682
D ₂₅	13,94	12,71	14,5	11,5	184,295	146,165

$$X_H = 14,4 \text{ m.}$$

$$Y_H = 12,32 \text{ m.}$$

centre de masse de l'étage courant.

Panneaux	S (m ²)	M (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i	M _i y _i
D ₁	51,84	41,265	3,6	3,6	148,554	148,554
D ₂	25,92	20,632	3,6	9	74,275	185,688
D ₃	25,92	20,632	3,6	12,6	74,275	259,963
D ₄	25,92	20,632	3,6	16,2	74,275	334,238
D ₅	51,84	41,265	3,6	19,8	148,554	817,047
D ₆	25,92	20,632	9	21,6	185,688	445,651
D ₇	25,92	20,632	12,6	21,6	259,963	445,651
D ₈	25,92	20,632	16,2	21,6	334,238	445,651
D ₉	25,92	20,632	19,8	21,6	408,514	445,651
D ₁₀	51,84	41,265	25,2	19,8	1039,878	817,047
D ₁₁	25,92	20,632	25,2	16,2	519,923	334,238
D ₁₂	25,92	20,632	25,2	12,6	519,923	259,963
D ₁₃	25,92	20,632	25,2	9	519,923	185,688
D ₁₄	51,84	41,265	25,2	3,6	1039,878	148,554
D ₁₅	25,92	20,632	19,8	3,6	408,514	74,275
D ₁₆	25,92	20,632	16,2	3,6	334,238	74,275
D ₁₇	25,92	20,632	12,6	3,6	74,275	74,275
D ₁₈	25,92	20,632	9	3,6	185,688	74,275
D ₁₉	37,44	29,802	14,4	8,5	429,149	253,317
D ₂₀	37,44	29,802	14,4	16,8	429,149	500,674
D ₂₁	14,25	11,343	8,5	12,65	96,416	143,489
D ₂₂	14,25	11,343	20,4	12,65	231,397	143,489
D ₂₃	8,64	6,877	11,1	12,65	76,335	86,994
D ₂₄	8,64	6,877	17,7	12,65	121,723	86,994
D ₂₅	13,94	11,096	14,5	11,5	160,892	127,604

$$x_n = 14,07 \text{ m}$$

$$y_n = 12,32 \text{ m}$$

Centre de masse des voiles

voiles	Π (t)	x_i (m)	y_i (m)	$\Pi \cdot x_i$	$\Pi \cdot y_i$
V_1	96	14,4	7,2	1382,4	691,2
V_2	26	3,6	10,8	93,6	280,8
V_3	26	3,6	14,4	93,6	374,4
V_4	96	14,4	18	1382,4	1728
V_7	26	25,2	10,8	655,2	280,8
V_8	26	25,2	14,4	655,2	374,4
V_A	77	7,2	12,65	554,4	974,05
V_B	26	10,8	3,6	280,8	93,6
V_C	26	14,4	3,6	374,4	93,6
V_D	26	18	3,6	468	93,6
V_E	77	21,6	12,65	1663,2	277,2
V_H	26	10,8	21,6	280,8	561,6
V_I	26	14,4	21,6	374,4	561,6
V_J	26	18	21,6	468	561,6
V'_A	17	12,35	12,8	209,95	217,6
V'_B	17	16,5	12,8	280,5	217,6
V'_1	12,5	14,4	13,3	180	166,25
V'_2	12,5	14,4	15,5	180	193,75
V'_C	7	14,4	14,4	100,8	100,8

$$x_{\Pi} = 14,4 \text{ m}$$

$$y_{\Pi} = 12,573 \text{ m}$$

Centre de masse des façades

façades	F_1	F_2	F_3	F_4
Π (t)	24,67	21,67	24,67	21,67
x_i (m)	14,4	0	14,4	28,8
y_i (m)	21,93	21,93	21,93	21,93
M_{x_i}	355,248	0	355,248	624,096
M_{y_i}	541,013	475,223	541,013	475,223

$$y_n = 21,93 \text{ m}$$

$$x_n = 14,4 \text{ m}$$

Centre de masse au niveau Terrasse.

	Π (t)	x_m (m)	y_m (m)	$M \cdot x$	$M \cdot y$
Acrotère	26,04	14,4	12,62	374,976	328,62
Plancher Terrasse	642,83	14,4	12,32	9256,75	7919,66
$\frac{1}{2}$ Voile	308,87	14,4	11,52	4447,728	3558,18
$\frac{1}{2}$ façade	46,34	14,4	21,93	667,296	1016,236

$$y_n = 12,52 \text{ m}$$

$$x_n = 14,4 \text{ m}$$

centre de masse au niveau de l'étage courant.

	M_i	x_i	y_i	$M \cdot x_i$	$M \cdot y_i$
Plancher courant	561,048	14,40	12,32	8079,09	6912
Voiles	617,74	14,40	11,22	8895,456	7116,365
paliers	4	14,45	12,46	57,8	49,6
Voiee	6,88	14,40	11,14	99,072	76,64
Σ	1189,668			17131,42	14154,715

$$x_n = 14,40 \text{ m.}$$

$$y_n = 11,90 \text{ m.}$$

B. DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION DES ELEMENTS DE REFENDS

1. Elements Longitudinaux

L'Expression qui nous donne l'ordonnée du centre de torsion est :

$$Y_T = \frac{\sum_{j=1}^n I E_j Y_j}{\sum_{j=1}^n I E_j}$$

avec Y_j ordonnée de l'élément j dans le même repère
- $I E_j$: Inertie équivalente

2. Elements Transversaux

De la même manière que pour les éléments longitudinaux, on calcule l'abscisse du centre de torsion

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^n I E_i X_i}{\sum_{i=1}^n I E_i}$$

Excentricité

$$e_x = |x_H - x_T|$$

$$e_y = |y_H - y_T|$$

article 3.35 RPA 81 :

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

Centre de torsion du 2^{ème} au 13^{ème} étage

Voiles	A	B	C	D	E	H	I	J
$I E_i$ (cm ⁴)	255,24	5,91	6,22	5,91	255,24	5,91	6,22	5,91
x_i (m)	7,2	10,8	14,4	18	21,6	10,8	14,4	18
$I E_i x_i$ (m ⁵)	1837,73	63,83	89,57	106,38	5513,18	63,83	89,57	106,38

$$x_T = 14,4 \text{ m}$$

$$y_T = 12,6 \text{ m}$$

Voiles	1	2	3	4	7	8
$I E_j$ (cm ⁴)	398,13	6,22	8,023	398,13	6,22	8,023
y_j (m)	7,2	10,8	14,4	18	10,8	14,4
$I E_j y_j$ (m ⁵)	2866,54	67,18	115,53	7166,34	67,18	115,53

du 1^{er} niveau.

Voiles	A	B	C	D	E	H	I	J
$I E_i$ (m ⁴)	255,24	5,91	9,33	5,91	255,24	5,91	9,33	5,91
x_i (m)	7,2	10,8	14,4	18	21,6	10,8	14,4	18
$I E_i x_i$ (m ⁵)	1837,73	63,83	134,35	106,38	5513,18	63,83	134,35	106,38

Voies	1	2	3	4	7	8
$I E_j$ (cm ⁴)	597,2	5,81	6,06	597,2	5,81	6,06
y_j (cm)	7,2	10,8	14,4	18	10,8	14,4
$I E_j \cdot y_j$ (cm ⁶)	4299,84	62,748	87,264	10749,6	62,748	87,264

$$x_T = 14,4 \text{ m}$$

$$y_T = 12,6 \text{ m}$$

du Rez de chaussée

Voies	A	B	C	D	E	H	I	J
$I \cdot E_i$ (cm ⁴)	404,85	9,33	9,33	9,33	404,85	9,33	9,33	9,33
x_i (m)	7,2	10,8	14,4	18	21,6	10,8	14,4	18
$I E_i \cdot x_i$ (m ⁵)	2914,92	100,764	134,352	167,94	8744,76	100,764	134,352	167,94

$$x_T = 14,4 \text{ m}$$

$$y_T = 12,6 \text{ m}$$

Voies	1	2	3	4	7	8
$I E_j$ (cm ⁴)	597,2	9,33	9,33	597,2	9,33	9,33
y_j (cm)	7,2	10,8	14,4	18	10,8	14,4
$I E_j \cdot y_j$ (cm ⁶)	4299,84	100,764	134,35	10749,6	100,764	134,352

$$x_T = 14,4 \text{ m}$$

$$y_T = 12,6 \text{ m}$$

a) 5% de la plus grande dimension du bâtiment ($L = 28,8 \text{ m}$)

$$\frac{5}{100} \cdot 28,8 = 1,44 \text{ m.}$$

b) Excentricité Théorique résultant des plans
au niveau du plancher terrasse.

$$e_x = |14,4 - 14,4| = 0 \text{ m}$$

$$e_y = |12,32 - 12,6| = 0,28 \text{ m}$$

• 2^e étage courant

$$e_x = |14,4 - 14,4| = 0 \text{ m}$$

$$e_y = |11,90 - 12,6| = 0,7 \text{ m}$$

• R D C

$$e_x = |14,4 - 14,4| = 0 \text{ m}$$

$$e_y = |12,57 - 12,6| = 0,03 \approx 0 \text{ m}$$

• 1^{er} étage

$$e_x = |14,4 - 14,4| = 0 \text{ m}$$

$$e_y = |12,57 - 12,6| = 0,03 \approx 0 \text{ m}$$

L'excentricité adoptée est :

$$e_y = 1,44 \text{ m.}$$

$$e_x = 0 \text{ m.}$$

CALCUL

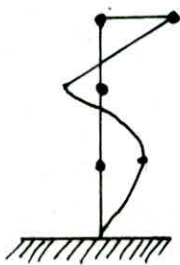
pseudo.dynamique

Introduction :

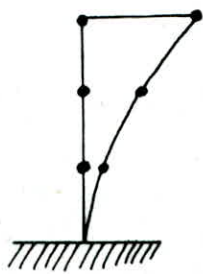
Le sol étant instable, la structure subit une série d'oscillations et peut même être détruite. La nécessité d'un calcul dynamique s'impose. La structure est considérée comme une console verticale encastrée au sol elle supporte des masses supposées concentrées au niveau des planchers. Seules les efforts horizontaux sont considérés donc nous avons qu'un degré de liberté par niveau.

Analyse modale :

La déformée à un instant donné est définie par les N composantes du vecteur V . Dans le cas de systèmes linéaires, il existe une représentation utile qui est celle des modes de vibrations libres. Ces modes correspondent à N affres de déplacements indépendants, dont les amplitudes peuvent servir de coordonnées généralisées pour représenter un déplacement V quelconque qui sera obtenu par la superposition d'autre vecteur V_i plus simple ; i représente le mode.

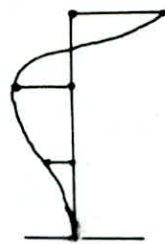


$$\bar{V} = \phi y$$



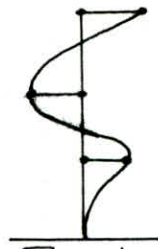
$$\bar{V}_1 = \phi_1 y_1$$

1^{er} mode



$$\bar{V}_2 = \phi_2 y_2$$

2^{eme} mode



$$\bar{V}_3 = \phi_3 y_3$$

3^{eme} mode

Pour chaque composante modale \bar{v}_n , les déplacements sont donnés par le vecteur modal ϕ_n multiplié par l'amplitude modale γ_n : $\bar{v}_n = \phi_n \cdot \gamma_n$

Soit en notation matricielle : $V = \phi \cdot \gamma$

Méthode de calcul

La méthode qui nous permet de déterminer les différents déplacements de la structure au cours du mouvement oscillatoire est la méthode de STODOLA.

Les hypothèses de calcul

- i/ les masses sont supposées concentrées au niveaux des planchers
- ii/ la variation de EI est constante en hauteur
- iii/ les planchers sont supposés indéformables dans le plan horizontal.

Cette méthode consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode ; cette hypothèse est ensuite améliorée par itérations successives jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue. La fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement :

$$[M] \{\hat{v}\} + [K] \cdot \{\hat{v}\} = 0 \quad (1)$$

avec ; [M] : matrice de masse

[K] : matrice de rigidité.

L'équation (1) peut s'écrire :

$$[K - \omega^2 M] \{\hat{v}\} = 0 \Rightarrow \frac{1}{\omega^2} \cdot \hat{v} = [K^{-1}] M \cdot \hat{v} \Rightarrow \frac{1}{\omega^2} \hat{v} = D \hat{v}$$

[K⁻¹] : matrice de souplesse ; [D] = [K⁻¹] · [M] : matrice dynamique

[D]: matrice qui caractérise les propriétés dynamiques de la structure.

Nous pouvons faire par la suite le processus itératif:

$$\bar{V}_j = D V_j^{(i-1)}$$

(j): désigne le j^{ème} mode
(i): désigne le i^{ème} iteration

V_j^0 est choisi arbitrairement; il diffère d'un mode à un autre les modes obtenus $V_j^{(i-1)}$ ont été normalisés en divisant les composantes par la plus grande d'entre elles. On arrête les iterations lorsque la précision du mode est améliorée, c'est à dire après i cycles.

Lorsque le procédé converge, la fréquence vraie est obtenue en écrivant l'égalité:

$$\omega_j^2 = \frac{V_j^{(i-1)}}{V_j^{(i)}}$$

Etapes de Calcul

i/ Détermination de la matrice souplesse [K⁻¹]

coefficients d'influence δ_{ij}



On cherche le déplacement en i provoqué par l'application de P=1 en j
l'équation différentielle de la ligne élastique d'une poutre est:

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{M}{E.I} \quad (1)$$

Equations d'équilibre
 $\sum M_{/0} = 0 \rightarrow M = P_j x_j$

$$P_j = R = 1$$

$$\sum M_{/E} = 0 \rightarrow M(x) = Rx - M = R \cdot x - P_j \cdot x_j = R(x - x_j) = x - x_j$$

on remplace dans (1)

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{x - x_j}{E.I} \rightarrow -\frac{1}{EI} \left(\frac{x^2}{2} - x_j \cdot x \right) + C_0 = \frac{dy(x)}{dx}$$

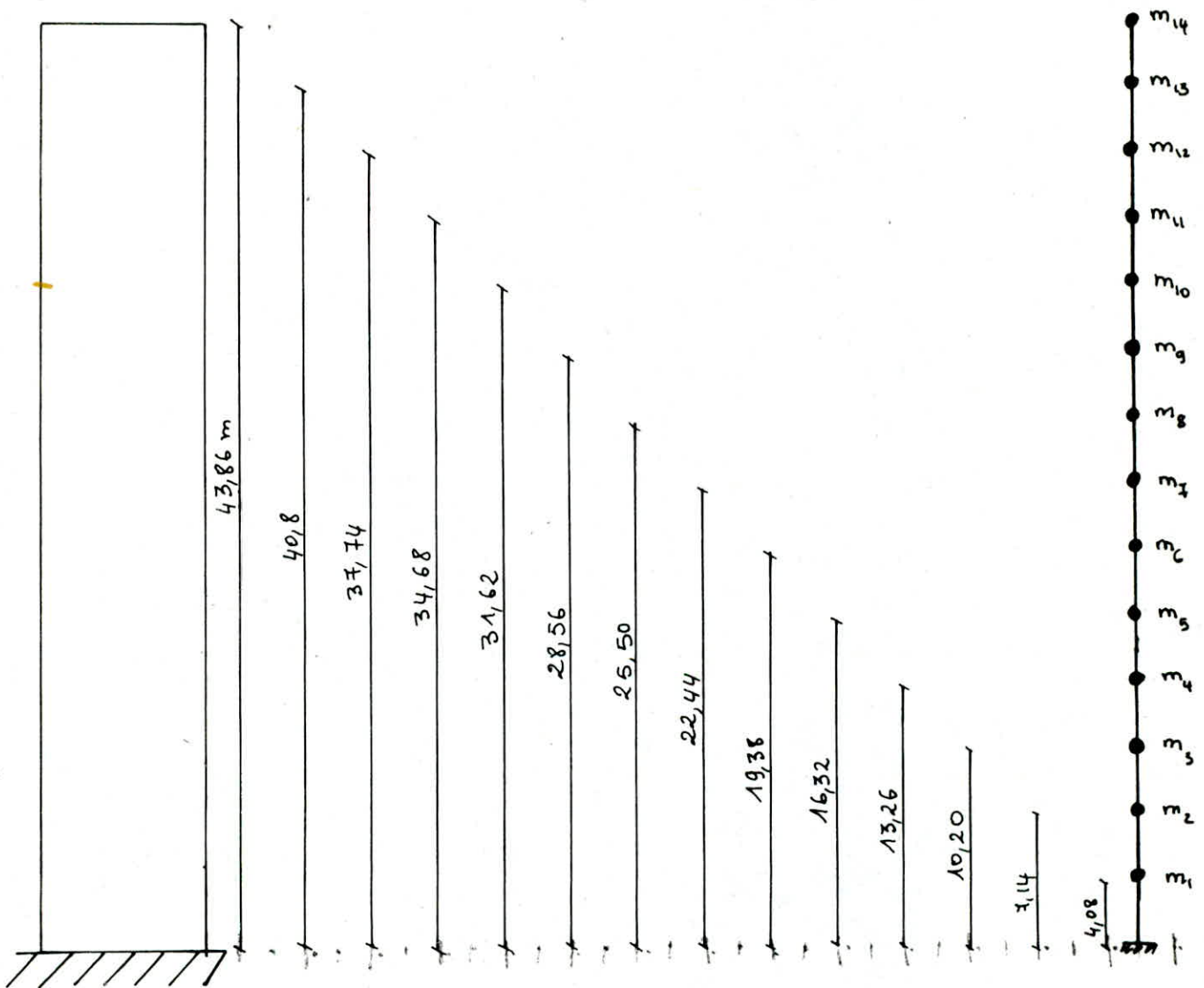
Pour $x=0 \rightarrow \frac{dy(x)}{dx} = 0 \rightarrow C_0 = 0 \rightarrow y(x) = -\frac{1}{EI} \left(\frac{x^3}{6} - x_j \cdot \frac{x^2}{2} \right) + C_1$

Pour $x=0 \rightarrow y(x) = 0 \rightarrow C_1 = 0$

D'où :

$$y(x) = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \right] \quad j > i$$

$\delta_{ij} = \delta_{ji}$ theorie de Maxwell - Betti



	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
14	28125													
13	25186	22639												
12	22276	20097	17918											
11	19424	17588	15743	13903										
10	16657	15127	13598	12068	10538									
9	14005	12757	11501	10261	9013	7765								
8	11496	10502	9507	8512	7517	6522	5527							
7	9160	8389	7619	6848	6078	5307	4537	3767						
6	7023	6449	5874	5299	4752	4150	3579	3001	2427					
5	5116	4709	4301	3894	3486	3079	2671	2264	1856	1449	777			
4	3467	3198	2929	2660	2391	2122	1853	1584	1315	1046	777			
3	2105	1946	1786	1627	1468	1309	1150	990	831	672	513	354		
2	1057	979	901	823	745	667	589	511	433	355	277	199	121	
1	354	328	303	277	252	226	201	175	150	125	99	74	48	23

ii/ Détermination de la matrice masse

niveau terrasse

Plancher

$$G = 0,792 \text{ t/m}^2$$

$$S = 703,82 \text{ m}^2$$

$$m_{14} = 614 \text{ t}$$

Acrotère

$$G_A = 0,15 \text{ t/mP}$$

$$L_A = 120,8 \text{ m}$$

étage courant

Plancher

$$G = 0,586 \text{ t/m}^2$$

$$S =$$

Voiles

façades

Balcons

$$m_2 = m_3 = \dots = m_{13} = 965,7 \text{ t}$$

1^{er} étage

Plancher

$$G = 0,792 [(36,1 + 32,9) - 703,82] + 0,586 \times 703,82 = 795,66 \text{ t}$$

Voiles 299,22 t

Acrotère 24,84 t

Arcades extérieures: 38,82 t

Arcades intérieures: 27 t

façades RDC: 50 t

$$m_1 = 1884,7 \text{ t}$$

Voiles RDC: 404,1 t

Murs: 146,6 t

$$W = 14087,1 \text{ t}$$

$$W_t \text{ au niveau sous sol} = 19454,01 \text{ t}$$

$D_1 =$

43348	46354	41462	95604	120713	144855	168998	194106	218248	243356	267499	292607	316750	217356
90465	117139	192174	267499	342824	418148	493473	568797	644122	719447	794771	870096	945420	648998
139468	192174	341858	495404	648950	802498	956043	1110555	1264101	1417648	1571194	1724740	1879252	1292470
186585	267499	495404	750349	1010122	1269896	1529669	1789442	2049215	2308989	2568762	2828535	3088309	2128738
235588	342824	648950	1010122	1399299	1793339	2186345	2579385	2973390	3366430	3760436	4153476	4547481	3141224
282705	418148	802497	1269896	1792339	2343754	2898066	3453343	4007655	4589006	5117244	5673522	6227799	4312122
329823	493473	956043	1529669	2186345	2898066	3637792	4381381	5124970	5869525	6613114	7357668	8101257	5624240
378825	568797	1110555	1789442	2579385	3453343	4381381	5337424	6298295	7259167	8220038	9180910	10141781	7058544
425942	644122	1264101	2049215	2973390	4007655	5124970	6298295	7498661	8703854	9909048	11106516	12319435	8599070
474944	719447	1417648	2308989	3366430	4589006	5869525	7259167	8703854	10176547	11654068	13131589	14608144	10227398
522062	794771	1571194	2568762	3760436	5117244	6613114	8220038	9909048	11654068	13426127	15203015	16984732	11926336
571064	870096	1724740	2828535	4153476	5672522	7357668	9180910	11106516	13131589	15203015	17303413	19407673	13677464
618182	945420	1879252	3088309	4547481	6227799	8101257	10141781	12319435	14608144	16984732	19407673	21862482	15464204
667184	1020745	2032799	3348082	4940521	6782111	8845812	11101684	13524629	16085665	18757757	21511933	24322120	17268750

Calcul de la période du mode fondamental

Sens Transversal

$$\omega_{1t}^2 = \frac{Y_{1.14}^{(2)}}{\bar{V}_{1.14}^{(3)}} = \frac{1}{1000,888 \cdot 10^5} \cdot 2,845 = 284,248$$

$$\omega_{1t} = 16,86 \text{ rd/s} \rightarrow T_t = 0,37 \text{ s}$$

Sens Longitudinal

$$\omega_{1l}^2 = \frac{1}{1000,888 \cdot 10^5} \cdot 1,890 = 188,832$$

$$\omega_{1l} = 13,74 \text{ rd/s} \rightarrow T_l = 0,46 \text{ s}$$

Les deux pulsations ω_{1t} et ω_{1l} sont égales à un terme multiplicatif près, il en est de même pour les déformées.

Ce terme est $E.I$

$$\text{Sens Longitudinal: } EI = 1,890 \cdot 10^{10} \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Sens Transversal : } EI = 2,845 \cdot 10^{10} \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

L'allure de la déformée est sensiblement la même pour les deux sens.

2^{ème} Mode

Pour ce mode on utilise le même procédé de calcul, mais on introduit une matrice S_1 dite matrice de balayage qui permet d'éliminer le 1^{er} mode

$$S_1 = \begin{bmatrix} -(\bar{\Phi}_1^T m_s)^{-1} \cdot (\bar{\Phi}_1^T \cdot m_r) \\ I \end{bmatrix}$$

avec :

m_s : 1^{er} vecteur colonne de la matrice masse (M)

m_r : vecteur colonne restant de la matrice masse (M)

$\bar{\Phi}_1$: déplacement final du 1^{er} mode

I : matrice identité.

1^o Calcul de S_1 : matrice de balayage.

$$S_1 = \begin{bmatrix} -1,647 & -3,111 & -5,197 & -7,539 & -10,145 & -13,146 & -15,884 & -18,592 & -23,424 & -27,047 & -30,011 & -36,38 & -39, \\ 0 & 1 & & & & & & & & & & & \\ & & 1 & & & & & & & & & & \\ & & & 1 & & & & & & & & & \\ & & & & 1 & & & & & & & & \\ & & & & & 1 & & & & & & & \\ & & & & & & 1 & & & & & & \\ & & & & & & & 1 & & & & & \\ & & & & & & & & 1 & & & & \\ & & & & & & & & & 1 & & & \\ & & & & & & & & & & 1 & & \\ & & & & & & & & & & & 1 & \\ & & & & & & & & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

$$[D_2] = [D_1] \cdot [S_1]$$

$$D_2 = D_1 \cdot S_1$$

-6,588	-7,444	-13,788	-20,156	-28,7	-37,704	-46,536	-55,368	-71,696	-84,188	-93,044	-116,52	-39,08
-14,823	-15,999	-27,773	-40,851	-57,576	-76,584	-93,956	-110,328	-146,816	-171,423	-190,099	-24942	-49,43
-23,058	-24,554	-38,758	-55,546	-77,45	-104,464	-126,376	-149,288	-201,936	-236,658	-263,154	-336,32	-8,78
-31,293	-33,109	-48,743	-68,241	-92,325	-123,344	-148,796	-174,248	-240,056	-282,893	-313,209	-408,22	+79,8699
-39,528	-40,664	-59,728	-79,936	-104,20	-137,234	-162,216	-188,208	-265,176	-312,128	-344,264	-458,12	+210,52
-46,116	-45,108	-65,516	-86,082	-105,90	-134,928	-154,752	-175,576	-254,842	-298,316	-328,308	-451,64	+404,44
-54,351	-53,663	-75,501	-95,787	-116,775	-144,808	-169,172	-195,536	-269,992	-305,551	-329,363	-464,54	+604,09
-62,586	-61,218	-86,486	-107,482	-128,65	-155,688	-165,592	-172,496	-260,112	-301,786	-318,418	-484,44	+835,74
-70,821	-69,773	-97,471	-119,177	-149,525	-165,568	-171,012	-169,456	-257,232	-299,021	-299,473	-453,34	+1091,39
-79,056	-77,328	-107,456	-130,872	-151,40	-173,448	-175,432	-166,416	-254,352	-289,856	-275,528	-43,24	+1366,04
-85,644	-81,772	-113,244	-135,028	-153,10	-173,152	-164,968	-144,784	-227,048	-241,444	-217,572	-371,76	+1681,96
-93,879	-90,327	-123,229	-146,723	-164,975	-184,032	-169,388	-141,744	-224,168	-228,679	-199,627	-343,66	+1982,61
-102,114	-97,882	-134,214	-158,418	-175,85	-193,912	-174,808	-138,704	-229,288	-215,915	-167,682	-314,56	+2289,26
-119,349	-109,437	-145,199	-179,113	-187,725	-204,792	-179,228	-135,664	-216,408	-203,149	-134,737	-286,46	+2599,91

 $10^{-6} \times$

Resultat

2^{eme} Mode

$V_2^{(0)}$	$\bar{V}_2^{(1)}$	$V_3^{(1)}$	$\bar{V}_2^{(1)}$	$V_2^{(2)}$	$\bar{V}_2^{(2)}$	$V_2^{(3)}$	$\bar{V}_2^{(3)}$	$V_2^{(4)}$	$\bar{V}_2^{(4)}$	$V_2^{(5)}$	$\bar{V}_2^{(5)}$
0,208	$-40,533 \cdot 10^{-5}$	0,281	$59254 \cdot 10^{-5}$	0,303	$-34,256 \cdot 10^{-5}$	0,283	$-53,439 \cdot 10^{-5}$	0,309	$-34,766 \cdot 10^{-5}$	0,314	$-9,080$
0,424	$-82,004 \cdot 10^{-5}$	0,568	$92,946 \cdot 10^{-5}$	0,561	$-69,420 \cdot 10^{-5}$	0,528	$-100,647 \cdot 10^{-5}$	0,576	$-63,669 \cdot 10^{-5}$	0,574	$-9,146$
0,317	$-127,093 \cdot 10^{-5}$	0,880	$120,577 \cdot 10^{-5}$	0,728	$-102,502 \cdot 10^{-5}$	0,780	$-141,319 \cdot 10^{-5}$	0,812	$-91,707 \cdot 10^{-5}$	0,827	$-9,211$
0,753	$-133,004 \cdot 10^{-5}$	0,914	$158,901 \cdot 10^{-5}$	0,959	$-120,09 \cdot 10^{-5}$	0,913	$-164,468 \cdot 10^{-5}$	0,945	$-104,938 \cdot 10^{-5}$	0,947	$-9,241$
0,495	$-144,384 \cdot 10^{-5}$	1,000	$165,722 \cdot 10^{-5}$	1,006	$-131,481 \cdot 10^{-5}$	1,000	$-174,063 \cdot 10^{-5}$	1,000	$-110,862 \cdot 10^{-5}$	1,000	$-9,255$
0,845	$-156,578 \cdot 10^{-5}$	0,946	$-149,457 \cdot 10^{-5}$	0,904	$-124,794 \cdot 10^{-5}$	0,949	$-155,652 \cdot 10^{-5}$	0,894	$-98,606 \cdot 10^{-5}$	0,890	$-9,227$
0,545	$-134,308 \cdot 10^{-5}$	0,951	$-143,911 \cdot 10^{-5}$	0,868	$-127,178 \cdot 10^{-5}$	0,967	$-146,792 \cdot 10^{-5}$	0,843	$-94,439 \cdot 10^{-5}$	0,852	$-9,217$
0,756	$-135,478 \cdot 10^{-5}$	0,940	$-134,712 \cdot 10^{-5}$	0,813	$-126,942 \cdot 10^{-5}$	0,966	$-134,347 \cdot 10^{-5}$	0,772	$-87,000 \cdot 10^{-5}$	0,785	$-9,200$
0,608	$-127,004 \cdot 10^{-5}$	0,907	$-121,787 \cdot 10^{-5}$	0,731	$-125,003 \cdot 10^{-5}$	0,951	$-117,038 \cdot 10^{-5}$	0,675	$-77,404 \cdot 10^{-5}$	0,698	$-9,178$
1,000	$-124,220 \cdot 10^{-5}$	0,860	$-104,682 \cdot 10^{-5}$	0,632	$-121,987 \cdot 10^{-5}$	0,927	$-96,348 \cdot 10^{-5}$	0,554	$-65,828 \cdot 10^{-5}$	0,594	$-9,151$
0,410	$-100,55 \cdot 10^{-5}$	0,717	$-69,901 \cdot 10^{-5}$	0,422	$-105,267 \cdot 10^{-5}$	0,801	$-55,818 \cdot 10^{-5}$	0,321	$-41,533 \cdot 10^{-5}$	0,345	$-9,096$
0,807	$-95,801 \cdot 10^{-5}$	0,664	$-51,504 \cdot 10^{-5}$	0,311	$-101,225 \cdot 10^{-5}$	0,770	$-32,796 \cdot 10^{-5}$	0,188	$-28,775 \cdot 10^{-5}$	0,260	$-9,066$
0,205	$-87,630 \cdot 10^{-5}$	0,607	$-32,381 \cdot 10^{-5}$	0,195	$-94,827 \cdot 10^{-5}$	0,736	$-83,273 \cdot 10^{-5}$	0,513	$-15,479 \cdot 10^{-5}$	0,139	$-9,035$
0,300	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-3,928	+1,000

La valeur de x est determinee par la condition d'orthogonalite avec :

$$\bar{\Phi}_1^T M \bar{\Phi}_2 = 0$$

le coefficient de participation $\eta_2 = 15,62\%$ nous passons au 3^{eme} mode

3^{eme} Mode:

Le même procede de calcul que pour le 2^{eme} mode avec :

$$\tilde{V}_3^{(0)} = V_3^{(0)} - \bar{\Phi}_1 Y_1^{(0)} - \bar{\Phi}_2 Y_2^{(0)} \quad (e_3)$$

La condition d'orthogonalite de $\tilde{V}_3^{(0)}$ avec $\bar{\Phi}_1$ et $\bar{\Phi}_2$ simultanement donne :

$$\bar{\Phi}_1^T M \tilde{V}_3^{(0)} = 0 = \bar{\Phi}_1^T M V_3^{(0)} - M_1 Y_1^{(0)}$$

$$\bar{\Phi}_2^T M \tilde{V}_3^{(0)} = 0 = \bar{\Phi}_2^T M V_3^{(0)} - M_2 Y_2^{(0)} \quad \text{avec } M_2 = \bar{\Phi}_2^T M \bar{\Phi}_2^T$$

Ce qui conduit aux expressions suivantes pour les amplitudes des 2 premiers modes relatives au vecteur d'essai $V_3^{(0)}$

$$Y_1^{(0)} = \frac{1}{M_1} \bar{\Phi}_1^T M V_3^{(0)} \quad Y_2^{(0)} = \frac{1}{M_2} \bar{\Phi}_2^T M V_3^{(0)}$$

$Y_1^{(0)}$ et $Y_2^{(0)}$ dans (e_3) donnent :

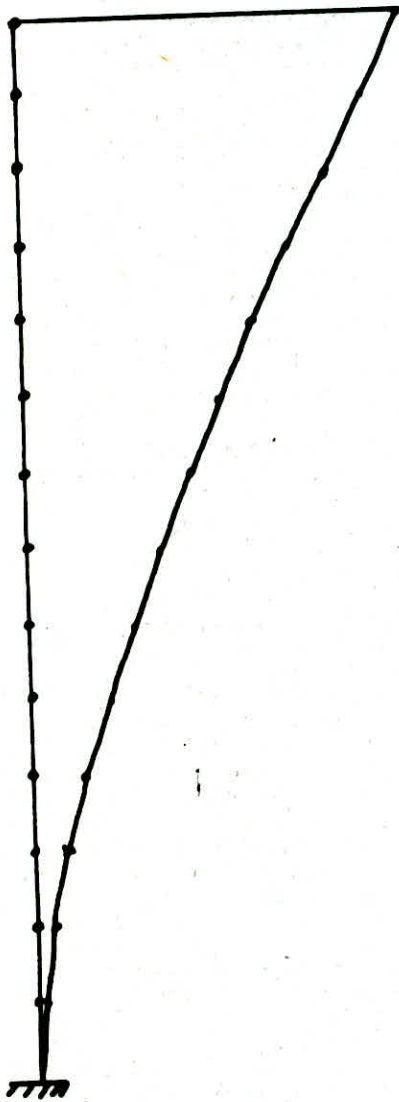
$$\tilde{V}_3^{(0)} = V_3^{(0)} - \frac{1}{M_1} \bar{\Phi}_1 \bar{\Phi}_1^T M V_3^{(0)} - \frac{1}{M_2} \bar{\Phi}_2 \bar{\Phi}_2^T M V_3^{(0)}$$

La procédure d'un calcul manuel donne des résultats non précis vu la grandeur des matrices, cela nous a mené à programmer sur ordinateur ces calculs d'où on obtient les résultats suivants:

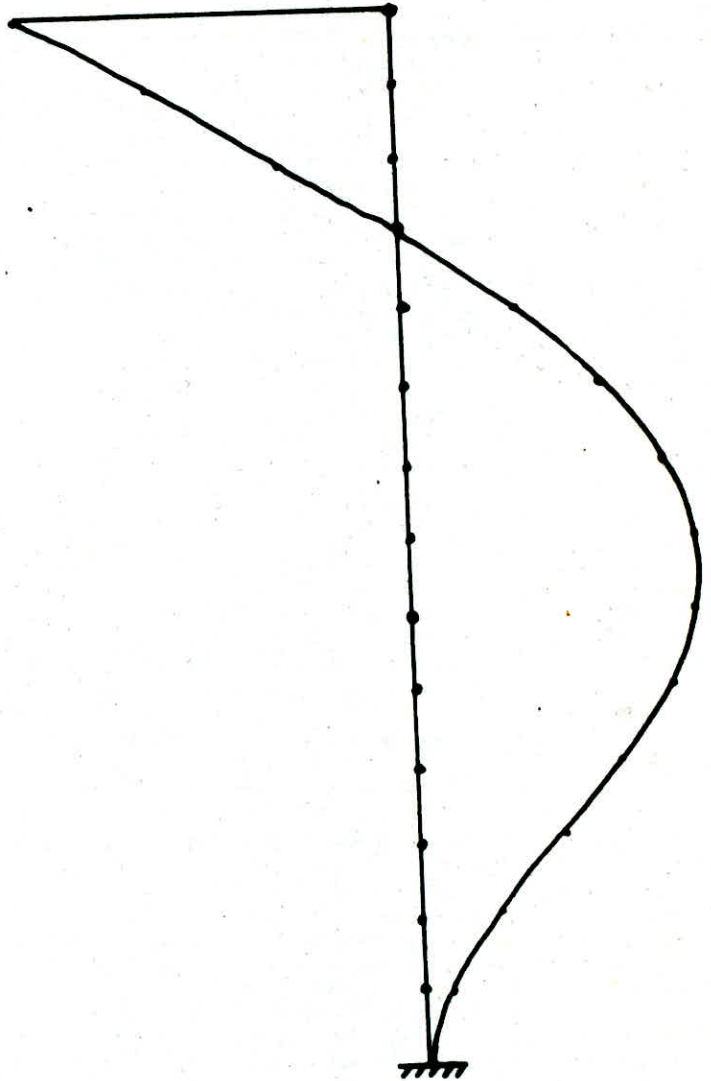
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	4 ^{ème} mode	5 ^{ème} mode
$1/\omega^2$ (s ² /m ²)	98484111,5	2538017,35	325156,989	85044,2389	35835,4077
Vecteurs propres	1,000	1	1,000	1,000	1,000
	0,904	0,650	0,393	0,094	-0,132
	0,807	0,312	-0,126	-0,529	-0,849
	0,712	-0,007	-0,533	-0,766	-0,411
	0,618	-0,296	-0,698	-0,406	-0,377
	0,525	-0,514	-0,669	+0,016	+1,223
	0,436	-0,669	-0,407	+0,494	+0,960
	0,352	-0,748	-0,01	+0,779	+0,126
	0,273	-0,752	+0,348	+0,501	-0,999
	0,201	-0,648	+0,722	+0,138	-0,900
	0,138	-0,551	+0,856	-0,404	-0,330
	0,084	-0,390	+0,781	-0,745	+0,600
	0,043	-0,223	+0,534	-0,711	+0,992
	0,014	-0,086	+0,234	-0,386	+0,690
η_i (%)	61	19	7,8	4,4	2,8
T _{transversal} (s)	0,37	0,06	0,02	0,011	0,007
T _{longitudinal} (s)	0,45	0,07	0,03	0,013	0,009

Soit le tracé des déformées pour chacun des modes.
Pour le mode "n" on doit avoir n ventres et (n-1) nœuds.

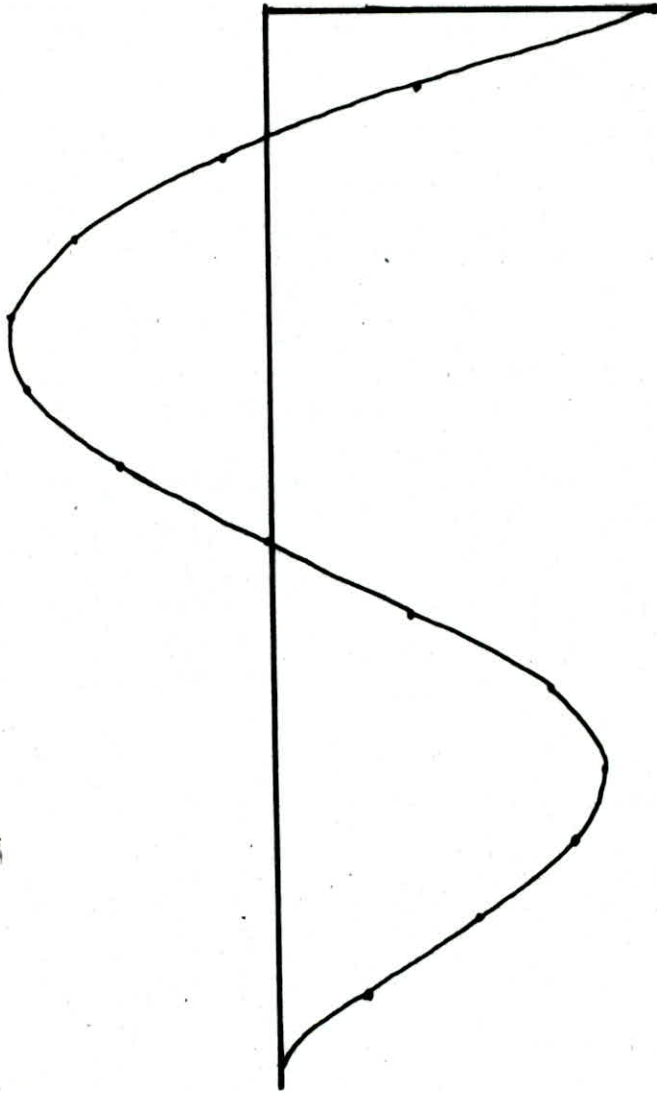
1st Mode



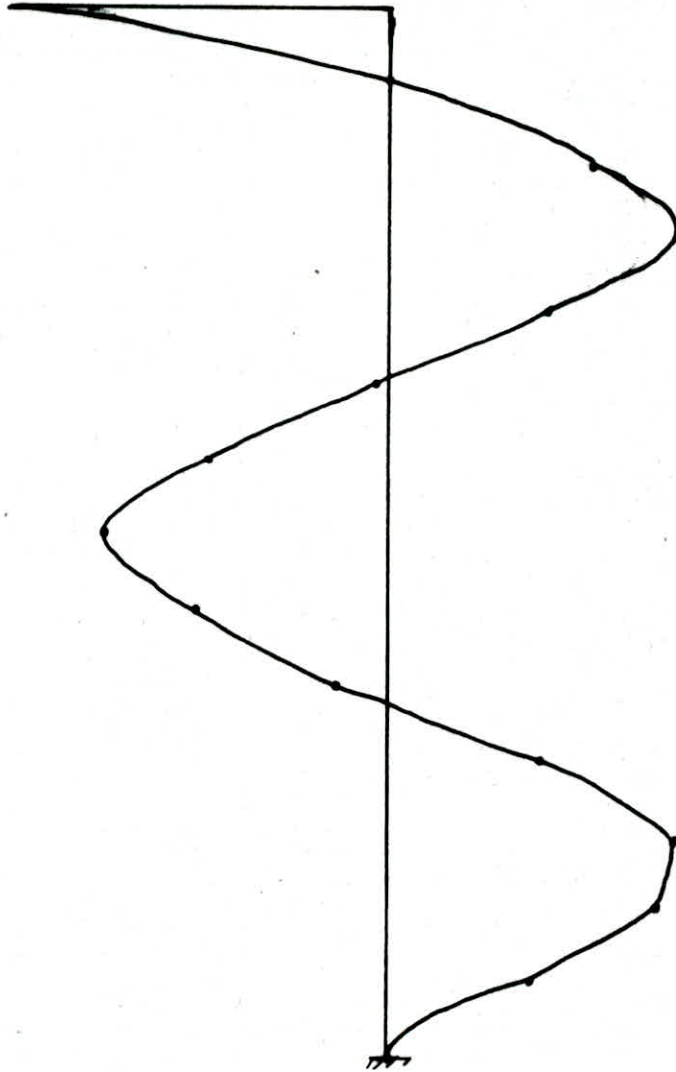
2nd Mode



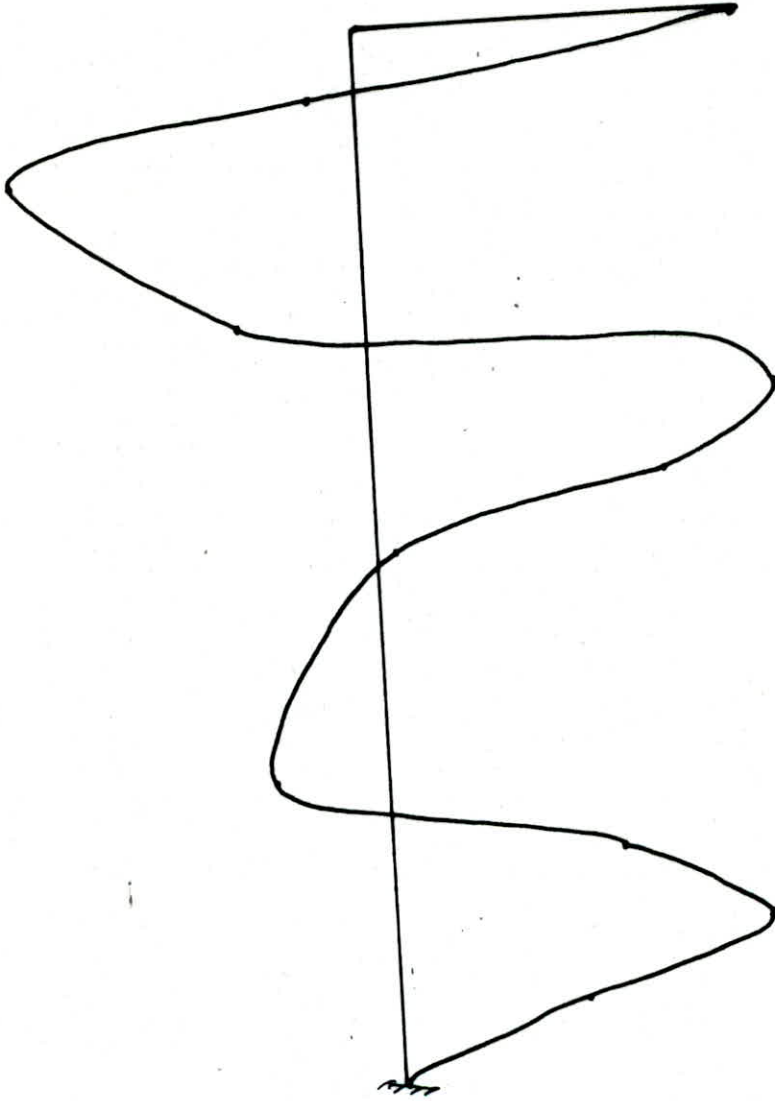
3^{eme} Mode



4^{eme} Mode



5^{te} Mode



Calcul de la force sismique selon la superposition modale

$$F_k = \frac{(V - F_r) W_k \cdot h_k}{\sum W_k \cdot h_k}$$

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

- $A = 0,15$
- $B = 1/3$
- $Q = 1,2$
- $D = 2$ pour tous les modes car $T < 0,5$ pour tous les modes.

Niveau	$W_k \cdot h_k$	$F_{k(t)}$	F_k (cumulé)	M (cumulé)
14	26930,04	145,726	145,726	0,000
13	39400,56	213,208	358,934	445,922
12	36445,52	197,266	556,200	1544,200
11	33490,48	181,227	737,427	3246,232
10	30535,43	165,236	902,663	5502,759
9	27580,39	149,246	1051,909	8264,907
8	24625,35	133,255	1185,164	11483,749
7	21670,31	117,264	1302,428	14891,509
6	18715,27	101,274	1403,702	18769,339
5	15760,22	85,283	1488,985	20172,267
4	12805,18	69,293	1558,278	24728,561
3	9850,14	53,302	1611,580	29496,892
2	6895,10	37,311	1648,891	34428,327
1	7689,58	41,611	1690,502	39439,333
0	0	0,000	1690,502	46371,181

Pour chaque mode correspond une force sismique F_{ki}

$$F_{ki} = \eta_i \cdot F_k$$

Par suite la force sismique à chaque niveau sera égale à la forme quadratique:

$$F_k = \left(\sum (\eta_i \cdot F_{ki})^2 \right)^{1/2}$$

Calcul de F_k

. niveau 14.

$$F_{k_{14}} = \left[(0,61 \cdot 145,726)^2 + (0,19 \cdot 145,726)^2 + (0,078 \cdot 145,726)^2 + (0,044 \cdot 145,726)^2 + (0,028 \cdot 145,726)^2 \right]^{1/2}$$

$$F_{k_{14}} = 94,1 \text{ t}$$

Conclusion

Nous remarquons que $F_{k_{14}}^{(RPA)} > F_{k_{14}}^{(STODOLM)}$; la suite de notre étude se fera selon le R.P.A.

ETUDE AU
SEISME

calcul de la force sismique.

Le calcul de la force sismique est donné par P_e RPA sous certaines conditions; il permet de calculer la structure, par 1 méthode pseudo-dynamique, considérant que la structure est soumise à un effort tranchant V

$$V = ABDQW$$

valeur de A :

coefficient d'accélération

groupe 2, zone 2 $A = 0,15$.

valeur de B :

facteur de comportement de la structure

$B = \frac{1}{3}$ (structure voiles porteurs).

valeur de P_a période selon le RPA.

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}}$$

H : hauteur du bâtiment

L : dimension du bâtiment

selon l'action sismique.

Sens transversal :

Sens longitudinal : $L = 25,3 \text{ m} \rightarrow T = 0,785 \text{ s}$

$L = 28,8 \text{ m} \rightarrow T = 0,736 \text{ s}$

coefficient d'amplification.

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

Sens longitudinal : $D = 1,649$.

Sens Transversal : $D = 1,596$

facteur de qualité Q :

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

ou P_q pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

q	Sens Longitudinal q_x		Sens Transversal q_y	
	observé	non observé	observé	non observé
1	0		0	
2	0		0	
3	0		0	
4		0,1		0,1
5		0,1		0,1
6	0		0	

$$\sum q = 0,2$$

$$\sum q = 0,2$$

$$Q_y = Q_x = 1 + 0,2 = 1,2$$

valeur de l'effort tranchant:

sens transversal: $v = 1348,98 \text{ t}$

sens Longitudinal: $v = 1393,78 \text{ t}$

Distribution de la force sismique:

la force latérale v , doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes: $v = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

F_t force concentrée au sommet de la structure et définie par $F_t = 0,07 TV$, la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 v$ et est négligée si la valeur de la période T est inférieure ou égale à $0,7 \text{ s}$ (Article 333 RPA81)
 La partie restante de l'effort horizontal v doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule.

$$F_k = \frac{(v - F_t) w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{effort horizontal au niveau } k.$$

w_k : poids de l'étage considéré

h_k : hauteur du niveau k à la base

$T > 0, f \rightarrow F_t = 0,07TV$

Sens transversal: $F_t = 74,127t; F_x = 4,08 \times 10^{-3} W_x h_x$

Sens longitudinal: $F_t = 71,808t; F_x = 4,23 \times 10^{-3} W_x h_x$

1) Sens longitudinal:

NIV	$F_x (t)$	F_x cumulée (effort tranchant)	M (moment cumulé)
14	113,96	113,96	0
13	166,743	280,703	348,718
12	154,237	434,94	1207,669
11	141,732	576,672	2538,585
10	129,226	705,898	4303,202
9	116,720	822,618	6463,249
8	104,215	926,833	8980,461
7	91,709	1018,542	11816,569
6	79,203	1097,745	14933,308
5	66,697	1164,442	18496,5
4	54,192	1218,634	22059,693
3	41,687	1260,321	25788,713
2	29,180	1289,501	29645,295
1	32,542	1322,043	33591,168
0	0	1322,043	38985,104
sous sol	0	1322,043	

2) Sens transversal:

NIV	$F_x (t)$	F_x (cumulé) (effort tranchant à chaque niveau)	M (moment cumulé) $t \cdot m$
14	109,902	109,902	0
13	160,794	270,696	336,300
12	148,857	419,553	1164,630
11	136,675	556,228	2448,462
10	124,615	680,843	4150,520
9	112,556	793,399	6233,899
8	100,496	893,895	8661,700
7	88,437	982,332	11397,019
6	76,377	1058,709	14402,955
5	64,318	1123,027	17642,604
4	52,258	1175,285	21079,067
3	40,198	1215,483	24675,439
2	28,139	1243,622	28394,817
1	31,381	1275,003	32200,300
0	0	1275,003	37402,312

**ETUDE DU
CONTREVENTEMENT**

CONTREVENTEMENT

DU BATIMENT

Introduction:

Les forces horizontales sismiques engendrent deux :

déformations : $\begin{cases} \text{une de translation} \\ \text{une de rotation} \end{cases}$

ces efforts seront répartis selon chaque voile

L'effort de translation est donné par :

$$R_i' = \frac{HI_i}{\sum I_i}$$

avec H : résultante des efforts horizontaux
 I_i : Inertie de chaque refend.

L'effort de rotation est donné par :

$$R_i'' = \frac{Hdx_i I_i}{\sum I_i x_i^2}$$

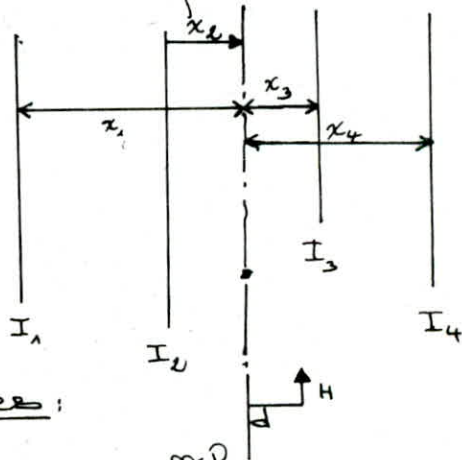
d : excentricité

x : distance du centre de torsion aux axes principaux de chaque voile

Les forces définitives distribuées dans les refends sont :

$$R_i = R_i' + R_i''$$

$$R_i = HI_i \left[\frac{1}{\sum I_i} + \frac{dx_i}{\sum I_i x_i^2} \right]$$



caractéristiques géométriques :

Soient $x-x$, $y-y$ systèmes d'axes parallèles aux axes principaux des refends, d'origine étant le centre de torsion de l'ensemble $x'-x'$, $y'-y'$ axes de refends choisis arbitrairement

$$x_i = x_i' - x_T$$

$$y_i = y_i' - y_T$$

Sens transversal

Voie	I_{x_i} (m ⁴)	x_i (m)	$I_{x_i} - x_i^2$ (m ⁴)	$I_{x_i} - x_i^2$ (m ⁴)
A	255,24	-7,2	-1837,728	13231,642
B-H	5,91	-3,6	-21,276	76,594
C-I	6,22	0	0	0
D-J	5,91	3,6	21,276	76,594
E	255,24	7,2	1837,728	13231,642
Σ	528,52			26616,472

Sens longitudinal

Voie	I_{y_i} (m ⁴)	y_i (m)	$I_{y_i} \cdot y_i$ (m ⁵)	$I_{y_i} \cdot y_i^2$ (m ⁵)
1	398,13	-5,4	-2149,902	11609,474
2-7	6,22	-1,8	-11,196	20,153
3-8	8,023	1,8	11,196	20,153
4	398,13	5,4	2149,902	11609,474
Σ	810,503			23259,247

exemple de calcul.

Etudions le voile V_A transversal.

no^o ① $\rightarrow F_{K_1}^t = 31,381 \text{ t}$

$M = F_{K_1} \cdot e = 31,381 \times 1,8 = 56,486$

$$H'_{y_i} = \frac{31,381}{528,52} \cdot I_{x_i} = 0,06 I_{x_i} ; \quad H''_y = \frac{56,486}{49875,719} I_{x_i} \cdot x_i$$

$$= 1,110^{-3} I_{x_i} \cdot x_i$$

donc:

$H'_{y_A} = 0,06 \times 255,24 = 15,314$

$H''_{y_A} = -1,7 \cdot 10^{-3} \times 1837,728 < 0 \Rightarrow \text{négligé}$

$H_{y_A} = H'_{y_A} + H''_{y_A} = 15,314$

dans le sens longitudinal on fait le même calcul

Les résultats sont sur les tableaux suivants.

Efforts dans les refends : voiles longitudinales (V_{L_i})

F_{K_i} (t)	Voiles niveau	V_{L_1}		$V_{L_2} - V_{L_7}$		$V_{L_3} - V_{L_8}$		V_{L_4}	
		$H_i(t)$	$V_i(t)$ cumulé	$H_i(t)$	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$
113,96	14	56,136	56,136	0,877	0,877	1,168	1,168	63,210	63,210
166,443	13	82,015	138,151	1,281	2,158	1,707	2,875	92,364	155,574
154,237	12	75,645	213,796	1,182	3,340	1,574	4,449	85,218	240,792
141,732	11	69,673	283,469	1,089	4,429	1,450	5,899	78,470	319,262
129,226	10	63,303	346,772	0,989	5,418	1,317	7,216	71,324	390,586
116,720	9	57,331	404,103	0,896	6,314	1,193	8,409	64,576	455,162
104,215	8	51,359	455,462	0,802	7,116	1,071	9,48	57,661	522,823
91,709	7	44,989	500,451	0,703	7,819	0,936	10,416	50,681	563,504
79,203	6	38,905	539,356	0,608	8,427	0,810	11,226	43,822	607,326
66,697	5	32,762	572,118	0,512	8,939	0,682	11,908	36,902	644,228
54,192	4	26,619	598,737	0,416	9,355	0,555	12,463	29,983	674,211
41,687	3	20,476	619,213	0,320	9,675	0,426	12,889	23,063	697,274
29,180	2	14,334	633,547	0,224	9,899	0,298	13,187	16,144	713,418
32,542	1	15,985	649,532	0,250	10,149	0,335	13,522	18,510	731,928
0	R.DC	0	649,532	0	10,149	0	13,522	0	731,928
moment extérieur moment à la base (t.m)		18393,780		287,380		382,827		20714,052	

efforts dans les refends : Joies transversaux (V_{ti}).

Fkz (t)	Niv	V_{tA}		$V_{tB} - V_{tH}$		$V_{tC} - V_{tJ}$		$V_{tD} - V_{tS}$		V_{tE}	
		$H_i(t)$	cumulé $V_c(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$V_i(t)$
109,902	14	51,048	51,048	1,182	1,182	1,244	1,244	1,249	1,249	56,874	56,874
160,794	13	76,572	127,620	1,773	2,955	1,866	3,110	1,871	3,180	85,026	141,9
118,857	12	71,467	199,087	1,655	4,610	1,742	4,852	1,746	4,866	79,369	221,269
136,675	11	66,362	265,449	1,537	6,147	1,617	6,469	1,621	6,487	73,621	25.; 89
124,615	10	61,258	326,707	1,418	7,565	1,493	7,962	1,495	7,982	67,873	362,763
118,556	9	53,600	380,307	1,241	8,806	1,306	9,268	1,310	9,292	59,573	422,336
100,496	8	48,496	428,803	1,123	9,929	1,182	10,450	1,185	10,477	53,825	476,161
88,437	7	43,391	472,194	1,005	10,934	1,057	11,507	1,060	11,537	48,169	524,33
76,377	6	36,734	507,928	0,827	11,761	0,871	12,378	0,874	12,411	39,777	564,107
64,318	5	30,629	538,557	0,709	12,470	0,746	13,124	0,747	13,158	33,937	598,044
52,258	4	25,524	564,081	0,591	13,061	0,622	13,746	0,623	13,781	28,281	626,325
40,198	3	20,419	584,5	0,473	13,534	0,498	14,244	0,498	14,579	22,551	648,876
28,139	2	12,762	597,262	0,396	13,830	0,311	14,555	0,313	14,892	14,254	663,13
31,381	1	15,314	612,576	0,355	14,185	0,373	14,928	0,378	15,270	17,336	680,446
0	RDC	0	612,576		14,185		14,928		15,270		680,446
moment exterieur moment à la (km) base		17307,724		400,765		421,781		425,649		19221,24	

EFFORTS DANS

LES REFENDS

Refond à une seule pile d'ouverture.

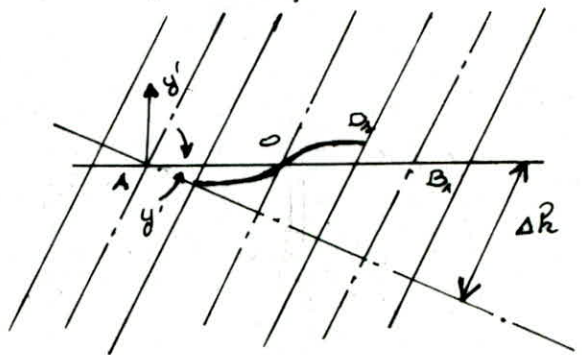
Les ouvertures étant superposées créent un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refond. Une disposition est incompatible avec l'hypothèse du voile indéformable. On considère dans ce cas que l'ensemble est constitué de 2 demi refonds de largeur égale relié par des linteaux de faible raideur relative, encastres dans les demi refonds à leurs extrémités. Pour effectuer un tel calcul on doit écrire :

a. que deux points A, B des fibres moyennes des demi refonds, situés dans un même plan horizontal (plancher) avant déformation, ont même déplacement horizontal après déformation.

b. qu'une section plane AC ou BD \perp à la fibre moyenne sans sollicitations reste plane et \perp à la déformée après déformation.

En supposant que le point d'inflexion du linteau se situe au milieu de b, le moment d'encastrement des linteaux est tel que si Δh est le déplacement constaté entre c et D sous l'effet de la rotation γ' des demi-refond reliés par le linteau, ce linteau subit une déformation telle qu'aux point O, milieu de b, deux efforts F égaux et opposés sont créés de sorte que la flèche du linteau s'écrit :

$$\frac{F \left(\frac{b}{2}\right)^3}{3 E_i} = \frac{\Delta h}{\gamma'} \rightarrow F = \frac{12 E_i \Delta h}{b^3}$$



NOTATION :

i : inertie du poutreau. F : effort tranchant dans le poutreau.

Le moment en c_1 et D_1 est $M_{c_1} = F \frac{b}{2} = 6 \frac{E_i \Delta h}{b^2}$

En admettant qu'au point o , $M=0$, milieu de CD Δh s'exprime par rapport à y' : $\Delta h = (b+l) y' y$. M_{c_1} devient $M_{c_1} = 6 \frac{E_i (l+b)}{b^2} y'_A$ et le moment par rapport à la fibre neutre des demi-refends

est: $M_{A_1} = \frac{F(l+b)}{2} = 12 \frac{E_i \Delta h}{b^3} \cdot \frac{l+b}{2} = 6 \frac{E_i \Delta h (l+b)}{b^3}$
ou $M_{A_1} = 6 \frac{E_i (l+b)^2}{b^3} \cdot y'_A$.

C'est le moment dû au poutreau à chaque niveau si F : charge horizontale concentrée à chaque niveau I : inertie de chaque demi refend; a : hauteur d'étage.

$$M_B = F \cdot a - \frac{6 E_i (l+b)^2}{b^3} y'_A = F a - K y'_A \text{ avec } K = 6 E_i \frac{(l+b)^2}{b^3}$$

avec $y'_A = y'_B + \frac{P_0^2}{2EI} - K y'_A \cdot \frac{a}{EI}$ d'où y'_B en fonction de y'_A .

$$M_C = (2 F a + P_0) - K (y'_A - y'_B)$$

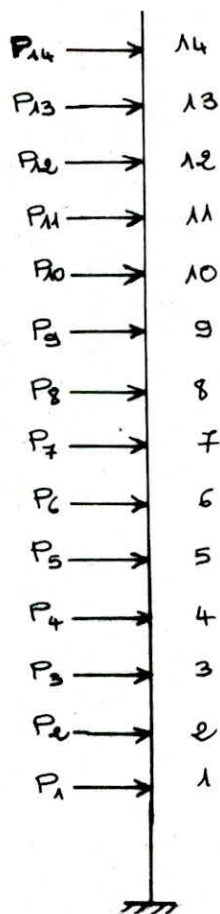
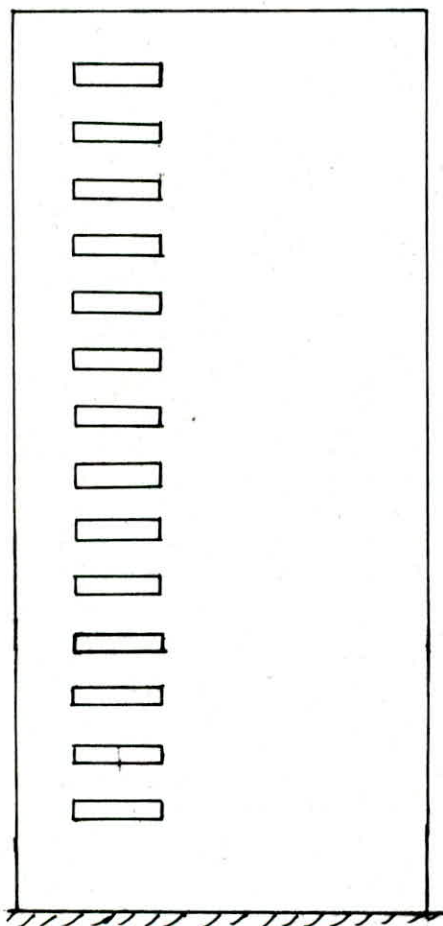
on calculera de proche en proche la rotation au niveau en fonction de y'_A que l'on déterminera en considérant qu'à l'encastrement (RDC) $y' = 0$

Le moment à chaque niveau sera obtenu en écrivant le moment de console, à ce niveau, diminué du moment dû à tous les poutreaux situés au dessus de ce niveau.

Determination des efforts dans les éléments du refend et dans les poutres

Determination des rotations pour chaque refend.

exemple théorique pour un voile à une file d'ouverture.



1) calcul des différents facteurs

$$K = \frac{GEI(l+b)^3}{3} \quad \begin{array}{l} i: \text{inertie du poutreau} \\ l: \text{largeur du trumeau} \\ b: \text{largeur de l'ouverture} \end{array}$$

EI

$$A = \frac{R}{EI}$$

$$B = \frac{R^2}{2EI}$$

$$C = \frac{Kh}{EI}$$

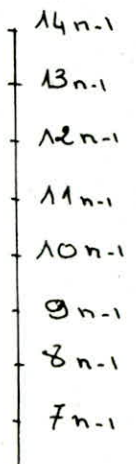
2) Détermination des rotations y_i

$$y'_{n-1} = y'_n + \text{moment en console en } n-1 \cdot \frac{h}{EI} + \text{effort tranchant en } n-1 \cdot \frac{h^2}{2EI} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \cdot \frac{h}{EI}$$

no. 14

$$y'_{14} = y'_{13} + P_{14} \cdot A + P_{14} B - C y'_{14}$$

$$y'_{14} (1+C) - y'_{13} = P_{14} B$$



no 13

$$y'_{13} = y'_{12} + P_{14} h A + (P_{13} + P_{14}) B - C(y'_{13} + y'_{14})$$

no 12

$$y'_{12} = y'_{11} + (P_{14} \cdot 2h + P_{13} \cdot h) A + (P_{14} + P_{13} + P_{12}) B - C(y'_{14} + y'_{13} + y'_{12})$$

no 11

$$y'_{11} = y'_{10} + (P_{14} \cdot 3h + P_{13} \cdot 2h + P_{12} \cdot h) A + (P_{14} + P_{13} + P_{12} + P_{11}) B - C(y'_{14} + y'_{13} + y'_{12} + y'_{11})$$

no 10

$$y'_{10} = y'_9 + (P_{14} \cdot 4h + P_{13} \cdot 3h + P_{12} \cdot 2h + P_{11} \cdot h) A + (P_{14} + P_{13} + P_{12} + P_{11} + P_{10}) B - C(y'_{14} + y'_{13} + y'_{12} + y'_{11} + y'_{10})$$

"
"
"

"
"
"

no 0

Arrivé au R.D.C on a $y'_{rac} = 0$ de là on détermine toutes les autres rotations.

3. Détermination du moment intérieur à chaque moment ^{étage}

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot a - \kappa (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

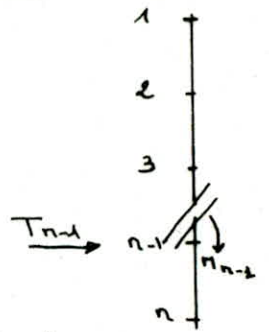
T_{n-1} : effort tranchant en n-1

M_{n-1} : moment de console en n-1

$$\kappa = 6EI \frac{(l+b)^2}{b^3}$$

i : inertie du linteau

I : inertie du demi-refend



niveau 13

$$M_{13} = 0 + P_{14}h - \kappa y'_{14}$$

niveau 12

$$M_{12} = P_{14} \cdot h + (P_{11} + P_{13}) \cdot h - \kappa (y'_{14} + y'_{13})$$

niveau 11

$$M_{11} = (P_{14} \cdot 2h) + (P_{13} \cdot h) + (P_{14} + P_{13} + P_{12}) \cdot h - \kappa (y'_{14} + y'_{13} + y'_{12})$$

niveau 10

$$M_{10} = (P_{14} \cdot 4h + P_{13} \cdot 3h + P_{12} \cdot 2h + P_{11} \cdot h) + (P_{14} + P_{13} + P_{12} + P_{11}) h - \kappa (y'_{14} + y'_{13} + y'_{12} + y'_{11})$$

Refend à plusieurs files d'ouvertures :

on fait le même calcul que pour le refend à une file d'ouverture

$$\kappa_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1)$$

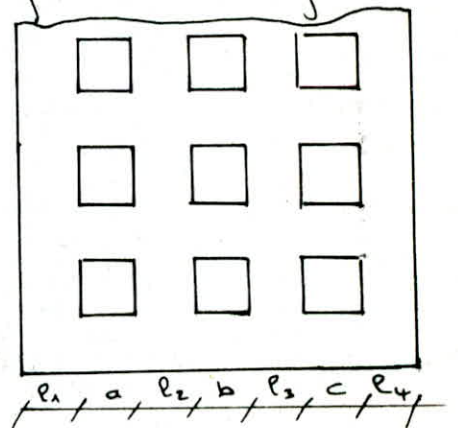
$$\kappa'_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_2)$$

$$\kappa_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_2)$$

$$\kappa'_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_3)$$

$$\kappa_3 = \frac{3EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4) (c + l_3)$$

$$\kappa'_3 = \frac{3EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4) (c + l_4)$$



Détermination des rotations et des moments

on calculera par récurrence la rotation du mur d'inertie

ΣI à un niveau quelconque.

$$y'_{n-1} = y_n + M_{n-1} \frac{R}{\Sigma EI} + T_{n-1} \frac{R^2}{\Sigma 2EI_i} - (\Sigma \kappa + \Sigma \kappa') (y'_1 + \dots + y'_{n-1}) \times$$

n : hauteur d'étage

$$\frac{R}{\Sigma EI}$$

de même la valeur du moment à l'étage n est:

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} R - (\Sigma \kappa' + \Sigma \kappa) (y'_1 + \dots + y'_{n-1})$$

M_{n-1} : moment de console en $n-1$ (sous effort extérieur total)

T_{n-1} : effort tranchant en $(n-1)$ (sous effort extérieur total)

M_n : moment corrigé au dessus du linteau de rang n

$$y'_{14} = P_{14} \frac{h^2}{\Sigma 2EI} - (\Sigma \kappa + \Sigma \kappa') (y'_{14}) \frac{h}{\Sigma EI}$$

$$y'_{13} = y'_{14} + P_{14} \frac{h}{\Sigma EI} + (P_{14} + P_{13}) \frac{h^2}{\Sigma 2EI} - (\Sigma \kappa + \Sigma \kappa') (y'_{14} + y'_{13}) \frac{h}{\Sigma EI}$$

$$M_{14} = 0$$

$$M_{13} = 0 + P_{14} \cdot R - (\Sigma \kappa' + \Sigma \kappa) y'_{14}$$

$$M_{12} = (P_{14} \cdot 2R + P_{13} \cdot R) + (P_{14} + P_{13}) \cdot R - (\Sigma \kappa' + \Sigma \kappa) (y'_{14} + y'_{13})$$

TABLeau donnant les rotations Pour chaque voile et chaque niveau

Voile Niveaux	A et E	B-D-H-J	C et I	1 et 4	2 et 7	3 et 8
1	3,442 E-6	3,934 E-7	3,172 E-4	2,3809 E-6	7,672 E-7	1,357 E-7
2	2,501 E-6	9,016 E-7	3,169 E-4	4,528 E-6	2,793 E-6	4,399 E-7
3	1,275 E-5	1,562 E-6	3,157 E-4	7,445 E-6	6,504 E-6	7,934 E-7
4	1,817 E-5	2,213 E-6	3,127 E-4	1,039 E-5	1,175 E-6	1,121 E-6
5	2,314 E-5	2,820 E-6	3,073 E-4	1,316 E-5	1,634 E-6	1,421 E-6
6	2,766 E-5	3,369 E-6	2,987 E-4	1,5707 E-5	2,630 E-6	1,693 E-6
7	3,169 E-5	3,860 E-6	2,864 E-4	1,799 E-5	3,54 E-6	1,939 E-6
8	3,529 E-5	4,299 E-6	2,698 E-4	2,002 E-5	4,511 E-6	2,156 E-6
9	3,840 E-5	4,678 E-6	2,483 E-4	2,178 E-5	5,572 E-6	2,346 E-6
10	4,102 E-5	4,998 E-6	2,221 E-4	2,325 E-5	6,744 E-6	2,507 E-6
11	4,314 E-5	5,270 E-6	1,895 E-4	2,438 E-5	7,982 E-6	2,642 E-6
12	4,456 E-5	5,430 E-6	1,524 E-4	2,493 E-5	9,265 E-6	2,748 E-6
13	4,416 E-5	5,538 E-6	1,073 E-4	2,412 E-5	1,052 E-6	2,825 E-6
14	3,708 E-5	4,754 E-6	5,688 E-4	1,916 E-5	1,097 E-6	2,813 E-6

Tableau donnant l'effort tranchant (τ)

Voiles	Niveaux file	τ (tonnes)
2-7	1	0,486
	2	1,771
	3	4,124
	4	7,453
	5	11,675
	6	16,705
	7	22,447
	8	28,607
	9	35,330
	10	42,764
	11	50,611
	12	58,748
	13	66,730
	14	69,582
3-8	1	0,531
	2	1,722
	3	3,106
	4	4,390
	5	5,565
	6	6,631
	7	7,592
	8	8,445
	9	9,186
	10	9,820
	11	10,345
	12	10,761
	13	11,062
	14	11,014
3-8	1	0,248
	2	0,805
	3	1,453
	4	2,053
	5	2,603
	6	3,101
	7	3,551
	8	3,949
	9	4,296
	10	4,593
	11	4,838
	12	5,033
	13	5,174
	14	5,151

Tableaux donnant l'effort tranchant (τ)

Voies	Niveaux	File	τ (tonnes)
A-E	1	1	5,590
	2		12,183
	3		20,883
	4		29,518
	5		37,595
	6		44,923
	7		51,475
	8		57,318
	9		60,374
	10		66,622
	11		70,076
	12		72,373
	13		71,72
	14		60,227
A-E	1	2	9,788
	2		21,394
	3		36,569
	4		51,684
	5		65,834
	6		78,665
	7		90,138
	8		109,371
	9		109,224
	10		116,664
	11		122,712
	12		126,734
	13		125,59
	14		105,464
A-E	1	3	4,709
	2		10,263
	3		17,593
	4		24,868
	5		31,673
	6		37,846
	7		43,366
	8		48,289
	9		52,548
	10		56,127
	11		59,037
	12		60,972
	13		60,422
	14		50,739

Voies	Niveaux	File	τ (tonnes)
B-D H-J	1	1	0,653
	2		1,497
	3		2,595
	4		3,675
	5		4,682
	6		5,595
	7		6,410
	8		7,138
	9		7,768
	10		8,300
	11		8,751
	12		9,137
	13		9,196
	14		7,894
1-4	1	1 et 2	9,042
	2		17,197
	3		28,276
	4		39,481
	5		50,0155
	6		59,653
	7		68,336
	8		76,034
	9		82,72
	10		88,328
	11		92,610
	12		94,710
	13		91,621
	14		72,791
2-7	1	1	0,108
	2		0,394
	3		0,919
	4		1,661
	5		2,602
	6		3,723
	7		5,00
	8		6,375
	9		7,874
	10		9,530
	11		11,279
	12		13,093
	13		14,872
	14		15,567

Tableau des moments corrigés étage

Voiles	Niv	mt. corrigé étage (tm)
A-E	1	0
	2	85,461
	3	135,875
	4	257,924
	5	375,764
	6	486,612
	7	585,003
	8	673,967
	9	755,021
	10	823,419
	11	882,758
	12	936,834
	13	998,877
	14	1121,895
	15	1603,425
B-D H-J	1	0
	2	9,754
	3	3,268
	4	5,964
	5	8,543
	6	10,961
	7	13,099
	8	15,032
	9	16,789
	10	18,259
	11	19,819
	12	20,556
	13	22,225
	14	24,572
	15	34,196
C-I	1	0
	2	3,806
	3	13,323
	4	28,170
	5	47,965
	6	72,329
	7	100,889
	8	132,666
	9	167,877
	10	205,754
	11	245,913
	12	287,976
	13	331,563
	14	376,101
	15	421,781

Voiles	Niv	mt. corrigé étage (tm)
1-4	1	0
	2	-0,986
	3	105,314
	4	234,189
	5	362,280
	6	482,139
	7	592,383
	8	692,442
	9	782,088
	10	862,064
	11	934,400
	12	1006,418
	13	1103,862
	14	1317,121
	15	1991,859
2-7	1	0
	2	9,950
	3	3,926
	4	8,738
	5	15,244
	6	23,290
	7	32,734
	8	43,494
	9	54,338
	10	67,020
	11	80,572
	12	94,804
	13	109,662
	14	126,343
	15	163,979
3-8	1	0
	2	1,659
	3	4,250
	4	6,669
	5	8,899
	6	10,926
	7	12,762
	8	14,412
	9	15,856
	10	17,107
	11	18,162
	12	19,023
	13	19,687
	14	20,181
	15	21,871

Tableaux donnant les moments corrigés dans les trumeaux

Voiles	Niv	Trumeau	mt. corrigé (tm)
A-E	1	1 et 4	0
	2		1,732
	3		9,239
	4		17,538
	5		25,552
	6		33,089
	7		39,780
	8		45,830
	9		51,341
	10		55,992
	11		60,227
	12		63,705
	13		67,924
	14		76,289
	15		109,033
A-E	1	2	0
	2		16,155
	3		86,212
	4		169,652
	5		238,422
	6		308,754
	7		371,183
	8		427,631
	9		479,059
	10		522,458
	11		539,108
	12		594,419
	13		633,716
	14		711,840
	15		1017,370
A-E	1	3	0
	2		5,843
	3		31,183
	4		59,193
	5		86,238
	6		111,678
	7		134,258
	8		154,676
	9		173,278
	10		188,975
	11		202,594
	12		215,004
	13		229,243
	14		257,476
	15		367,988

Voiles	Niv	Trumeau	mt. corrigé (tm)
B-D H-J	1	1	0
	2		6,628 E-2
	3		0,287
	4		0,523
	5		0,750
	6		0,962
	7		1,150
	8		1,320
	9		1,474
	10		1,603
	11		1,713
	12		1,805
	13		1,951
	14		2,158
	15		3,003
B-D H-J	1	2	0
	2		0,688
	3		2,981
	4		5,440
	5		7,793
	6		9,999
	7		11,949
	8		13,712
	9		15,314
	10		16,656
	11		17,800
	12		18,751
	13		20,273
	14		22,414
	15		31,193
A-4	1	1	0
	2		-0,158
	3		16,921
	4		37,629
	5		58,211
	6		77,470
	7		95,184
	8		111,261
	9		125,666
	10		138,516
	11		150,139
	12		161,711
	13		177,368
	14		211,635
	15		320,052

Tableaux donnant les moments corrigés dans les trumeaux

Voies	Niv	trumeau	mt. corrigé (+m)
1-4	1	2	0
	2		-0,694
	3		71,470
	4		158,930
	5		245,858
	6		327,199
	7		402,015
	8		469,918
	9		530,756
	10		585,031
	11		634,121
	12		682,995
	13		749,124
	14		893,851
	15		1351,755
2-7	1	1 et 2	0
	2		4,73 E-2
	3		0,195
	4		0,435
	5		0,758
	6		1,159
	7		1,629
	8		2,165
	9		2,705
	10		3,336
	11		4,010
	12		4,799
	13		5,459
	14		6,291
	15		8,163
2-7	1	3	0
	2		0,855
	3		3,535
	4		7,868
	5		13,726
	6		20,972
	7		29,475
	8		39,164
	9		48,928
	10		60,347
	11		72,550
	12		85,365
	13		98,744
	14		113,791
	15		147,653

Voies	Niv	trumeau	mt. corrigé (+m)
3-8	1	1	0
	2		0,250
	3		0,641
	4		1,005
	5		1,342
	6		1,648
	7		1,925
	8		2,174
	9		2,391
	10		2,580
	11		2,739
	12		2,869
	13		2,969
	14		3,044
	15		3,299
3-8	1	2	0
	2		0,250
	3		0,641
	4		1,005
	5		1,342
	6		1,648
	7		1,925
	8		2,174
	9		2,391
	10		2,580
	11		2,739
	12		2,869
	13		2,969
	14		3,044
	15		3,299
3-8	1	3	0
	2		1,158
	3		2,967
	4		4,657
	5		6,214
	6		7,629
	7		8,912
	8		10,064
	9		11,073
	10		11,946
	11		12,683
	12		13,284
	13		13,748
	14		14,093
	15		15,273

**superposition
des sollicitations**

Distribution des efforts verticaux

Effort normal sous G.

Trumeau I

N° Voies	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
A-E	8,572	20,814	27,255	45,296	57,537	69,779	82,020	94,261	106,503	118,744	130,985	143,227	158,401	176,484
B-D-H-J	7,798	17,527	28,253	36,978	46,704	56,429	66,155	75,880	85,606	95,325	105,57	114,781	126,467	140,137
C-I	22,570	52,030	81,490	110,950	140,410	169,870	199,330	228,250	258,250	287,710	317,17	346,630	382,380	424,630
1-4	17,485	42,589	67,692	92,795	117,899	143,002	168,105	193,209	218,312	243,415	268,519	293,622	324,844	362,157
2-7	5,474	11,373	17,272	23,171	29,070	34,969	41,090	46,767	52,666	58,564	64,463	70,362	76,444	83,250
3-8	5,790	12,781	19,773	26,765	33,756	40,748	48,156	54,731	61,723	68,715	75,706	82,698	90,033	98,725

Trumeau II

A-E	17,455	42,792	68,129	93,466	118,803	144,140	169,377	194,813	220,150	245,487	270,824	296,161	327,674	365,308
B-D-H-J	12,052	27,765	43,473	59,180	74,888	90,596	106,304	122,011	137,719	153,416	169,135	184,843	203,933	226,455
C-I	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1-4	29,012	70,165	111,319	152,472	193,625	234,779	275,932	317,085	358,239	399,392	440,545	481,699	532,743	593,632
2-7	7,774	15,423	23,072	30,721	38,370	46,019	53,890	61,317	68,966	76,614	84,263	91,912	99,744	108,300
3-8	7,440	15,681	23,923	32,165	40,406	48,648	57,306	65,131	73,373	81,615	89,856	98,098	106,683	116,625

Effort normal sous P

Trumeau I

N ^o D ^o P ^o s	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
A-E	3,074	6,178	9,283	12,388	15,493	18,597	21,702	24,807	27,912	31,017	34,121	37,226	40,330	43,435
B.D.H.J	2,677	5,448	8,219	10,991	13,762	16,533	19,304	22,075	24,846	27,617	30,388	33,159	35,921	38,683
C-I	2,810	7,720	12,640	17,550	22,460	27,370	32,280	37,190	42,100	47,010	51,920	56,830	61,740	66,650
1-4	3,864	8,699	15,548	23,396	32,246	41,093	50,941	60,790	70,638	80,486	90,335	100,183	110,031	120,880
2-7	3,308	6,497	9,686	12,874	16,061	19,248	22,437	25,626	28,814	32,003	35,192	38,381	41,570	44,759
3-8	1,727	3,638	5,548	7,458	9,368	11,278	13,188	15,098	17,008	18,918	20,828	22,738	24,648	26,558

Trumeau II

A-E	5,878	11,980	18,083	24,185	30,287	36,389	42,492	48,594	54,696	60,798	66,900	73,002	79,120	85,238
B.D.H.J	3,206	6,452	10,697	14,943	19,188	23,434	27,679	31,925	36,171	40,416	44,662	48,907	53,153	57,399
C-I	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1-4	6,993	15,385	23,798	32,210	40,623	49,035	57,448	65,860	74,272	82,685	91,097	99,510	107,922	116,335
2-7	5,608	10,647	15,686	20,724	25,761	30,798	35,836	40,874	45,911	50,949	55,987	61,025	66,063	71,101
3-8	3,374	6,538	9,698	12,858	16,018	19,178	22,338	25,498	28,658	31,818	34,978	38,138	41,298	44,458

79

Effort normal sous P

Trumeau III

N° Vitr	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
A-E	5,410	10,693	15,973	21,257	26,539	31,821	37,103	42,386	47,668	52,95	58,232	63,514	68,808	74,100
B.D.H.J	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
C-I	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1-4	3,864	8,699	13,548	18,396	23,246	28,093	32,941	37,790	42,638	47,486	52,335	57,183	62,031	66,880
2-7	2,608	4,897	7,186	9,474	11,763	14,052	16,341	18,630	20,919	23,208	25,497	27,786	30,075	32,364
3-8	2,612	5,546	8,480	11,414	14,348	17,282	20,216	23,150	26,084	29,018	31,952	34,886	37,820	40,754

Trumeau IV

A-E	3,074	6,148	9,223	12,298	15,373	18,447	21,522	24,597	27,672	30,747	33,821	36,896	40,000	43,104
B.D.H.J	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
C-I	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1-4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2-7	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3-8	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Les éléments de notre structure doivent être dimensionnés par des combinaisons des charges verticales et des charges horizontales dues au séisme, selon le règlement parasismique du R.P.A :

$$G + P + E \quad \text{et} \quad 0,8G \pm E$$

G : charge verticale permanente

P : surcharge d'exploitation non pondérée

E : surcharge verticale due au séisme.

Avant les combinaisons des charges permanentes et des surcharges d'exploitation il faudrait les distribuer sur les trumeaux de chaque voûte suivant les formules suivantes

$$G_i = G \times \frac{l_i}{l} \quad P_i = P \times \frac{l_i}{l}$$

G : charge verticale appliquée sur la voûte

G_i : charge verticale qui revient au trumeau i .

l_i : longueur du trumeau $i + \frac{1}{2}$ longueur du linteau.

l : longueur du voûte.

COMBINAISONS

Voie (A-E)

combinaison		13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU I	E	0,531	2,253	5,359	9,749	15,314	21,945	29,537	37,982	47,168	56,988	67,333	78,094	89,156	100,17
	G+P+E	8,048	18,672	30,68	43,972	57,605	73,139	90,049	106,98	125,068	143,791	163,037	182,7	202,706	224,020
	0,8G+E	5,163	12,478	21,177	31,161	42,319	54,543	68,062	81,767	96,546	111,96	127,898	144,258	161,182	179,15
	0,8G-E	4,101	7,972	10,459	11,663	11,691	10,653	8,988	5,803	2,210	-2,016	-6,771	-11,936	-17,130	-21,19
	$\Pi_1(t.m)$	0,25	0,641	1,005	1,342	1,648	1,925	2,174	2,391	2,58	2,739	2,869	2,969	3,044	3,299
TRUMEAU II	E	-0,283	-1,2	-2,853	-5,19	-8,152	-11,682	-15,723	-20,219	-25,109	-30,336	-35,843	-41,571	-47,459	-53,322
	G+P+E	10,534	21,019	30,768	39,833	47,439	55,312	63,089	69,579	76,091	82,267	88,161	93,835	99,391	106,328
	0,8G+E	5,669	11,345	16,285	20,542	24,173	27,236	30,122	31,886	33,589	34,956	36,042	36,907	37,887	39,978
	0,8G-E	6,235	13,745	21,991	30,922	40,477	50,600	61,568	72,324	83,807	95,628	107,728	120,049	132,805	146,622
	$\Pi_2(t.m)$	0,25	0,641	1,005	1,342	1,648	1,925	2,174	2,391	2,58	2,739	2,869	2,969	3,044	3,299
TRUMEAU III	E	-0,248	-1,053	-2,506	-4,559	-7,162	-10,263	-13,814	-17,763	-22,059	-26,652	-31,49	-36,523	-41,697	-46,848
	G+P+E	11,747	25,278	38,162	50,446	60,791	72,027	83,507	93,2	103,241	112,985	121,779	131,787	141,019	165,385
	0,8G+E	7,258	15,573	23,244	30,314	36,833	42,855	48,981	53,599	58,425	62,954	68,275	71,327	75,733	80,252
	0,8G-E	7,754	17,681	28,256	39,432	51,157	63,381	76,609	89,125	102,543	116,258	130,255	144,373	159,127	185,968
	$\Pi_3(t.m)$	1,158	2,967	4,657	6,214	7,629	8,912	10,064	11,073	11,946	12,683	13,284	13,748	14,093	15,273

COMBINAISONS

Voile (A-E)

Combinaison		13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU II	E	-4,709	-14,972	-30,565	-57,433	-89,106	-126,752	-170,318	-218,607	-271,159	-327,282	-386,319	-447,291	-501,119	-558,452
	G+P+E	6,937	13,02	3,973	0,251	-16,076	-38,376	-66,596	-99,539	-136,744	-177,551	-221,213	-266,838	-302,38	-338,517
	0,8G+E	2,149	1,679	-10,761	-21,196	-43,076	-70,929	-104,702	-143,198	-185,957	-232,311	-281,531	-332,709	-374,398	-417,265
	0,8G-E	11,567	31,623	54,369	93,670	135,136	182,575	235,934	294,016	356,361	422,253	491,107	561,873	629,101	699,639
	Π_4 (t.m)	1,732	9,239	17,538	25,552	33,089	39,78	45,83	51,341	55,992	60,027	63,75	67,924	76,289	109,033

58

COMBINAISONS

Voile (C-I)

Combinaison		13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU I	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	G+P+E	25,380	59,75	94,13	128,500	162,87	197,24	231,61	265,44	300,35	334,720	369,09	403,460	444,060	491,160
	0,8G+E	18,056	41,624	65,192	88,76	112,328	135,896	159,464	182,6	206,6	230,168	253,736	277,304	305,904	339,704
	0,8G-E	18,056	41,624	65,192	88,76	112,328	135,896	159,464	182,6	206,6	230,168	253,736	277,304	305,904	339,704
	Π_1 (t.m)	3,806	13,223	28,17	47,965	72,329	100,689	132,666	167,877	205,754	245,913	287,976	331,563	376,101	421,781

COMBINAISONS

Voile (B.D.H.J)

718

combinaison		13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUPEAU I	E	0,653	2,150	4,745	8,420	13,052	18,647	25,057	32,195	39,963	48,263	57,014	66,151	75,347	83,241
	G+P+E	11,128	25,125	41,217	56,389	73,518	91,609	110,516	130,150	150,415	171,205	192,920	214,091	234,735	262,061
	0,8G+E	6,891	16,172	27,347	38,002	50,415	63,790	77,981	92,899	108,448	124,523	141,47	157,916	176,521	195,351
	0,8G-E	5,585	11,872	17,857	21,162	23,843	26,496	27,867	28,509	28,522	27,997	27,442	25,674	25,827	28,869
	M ₁ (t.m)	0,06628	0,287	0,523	0,75	0,962	1,15	1,32	1,474	1,603	1,713	1,805	1,951	2,158	3,003
TRUPEAU II	E	-0,653	-2,150	-4,745	-8,420	-13,052	-18,647	-25,057	-32,195	-39,963	-48,263	-57,014	-66,151	-75,347	-83,241
	G+P+E	14,605	32,067	49,325	65,053	79,824	93,633	106,626	118,123	130,527	141,619	152,283	162,569	176,123	194,431
	0,8G+E	8,989	7,492	30,033	38,924	46,858	53,830	59,986	65,444	70,212	74,470	106,132	81,723	87,799	97,223
	0,8G-E	10,295	24,362	39,523	55,764	72,962	91,124	110,100	129,804	150,138	170,996	193,322	214,025	238,493	264,405
	M ₂ (t.m)	0,688	2,981	5,44	7,793	9,999	11,949	13,712	15,314	16,656	17,8	18,751	20,273	22,414	31,193

COMBINAISONS (voiles 1-4)

Combinaison	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
TRU MEAU I	E (E)	9,042	26,239	54,515	93,996	144,012	203,665	272,001	348,055	430,755	519,083	611,693	706,403	798,024	870,815
	G+P+E	30,391	77,527	135,755	205,201	285,157	374,76	473,047	579,034	691,705	809,98	932,547	1057,208	1184,899	1299,852
	0,8G+E	23,03	60,310	108,669	168,232	238,331	318,067	406,485	502,602	605,405	713,815	826,508	941,301	1057,899	1160,541
	0,8G-E	4,946	7,832	-0,361	-19,76	-49,693	-89,263	-137,517	-193,468	-256,105	-324,351	-396,878	-471,505	-538,149	-581,089
	Π_1 (E _m)	-0,158	16,921	37,629	58,211	77,47	95,184	111,261	125,666	138,516	150,139	161,711	177,368	211,635	220,052
TRU MEAU II	E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	G+P+E	36,005	85,55	135,117	184,682	234,248	283,814	333,38	382,945	432,511	482,077	531,642	581,209	640,665	660,512
	0,8G+E	23,210	56,132	89,055	121,978	154,9	187,823	220,746	253,668	286,591	319,514	352,436	385,359	426,194	474,906
	0,8-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	Π_2 (E _m)	0,694	71,47	158,93	245,858	327,199	402,015	469,918	530,756	585,031	634,121	682,995	749,124	803,851	1351,755
TRU MEAU III	E	-9,042	-26,239	-54,515	-93,996	-144,012	-203,665	-272,001	-348,035	-430,755	-519,083	-611,693	-706,403	-798,024	-870,815
	G+P+E	12,307	25,049	26,725	14,195	-2,867	-32,57	-70,955	-117,036	-169,805	-228,182	-290,839	-355,598	-411,149	-241,097
	0,8G+E	4,946	7,832	-0,361	-19,76	-49,693	-89,263	-137,517	-193,468	-256,105	-324,351	-396,878	-471,505	-538,149	-581,089
	0,8G-E	23,03	60,31	108,669	168,232	238,331	318,067	406,683	502,602	605,405	713,815	826,508	941,301	1057,899	1160,541
	Π_3 (E _m)	-0,158	16,921	37,629	58,211	77,47	95,184	111,261	125,666	138,516	150,139	161,711	177,368	211,635	1320,052

COMBINAISONS (voiles 2-7)

Combinaison	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
TRUMEAU I.	E	0,108	0,502	1,421	3,082	5,684	9,407	14,407	20,782	28,656	38,186	49,465	62,558	77,443	92,937
	G+P+E	8,89	18,372	28,379	39,127	50,373	63,184	77,494	92,735	109,696	128,313	148,68	170,861	194,843	220,184
	0,86+E	4,487	9,600	15,239	21,619	28,94	37,382	47,279	58,196	70,789	85,037	101,035	118,848	138,585	159,537
	0,86-E	4,271	8,596	12,397	15,455	17,572	18,568	18,465	16,632	13,477	8,665	2,105	-6,268	-16,275	-26,337
	$\pi_1(t_m)$	0,0473	0,195	0,435	0,758	1,189	1,09	2,165	2,705	3,336	4,01	4,799	5,459	6,291	8,163
TRUMEAU II	E	0,378	1,755	4,96	10,752	19,825	32,807	50,254	72,486	99,942	133,176	172,508	218,163	270,021	324,096
	G+P+E	13,76	27,825	43,518	61,897	83,14	108,684	138,941	172,939	213,582	259,403	315,586	369,566	434,034	501,443
	0,86+E	6,597	14,093	23,418	35,329	50,521	69,622	93,366	121,54	155,115	194,467	239,918	291,693	349,816	410,736
	0,86-E	5,841	10,583	13,498	13,825	10,871	4,0082	-7,142	-23,432	-44,769	-71,885	-105,098	-144,633	-190,226	-237,456
	$\pi_2(t_m)$	0,0473	0,195	0,435	0,758	1,159	1,629	2,165	2,705	3,336	4,01	4,799	5,459	6,291	8,163
TRUMEAU III	E	-0,486	-2,257	-6,381	-13,834	-25,509	-42,214	-64,661	-93,268	-128,598	-171,362	-221,973	-280,721	-347,451	-417,033
	G+P+E	10,917	13,185	30,157	26,742	35,719	31,581	23,285	5,062	-16,802	-47,299	-85,342	-131,522	-185,365	-229,523
	0,86+E	6,55	8,179	17,101	11,048	14,418	5,9367	-7,822	-28,673	-55,780	-90,322	-132,710	-183,235	-241,357	-300,813
	0,86-E	7,522	10,693	29,863	38,716	65,436	90,364	121,500	157,863	201,416	252,402	311,236	378,207	453,545	533,253
	$\pi_3(t_m)$	0,855	3,535	7,868	13,726	20,972	29,475	39,164	48,928	60,347	72,55	85,365	98,744	113,791	147,653

COMBINAISONS (voiles 3-8)

Combinaisons		13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU I	E	0,531	2,253	5,359	9,749	15,314	21,945	29,537	37,982	47,168	56,988	67,333	78,094	89,156	100,170
	G+P+E	8,048	18,672	30,680	43,972	57,605	73,139	90,049	106,980	125,068	143,791	163,037	182,700	202,706	224,020
	0,8G+E	5,163	12,478	21,177	31,161	42,319	54,543	68,062	81,767	96,546	111,960	127,898	144,252	161,182	179,150
	0,8G-E	4,101	7,972	10,459	11,663	11,691	10,653	8,988	5,803	2,210	-2,016	-6,771	-11,936	-17,130	-21,190
	M _{1(t.m)}	0,250	0,641	1,005	1,342	1,648	1,925	2,174	2,391	2,580	2,739	2,869	2,969	3,044	3,299
TRUMEAU II	E	-0,283	-1,200	-2,853	-5,190	-8,152	-11,682	-15,723	-20,219	-25,109	-30,336	-35,843	-41,571	-47,459	-53,322
	G+P+E	10,534	21,019	30,768	39,833	47,439	55,312	63,089	69,579	76,091	82,267	88,161	93,835	99,391	106,328
	0,8G+E	5,669	11,345	16,285	20,542	24,173	27,236	30,122	31,886	33,589	34,956	36,042	36,907	37,887	39,978
	0,8G-E	6,235	13,745	21,991	30,922	40,477	50,600	61,568	72,324	83,807	95,628	107,728	120,049	132,805	146,622
	M _{2(t.m)}	0,250	0,641	1,005	1,342	1,648	1,925	2,174	2,391	2,580	2,739	2,869	2,969	3,044	3,299
TRUMEAU III	E	-0,248	-1,053	-2,506	-4,559	-7,162	-10,263	-13,814	-17,763	-22,059	-26,652	-31,490	-36,523	-41,697	-46,848
	G+P+E	11,747	25,278	38,162	50,446	60,791	72,027	83,507	93,200	103,241	112,985	128,779	131,787	141,019	165,385
	0,8G+E	7,258	15,575	23,244	30,314	36,833	42,855	48,981	53,599	58,425	62,954	67,275	71,327	75,733	92,252
	0,8G-E	7,754	17,681	28,256	39,432	51,157	63,381	76,609	89,125	102,543	116,258	95,255	144,373	159,127	185,948
	M _{3(t.m)}	1,158	2,967	4,657	6,214	7,629	8,912	10,064	11,073	11,946	12,683	13,284	13,748	14,093	15,273

STABILITE DU BATIMENT

Nous devons vérifier que $\frac{M_{\text{stabilité}}}{M_{\text{renversement}}} < 1,5$

- Le moment de stabilité est produit par les forces verticales.
- Le moment de renversement est produit par les forces horizontales sismiques.

Sens Longitudinal

$$M_{\text{renv}} = 43876,66 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{stab}} = \sum W_i x_i = 14454,01 \cdot 36,1 / 2 = 260894,88 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{renv}}} = 5,94 > 1,5$$

Sens Transversal

$$M_{\text{renv}} = 41877,573 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{stab}} = 14454,01 \cdot 32,9 / 2 = 237768,46 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{renv}}} = 5,68 > 1,5$$

Conclusion:

La condition est vérifiée nous pouvons dire que notre structure est stable dans les deux sens.

FERRAILLAGE

FERRAILLAGE DES VOILES

Ferraillage des voiles.

Introduction

Les voiles de notre structure sont sollicités par un effort normal et un moment. Leur ferraillage se fera en flexion composée sous les sollicitations imposées par le RPA: $0,8G \pm E$, $G+E+P$

Dispositions générales pour le ferraillage.

(Art. 4.3.2.1): la vérification de la résistance aux sollicitations normales les plus défavorables, sera effectuée avec la contrainte admissible du premier genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à $\bar{\sigma}_{en}$.

$$\begin{aligned} \text{si } e_0 < h/2 &\rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b \\ \text{si } e_0 > h/2 &\rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

$$\text{et } \left| \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b(\text{sp1}) &= 2\bar{\sigma}'_b ; \bar{\sigma}'_b(\text{sp2}) = 1,5\bar{\sigma}'_b \text{ sp1} \\ \bar{\sigma}_a(\text{sp2}) &= \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned} \right.$$

(Art. 4.3.3.1): les armatures transversales seront calculées à partir:

$$\omega_r = \frac{\bar{\sigma} - 8}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \bar{\sigma} = \frac{1,4T}{b \cdot z} ; \quad z = 7/8 \cdot h$$

(Art. 4.3.3.2): la partie courante est armée par un quadrillage d'armature en double nappe avec un pourcentage minimum égal à:

- pour $\bar{\sigma}_b \leq 0,025 \bar{\sigma}'_{28}$ 0,15%
 - pour $0,025 \bar{\sigma}'_{28} < \bar{\sigma}_b \leq 0,12 \bar{\sigma}'_{28}$ 0,25%
- dans chaque direction.

Vérification au cisaillement dans les trumeaux

(Art 4.33.1): $\bar{\sigma} = \frac{1,4T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b$

T: effort tranchant
b: épaisseur du voile
z: bras de levier $z = 7/8 \cdot h$
h: hauteur du refend.

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot 1,02 \cdot 270 = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

Pourcentage minimum: . Pour $\bar{\sigma}_b < 0,025 \bar{\sigma}'_{28} = 6,88 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_r = 0,15\%$
. Pour $0,025 \bar{\sigma}'_{28} < \bar{\sigma}_b \leq 0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_r = 0,25\%$

pour le ferrailage des voiles on a 3 cas qui se présentent pour nos sections:

- cas de section entièrement comprimée (S.E.C)
- cas de section partiellement comprimée (S.P.C)
- cas de section entièrement tendue (S.E.T)

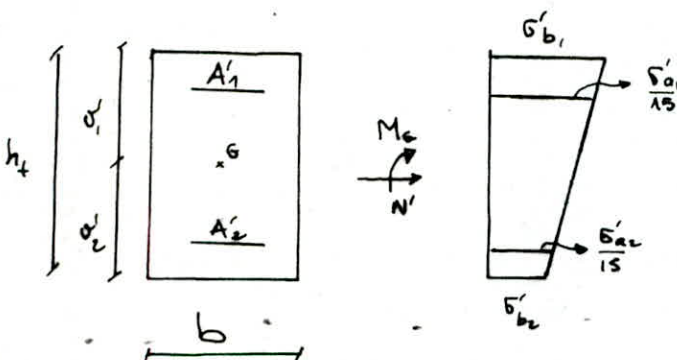
Le ferrailage des différents voiles est donné sous forme de tableaux

N.B: Pour une raison d'économie les voiles ont été ferrailés par niveaux on a procédé à un changement de ferrailage tous les 3 niveaux à partir du 2^{ème} niveau, le RDC et le 1^{er} niveau ferrailés indépendamment.

groupe 1	correspond	au	R.D.C
" 2	" " "	au	1 ^{er} niveau
" 3	" " "	au	2 ^{ème} au 5 ^{ème} niveau
" 4	correspond	au	6 ^{ème} au 9 ^{ème} niveau
" 5	" " "	au	10 ^{ème} au 13 ^{ème} niveau

Exposé de la méthode utilisée pour

Section entièrement comprimée



Pour ce cas il faut s'assurer que la section est entièrement comprimée.

• il faut avoir un effort de compression N'

• $e_0 = \frac{M_e}{N'} < \frac{h_t}{6}$ condition suffisante mais non nécessaire

Calcul de la contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$.

On adopte des armatures symétriques d'où les formules suivantes :

$$\delta' = \frac{d_1'}{h_t} = \frac{d_2'}{h_t} \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N'} \quad \beta = \frac{6 \cdot M_e}{N' \cdot h_t}$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \cdot \rho$$

$$D = 0,5(\rho + \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + (D^2 - 4CE)^{1/2}}{2C} \Rightarrow A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega}' \cdot b \cdot h_t}{100}$$

Vérification au cisaillement des trumeaux

Ordres	V (tonnes)	ΣI (m ⁴)	longueur des trumeaux (m)		$V_i = \frac{I_i \cdot V}{\Sigma I}$ (t)	$\tau_{b_i} = \frac{1,4 V_i}{b \cdot z}$ (kg/cm ²)	$\omega\%$ (RPA)	$\tilde{\omega}_f$
A-E	680,446	13,43	I	3,8	46,106	9,707	0,25	0,041
			II	8,0	432,182	28,812	0,25	0,496
			III	5,7	156,051	14,601	0,25	0,157
			IV	3,8	46,106	9,707	0,25	0,041
B-D-H-J	15,270		I	7,2	15,27	1,130	0,15	-0,164
C-I	14,928		-	7,2	14,270	1,057	0,15	-0,165
1-4	431,928		I	11,6	365,486	16,804	0,25	0,209
			II	1,6	0,955	0,318	0,15	-0,183
			III	11,6	365,486	16,804	0,25	0,209
2-7	10,149		-	7,2	10,149	0,751	0,15	-0,173
3-8	13,522		-	7,2	13,522	1,002	0,15	-0,167

Application

voir 6 A-E

trumeau I:

$$\begin{aligned}
 l_1 = 3,8 \text{ m} &\rightarrow I_1 = 0,91 \text{ m}^4 \\
 l_2 = 8 \text{ m} &\rightarrow I_2 = 8,53 \text{ m}^4 \\
 l_3 = 5,7 \text{ m} &\rightarrow I_3 = 3,08 \text{ m}^4 \\
 l_4 = 3,8 \text{ m} &\rightarrow I_4 = 0,91 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\Sigma I = 13,43 \text{ m}^4$$

$$V_1 = \frac{I_1}{\Sigma I} \cdot V = \frac{0,91}{13,43} \cdot 680,446 = 46,106 \text{ t}$$

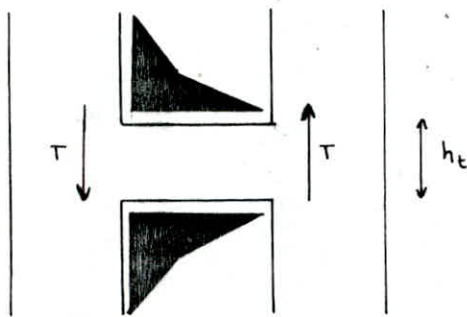
$$\tau_{b_i} = 1,4 \cdot \frac{V_i}{b \cdot z} = 1,4 \cdot \frac{46,106}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 3,8 \cdot 10} = 9,707 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{\tau_{b_i} - 8}{6 \text{ cm}} \cdot 100 = \frac{9,707 - 8}{4200} \cdot 100 = 0,041$$

Voiles	TIRUREAU	groupe	Armatures Verticales				Armatures horizontales par face et par m.p.m.
			Section potelet	A potelet	A _u	zone courante	
A-E	I	1	30x40	8T25	6T25/p.m.l	5T14/p.m.l	5T10
		2	30x40	8T25	4T20	"	"
		3	20x30	8T20	5T20	5T12/p.m.l	5T8
		4	20x30	4T16	5T16	"	"
		5	20x30	4T14	2T14	"	"
A-E	II	1	30x40	8T25	6T20	5T14/p.m.l	5T10
		2	30x40	6T25	5T20	"	"
		3	20x30	4T20	10T20/p.m.l	5T12/p.m.l	"
		4	20x30	4T16	4T16	"	5T8
		5	20x30	4T14	4T14	"	"
A-E	III	2	30x40	8T25	5T20	5T14/p.m.l	5T10
		3	20x30	4T20	8T20	5T12/p.m.l	5T8
		4	20x30	4T20	6T16	"	"
		5	20x30	4T16	4T14	"	"
A-E	IV	2	30x40	8T25	5T25	5T14/p.m.l	5T10
		3	20x30	6T20		"	5T8
		4	20x30	6T20	5T20	"	"
		5	20x30	4T16	4T16	"	"
B-D H-J	I	1	30x40	4T25	2T20	5T12/p.m.l	"
		2	30x40	4T20	2T20	"	"
		3	20x30	4T16	4T12/p.m.l	5T10/p.m.l	"
		4	20x30	4T14	"	"	"
		5	20x30	2T16	2T12	"	"
B-D H-J	II	2	30x40	8T25	4T20	5T12/p.m.l	"
		3	20x30	4T20	4T16	5T10/p.m.l	"
		4	20x30	4T16	4T12	"	"
		5	20x30	4T12	4T12	"	"
CI	I	1	30x40	4T25	5T14/p.m.l	5T12/p.m.l	"
		2	30x40	4T20	5T12/p.m.l	"	"
		3	20x30	4T16	5T10/p.m.l	5T10/p.m.l	"
		4	20x30	4T14	4T10/p.m.l	"	"
		5	20x30	4T12	4T10/p.m.l	"	"

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux sont considérés comme poutres encastrées à leurs extrémités. Ils sont calculés de façon à éviter la rupture et doivent être capable de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont le sens d'action peut changer. Ils seront ferrillés d'après le RPA 81 (art 4.3.23)



Contraintes admissibles

- contrainte de cisaillement : $\tau_b = 0,12 \bar{\sigma}_{28}$ (RPA)
- contrainte de béton en flexion : $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}'_{28}$ (RPA)
- contrainte de traction : $\bar{\sigma}_{tr} = \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Caractéristiques du linteau

- h_e : hauteur du linteau.
- l : longueur du linteau.
- b : largeur du linteau
- Π : effort tranchant max dû au séisme.

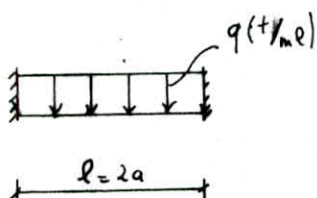
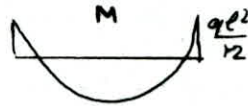
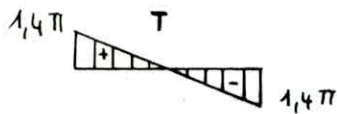


Diagramme des sollicitations



- Effort Tranchant max : $T = 1,4\pi + q\frac{\ell}{2}$ (RPA)
- Moment max $M = 1,4\pi \cdot a \pm q\frac{\ell^2}{12}$ avec : $\ell = 2a$.

Armatures Longitudinales

Le ferrailage sera symétrique vu l'alternance du séisme.

$$A_t = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot e \cdot h} \quad A_i = A_s$$

Armature minimum recommandée par le (RPA) :

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

Armatures Transversales

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s \quad \text{et } s \leq h_t/4 \quad (\text{RPA})$$

l'espacement s doit être tel que : $s \leq \min \begin{cases} h_t/4 \\ \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} \end{cases} \quad z = 7/8 h$

Armatures de Repartition

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = \quad (\text{RPA})$$

Armatures Supplémentaires

Ces armatures sont exigées par le (RPA) lorsque :

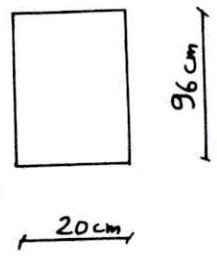
$$\tau_b \geq 0,06 \sigma_{28} \rightarrow A_x \geq 0,0015 b \cdot h_t$$

$$\text{avec } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

l_d : longueur d'ancrage est telle que : $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi_{\max}$

$$\text{et } L = \left(l^2 + h_t^2 \right)^{1/2} + 2 \frac{l_d}{\cos \alpha} \quad \alpha = \text{Arctg } \frac{h_t}{\ell}$$

Exemple de calcul linteau sous voile A-E



$l = 2a = 1,4 \text{ m}$ $q = 2,5 b \cdot h_t = 0,480 \text{ t/m}^2$

$h = 91 \text{ cm}$ $\pi = 72,373 \text{ t}$

$T = 1,4 \pi + q \frac{l^2}{2} = 101,61 \text{ t}$

$M = 1,4 \pi \cdot a + q \frac{l^2}{12} = 50,66 \text{ t.m}$

Armatures Longitudinales.

$M = 50,66 \text{ t.m} \rightarrow \begin{cases} p = \\ k = \\ E = \end{cases} \quad A_i = A_s = 14,86 \text{ cm}^2$

on adopte 8T16

$A_{min} \geq 0,0015 b \cdot h_t = 2,88 \text{ cm}^2 < A_{calculée} \quad (\text{R.P.A})$

Armatures transversales

$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$, $s \leq \frac{h_t}{4} = 24 \text{ cm}$ $A_t = 4T10$

$s \leq \min \begin{cases} 24 \\ 11,56 \end{cases} \rightarrow s = 12 \text{ cm}$

Armatures de repartition

$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = 3,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12$

Armatures supplementaires

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{101,61 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 91} = 62 \text{ kg/cm}^2 > 0,065 \sigma_{28} \rightarrow$

$A_x \geq 2,88 \text{ cm}^2 \rightarrow A_x \text{ adopté } 2T14$

longueur d'ancrage $l_d \geq \frac{96}{4} + 50 \cdot 2 = 124 \text{ cm}$ on prend $l_d = 127 \text{ cm}$

Vérification des contraintes

détermination de l'axe neutre. (P. CHARRON)

$$D = \frac{15}{b} (A_i + A_s) = 24,12$$

$$E = \frac{30}{b} (A_s d' + A_i h) = 4631,07$$

$$y = -D + (D^2 + E)^{1/2} = 48,08$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (y_1 - d')^2 + 15 A_i (h - y_1)^2 = 1717853,6$$

$$K = \frac{M}{I} = 2,95$$

Contraintes

$$\sigma_b = K y_1 = 141,836 \text{ kg/cm}^2 < 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 K (y_1 - d') = 1994,75 \text{ kg/cm}^2$$

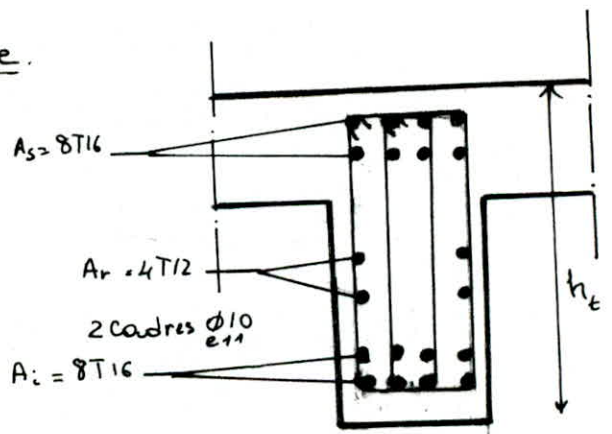
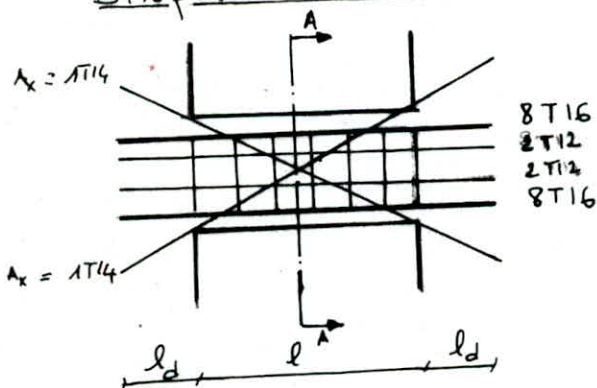
$$\sigma_a = 15 K (h - y_1) = 1384,41 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 62 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b \quad \text{ceci est dû à l'importance}$$

des efforts tranchants créés par les effort horizontaux

Disposition constructive



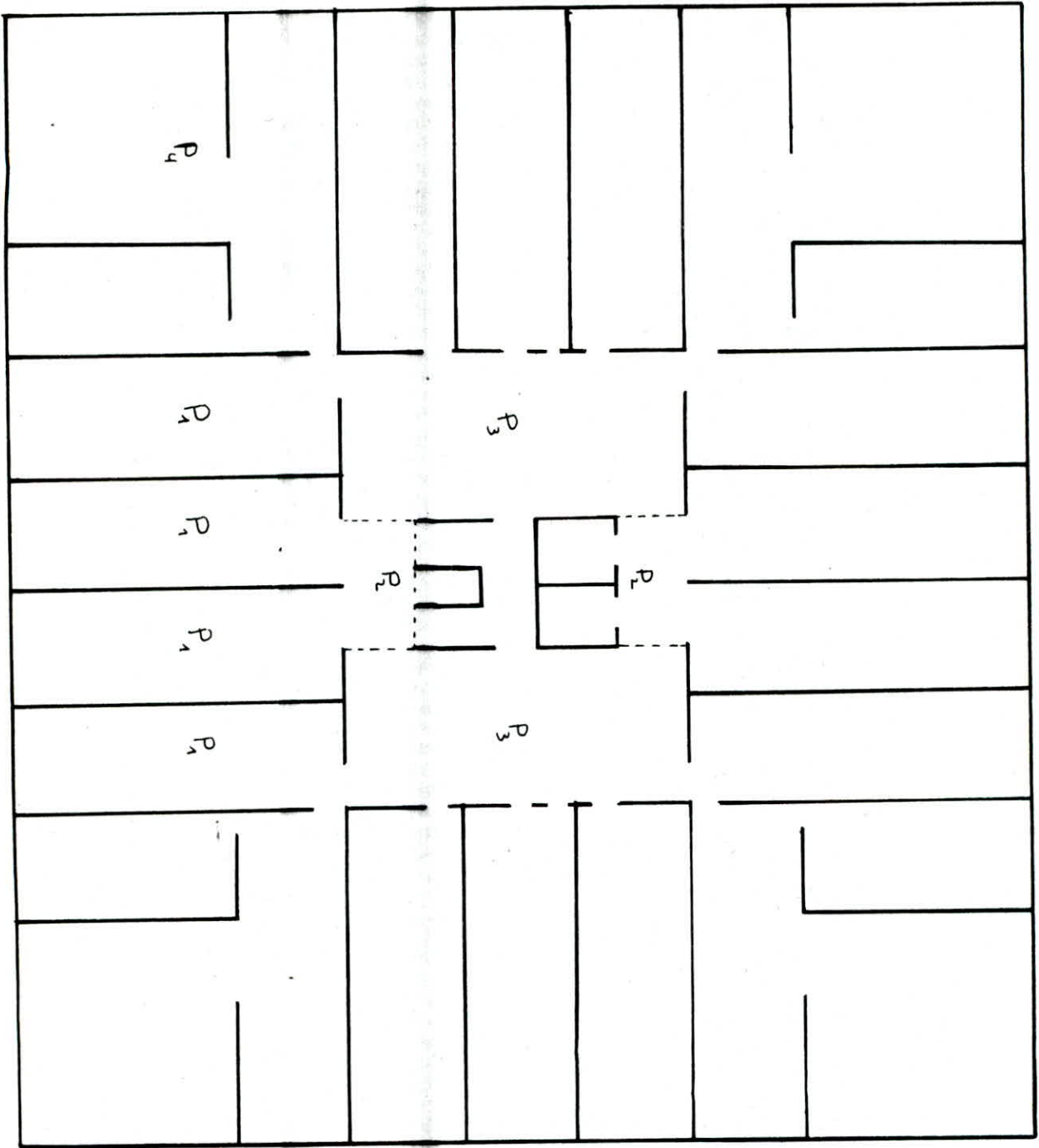
Coupe A-A

Voies	f. les	gpe	l=2a (cm)	h _b (cm)	h (cm)	π (tonnes)	T (tonnes)	Π (tm)	Calculé A (cm ²)	Adopté A	Σ _b (kg/cm ²)	Adopté A _z (cm ²)	l _d (cm)	L (cm)	Adopté A _t	Adopté A _{rep} (cm ²)
A-E	1ct3	2	140	96	93	42,343	101,61	50,66	14,86	8T16	62,00	3,08	127	477,73	4T10(e2)	4,52
	1ct3	3	140	"	"	54,318	80,53	40,12	11,63	4T20	49,50	"	125	472,883	2T12(e)	"
	1ct3	4	140	"	"	29,518	41,61	20,7	5,88	2T20	18,14	"	"	"	2T10(e3)	"
	2	1	200	198	195	105,464	148,05	105,464	14,23	8T16	28,90	10,05	127			12,56
	2	2	120	96	93	26,434	37,67	7,6	22,27	8T20	23,15	3,08	"	402,34	4T8(e18)	4,52
	2	3	120	"	"	100,371	140,76	60,22	17,94	6T20	86,50	"	"	"	4T10(e8)	"
	2	4	120	"	"	65,834	92,41	39,5	11,45	4T20	56,78	"	125	487,530	4T10(e12)	"
	2	5	120	"	"	36,56	51,43	36,6	10,57	5T16	31,60	"	127	402,34	4T8(e13)	"
B-D-H-J	1	-	120	"	"	9,196	12,84	4,42	2,88	4T14	11,07	"	95	414,770	2T8(e27)	"
1-4	1ct2	1	120	"	"	94,41	132,84	56,63	16,68	5T20	81,62	"	125	484,53	4T10(e8)	"
	1ct2	2	120	"	"	46,034	106,45	45,62	13,3	5T20	65,41	"	"	"	"	"
	1ct2	3	120	"	"	39,81	55,52	23,69	6,75	2T20	34,11	"	"	"	2T10(e10)	"
2-7	1	1	210	"	"	13,093	18,33	19,25	2,49	4T10	11,26	-	75	433,266	2T8(e19)	"
	2	1	100	"	"	66,73	93,63	46,41	13,64	3T20+	57,53	3,08	125	475,177	4T10(e12)	"
	2	2	100	"	"	42,464	60,07	29,90	8,58	2T20+	36,90	"	"	"	"	"
	2	3	100	"	"	16,705	23,60	11,69	3,29	4T14	14,50	-	95	402,426	2T8(e15)	"
3-8	1	1	100	"	"	10,46	4,53	3,44	2,49	4T14	4,62	-	75	353,924	2T6(e13)	"

avec { 4,52 cm² correspondent à 4T12
12,56 " " " 4T20
3,08 " " " 2T14

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

FONDATIONS



Introduction

Nous choisirons pour notre structure un radier général comme type de fondations vu les conditions suivantes.

- Les largeurs des semelles filantes occupent tout l'espace constitué par la zone inter-axes des voiles ou un espace trop faible
 - La charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs du bâtiment est très importante
 - La portance du sol est assez faible ($\sigma = 1,5 \text{ bars}$)
- Le radier sera calculé comme une dalle renversée, d'épaisseur constante soumise aux forces de réactions du sol agissant de bas vers le haut uniformément. Il sera considéré comme infiniment rigide.

- La contrainte admissible du sol est de $1,5 \text{ t/m}^2$.

- La descente de charge de la structure au niveau des fondations est: $G = 14454,01 \text{ t}$ $P = 2226,8 \text{ t}$.

Predimensionnement du radier

- Effort normal total transmis au sol sous SP1:

$$N = G + 1,2P = 17126,17 \text{ t}$$

- Surface nécessaire du radier sans débord:

$$S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{17126,17}{15} = 1141,7 \text{ m}^2$$

- Surface de la construction avec débord = 50 cm

$$S_0 = 1187,69 \text{ m}^2 \rightarrow S = 1257,69 \text{ m}^2$$

Remarque: la structure étant symétrique le moment d'excentricité est nul.

Predimensionnement de l'épaisseur du radier

Nous déterminerons l'épaisseur selon la condition au

cisaillement: $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$ d'où $z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b}$

$$T_m = \frac{q l_{max}}{2} \quad q = \frac{N}{S} = 13,62 \text{ t/m}^2 \quad l_{max} = 3,60 \text{ m}$$

$$T_{max} = 24,52 \text{ t}$$

$$z \geq \frac{24,52 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 5,85 \cdot 100} = 36,44 \text{ cm} \quad h \geq \frac{8}{7} z, \quad h \geq 41,65 \text{ cm}$$

on adopte: $h = 45 \text{ cm}$ $h_t = 50 \text{ cm}$.

Verification au poinçonnement

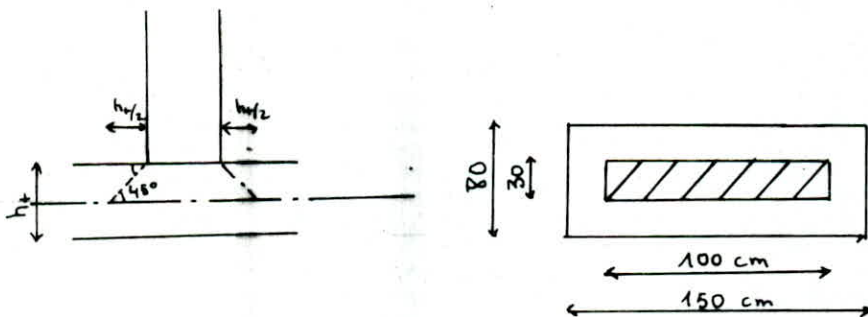
La condition de non poinçonnement sous le noyau P_c plus chargé est donné par le (C.C.B.A 68 art 39.54)

$$\tau_{max} = \frac{1,5 q}{P_c \cdot h_t} < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$G = 1344,16 \text{ t} \quad P = 179,23 \text{ t}$$

$$N = G + 1,2 P = 1559,24 \text{ t}$$

$$q = \frac{N}{S} = \frac{1559,24}{36,1} = 43,19 \text{ t/m}^2$$



P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.

Le cisaillement se fait suivant un angle de 45° .

$$P_c = (150 + 80) \cdot 2 = 460 \text{ cm} \quad , \quad h_t = 50 \text{ cm}$$

$$\tau_{max} = 2,82 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de la contrainte du sol sous le radier

Sous SP1

$$N = (G + G_{\text{radier}}) + 1,2 P = (14454,01 + 1414,9) + 1,2 \cdot 2226,8$$

$$N = 18541,07 \text{ t}$$

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{18541,07}{1257,69} = 14,7 \text{ t/m}^2 = 1,47 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Sous SP2

Le radier étant soumis à un effort normal N et à un moment de renversement M on a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

Le sol étant meuble nous avons majoré la contrainte admissible du sol de 30%. d'où $1,33 \bar{\sigma}_s$.

$$N = G + G_{\text{radier}} + P$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 \cdot 1257,69 \cdot 0,50 = 1414,9 \text{ t}$$

$$M = M_{\text{RDC}} + F_{\text{cumulée RDC}} \cdot h_0$$

h_0 : distance entre le RDC et la face inférieure du radier

$$h_0 = 3,06 + 0,50 \approx 3,6 \text{ m}$$

$$F_k^p = 1322,043 \text{ t}$$

$$F_k^t = 1275,005 \text{ t}$$

$$M_{\text{RDC}}^e = 38985,104 \text{ tm}$$

$$M_{\text{RDC}}^t = 37402,312 \text{ t.m}$$

$$M^e = 43744,459 \text{ tm}$$

$$M^t = 41992,323 \text{ tm}$$

Sens longitudinal

$$I_y = 128984,18 \text{ m}^4$$

$$Y_x = 36,1 / 2 = 18,05 \text{ m} \quad S = 1257,69 \text{ m}^2$$

$$N = 16680,81 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,995 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,71 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,995 \text{ kg/cm}^2$$

Sens transversal

$$I_x = 107130,66 \text{ m}^4 \quad V_y = 16,45 \text{ m} \quad S = 1257,69 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_2 = 0,68 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

La stabilité du radier est assurée dans les deux sens.

Calcul des moments dans les panneaux de dalles

Soient q la charge uniformément répartie couvrant le panneau de dalle et une bande de 1m de large de chaque portée. Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes sont :

- suivant la plus petite portée l_x : $M_{0x} = \rho_x q l_x^2$

- suivant la plus grande portée l_y : $M_{0y} = \rho_y M_{0x}$

ρ_x, ρ_y sont donnés par le CCBA. 68 en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Nos dalles étant continues, les moments en travée et en appui sont :

Panneaux de rive

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

En appui : $M_{ax} = -0,5 M_{0x}$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}$$

Panneaux intermédiaire

En travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y}$$

En appui : $M_{ax} = -0,5 M_{0x}$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}$$

Exemple de calcul

Panneau P₁ $l_x = 3,60 \text{ m}$, $l_y = 10,8 \text{ m}$ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,33 < 0,40$

La dalle est considérée comme ne portant que dans un seul

sens selon la plus petite portée.

$$M_{tx} = \frac{ql_x^2}{10} \quad M_{ax} = -\frac{9ql_x^2}{20} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

Entravée: $q = 13,62 \text{ t/m}$ $M = 17,65 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0579 \\ k = 35 \\ E = 0,9000 \end{cases} \quad A = 19,3 \text{ cm}^2$

on adopte 10T16 = 20,10 cm² pm $e = 10 \text{ cm}$

En appui: $q = 13,62 \text{ t/m}$ $M = 8,83 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0289 \\ k = 53 \\ E = 0,9265 \end{cases} \quad A = 9,38 \text{ cm}^2$

on adopte 5T16 = 10,05 cm² pm $e = 20 \text{ cm}$

Panneau P₂: $l_y = 4,20 \text{ m}$ $l_x = 2,5 \text{ m}$ $\rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \rho_x = 0,0849 \\ \rho_y = 0,435 \end{cases}$

$$M_{ox} = \rho_x q l_x^2 = 7,227 \text{ tm} \quad ; \quad M_{oy} = \rho_y M_{ox} = 3,144 \text{ tm}$$

Entravée:

Selon x: $M_{ox} = 7,23 \text{ tm}$ $M_{tx} = 5,42 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0154 \\ k = 76 \\ E = 0,9451 \end{cases}$

$A_x = 4,88 \text{ cm}^2$, on adopte 5T12 = 5,65 cm² pm $e = 25 \text{ cm}$

Selon y: $M_{ty} = 2,355 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0062 \\ k = 126 \\ E = 0,9645 \end{cases} \quad A_y = 1,93 \text{ cm}^2$

on adopte 3T10 = 2,35 cm² pm $e = 30 \text{ cm}$

En Appui

Selon x: $M_{ax} = 3,615 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0096 \\ k = 98,5 \\ E = 0,9560 \end{cases} \quad A_x = 3 \text{ cm}^2$

on adopte 4T10 = 3,14 cm² pm

Selon y: $M_{ay} = 1,57 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0041 \\ k = 156 \\ E = 0,9708 \end{cases} \quad A_y = 1,28 \text{ cm}^2$

on adopte 3T10 = 2,35 cm² p.m.

Panneau P₃: $l_x = 5,0 \text{ m}$ $l_y = 10,8$ $\rho = 0,46 \rightarrow \begin{cases} \rho_x = 0,1025 \\ \rho_y = 0,294 \end{cases}$

$$M_{ox} = \rho_x q l_x^2 = 34,9 \text{ t.m.} \quad M_{oy} = \rho_y M_{ox} = 10,26 \text{ t.m.}$$

Entravée:

Selon x: $M_{tx} = 26,175 \text{ t.m.}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0715 \\ k = 30,7 \\ E = 0,8906 \end{cases}$

$A_x = 22,17 \text{ cm}^2$ on adopte 5T25 = 24,34 $e = 20 \text{ cm}$.

Selon y: $M_{ty} = 7,695 \text{ tm}$ $\rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0204 \\ k = 65 \\ E = 0,9375 \end{cases} \quad A_y = 6,51 \text{ cm}^2$

on adopte 4T16 pm = 8,04 cm² $e = 25 \text{ cm}$

En appui

$$\text{Selon } x: M_{ax} = 17,45 \text{ t.m} \rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0640 \\ k = 32,8 \\ E = 0,8954 \end{cases} \quad A_x = 19,92 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T25 pm = 24,54 cm² e = 20 cm

$$\text{Selon } y: M_{ay} = 5,13 \text{ t.m} \rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0146 \\ E = 0,9465 \\ k = 18,5 \end{cases} \quad A_y = 4,62 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 pm e = 20 cm

Dalle d'angle (7,2 x 7,2) m² P₄

$$l_x = 7,20 \text{ m} \quad l_y = 7,20 \text{ m} \quad \rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \rho_x = 0,0423 \\ \rho_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 29,87 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 29,87 \text{ t.m}$$

Travée :

$$\text{Selon } x: M_{tx} = 25,38 \text{ t.m} \rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0693 \\ k = 31,3 \\ E = 0,8920 \end{cases} \quad A_x = 23,31 \text{ cm}^2$$

on adopte 5T25 pm = 24,64 cm² e = 20 cm.

Appui :

$$\text{Selon } x: M_{ax} = 14,94 \text{ t.m} \rightarrow \begin{cases} \rho = 0,0548 \\ k = 36,2 \\ E = 0,9023 \end{cases} \quad A_x = 18,22 \text{ cm}^2$$

on adopte 6T20 pm = 18,84 cm² e = 17 cm.

On adoptera le même ferrailage selon y.

BIBLIOGRAPHIE

RPA 81

Règles C.C.BA 68

Calcul pratique des tours en béton armé "M. DIVERS"

Calcul et vérification des ouvrages en B.A "P. CHARON"

Exercice en B.A "P. CHARON"

Calcul pratique des ossatures de bâtiment

en B.A "A. FUENTES"

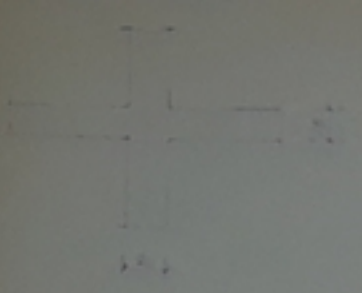
Calcul dynamique des structures en zone
sismique

Aide mémoire B.A.

Aide mémoire RDM

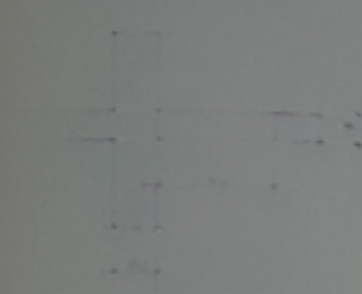
Cours de B.A "M BELAZOUGUI" Tome II

COUPE A-A



5'

COUPE B-B



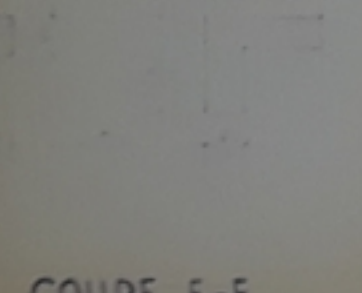
4'

COUPE C-C



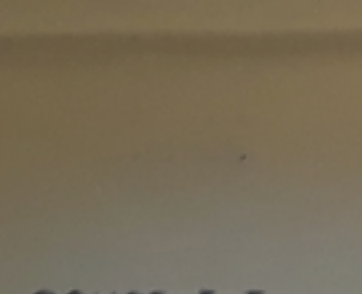
3'

COUPE D-D



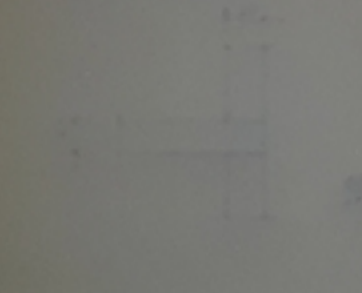
4'

COUPE E-E



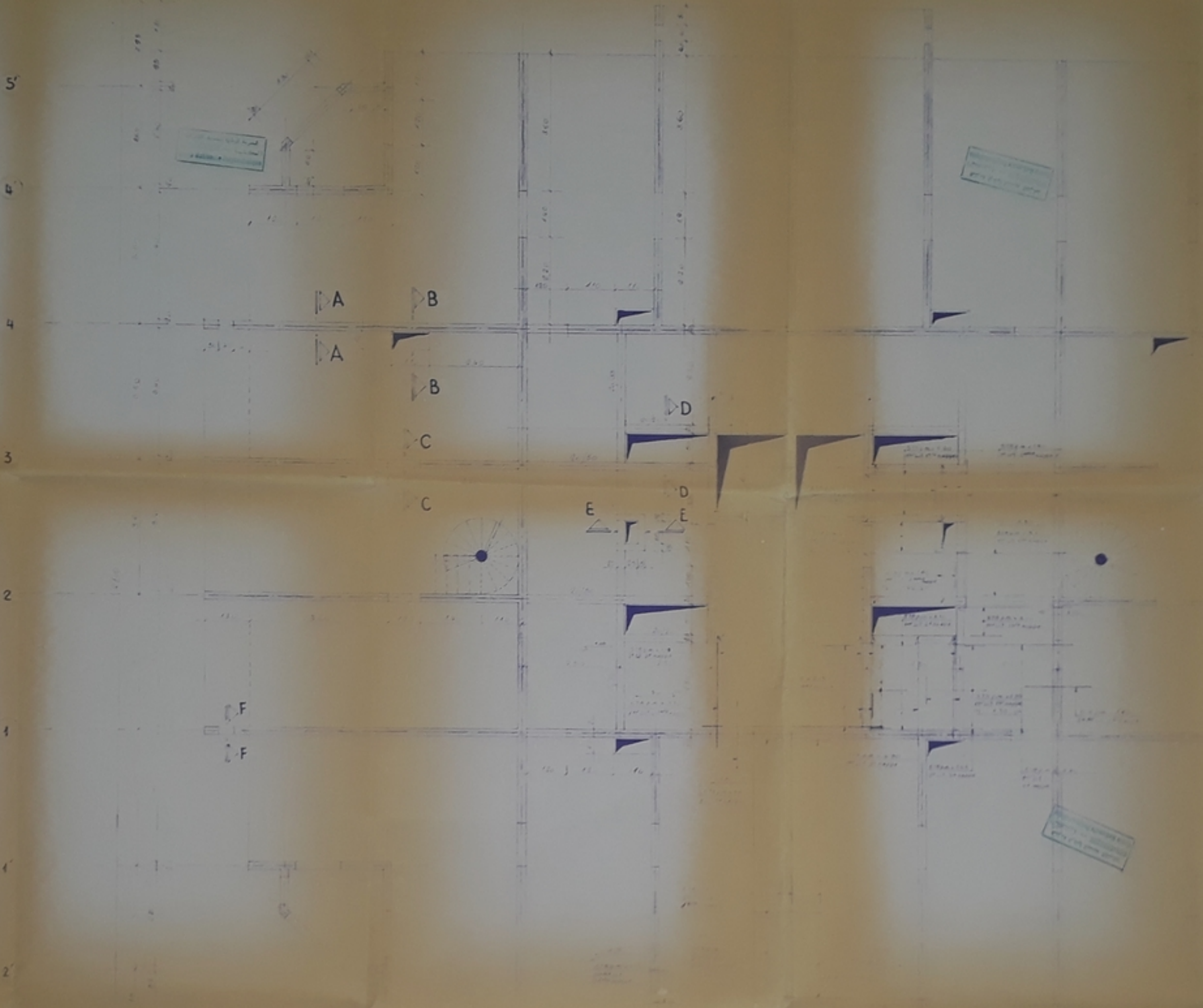
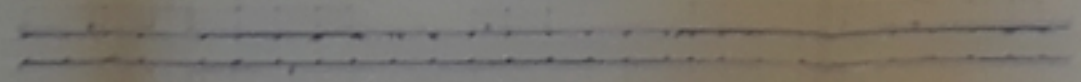
2'

COUPE F-F



2'

COUPE TYPE SUR DALLE

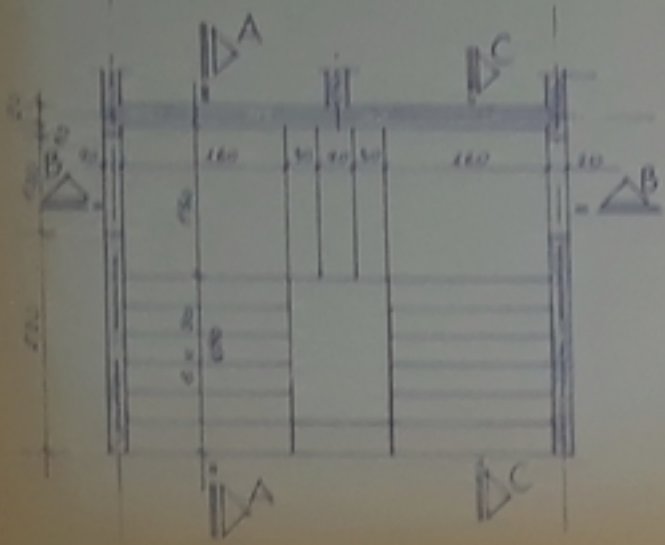


B A A B C D E E F

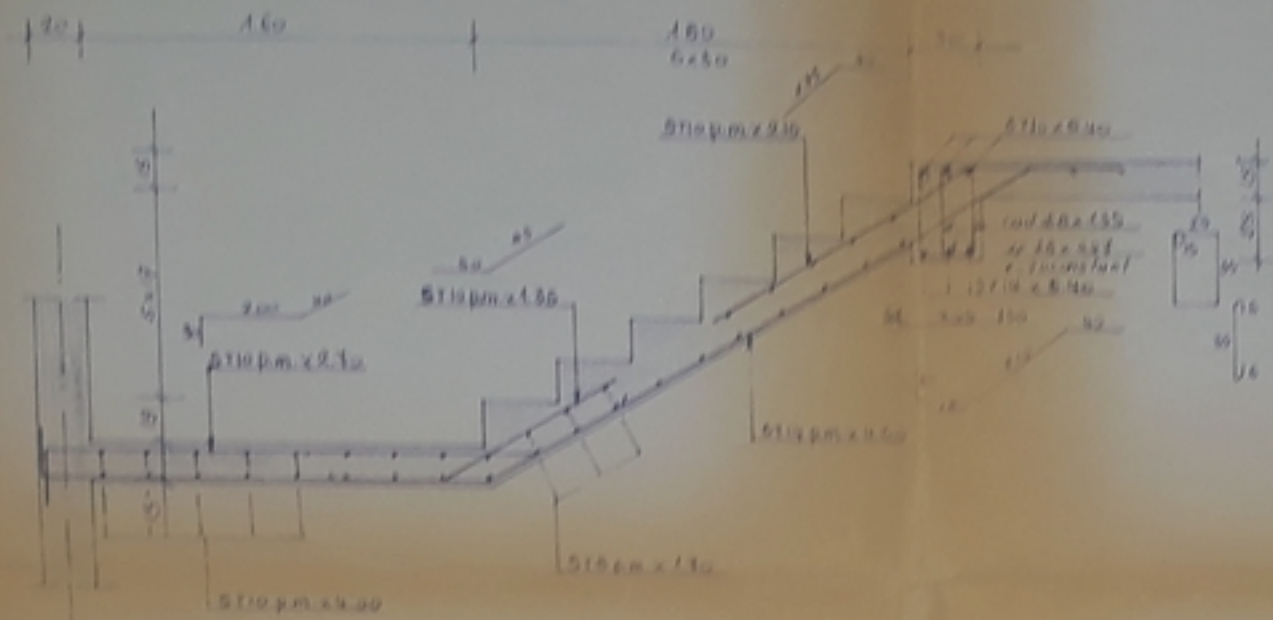
1121 LOGEMENTS BORDS EL BAHR
TOUR R+15
DALLE - ETAGE COURANT
TERRASSE FERRAILLAGE - COUPE

1	2	3	4	5
6	7	8	9	10
11	12	13	14	15
16	17	18	19	20
21	22	23	24	25

ESCALIER DROIT - ETAGE COURANT

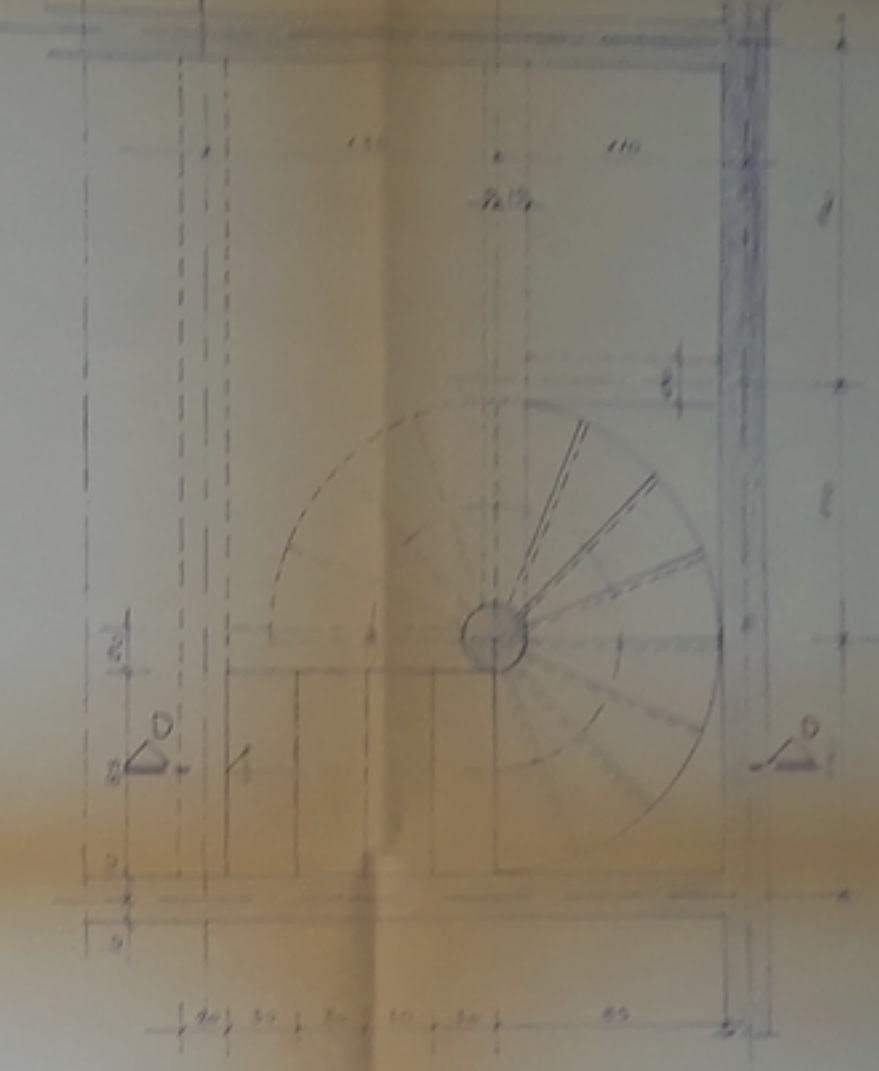


COUPE C-C

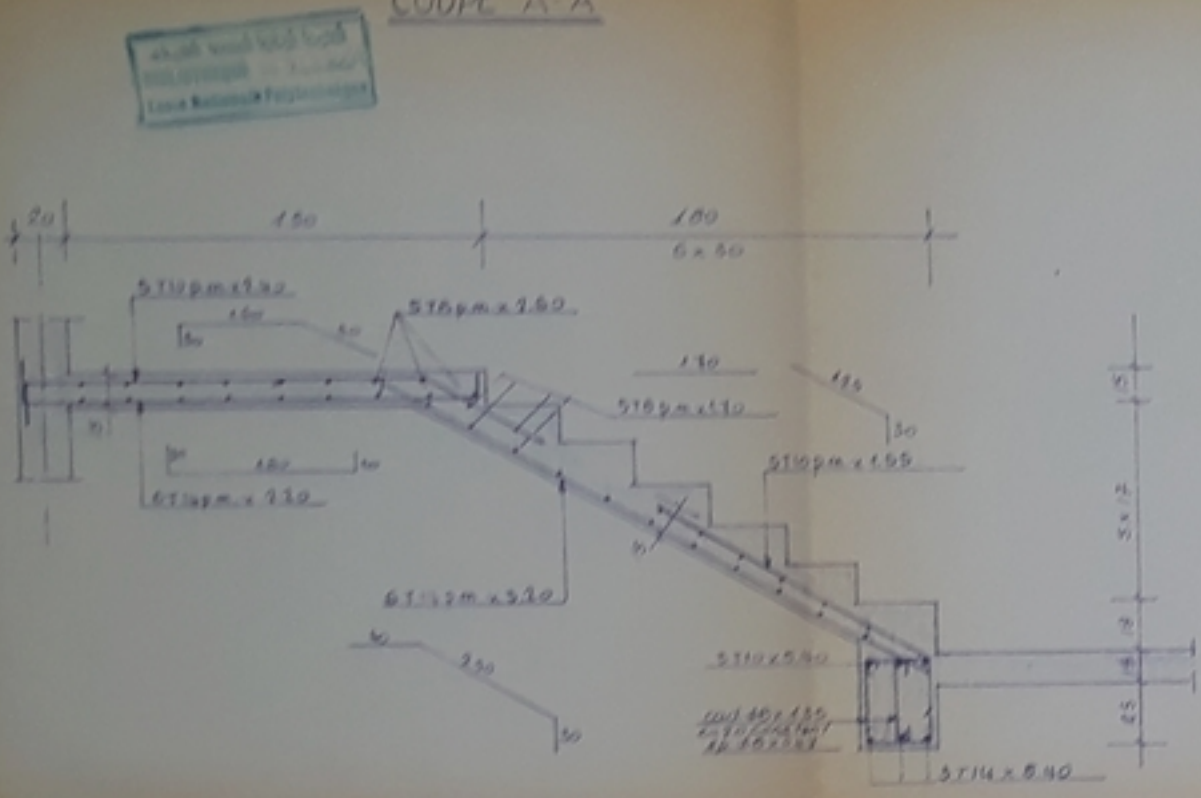


المعهد الوطني للتكنولوجيا
BUREAU NATIONAL POLYTECHNIQUE

ESCALIER HELICOÏDALE
MIXTE - VUE EN PLAN

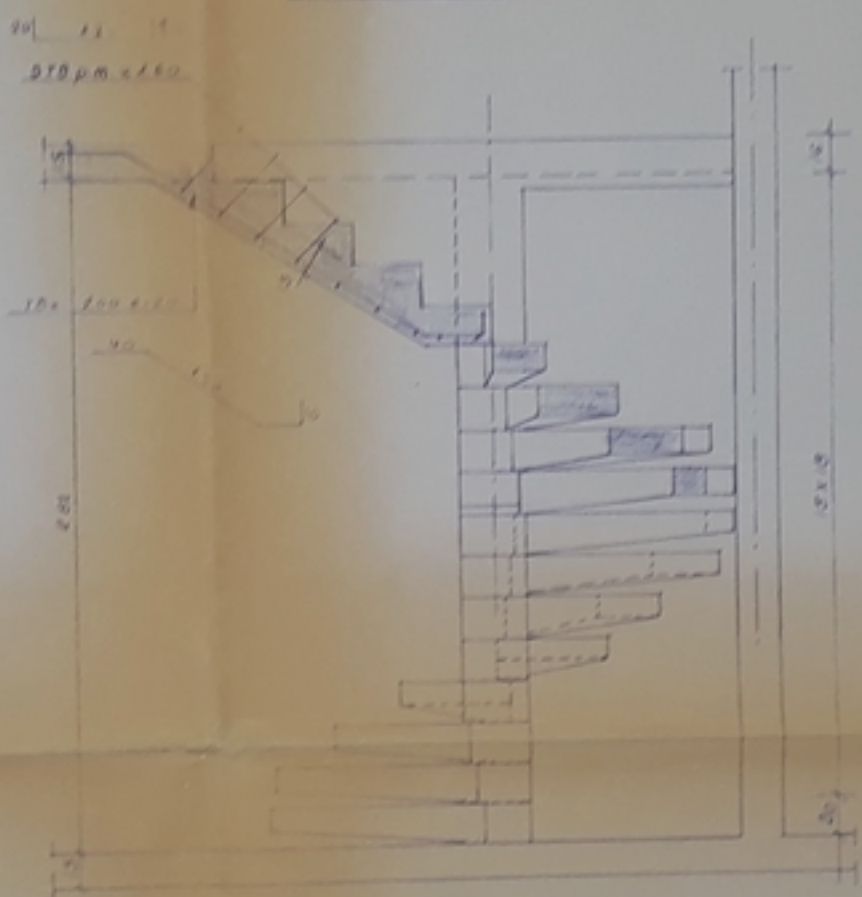


COUPE A-A

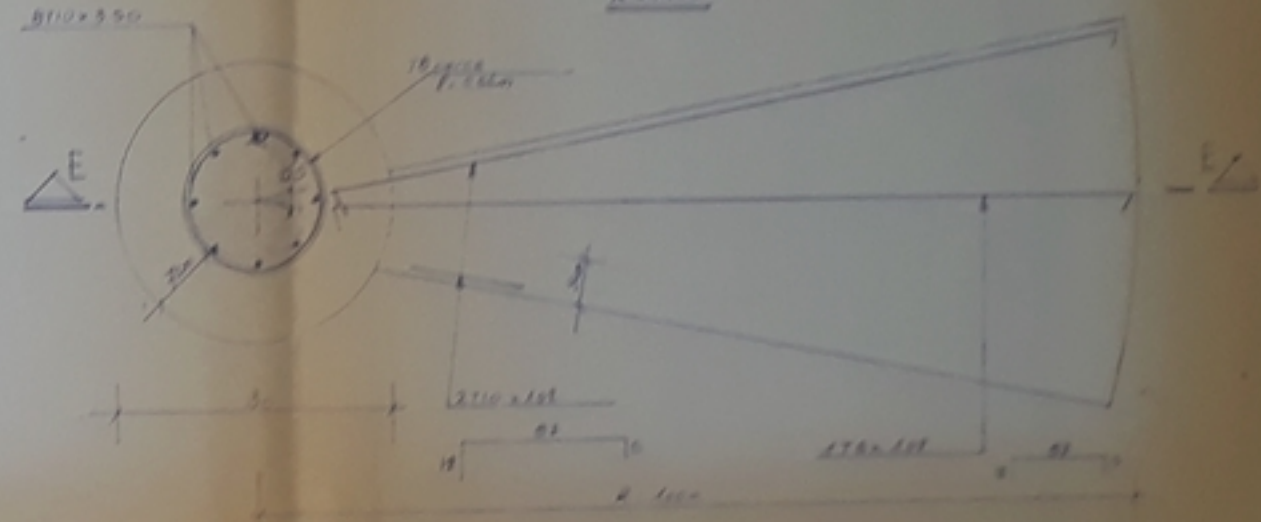


المعهد الوطني للتكنولوجيا
BUREAU NATIONAL POLYTECHNIQUE

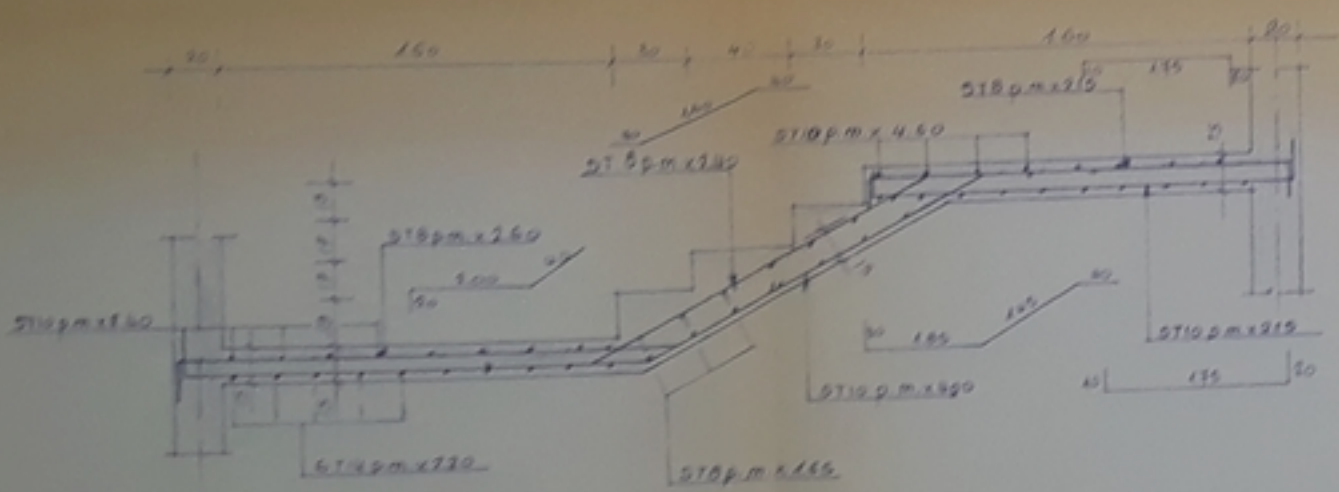
COUPE D-D



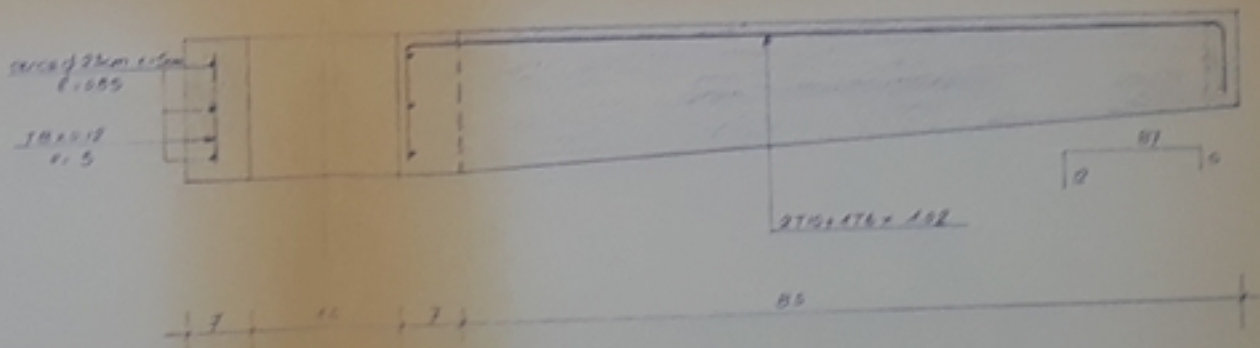
DETAIL D'UNE MARCHE



COUPE B-B

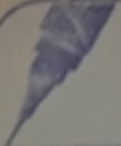


COUPE E-E

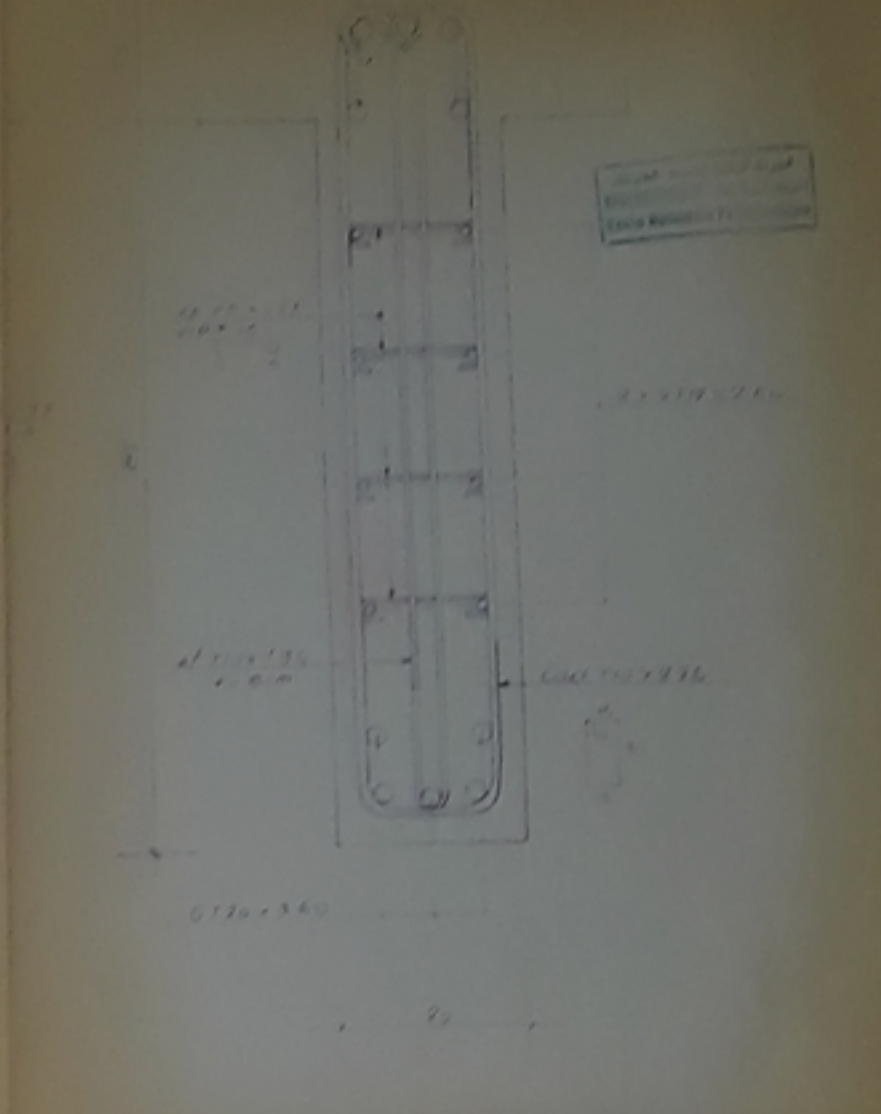
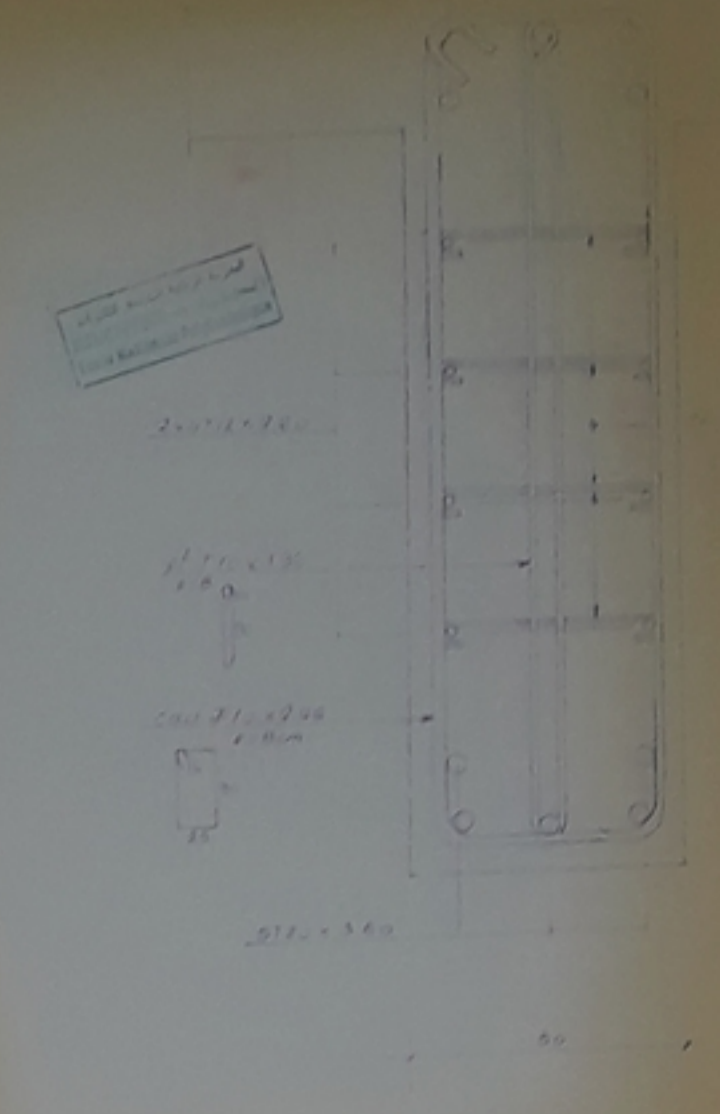
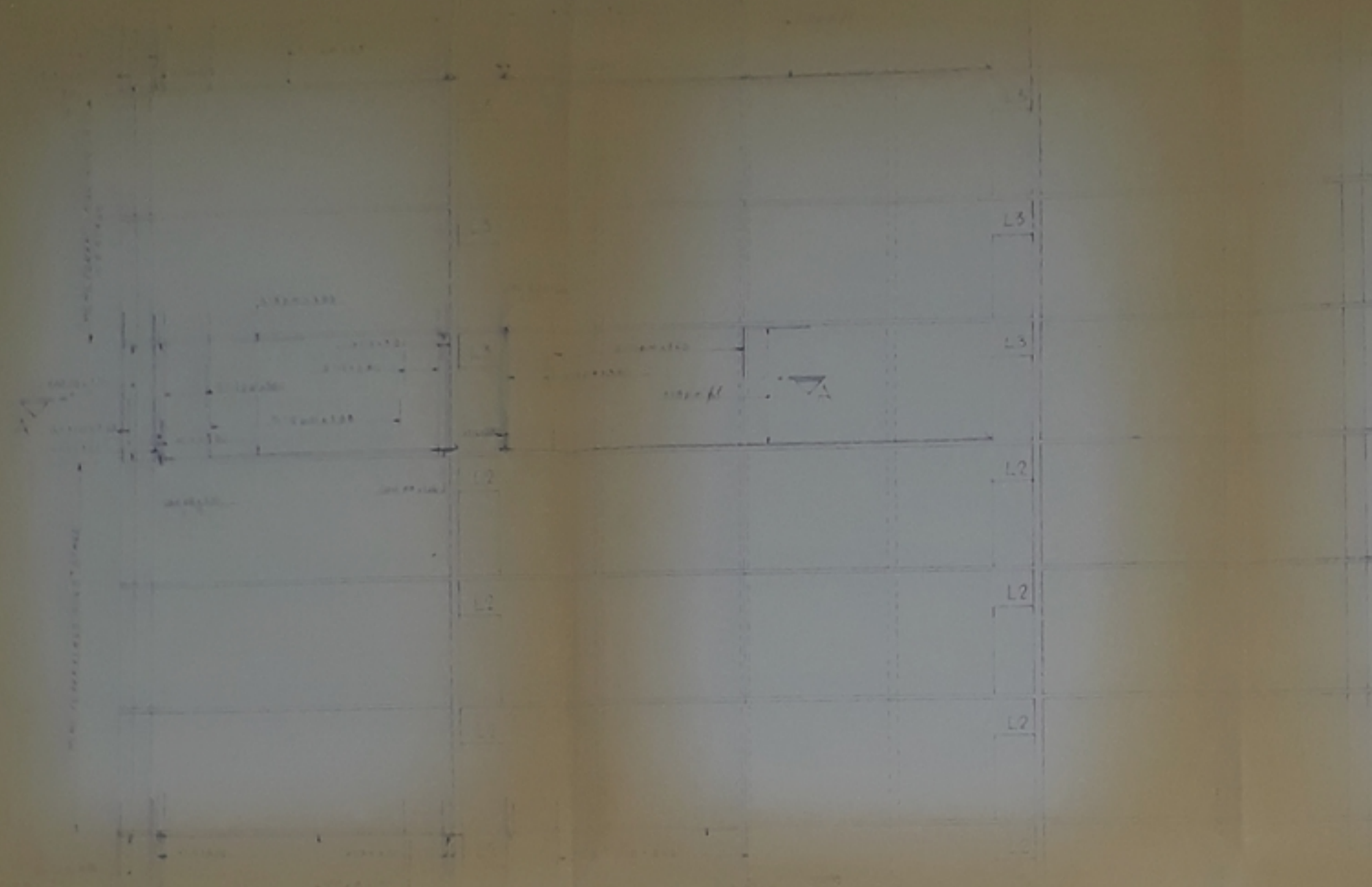


المعهد الوطني للتكنولوجيا
BUREAU NATIONAL POLYTECHNIQUE

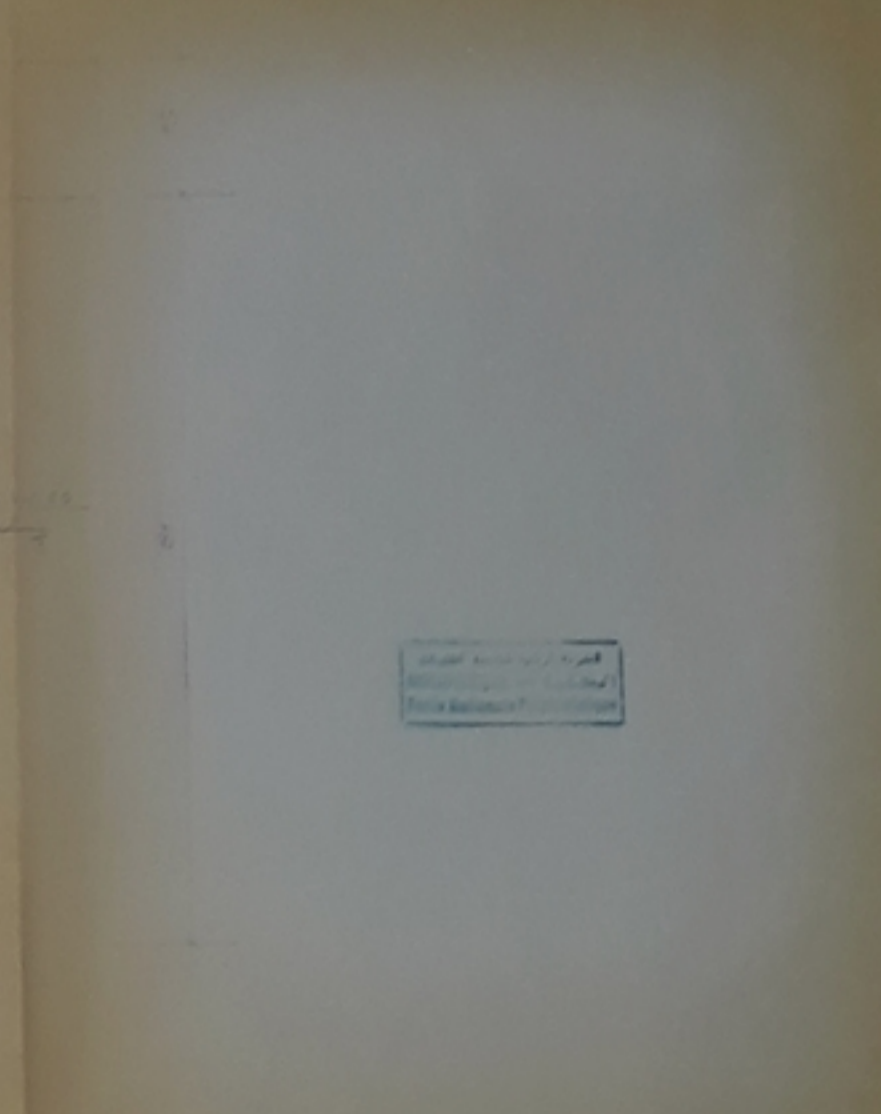
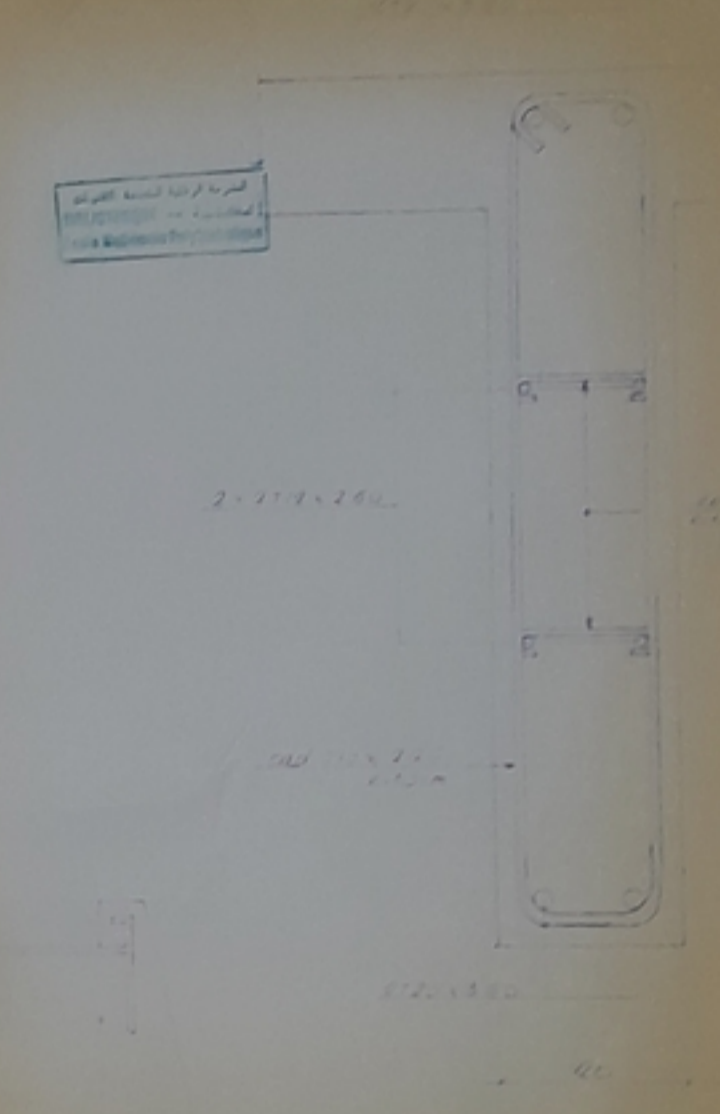
PA cal 87
- 2 -


 مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
 BUREAU D'INGENIERIE DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES
 27 rue Merbaouch Med, H Dey, ALGER - Tel: 77 91 26 48 50
 Telex: 65530 BENG DZG

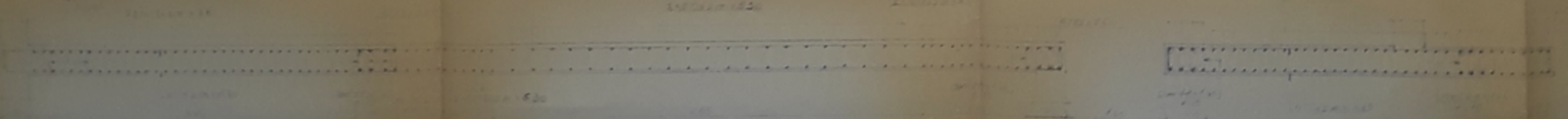
PROJET 4121 LOGEMENTS BORDJ-EL-BAHRI.
 TOUR R+13.
 PLAN DES ESCALIERS.
 COFFRAGE FERRAILLAGE
 N° de l'ouvrage: _____
 Date: 10/11/1987
 Echelle: 1/20
 Calculateur: _____
 Vérificateur: _____



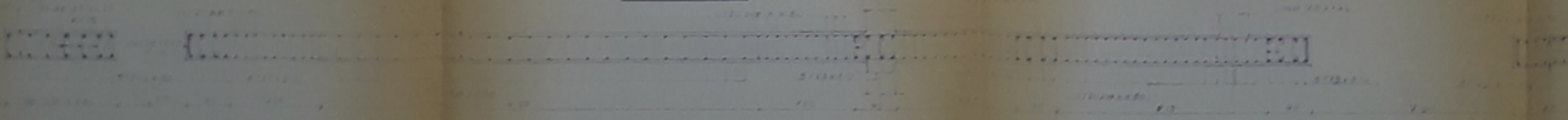
LINTEAUX



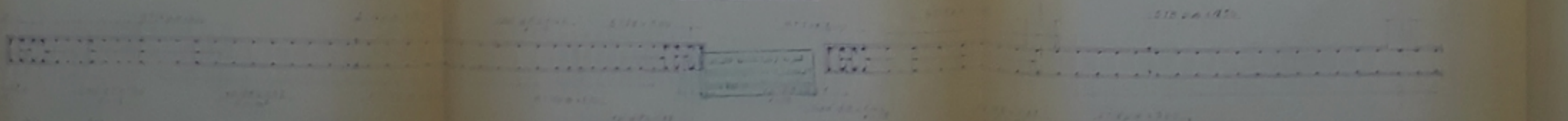
COUPE E-E



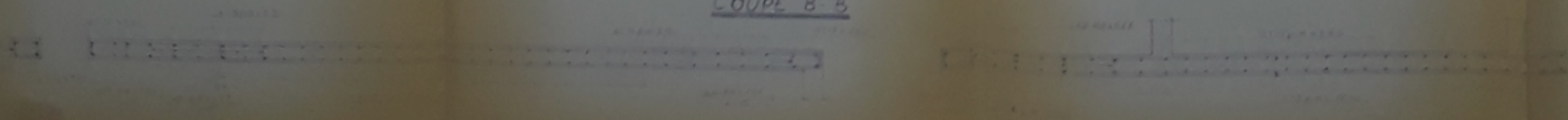
COUPE D-D



COUPE C-C



COUPE B-B



PE 002 59
-3-

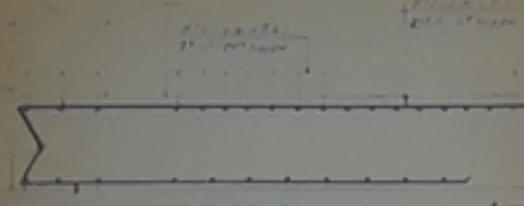
مكتب الدراسات والاعمال الهندسية
 BUREAU D'INGENIERIE DE RECHERCHES ET ETUDES S.R.L.
 27 rue Mouloudi Med. 19 City ALGER - Tel: 77 81 25 48 53
 Telex: 455539 BERS DZ

IME 1121 LOGEMENTS BORDJ EL-BAHRI
 TOUR R+13.
 TERRAILLAGE DES VOILES AXES 1-2

Etat	Projet	Costeumer
Revisé	Exécuté	
Approuvé		

COUPE A-A

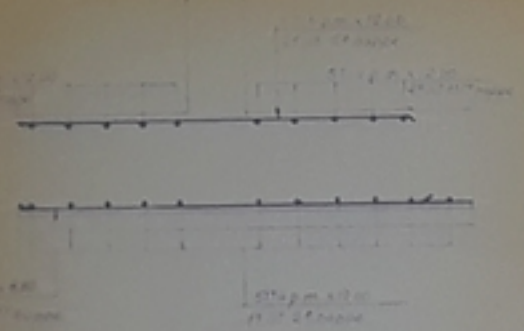
6



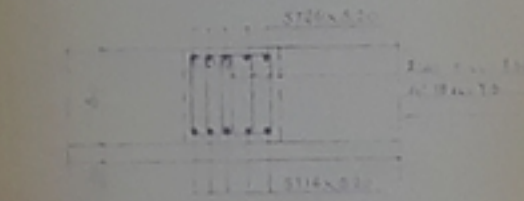
COUPE B-B



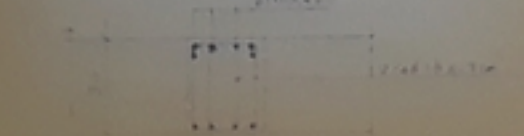
COUPE C-C



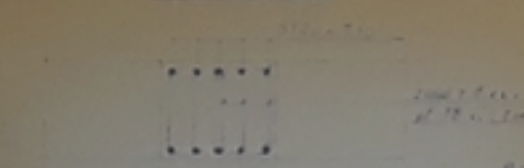
COUPE D-D



COUPE E-E



COUPE G-G



بureau d'Engineering de Recherches et Etudes Générales

27 rue Mersouche Méd., 11 Alg., ALGER. Tél. 77 81 29, 48, 50
Telex. 65528 BENG. D.T.

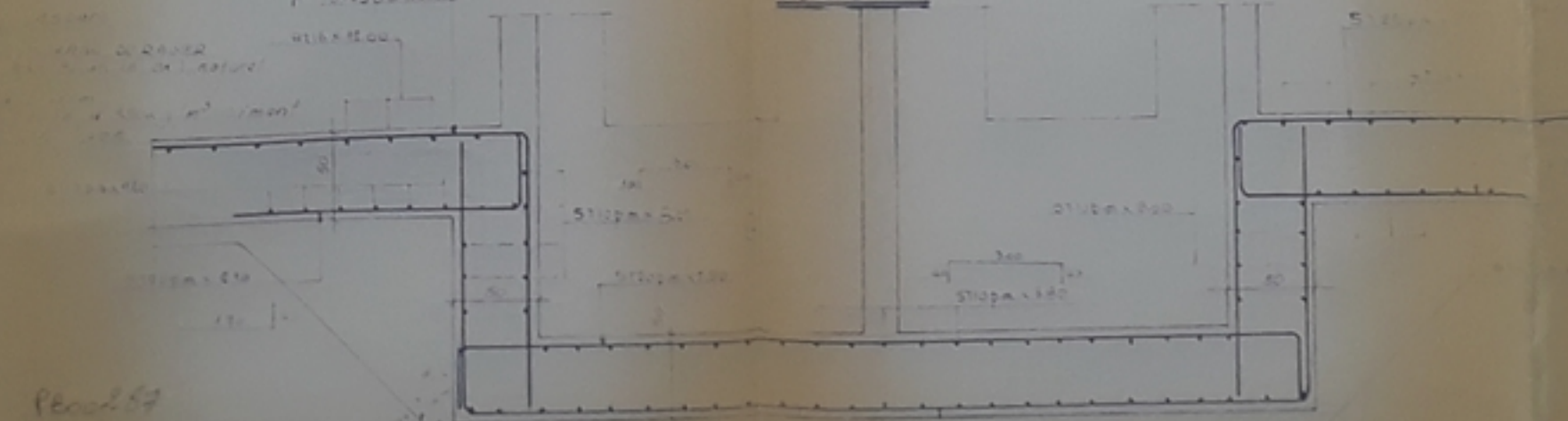
1121 LOGEMENTS BORDJ EL-BAHRI
TOUR R+13.

PLAN DU RADIER - COUPE DE FERRAILLAGE

Projet	Log.	Coordination
Exécutif	Technique	
Échelle		



COUPE F-F



Plan 59
-4-

