

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

27/87

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie - Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CONCEPTION ET ETUDE

D'UN

BATIMENT -R +9 -

Proposé Par : EBA

6 PLANCHES
Étudié par : Kimouche
Khalfi

Dirigé par : M^{me} BAOUÛHE

PROMOTION : janvier-1987-

TABLE DES MATIERES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

	page
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
1: Caractéristiques des matériaux et règlements utilisés	1
2: Descente de charge	8
3: Détermination du centre de masse	11
Détermination des inerties équivalentes	16
Calcul du centre de torsion	19
4: Etude au vent	Annexe
5: Calcul au seisme	21
6: Calcul des éléments résistants	24
Acrotère	24
Escaliers	26
Plancher	35
7: Distribution des efforts sismiques dans les nœuds	55
8: Calcul des nœuds au seisme	60
9: Sollicitations verticales	70
10: Ferrailage des voiles	79
11: Calcul des déformations	95
12: Fondations	104

Remerciements.

- Nous tenons à remercier notre promotrice M^{me} BAUCHE ainsi que tous les Ingénieurs du C.T.C qui nous ont orientés et aidés à faire ce projet.
- Nous remercions M^{rs} DERMOUNE; AZZI; DJANI; SMAHI; BENMAYOUF et YAVARI.
- Comme nous remercions M^{rs} OUAZIT NOUR-EDDINE et YERKI ABDELWAHAB.

Dédicaces

je dédie ce modeste travail :

- A mes chers parents.
- A mes Soeurs et frère.
- A mes cousins.
- A mon frère et cousin Lakhdar.
- A mes Amis : BENCHATER ; BENSITOUAH ; CHALLAL ;
BENDJOUADI et ANTRI-BOUZAR.

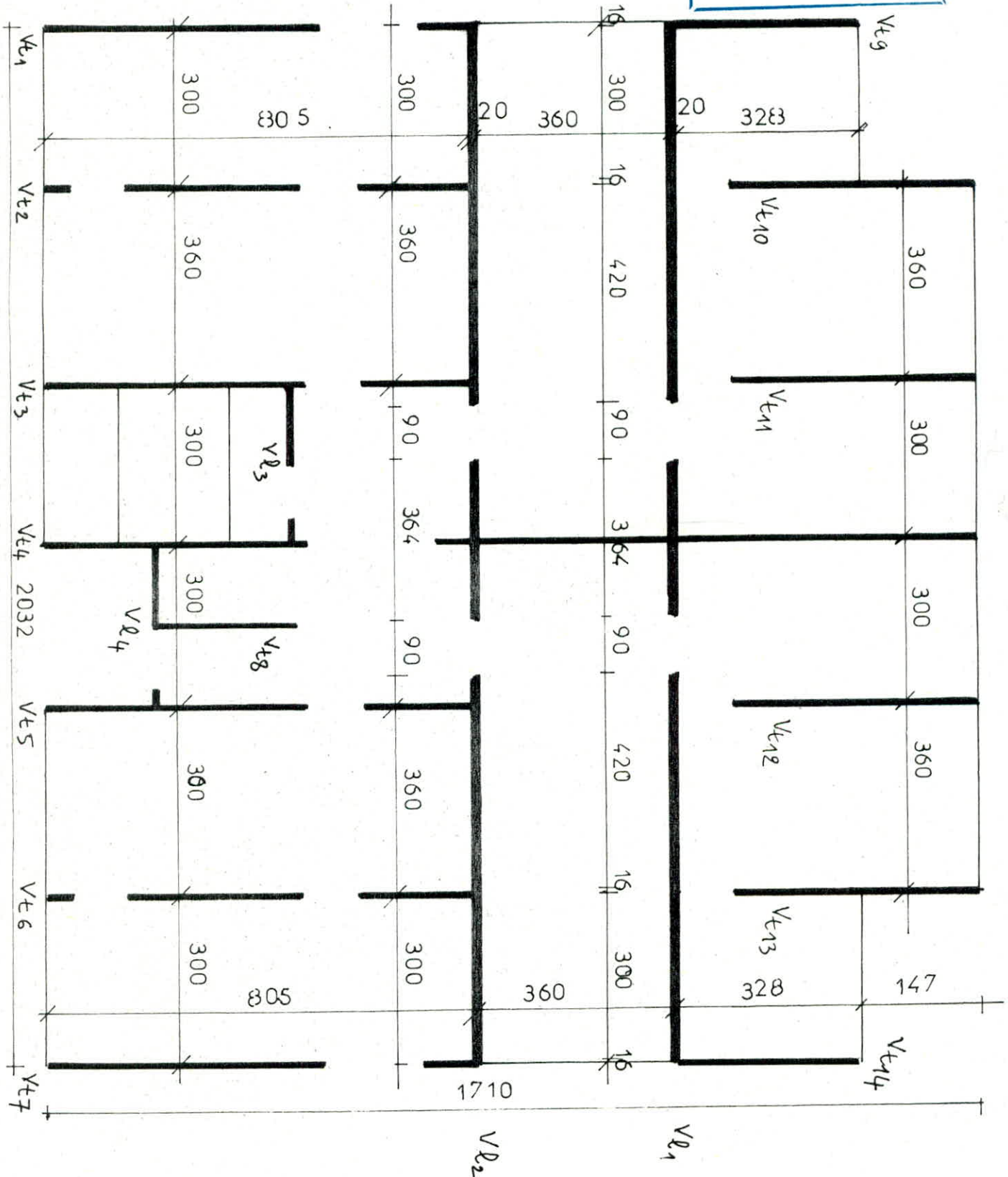
KIMOUCHE Rachid

- je dedie ce travail :

- A La memoire de ma mère et mon grand père
- a mon père qui à consenti beaucoup d'efforts pour ma formation
- à mes sœurs et frères , Mohamad, Ahmed, Zineb et HAFIDA
- A mes neveux, Nacer-eldine, rafi k et WAHAB
- A toute ma famille
- a tous mes amis (as), d'enfance ou d'étude

KHALFI° DAHmane

PLANCHER ETAGE COURANT ET R-D-C



(1) Introduction :

Le présent projet, consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation implanté dans la région d'Alger (Bab-Ezzouar) qui correspond à une zone de moyenne sismicité (Zone II), aussi bien pour les règlements parasismiques que pour les règlements " Neige et vent ". Le bâtiment se compose de quatre logements par niveau.

(2) Caractéristiques géométriques :

Les dimensions en plan sont de 20.32 m dans le sens longitudinal et de 17.10 m dans le sens transversal. La hauteur du bâtiment est de 28.20 m et la hauteur entre deux planchers successifs est de 2.66 m.

(a) Planchers : Deux types de planchers

- Le plancher du R.D.C est formé de pré-dalles, auquel on ajoute du béton coulé sur place.
 - Les planchers d'étage courant et de la terrasse seront constitués de dalles pleines de 16 cm d'épaisseur ; ces planchers seront coulés en place avec les voiles par un système de coffrage tunnel.
- Les paliers de la cage d'escalier ont une épaisseur de 16 cm.

(b) Escaliers : L'escalier est constitué de deux volées adjacentes préfabriquées ; appuyées chacune sur les paliers coulés sur place.

(c) Façades : Les façades seront réalisées en maçonnerie.

(3) Caractéristiques du sol :

Le sol sur lequel repose notre bâtiment est de type meuble ; sa contrainte est de 1.5 bars à 3.00 m de profondeur.

(4) Matériaux utilisés :

Le béton armé utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A (c.c. B.A 68) et à tous les règlements applicables en vigueur en Algérie.

(I) BETON: Le béton est dosé à 350 Kg de CPA 325 avec un contrôle atténué; la résistance nominale à 28 jours d'âge est:

- pour la compression: $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

- pour la traction: $\sigma_{28} = 7 + 0.06 \sigma'_{28} = 23.2 \text{ bars}$.

(a) Contrainte de compression admissible:

$$\bar{\sigma}'_b = S'_b \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } S'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

$\alpha = 1$ dépend de la classe du ciment utilisé (CPA 325).

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

$\gamma = 1$ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0.3$ en compression simple.

$\delta = 0.6$ en flexion simple et flexion composée avec l'effort normal de traction.

$\delta = 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$: flexion composée avec l'effort normal de compression avec $\delta \leq 0.6$

où e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul, dans le plan radial passant par le centre de pression.

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

$\varepsilon = 1$ en compression simple; quelque soit la forme de la section et dans les autres cas ($0.5 < \varepsilon \leq 1$).

(b) contrainte admissible en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = S'_b \cdot \sigma'_{28} = 67.5 \text{ bars}$$

sous les sollicitations du 1^{er} genre : $SP_1 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 67.5 \text{ bars} = 68.5 \text{ Kg/cm}^2$
 sous les sollicitations du 2^{ème} genre : $SP_2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 1.5 \times 68.5 = 102.75 \text{ Kg/cm}^2$

- contrainte admissible en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire :

$$\text{sous } SP_1 : \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous } SP_2 : \bar{\sigma}'_b = 1.5 \times 137 = 206 \text{ Kg/cm}^2$$

(6) contrainte de traction de référence :

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

$\alpha; \beta; \gamma$ sont déjà définis ci-dessus

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}}$$

sous les sollicitations du 1^{er} genre : $SP_1 \quad \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$

sous les sollicitations du 2^{ème} genre : $SP_2 \quad \bar{\sigma}_b = 1.5 \times 5.9 = 8.85 \text{ Kg/cm}^2$

(II) Acier :

contrainte admissible : $\bar{\sigma}_a = S \cdot \sigma_{en}$ avec $S = \begin{cases} 2/3 & (SP_1) \\ 1 & (SP_2) \end{cases}$

(a) Aciers doux (ronds lisses) : FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

(b) Aciers à haute adhérence : FeE40 $\begin{cases} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \end{cases}$

(c) Treillis soudés :

- pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$

- pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

(d) Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = S_{at} \cdot \sigma_{en}$$

- $S_{at} = 1 - \frac{z_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b}$ si S_{at} , ainsi calculé est supérieur à $2/3$

et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

- $S_{at} = \frac{2}{3}$ si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies.

(e) Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

la contrainte de traction dans les aciers ne devra dépasser la contrainte de fissuration donnée par $\sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2)$. Pour limiter la fissuration, on doit avoir : $\bar{\sigma}_a \leq \min(2/3\sigma_{en}; \sigma_f)$.

$$K = 1.5 \times 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)} ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

(f) Prédimensionnement :

(1) Planchers : L'épaisseur du plancher est déterminé à partir de la condition de la limitation de la flèche en considérant le cas le plus défavorable d'une partie isostatique, chargée uniformément.

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{l}{500} ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$q = G + P = 0.641 + 0.175 = 0.816 \text{ t/m}^2 ; \quad b = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

d'où $q = 0.816 \text{ t/ml}$ avec $l = 360 \text{ cm}$.

E : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue durée, à 90 jours ; $\sigma'_{90} = 1.2 \times \sigma'_{28}$

$$E = 7000 \sqrt{1.2 \times \sigma'_{28}} = 128520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } h \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 2500 \times 8.16 \times 360^3}{384 \times 128520 \times 100}} = 13.23 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm.}$$

(2) voiles :

- Art: 4.3.1.2 : l'épaisseur minimum admissible est de 15 cm (groupe 2; zone II)

- Art: 4.3.1.3 : l'épaisseur minimale doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions (de rigidité) aux extrémités :

$$t \geq (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) \Rightarrow t_e \geq \frac{h_e}{20} = 13.30 \text{ cm.}$$

- l'épaisseur des voiles transversaux : $t = 16 \text{ cm.}$

- l'épaisseur des voiles longitudinaux : $t = 20 \text{ cm.}$

- Poids des éléments verticaux "voiles" par étage.

	VOILES . TRANSVERSAUX							VOILES . LONGITUDINAUX		
	Vt1; Vt7	Vt2; Vt6	Vt3; Vt5	Vt4	Vt8	Vt9; Vt14	Vt10; Vt11 Vt12; Vt13	Vl1; Vl2	Vl3	Vl4
Poids (tonne)	7.76	7.14	7.81	16.45	3.25	3.49	4.30	25.14	3.19	2.44

- SURFACE DES PLANCHERS REVENANT A CHAQUE VOILE . m²

VOILES PLANCHER	Vt1; Vt7	Vt2; Vt6	Vt5	Vt8	Vt9; Vt14	Vt10; Vt13	Vt11; Vt12	Vl1; Vl2	Vl3	Vl4
Etage courant ou R.D.C	10.95	23.82	17.65	1.82	3.80	12.93	12.93	81.58	0.45	2.25
Terrasse	10.95	23.82	20.55	3.83	3.80	12.93	12.93	81.58	1.01	4.50

PLANCHER VOILES	Terrasse	Etage courant ou R.D.C	Paliers
Vt3	21.33	15.12	2.25
Vt4	31.91	23.69	2.25

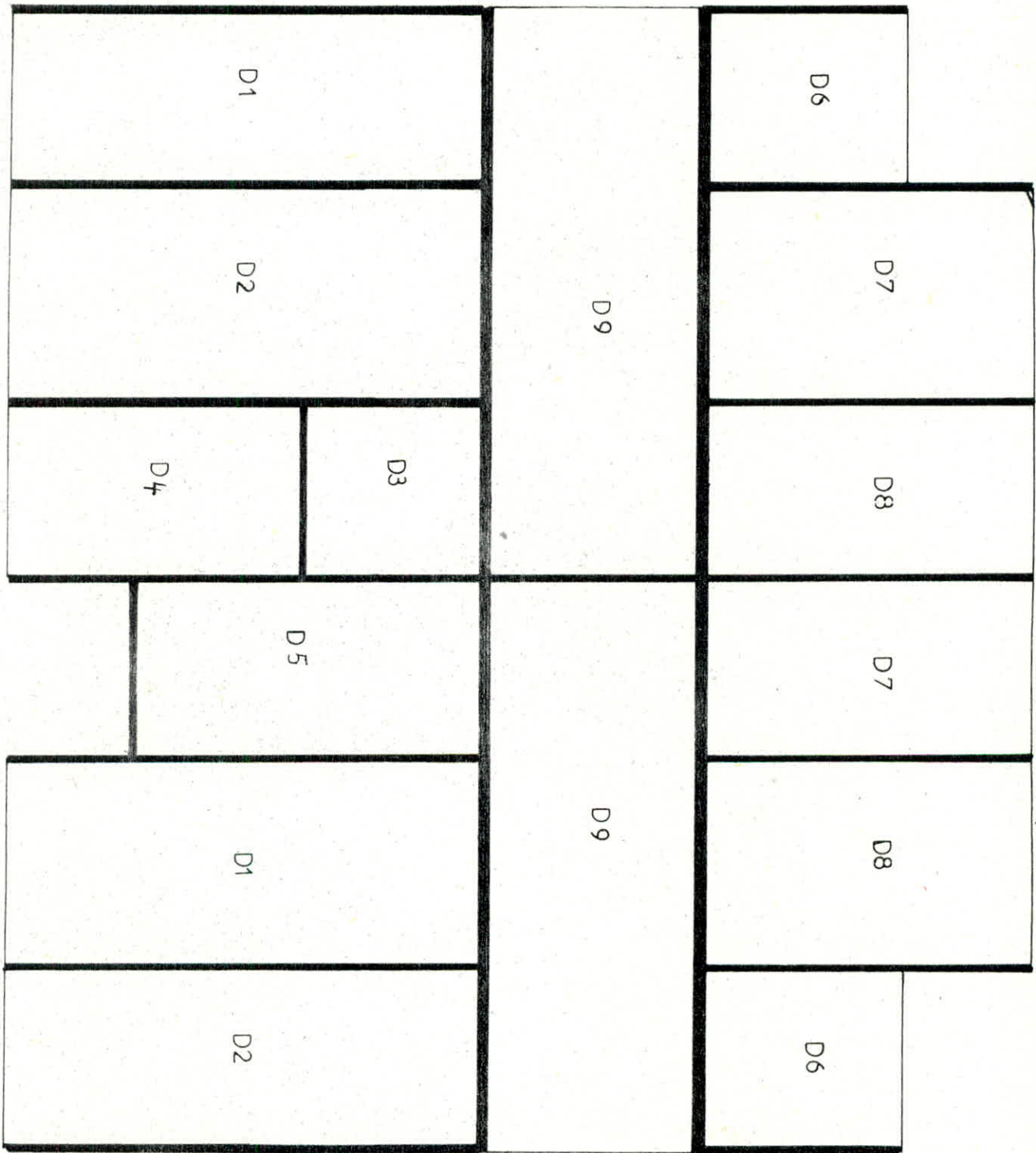
CHARGES VERTICALES. REVENANT. A. CHAQUE VOILE (G) en tonnes.

NIVEAUX \ VOILES	V_{t1}	$V_{t2}; V_{t6}$	V_{t3}	V_{t4}	V_{t5}	V_{t7}	V_{t8}	$V_{t9}; V_{t14}$	$V_{t10}; V_{t13}$	$V_{t11}; V_{t12}$	V_{l1}	V_{l2}	V_{l3}	V_{l4}
	Terrasse	12.35	20.08	17.98	30.02	20.06	11.97	3.23	4.35	13.25	10.90	69.63	69.63	0.85
9 ^e	15.46	25.26	21.90	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
8 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
7 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
6 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
5 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
4 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
3 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
2 ^e	15.46	25.26	24.27	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
1 ^e	15.46	25.26	24.97	39.33	21.29	15.46	4.42	7.64	16.47	16.26	79.05	79.05	3.48	3.88
R. D. C	15.12	24.52	23.74	38.43	20.75	15.12	4.36	7.52	16.07	15.86	76.55	76.55	3.46	3.81

VOILES NIVEAUX	V _{t1}	V _{t2; V_{t6}}	V _{t3}	V _{t4}	V _{t5}	V _{t7}	V _{t8}	V _{t9; V_{t14}}	V _{t10; V_{t13}}	V _{t11; V_{t12}}	V _{l1}	V _{l2}	V _{l3}	V _{l4}
Terrasse	1.095	2.38	2.13	3.19	2.06	1.095	0.38	0.38	1.29	1.29	8.16	8.16	0.10	0.26
9 ^e	2.60	4.85	3.10	7.46	3.09	2.60	0.32	0.67	2.26	3.42	15.92	15.92	0.08	0.39
8 ^e	2.34	4.37	2.79	6.71	2.78	2.34	0.29	0.60	2.03	3.08	14.33	14.33	0.07	0.35
7 ^e	2.08	3.88	2.48	5.97	2.47	2.08	0.26	0.54	1.81	2.74	12.74	12.74	0.06	0.31
6 ^e	1.82	3.40	2.17	5.22	2.16	1.82	0.22	0.47	1.58	2.39	11.14	11.14	0.056	0.27
5 ^e	1.56	2.91	1.86	4.48	1.85	1.56	0.19	0.40	1.36	2.05	9.55	9.55	0.048	0.23
4 ^e	1.30	2.43	1.55	3.73	1.55	1.30	0.16	0.34	1.13	1.71	7.96	7.96	0.04	3.81
3 ^e	1.30	2.43	1.55	3.73	1.55	1.30	0.16	0.34	1.13	1.71	7.96	7.96	0.04	3.81
2 ^e	1.30	2.43	1.55	3.73	1.55	1.30	0.16	0.34	1.13	1.71	7.96	7.96	0.04	3.81
1 ^e	1.30	2.43	1.55	3.73	1.55	1.30	0.16	0.34	1.13	1.71	7.96	7.96	0.04	3.81
R.D.C	1.30	2.43	1.55	3.73	1.55	1.30	0.16	0.34	1.13	1.71	7.96	7.96	0.04	3.81

SURCHARGES. REVENANT. A. CHAQUE. VOILE (P) en Tonnes.

PLANCHER TERRASSE



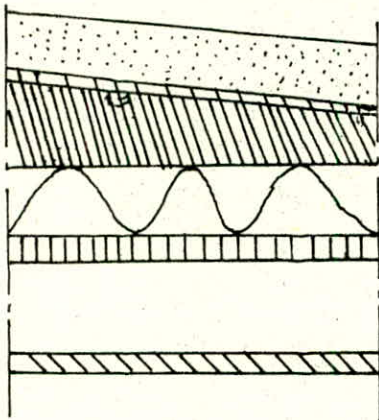
Descente de Charges:

La descente de charge se fait comme suit : Chaque voile est supposé porter son poids propre et la part de charges et des surcharges que lui transmettent les planchers ; cette dernière est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture du béton à 45° .

(I) Evaluation des charges et surcharges :

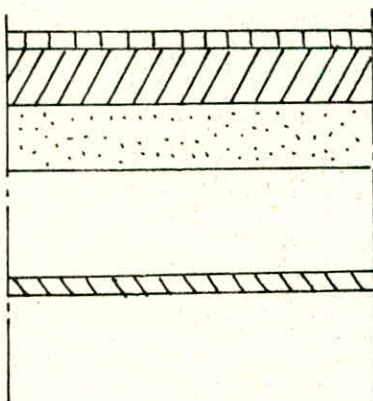
(1) CHARGES PERMANENTES

(a) Plancher terrasse (non accessible) :



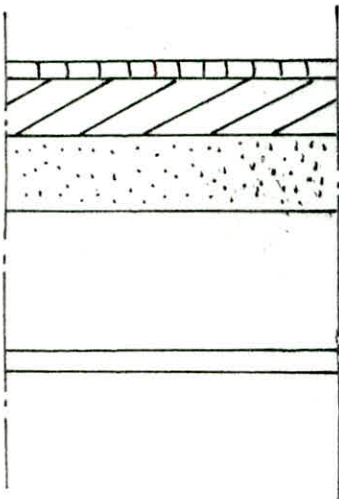
- Gravier de protection (5 cm)	: $0.05 \times 1.6 = 0.08 t/m^2$
- Etanchéité (Multicouche)	: $\dots\dots\dots = 0.02 t/m^2$
- Forme de pente en béton maigre	: $0.15 \times 2.0 = 0.30 t/m^2$
- isolation Thermique (liège: 4 cm)	: $0.04 \times 0.25 = 0.01 t/m^2$
- Pare vapeur	: $\dots\dots\dots = 0.005 t/m^2$
- Dalle pleine (16 cm)	: $0.16 \times 2.5 = 0.40 t/m^2$
- Enduit en plâtre (2 cm)	: $0.02 \times 1.4 = 0.028 t/m^2$
	$G = 0.843 t/m^2$

(b) Plancher de l'étage courant :



- carrelage en grés, céramé (2 cm)	: $0.02 \times 2.2 = 0.044 t/m^2$
- Mortier de pose (2 cm)	: $0.02 \times 2.0 = 0.040 t/m^2$
- sable (3 cm)	: $0.03 \times 1.8 = 0.054 t/m^2$
- Dalle pleine (16 cm)	: $0.16 \times 2.5 = 0.400 t/m^2$
- Enduit en plâtre (2 cm)	: $0.02 \times 1.4 = 0.028 t/m^2$
- cloisons	: $\dots\dots\dots = 0.075 t/m^2$
	$G = 0.641 t/m^2$

(c) Plancher R.D.C



- carrelage prés-céramé : $0.02 \times 2.2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
 - Mortier de pose (2 cm) : $0.02 \times 2.0 = 0.040 \text{ t/m}^2$
 - sable (3 cm) : $0.03 \times 1.7 = 0.051 \text{ t/m}^2$
 - prédalle + béton armé : $0.16 \times 2.5 = 0.400 \text{ t/m}^2$
 - cloisons : = 0.075 t/m^2
- $G = 0.610 \text{ t/m}^2$

(d) Escalier :

hauteur de marche : $h = 16.5 \text{ cm}$; giron : $g = 27 \text{ cm}$

épaisseur de la paillasse : $e = 12 \text{ cm}$

- Palier :

- carrelage (2 cm) : $0.02 \times 2.2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
 - Mortier de pose (2 cm) : $0.02 \times 2.0 = 0.040 \text{ t/m}^2$
 - sable (3 cm) : $0.03 \times 1.8 = 0.054 \text{ t/m}^2$
 - Dalle pleine (16 cm) : $0.16 \times 2.5 = 0.400 \text{ t/m}^2$
 - Enduit en plâtre : = 0.028 t/m^2
- $G = 0.566 \text{ t/m}^2$

- volée :

- Poids Propre de la Paillasse en BA : $\frac{2500 \times 0.12}{\cos 38.25} = 382 \text{ Kg/m}^2$
 - Poids Propre des marches : $\frac{2200 \times 0.165}{2} = 181.5 \text{ Kg/m}^2$
 - Mortier de pose (2 cm) : $2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
 - Revêtement (2 cm) : $2200 \times 0.02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
 - Enduit : = 28 Kg/m^2
 - garde-corps : = 100 Kg/m^2
- $G = 775.5 \text{ Kg/m}^2$

(2) SURCHARGES. D'EXPLOITATIONS :

- Plancher terrasse (non accessible) : $P = 0.100t/m^2$
- Plancher courant et R.D.C (usage d'habitation) : $P = 0.175t/m^2$
- Escalier (Palier ; volée) : $P = 0.400t/m^2$
- Loggia et séchoir : $P = 0.350t/m^2$
- Acrotère (terrasse non accessible donc pas de surcharge)

CALCUL DU CENTRE DE MASSE :

Voiles	M_i (tonne)	x_i (m)	$x_i M_i$	y_i (m)	$y_i M_i$
V_{t1}	7.76	4.025	31.234	0.08	0.621
V_{t2}	7.14	4.025	28.739	3.24	23.134
V_{t3}	7.81	4.025	31.435	7.00	54.670
V_{t4}	16.45	8.400	138.180	10.16	167.132
V_{t5}	7.81	4.025	31.435	13.32	104.029
V_{t6}	7.14	4.025	28.739	17.08	121.951
V_{t7}	7.76	4.025	31.234	20.24	157.062
V_{t8}	3.25	3.805	12.366	11.82	38.415
V_{t9}	3.49	13.69	47.778	0.08	0.279
V_{t10}	4.30	14.875	63.963	3.24	13.932
V_{t11}	4.30	14.875	63.963	7.00	30.100
V_{t12}	4.30	14.875	63.963	13.32	57.276
V_{t13}	4.30	14.875	63.963	17.08	73.444
V_{t14}	3.49	13.690	47.778	20.24	70.638
V_{l1}	25.14	8.150	204.891	10.16	255.422
V_{l2}	25.14	11.950	300.423	10.16	255.422
V_{l3}	3.19	2.200	7.018	11.74	37.451
V_{l4}	2.44	4.970	12.127	8.58	20.935

$$x_G = 8.33 \text{ m} ; y_G = 10.21 \text{ m}$$

PLANCHER . TERRASSE

$$G = 0.843t/m^2; \quad P = 0.100t/m^2 \Rightarrow W = G + 1.2P(t/m^2)$$

$$X_G = 8.42m; \quad Y_G = 10.12m$$

Elements	Ω (m ²)	$W_{oi} = W \cdot \Omega$ (t)	X_i (m)	$X_i \cdot W_{oi}$	Y_i (m)	$Y_i \cdot W_{oi}$
D ₁	24.15	23.26	4.025	93.622	1.66	38.612
D' ₁	24.15	23.26	4.025	93.622	18.66	434.032
D ₂	28.98	27.91	4.025	112.338	5.12	142.899
D' ₂	28.98	27.91	4.025	112.338	15.20	424.232
D ₃	9.00	8.67	6.550	56.789	8.58	74.389
D ₄	14.67	14.13	2.460	34.760	8.58	121.235
D ₅	8.16	7.86	6.690	52.583	11.74	92.276
D ₆	4.58	4.41	3.805	16.780	10.99	48.466
D ₇	4.09	3.94	3.805	14.992	12.57	49.526
D ₈	36.29	34.95	10.05	351.248	5.04	176.148
D' ₈	36.29	34.95	10.05	351.248	15.28	534.036
D ₉	9.84	9.48	13.69	129.781	1.66	15.737
D' ₉	9.84	9.48	13.69	129.781	18.66	176.897
D ₁₀	17.10	16.47	14.875	244.991	5.12	84.326
D' ₁₀	17.10	16.47	14.875	244.991	15.20	250.344
D ₁₁	14.25	13.72	14.875	204.085	8.58	117.718
D' ₁₁	14.25	13.72	14.875	204.085	11.74	161.073

- Etage, courants : $W_u = 0.851t/m^2$; $X_G = 8.64m$
 - Loggia et Séchoir : $W_u = 1.061t/m^2$; $Y_G = 10.17m$

ELEMENTS	$\Sigma (m^2)$	$W_{ui}(t)$	$X_i (m)$	$X_i \cdot W_{ui}$	$Y_i (m)$	$Y_i \cdot W_{ui}$
D ₁	20.25	17.23	4.675	80.55	1.66	28.60
D _{1(sym)}	20.25	17.23	4.675	80.55	18.66	321.51
D ₂	28.98	24.66	4.025	99.26	5.12	126.26
D _{2(sym)}	28.98	24.66	4.025	99.26	15.20	374.83
D ₃	9.00	7.66	6.550	50.17	8.58	65.72
D ₄	4.50	3.83	4.140	15.86	8.58	32.86
D ₅	4.09	3.48	3.805	13.24	12.57	43.74
D ₆	8.16	6.94	6.690	46.43	11.74	81.48
D ₇	9.84	8.37	13.690	114.59	1.66	13.89
D _{7(sym)}	9.84	8.37	13.690	114.59	18.66	156.18
D ₈	17.10	14.55	14.425	209.88	5.12	74.50
D _{8(sym)}	17.10	14.55	14.425	209.88	15.20	221.16
D ₉	10.95	9.32	13.875	129.32	8.58	79.97
D _{9(sym)}	10.95	9.32	13.875	129.32	11.74	109.42
D ₁₀	31.61	26.90	10.05	270.35	5.69	153.06
D _{10(sym)}	31.61	26.90	10.05	270.35	14.67	394.62
D ₁₁	4.68	4.97	10.05	49.95	0.65	3.23
D _{11(sym)}	4.68	4.97	10.05	49.95	19.67	97.76
D ₁₂	3.30	3.50	16.25	56.88	8.58	30.03
D _{12(sym)}	3.30	3.50	16.25	56.88	11.74	41.09
D ₁₃	3.90	4.14	0.65	2.69	1.66	6.87
D _{13(sym)}	3.90	4.14	0.65	2.69	18.66	77.25

Acrotère ($q = 0.24 \text{ t/ml}$)

Elements	M_i (t)	X_i (m)	$X_i \cdot M_i$	Y_i (m)	$Y_i \cdot M_i$
A_1	2.38	0.08	0.19	4.96	11.80
A_2	1.62	0.08	0.13	16.62	26.92
A_3	0.72	8.05	5.80	11.58	8.34
A_4	0.72	2.20	1.58	11.58	8.34
A_5	0.72	15.33	11.04	1.66	1.20
A_6	0.72	15.33	11.04	18.82	13.55
A_7	3.28	16.80	55.10	10.16	33.32
A_8	3.68	7.67	28.23	0.16	0.59
A_9	1.93	4.025	7.77	10.16	19.61
A_{10}	1.93	4.025	7.77	13.32	25.71
A_{11}	3.68	7.67	28.23	20.24	74.48

$$X_G = 7.34 \text{ m} ; Y_G = 10.47 \text{ m}$$

centre de gravité des masses supposées
concentrées au niveau des planchers.

(a) Plancher terrasse :

$$x_G = 8.34 \text{ m}; y_G = 10.16 \text{ m}$$

	M_i (tonne)	x_G (m)	$x_G \cdot M_i$	y_G (m)	$y_G \cdot M_i$
Terrasse	290.59	8.42	2446.77	10.12	2940.77
Acrotères	21.38	7.34	157.14	10.47	223.85
$\frac{1}{2} \times$ voiles	72.61	8.33	604.84	10.21	741.35

(b) Etage courant :

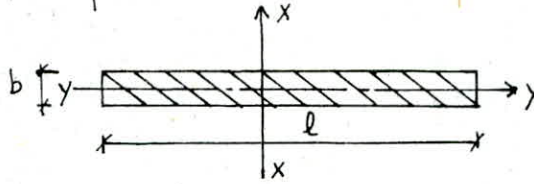
$$x_G = 8.53 \text{ m}; y_G = 10.18 \text{ m}$$

	M_i (t)	x_G (m)	$x_G \cdot M_i$	y_G (m)	$y_G \cdot M_i$
Plancher	249.19	8.64	2153	10.17	2534.26
voiles	145.21	8.33	1209.60	10.21	1482.59

CALCUL DES INERTIES

(1) REFEND. PLEIN

on emploie les formules relatives aux sections rectangulaires pour le calcul des inerties des refends pleins.



$$I_x = b \frac{l^3}{12}$$

(2) REFEND. AVEC. OUVERTURES:

un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures est un ensemble de trumeaux liés entre-eux au niveau de chaque plancher par des linteaux. Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend plein fictif qui soumis au même effort horizontal présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

(a) Refend à une file d'ouverture:

Pour le cas d'un voile sollicité par des charges triangulaires concentrées (séisme).

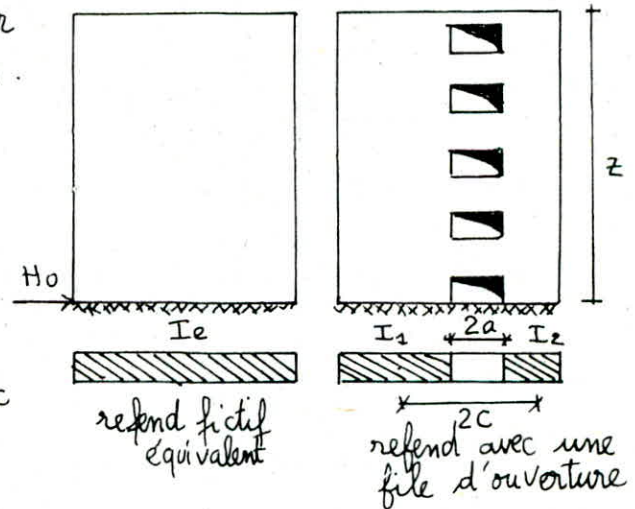
$$I_e = \frac{a_m \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha} + 1}$$

$$a_m = a_{(10)} = 1.08 \quad (n = 10 \text{ niveaux})$$

$$m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} ; \quad I = I_1 + I_2 + 2 \cdot m \cdot c$$

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot i \cdot E'}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot l}$$

$$\alpha = \omega \cdot z \rightarrow \psi_0(\xi_0)$$



m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

I : inertie total du refend à une file d'ouverture.

r_i : aire de la section horizontale du trumeau "i"

z: hauteur du bâtiment; l = hauteur d'étage

E (E'): module d'élasticité longitudinal du matériaux constituant le refend (linteau).

i: inertie du linteau.

(b) Refend à plusieurs files d'ouvertures:

D'après le même principe; on calcule l'inertie équivalente; dans le cas d'un voile soumis à des charges concentrées triangulaires (séisme).

$$I_e = \frac{\alpha n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I \cdot \psi_0^2}{\sum I_k \cdot \alpha^2} + 1}; \quad w^2 = \frac{6E'}{E \cdot l \sum I_k} \cdot \sum \frac{i_k \cdot c_k^2}{a_k^3}$$

avec $\alpha = w \cdot z$

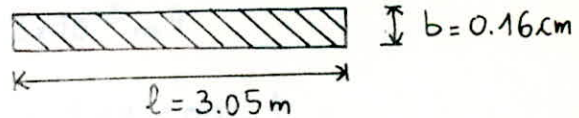
(c) Détermination des inerties équivalentes

	voiles pleins			voiles à une file d'ouverture					voiles à deux files d'ouvertures		
	Vt9; Vt14	Vt8	Vt10; Vt13	Vt1; Vt7	Vt3; Vt5	Vt4	Vl3	Vl4	Vt2; Vt6	Vl1	Vl2
Ie (m ⁴)	0.470	0.380	0.760	5.400	6.810	51.288	6.810	0.191	7.658	265.203	267.438

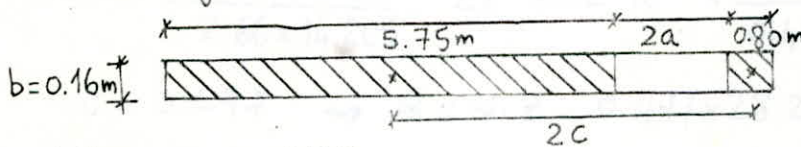
- Application :

(1) voile plein : Vt8

$$I_e = 0.16 \times \frac{3.05^3}{12} = 0.380 \text{ m}^4$$



(2) voile à une file d'ouverture : Vt1; Vt7



$$2a = 1.50 \text{ m} \Rightarrow a = 0.75 \text{ m}$$

$$2c = \frac{l_1 + l_2}{2} + 2a = \frac{5.75 + 0.80}{2} + 1.50 = 2.78 \text{ m} \Rightarrow c = 2.39 \text{ m}$$

$$I_1 = b \times l_1 = 0.16 \times 5.75 = 0.92 \text{ m}^2; \quad I_2 = b \times l_2 = 0.16 \times 0.80 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2}} = 0.54 \text{ m}^3; \quad I_1 = b \cdot \frac{l_1^3}{12} = 2.535 \text{ m}^4; \quad I_2 = b \cdot \frac{l_2^3}{12} = 6.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2 m \cdot c = 5.12 \text{ m}^4$$

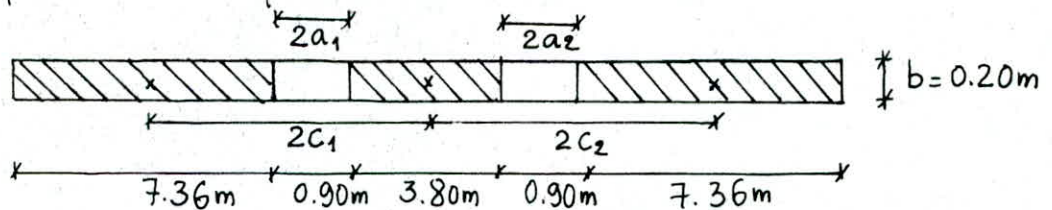
$$i = 0.16 \times \frac{1.47^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4 \text{ (inertie du linteau)}$$

$$w^2 = \frac{3 \times 0.042}{2.542} \cdot \frac{5.12}{0.54} \cdot \frac{2.39}{0.75^3 \times 2.66} = 1$$

$$\alpha = w z = 1 \times 28.20 = 28.20 \rightarrow \psi_0 = 0.66$$

$$I_e = \frac{1.08 \times 5.12}{\frac{60}{11} \cdot \frac{4.78 \times 0.54 \times 0.66}{2.542 \times (28.20)^2} + 1} = 5.40 \text{ m}^4$$

(3) Refend à deux files d'ouvertures: $\forall l_1$



$$\Omega_1 = 0.20 \times 7.36 = 1.47 \text{ m}^2 ; d_1 = 10.16 \text{ m} ; a_1 = 0.45 \text{ m} ; c_1 = 3.24 \text{ m}$$

$$\Omega_2 = 0.20 \times 3.80 = 0.76 \text{ m}^2 ; d_2 = 0 ; a_2 = 0.45 \text{ m} ; c_2 = 3.24 \text{ m}$$

$$\Omega_3 = 0.20 \times 7.36 = 1.47 \text{ m}^2 ; d_3 = 10.16 \text{ m}$$

$$I_1 = 6.645 \text{ m}^4 ; I_2 = 0.915 \text{ m}^4 ; I_3 = 6.645 \text{ m}^4$$

$$i_1 = i_2 = 0.20 \times \frac{0.72^3}{12} = 6.22 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = \sum (I_i + \Omega_i d_i^2) = 317.689 \text{ m}^4$$

$$w^2 = \frac{6}{2.66 \times 14.205} \cdot 2 \times 6.22 \cdot 10^{-3} \times \frac{3.24^2}{0.45^3} = 0.2275$$

$$w = 0.477 \Rightarrow \alpha = w \cdot z = 0.477 \times 28.20 = 13.45 \rightarrow \psi_0 = 0.66$$

$$I_e = \frac{1.08 \times 317.689}{\frac{60}{11} \cdot \frac{317.689}{14.205} \cdot \frac{0.66^2}{13.45^2} + 1} = 265.203 \text{ m}^4$$

centre de Torsion

Le centre de torsion des voiles est défini, comme suit :

$$x_{c.T} = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} \quad y_{c.T} = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}}$$

où $I_{x_i}; I_{y_i}$: inertie équivalente des voiles

$x_i; y_i$: la position du centre de gravité des voiles par rapport aux axes x-x et y-y.

VOILES	$I_{y_i} (m^4)$	$y_i (m)$	$I_{y_i} \cdot y_i$
Vt ₁	5.400	0.08	0.432
Vt ₂	7.658	3.24	24.812
Vt ₃	6.810	7.00	47.670
Vt ₄	51.288	10.16	521.086
Vt ₅	6.810	13.32	90.709
Vt ₆	7.658	17.08	130.799
Vt ₇	5.400	20.24	109.296
Vt ₈	0.380	11.82	4.492
Vt ₉	0.470	0.08	0.038
Vt ₁₀	0.760	3.24	2.462
Vt ₁₁	0.760	7.00	5.320
Vt ₁₂	0.760	13.32	10.123
Vt ₁₃	0.760	17.08	12.981
Vt ₁₄	0.470	20.24	9.513

VOILES	$I_{x_i} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{x_i} \cdot x_i$
Vl ₁	265.203	8.15	2161.40
Vl ₂	267.438	11.95	3195.88
Vl ₃	6.810	2.20	14.98
Vl ₄	0.191	4.97	0.95

$$x_{c.T} = 10.17m$$

$$y_{c.T} = 9.96m$$

- calcul de l'excentricité :

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

$$(1) 5\% \times L_{\max} = 1.02 \text{ m}$$

$L_{\max} = 20.32 \text{ m}$ (la plus grande dimension du bâtiment).

(2) excentricité théorique résultant des plans :

(2.1) Plancher Terrasse :

$$e_x = x_G - x_{c.T} = -1.83 \text{ m}$$

$$e_y = y_G - y_{c.T} = +0.20 \text{ m}$$

(2.2) Etage courant ; R.D.C :

$$e_x = x_G - x_{c.T} = -1.64 \text{ m}$$

$$e_y = y_G - y_{c.T} = +0.22 \text{ m}$$

l'excentricité à prendre : $e_x = 1.83 \text{ m}$; $e_y = 1.02$

ETUDE. AU. SEISME

ce chapitre consiste à la détermination des différentes sollicitations et efforts d'origine sismique, conformément aux règles parasismiques Algériennes (R.P.A 81). Dans ce règlement les forces réelles dynamiques qui se développent sont remplacées par les forces statiques fictives dont les efforts sont équivalents aux efforts sismiques.

- Evaluation des forces sismiques:

Les conditions recommandées par le R.P.A pour l'application de la méthode statique étant satisfaites; nous pouvons calculer les forces latérales par la formule suivante: $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

(a) coefficient d'accélération de zone: "A"

il dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique. Notre bâtiment est à usage d'habitation (groupe 2) et lieu d'implantation: Alger (Zone II).

$A = 0.15$ (R.P.A 81 tableau 1).

(b) coefficient de comportement de la structure: "B"

il dépend du type et de la nature des contreventements de la structure.

- structure voiles porteurs (catégorie 5) $\rightarrow B = \frac{1}{3}$

(c) Facteur de qualité: "Q"

il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système.

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

P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

P_q	critères	sens Transversal		sens LONGITUDINAL	
		critère est-il observé	valeur P_q	critère est-il observé	valeur P_q
P_1	critère de files porteuses	NON	0.1	NON	0.1
P_2	critère de surabondance	NON	0.1	NON	0.1
P_3	critère de symétrie en plan	OUI	0	OUI	0
P_4	critère de régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
P_5	critère de contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.1	NON	0.1
P_6	critère de contrôle de la qualité de la construction	OUI	0	OUI	0

$$Q = 1 + 0.3 = 1.3 \text{ dans les deux sens.}$$

(d) Facteur d'amplification dynamique moyen: "D"

Il dépend du type de sol et de la période "T" du bâtiment.

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.5}{T}} \text{ pour un sol meuble (notre cas).}$$

(1) valeur de T suivant les formules empiriques:

$$H = 28.20 \text{ m (hauteur du bâtiment).}$$

$$L_l = 20.32 \text{ m (sens longitudinal).}$$

$$L_t = 17.10 \text{ m (sens transversal).}$$

* sens longitudinal:

$$T_l = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L_l}} = 0.563 \text{ sec} \Rightarrow D = 1.885$$

* sens transversal:

$$T_t = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L_t}} = 0.614 \text{ sec} \Rightarrow D = 1.805$$

Les périodes empiriques ne tiennent pas compte des inerties

(2) valeur de T suivant la formule théorique:

$$* \text{ sens longitudinal : } T_l = 0.120 \text{ sec} \Rightarrow D = 2$$

$$* \text{ sens transversal : } T_t = 0.284 \text{ sec} \Rightarrow D = 2$$

Détermination du poids propre de la structure: W

Les dix étages sont à usage d'habitation: $W = 4152.08 \text{ t}$

$$\text{-d'où } V = 0.15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1.3 \times W = 539.77 \text{ t}$$

$V = 539.77 \text{ t}$ dans les deux sens.

- Distribution des forces latérales (Article: 333).

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^m F_i \quad \text{avec} \quad F_k = \frac{(V - F_t) \cdot w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^m w_i \cdot h_i}$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V < 0.25 \cdot V$$

Les périodes, dans les deux sens étant inférieures à 0.7 sec, nous prendrons $F_t = 0$ d'où $V = \sum_{i=1}^m F_i$ et $F_k = V \cdot \frac{w_k h_k}{\sum_{i=1}^m w_i h_i}$.

w_k et h_k sont respectivement le poids et la hauteur à partir de la base du niveau k .

F_k : l'effort horizontal au niveau k .

K	w_k (t)	h_k (m)	F_k (t)	Forces Cumulées (t)
1 ^{er}	320.26	2.78	9.34	539.77
2 ^e	329.16	5.60	19.34	530.43
3 ^e	329.16	8.42	29.08	511.09
4 ^e	329.16	11.24	38.81	482.01
5 ^e	329.16	14.06	48.55	443.20
6 ^e	329.16	16.88	58.29	394.65
7 ^e	329.16	19.70	68.03	336.36
8 ^e	329.16	22.52	77.77	268.33
9 ^e	329.16	25.34	87.51	190.56
10 ^e	348.34	28.20	103.06	103.06

calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilable à une console encastree au plancher terrasse (non accessible); on ne tiendra pas compte de la surcharge due à la main courante. Elle sera calculée sous l'effet de la force horizontale due au seisme conformément à l'article 3.3.9 du R.P.A : $F_p = Z_i \cdot W_p \cdot C_p$

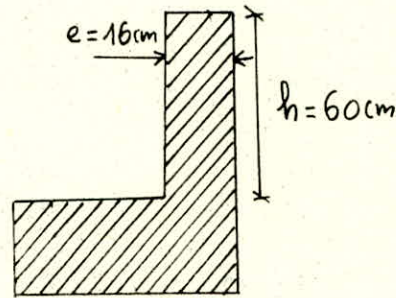
Dimensions de l'acrotère :

hauteur : $h = 60 \text{ cm}$

épaisseur : $e = 16 \text{ cm}$

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

calcul des efforts :



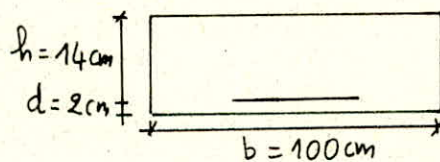
Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire :

- Poids propre : $0.16 \times 0.60 \times 1 \times 2.500 = 240 \text{ Kg}$

- Force horizontale due au seisme : $F_p = 0.6 \times 0.80 \times 240 = 115.2 \text{ Kg}$
- avec : $C_p = 0.8$; $W_p = 240 \text{ Kg}$; $Z_i = 0.6$ (zone II ; groupe 2)

• l'effort normal : $N = 240 \text{ Kg}$

• Moment d'encastrement maximum : $M = 115.2 \times 0.60 = 69.12 \text{ Kg} \cdot \text{m}$



L'acrotère est soumise à une flexion composée (M et N) :

$$e_0 = \frac{69.12}{240} = 28.8 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 2.67 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C}$$

Férrailage :

$$\text{Moment fictif : } M_b = M + \left(\frac{h_t}{2} - d\right) \cdot N = 6912 + \left(\frac{16}{2} - 2\right) \times 240 = 8352 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 8352}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0023 \rightarrow \epsilon = 0.9758 ; K = 192$$

$$A' = A'_1 ; \quad A = A'_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$A'_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8352}{2800 \times 0.9758 \times 14} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.134 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1.357 \text{ cm}^2 \neq 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.134 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.36 \text{ cm}^2$$

on prendra 5T6 = 1.41 cm²/ml.

condition de fissuration :

$$\sigma_1 = 910.48 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 3010.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{avec } K = 10^6 ; \eta = 1.6$$

$$\text{d'où } \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010.4 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

vérification à l'effort tranchant : $T = F_p = 115.2 \text{ Kg}$

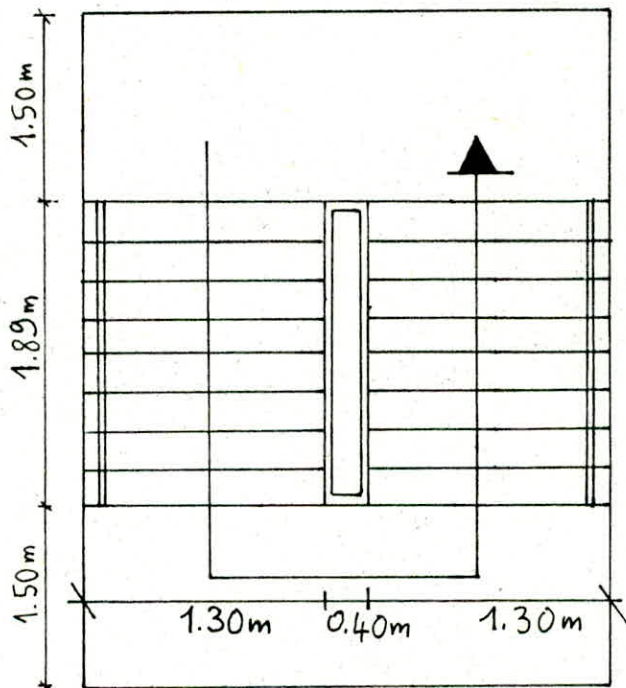
on doit vérifier que : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$T + \frac{M}{z} = 115.2 - \frac{6912}{7/8 \times 14} = -449.04 \text{ Kg} < 0$$

donc les armatures tendues ne sont pas soumises à un effort de traction, alors il n'est pas nécessaire de prévoir un ancrage.

calcul des escaliers :

L'ascension d'un étage à l'autre se fera par l'intermédiaire de l'ascenseur ou des escaliers qui sont constitués de deux volets de 9 marches. Les escaliers sont préfabriqués et s'appuient simplement sur le palier à l'aide des bequets. Les paliers sont des dalles pleines coulés sur place.



Dimensionnement des marches et contre marches :

On doit vérifier la relation de Blondel: $0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$

g : largeur d'une marche (giron) $\rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.89}{7} = 27, \text{cm}$

h : hauteur de la marche (contre marche) $\rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{1.44}{8} = 18, \text{cm}$

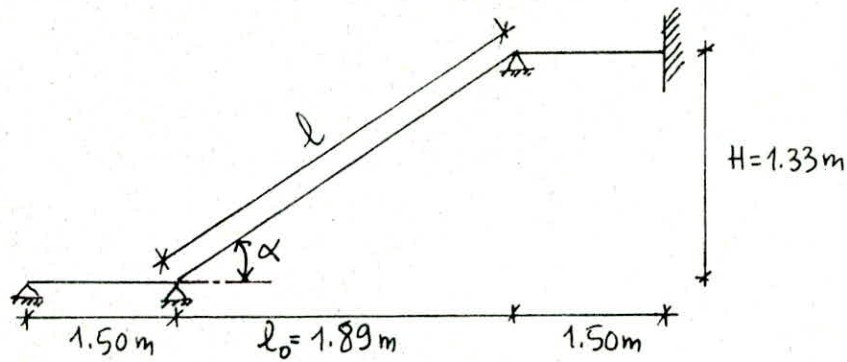
l : l'emmarchement $\rightarrow l = 1.30 \text{m}$

n : nombre de marche $\rightarrow n = 8$

n' : nombre de contre marche $\rightarrow n' = 9$

Vérification de la relation de Blondel: $g + 2h = 0.63$

$$0.60 < g + 2h = 0.63 < 0.64$$



Etude de la pailleasse :

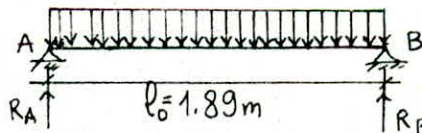
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.49}{1.89} = 0.788 \rightarrow \alpha = 38.25^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{1.89}{l} \rightarrow l = 2.41 \text{ m}$$

e : épaisseur $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$.

Le calcul se fait sous la sollicitation du premier genre avec $G = 775.5 \text{ Kg/m}^2$ et $P = 400 \text{ Kg/m}^2$: $q = G + 1.2P = 1255.5 \text{ Kg/m}^2$.

On admet que la charge "q" est uniformément répartie sur une projection horizontale (1 mètre) : $q = 1255.5 \text{ Kg/ml}$.



$$- R_A = R_B = q \frac{l_0}{2} = 1255.5 \times \frac{1.89}{2} = 1186.44 \text{ Kg (Réactions d'appuis)}$$

$$- M = q \cdot \frac{l_0^2}{8} = 1255.5 \cdot \frac{1.89^2}{8} = 560.59 \text{ Kg.m (moment de flexion)}$$

Remarque : La charge "q" peut se décomposer :

(a) en $q \cos \alpha$ qui fléchit la pailleasse $\rightarrow M = q \cdot \frac{l_0^2}{8}$

(b) en $q \sin \alpha$ qui est un effort normal par unité de longueur horizontale. L'effort total vaut $q \cdot l \cdot \sin \alpha$; il en résulte deux efforts à chaque extrémité de la pailleasse : $N = q \cdot l \cdot \frac{\sin \alpha}{2}$ l'un de compression et l'autre de traction mais on remarque que les contraintes correspondantes étant très faibles.

$$N = q l \cdot \frac{\sin \alpha}{2} = 936.60 \text{ Kg}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} = \frac{936.60}{100 \times 12} = 0.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour une épaisseur de la paille de 12, cm ; la contrainte σ_b est négligeable aussi bien en traction qu'en compression.

conclusion: Le calcul de la section se fera en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

Ferraillage:

$$M_{\text{flexion}} = 56059 \text{ Kg.cm} ; h = h_t - d = 10 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0.423 ; \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.859$$

$$z = \gamma \cdot h = 0.859 \times 10 = 8.59 \text{ cm} ; K = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b = 24.89$$

$$M_{r2b} = K \cdot b \cdot h^2 = 248900 \text{ Kg.cm} > M_{\text{flexion}} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{\text{flexion}}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{56059}{8.59 \times 2800} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 5 \text{ T}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 5 \text{ T}10/\text{ml} \rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$

$$0.98 \leq A_r \leq 1.96 \rightarrow A_r = 5 \text{ T}6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; t_r = 20 \text{ cm}$$

condition de non fragilité : $A \geq \max(A_0 ; \min(A_1, A_e) ; A_3)$

$$A_0 = 3.92 \text{ cm}^2 ; A_1 = 1.2 A_0 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0.69 b h t \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1.16 ; A_3 = 1.2 \frac{b \cdot h t}{\bar{\sigma}_{en} - 2200} = 0.72$$

la condition de non fragilité est vérifiée.

calcul des bequets d'appui :

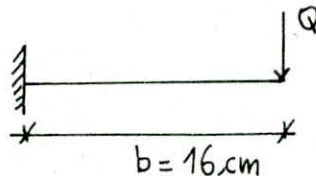
- Chaque bequet de la pailleasse et de la poutre palière doit être calculé pour une charge linéaire : $Q = \gamma_q (G + 1.2 P)$

avec γ_q : coefficient de comportement expérimental = 2
(pose de la volée à sec sans armatures de suspension)

- d'où : $Q = 2 \cdot (775.5 + 1.2 \times 400) \times 10^{-3} \times 3 = 7.533 \text{ tonnes}$.

Méthode de calcul :

Le bequet sera considéré comme une console encastree soumise à la réaction Q .



$M_e = Q \cdot b = 7533 \times 0.16 = 1205.30 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ (moment d'encastrement).

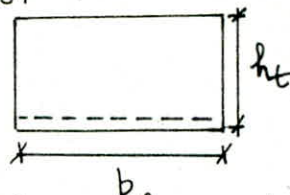
Ferraillage :

Les armatures principales sont en boucles dans les bequets de la pailleasse et du palier sont calculés en flexion simple (P. Charon).

$$\mu = \frac{15 \cdot M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1205.30 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0.179 \rightarrow \epsilon = 0.8423 ; K = 16.7$$

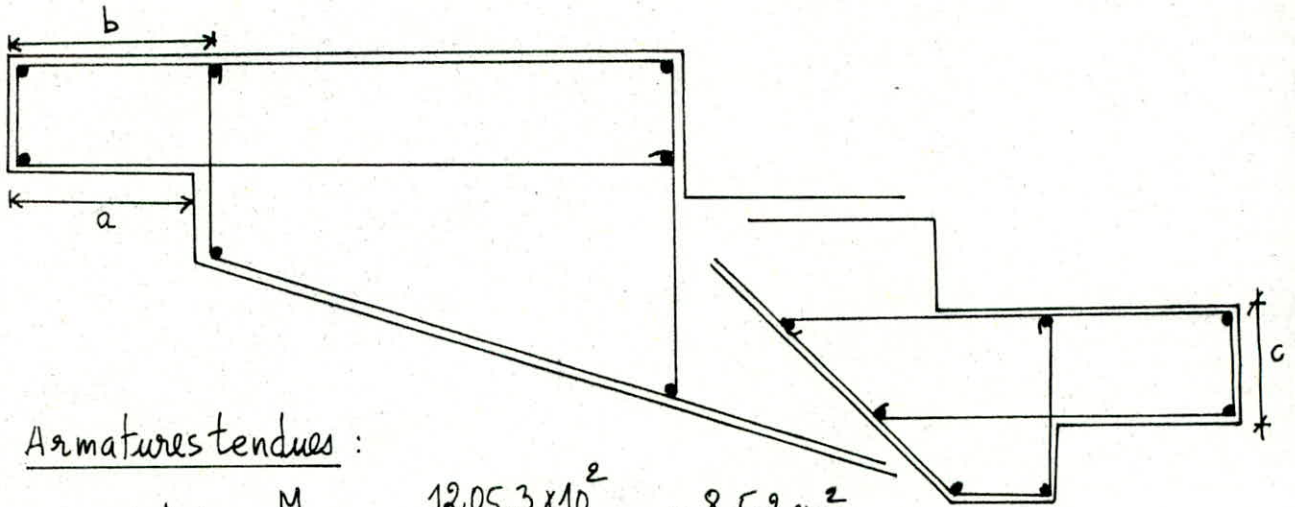
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{16.7} = 167.66 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- donc les armatures comprimées sont nécessaires.



N.B :

- Comme les armatures des bequets sont réalisées par des boucles ou des cadres fermés ; et ; que l'on doit assurer un ancrage total ; alors il est inutile de calculer les armatures comprimées puisque ; c'est la même armature (boucle) qui travaille en compression.



Armatures tendues :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1205.3 \times 10^2}{2800 \times 0.8423 \times 6} = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$A = 8 \text{ T}12 / \text{ml} = 9.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; e = 12.5 \text{ cm (écartement)}$$

Le D.T.U préconise que les armatures en boucles soient tangentes aux abouts verticaux des bequets ; cela exige un bourrage soigné du vide restant lors de la pose afin d'éviter la corrosion de ces aciers.

VERIFICATIONS :

- contrainte d'acier : $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1205.3 \times 10^2}{9.04 \times 0.8423 \times 6} = 2638 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$e \leq \min(2h_t; 20\text{cm}) = 16\text{cm} \text{ avec } h_t = 8\text{cm}.$$

$$\text{or : } e = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < 16\text{cm}.$$

- contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b ; z = 7/8 \cdot h$

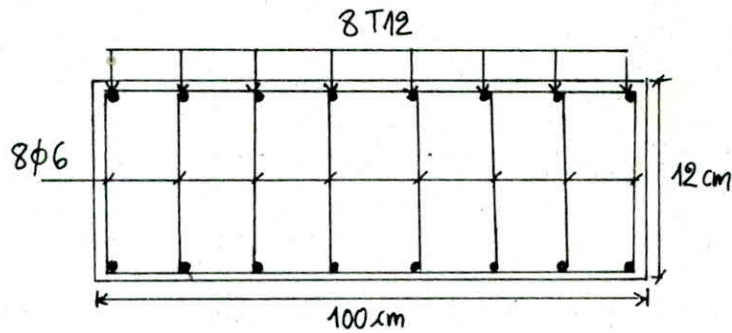
$$\tau_b = \frac{7533}{100 \times 7/8 \times 6} = 14.35 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 6.8 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où la nécessité des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = S_a \cdot \bar{\sigma}_{en} ; S_a = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \text{ sans reprise de bétonnage}$$

$$S_a = 0.73 ; \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1752 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{cadres en A dx : } \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A_t = 4 \text{ cadres de } \phi 6$$



$$A_t = 8 \phi 6 = 2.26 \text{ cm}^2$$

l'espacement: $t = \frac{\sigma_{at} \cdot z \cdot A_t}{T} = \frac{1752 \times 0.875 \times 6 \times 2.26}{7533} = 2.76 \text{ cm}$

il faut que: $\bar{t}_2 = (1 - 0.3 \frac{z_b}{\sigma_b}) \cdot h \leq t \leq \bar{t}_1 = 0.2 h$

$t_1 = 1.2 \text{ cm}$ et $\bar{t}_2 = 1.62 \text{ cm} \Rightarrow t = 1.6 \text{ cm}$.

- longueur d'appui: $c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 7533}{100 \times 68.5} = 2.2 \text{ cm} \rightarrow c = 3 \text{ cm}$

Liaison Paillasse - Palier: Afin d'assurer une garantie contre le risque d'affondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du seisme; il faut obligatoirement prévoir une liaison systématique des paillasses et des paliers par armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la voilé sur toute la largeur de l'appui.

- calcul des aciers de liaison:

chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0.7 fois le poids total (G + 1.2P) de la voilé préfabriquée d'où:

$$Q = 0.7 \times 1255.5 \times 3 = 2637 \text{ Kg}$$

$$M = Q \times b = 2637 \times 0.46 = 1213.02 \text{ Kg.m avec } Q = 2637 \text{ Kg}$$

Ferraillage:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b_0 \cdot h^2} = \frac{15 \times 1213.02 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.033 \rightarrow \epsilon = 0.9219; K = 49$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1213.02 \times 10^2}{2800 \times 0.9219 \times 14} = 3.356 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4 \text{ T12/ml}$$

la longueur de ces aciers à partir de la section d'encastrement du bequet est de $L = 60 \phi = 72 \text{ cm}$.

VERIFICATIONS :

- Les contraintes :

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 10} = 0.392 \rightarrow K = 36.8 ; \varepsilon = 0.9035$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{56059}{3.92 \times 0.9035 \times 10} = 1582.82 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1582.82}{36.8} = 43.01 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- condition de non fissuration :

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2 b \cdot d} = \frac{3.92}{2 \times 100 \times 2} = 0.0098 \text{ avec } B_f = 2 b \cdot d ; K = 1.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = 1.5 \times 10^6 \cdot \frac{1.6}{10} \cdot \frac{0.0098}{1.098} = 2329 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2.4 \sqrt{1.5 \times 10^6 \times \frac{1.6}{10} \times 5.9} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1255.5 \times 2.41^4}{128394 \times 10^4 \times 1.44 \times 10^{-4}} = 0.003 \text{ cm} < f_{adm}$$

$$\text{avec } I = b \cdot \frac{h^3}{12} = 1 \times \frac{0.12^3}{12} = 1.44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{241}{300} = 0.80 \text{ cm}$$

- condition de cisaillement :

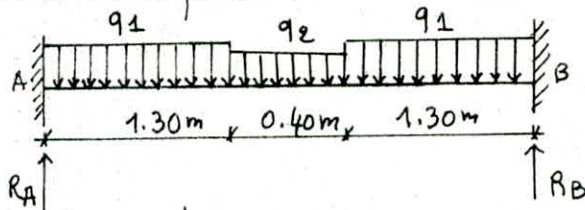
$$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 1255.5 \times \frac{2.41}{2} = 1512.80 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1512.80}{100 \times 7/8 \times 10} = 1.72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

- donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

calcul de la poutre palier: c'est une poutre solidaire au plancher; son rôle est de supporter les escaliers et la dalle palier au niveau des étages courants et mi-étages



(a) charge revenant à la poutre:

- P.P. de la poutre : 198.10 Kg/ml
- surcharge d'exploitation majorée : 168 Kg/ml
- charge due à la réaction de la volée: 1362.22 Kg/ml

$$q_1 = 1728.32 \text{ Kg/ml} ; q_2 = 366.10 \text{ Kg/ml}$$

$$R_A = R_B = 2320.03 \text{ Kg} ; M_0 = 1577.22 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 1261.77 \text{ Kg.m} \text{ et } M_a = 0.4 M_0 = 630.89 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage:

(a) Travée:
$$\mu = \frac{15 \times 1261.77 \times 10^2}{2800 \times 35 \times 14^2} = 0.0985 ; b = 35 \text{ cm} ; h = 14 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = 0.8750 ; K = 25 ; \sigma'_b = \frac{2800}{25} = 112 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_b = 112 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

la section d'armature tendue:
$$A_{\text{travée}} = \frac{1261.77 \times 10^2}{2800 \times 0.8750 \times 14} = 3.678 \text{ cm}^2$$

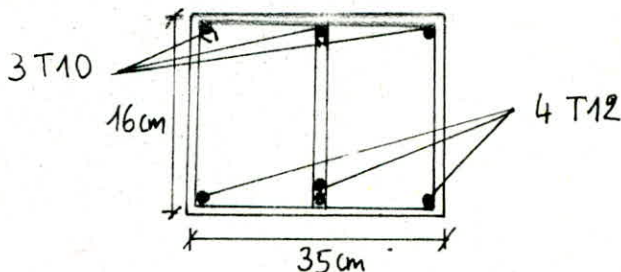
$$A_{\text{travée}} = 4 \text{ T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

(b) Appui:
$$\mu = \frac{15 \times 630.89 \times 10^2}{2800 \times 35 \times 14^2} = 0.049 \rightarrow \varepsilon = 0.9067 ; K = 38.6$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{38.6} = 72.5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

la section d'armature tendue:
$$A_{\text{appui}} = \frac{630.89 \times 10^2}{2800 \times 0.9067 \times 14} = 1.461 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} = 3 \text{ T10} = 2.36 \text{ cm}^2$$



vérifications :

* contraintes :

(a) Travée : $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4.52}{35 \times 14} = 0.922 \rightarrow \epsilon = 0.8645; K = 21.9$

$$\sigma_a = \frac{1261.77 \times 10^2}{4.52 \times 0.8645 \times 14} = 2306.47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2306.47}{21.9} = 105.32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) Appui : $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2.36}{35 \times 14} = 0.482 \rightarrow \epsilon = 0.8953; K = 32.75$

$$\sigma_a = \frac{630.89 \times 10^2}{2.36 \times 0.8953 \times 14} = 2132.77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2132.77}{32.75} = 65.12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

* condition de fissuration : $K = 1.5 \times 10^6; \eta = 1.6$

* travée : $\tilde{\omega}_f = 0.0323; \phi = 12; \sigma_1 = 4882.84 \text{ Kg/cm}^2; \sigma_2 = 2607.06 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4882.84 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

- Appui : $\tilde{\omega}_f = 0.0168; \phi = 10; \sigma_1 = 3452 \text{ Kg/cm}^2; \sigma_2 = 2855 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3452 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

* condition de non fragilité : $A = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{sen}}} = 0.48 \text{ cm}^2$

* condition au cisaillement : $\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$

$$T_{\text{max}} = q \cdot \frac{l}{2} = 2320 \text{ Kg}; \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}'_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 35 \text{ cm}; z = 7/8 h; h = 14 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{2320}{35 \times 12.25} = 5.41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des planchers

on a utilisé un coffrage tunnel qui est un système permettant de coffrer simultanément les voiles et les planchers (courant et terrasse). Notre plancher est constitué d'une dalle pleine de 16 cm d'épaisseur qui est constituée par plusieurs panneaux :

- Panneaux portant dans deux sens ; encastres sur 3 côtés et libre sur le 4^{ème} côté.
- Panneaux portant dans deux sens et encastres sur 4 côtés.

on utilise les tables de BARES pour le calcul des différents panneaux.

Méthode de calcul :

on détermine $\gamma = \frac{a}{b}$ avec $\mu = 0.15$ (coefficient de poisson pour le béton armé) et

on tire du tableau correspondant au type de charges les valeurs suivantes :

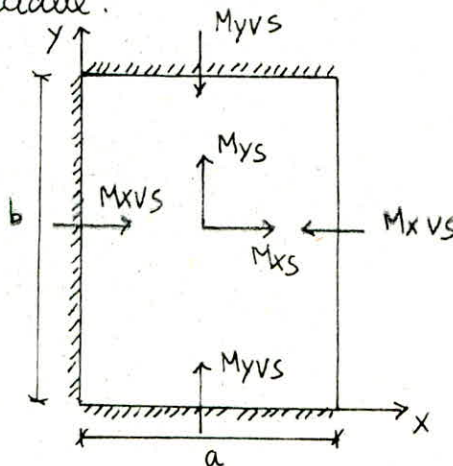
- w_s : coefficient de la flèche au milieu de la dalle.
- w_{bs} : coefficient de la flèche au bord de la dalle.
- μ_{xs} : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens x.
- μ_{ys} : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens y.
- μ_{yas} : coefficient du moment au milieu en bord libre de la dalle dans le sens y.

on détermine ensuite les flèches et les moments fléchissants.

$$f_s = w_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} ; \quad f_{bs} = \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} \cdot w_{bs} \quad (\text{flèches})$$

$$E = 7000 \sqrt{1.2528} = 128394 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{module de déformation longitudinal différé au béton})$$

h : épaisseur de la dalle.



Remarque : Les panneaux pour lesquels $\gamma = \frac{a}{b} > 2$ sont considérés travailler dans un seul sens et seront calculés selon la petite portée pour une bande de 1 mètre avec $M_t = q \cdot \frac{l^2}{10}$ et $M_a = q \cdot \frac{l^2}{20}$.

calcul des panneaux de dalles :

- plancher terrasse : $G + 1.2 P = 963 \text{ Kg/cm}^2$
- plancher d'étage courant : $G + 1.2 P = 851 \text{ Kg/cm}^2$
- plancher comportant une loggia (ou un séchoir) : $G + 1.2 P = 1061 \text{ Kg/cm}^2$.

Les panneaux de la dalle (plancher courant et terrasse) seront calculés sous la charge $q = 963 \text{ Kg/cm}^2$ mais le panneau comportant la loggia ou séchoir sera calculé sous la charge $q = 1061 \text{ Kg/m}^2$.

EXEMPLE DE CALCUL :

(a) Panneau 7 : $\gamma = \frac{3.28}{3} = 1.09$; $q = 963 \text{ Kg/m}^2$; $a = 3.28 \text{ m}$; $b = 3.00 \text{ m}$

$$M_{tx} = M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q a^2 = 151.73 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ax} = M_{xvs} = \mu_{xvs} \cdot q a^2 = 498.95 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = M_{yas} = \mu_{yas} \cdot q b^2 = 380.13 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

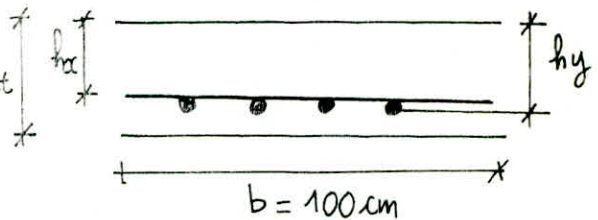
$$M_{ay} = M_{yva} = \mu_{yva} \cdot q b^2 = 738.99 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Ferraillage :

on choisit : $\phi = 8 \text{ mm}$; $e = 1 \text{ cm}$ (enrobage)

$$h_x = h_t - e - \frac{3\phi}{2} = 13.8 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 14.6 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \rightarrow (\epsilon ; \kappa) \text{ donnés par des tableaux (P. charron).}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0 ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Direction x-x:

- 37-

- travée: $\mu = 0.0043 \rightarrow \epsilon = 0.9701; K = 152$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{152} = 18.42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 4 \text{ T6}/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui: $\mu = 0.0140 \rightarrow \epsilon = 0.9474; K = 80$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{80} = 35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 11 \text{ T6} = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Direction y-y:

- travée: $\mu = 0.0096 \rightarrow \epsilon = 0.9560; K = 98.5$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{98.5} = 28.43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 3 \text{ T8} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui: $\mu = 0.0186 \rightarrow \epsilon = 0.9400; K = 68.4$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{68.4} = 40.94 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 8 \text{ T6} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{8} \cdot \frac{0.0054}{1 + 10 \times 0.0054} = 1537 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{8} \times 5.9} = 3193 \text{ Kg/cm}^2; \tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{1.50}{2 \times 100 \times 1.4} = 0.0054$$

$$\sigma'_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification des contraintes:

$$\omega = \frac{100 \cdot A_f}{b \cdot h_y} = \frac{100 \times 1.50}{100 \times 14.6} = 0.1035 \rightarrow \epsilon = 0.9462; K = 78$$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A_y \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{380.13 \times 10^2}{1.50 \times 0.9462 \times 14.6} = 1834.45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1834.45}{78} = 23.52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- vérification de l'effort tranchant :

$$T = q \cdot \frac{l}{2} = 963 \times \frac{3}{2} = 1444.50 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1444.50}{100 \times \frac{7}{8} \times 14.6} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.785 \text{ Kg/cm}^2 ; z = \frac{7}{8} \cdot h_y$$

- Condition de non fragilité : (article 52 CC.B.A68)

A₀ : section d'acier correspondant aux sollicitations de calcul.

A₁ : section d'acier nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% (A₁ = 1.2 A₀).

A₂ : section d'acier équilibrant les efforts de fissuration.

$$A_2 = 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{2-S}{2} \quad (\text{armatures disposées selon le petit côté})$$

ou

$$A_2 = 0.69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1+S}{4} \quad (\text{armatures disposées selon le grand côté})$$

avec S : rapport du petit côté au grand côté.

$$A = \max(A_0 ; \min(A_1 ; A_2))$$

il faut que : $A > \frac{1.2}{\sigma_{en} - 2200} \times b \cdot h_t$

$$S = \frac{3}{3.28} = 0.91 ; \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- sens y-y : A₀ = 1.50 cm²/ml ; A₁ = 1.80 cm²/ml ; A₂ = 0.69 x 100 x 14.6 x $\frac{5.9}{4200}$ x 0.545

$$A_2 = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = \max(1.50 ; 0.77) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 1.50 > \frac{1.2}{4200 - 2200} \times 100 \times 16 = 0.96$$

- sens x-x : A₀ = 1.13 cm²/ml ; A₁ = 1.36 cm²/ml ; A₂ = 0.69 x 100 x 13.8 x $\frac{5.9}{4200}$ x 0.478

$$A_2 = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = \max(1.13 ; 0.64) = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 1.13 > \frac{1.2 \times 100 \times 16}{4200 - 2200} = 0.96$$

Tableaux des efforts (Etage, courant).

Panneaux	a (m)	b (m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (Kg/m ²)	M _{ty} (Kg.m)	May (Kg.m)	M _{tx} (Kg.m)	Max (Kg.m)
D ₇	3.28	3.00	1.09	963	380.13	738.99	151.73	498.95
D ₈	4.75	3.60	1.32	963	555.88	1057.35	152.96	720.06
D ₉	4.75	3.00	1.58	1061	428.90	807.69	102.55	551.93
D ₆	2.72	3.00	0.91	963	369.99	736.78	107.65	482.91
D ₃	3.00	3.00	1.00	963	175.07	446.35	175.07	446.35

Panneaux	l _x (m)	l _y (m)	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	q (Kg/m ²)	M _{ty} (Kg.m)	May (Kg.m)
D ₁₀	10.08	3.60	0.36	1061	1375.06	687.53
D ₅	3.05	1.34	0.44	963	172.92	86.46
D ₁	8.05	3.00	0.37	1061	954.90	477.45
D ₂	8.05	3.60	0.45	963	1248.05	624.02

Ferrai Page (Etagé courant)

Panneau	D1	D2	D3	D5	D6	D7	D8	D9	D10
A_{tx}^{calcul} -cm ² /ml	0.75	0.88	0.47	0.11	0.29	0.40	0.41	0.27	1.00
$A_{tx}^{adopté}$ -cm ² /ml	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)
e (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
A_{ax}^{calcul} -cm ² /ml	0.75	0.88	1.22	0.11	1.32	3.02	1.99	1.51	1.00
$A_{ax}^{adopté}$ -cm ² /ml	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	5T6 (1.41)	4T6 (1.13)	5T6 (1.41)	11T6 (3.10)	8T6 (2.26)	6T6 (1.69)	4T6 (1.13)
e (cm)	25	25	20	25	20	9	12.5	16	25
A_{ty}^{calcul} -cm ² /ml	2.51	3.31	0.44	0.44	0.95	0.97	1.44	1.10	3.65
$A_{ty}^{adopté}$ -cm ² /ml	6T8 (3.01)	7T8 (3.51)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	4T8 (2.01)	3T8 (1.50)	8T8 (4.02)
e (cm)	16	14	30	30	30	30	25	30	12.5
A_{ay}^{calcul} -cm ² /ml	1.23	1.62	1.15	0.22	1.92	1.92	2.78	2.11	1.79
$A_{ay}^{adopté}$ -cm ² /ml	5T6 (1.41)	6T6 (1.69)	5T6 (1.41)	3T6 (0.84)	7T6 (1.97)	7T6 (1.97)	10T6 (2.82)	8T6 (2.26)	7T6 (1.97)
e (cm)	20	16	20	30	14	14	10	12.5	14

Tableaux des efforts (Plancher Terrasse).

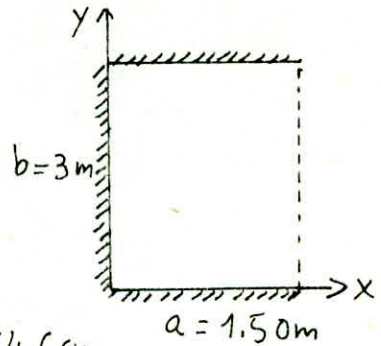
Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	q (Kg/m ²)	M_{ty} (Kg.m)	M_{ay} (Kg.m)
D ₁	8.05	3.00	0.37	963	866.70	433.35
D ₂	8.05	3.60	0.45	963	1248.05	624.02
D ₉	10.08	3.60	0.36	963	1248	624

Panneaux	a (m)	b (m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (Kg/m ²)	M_{ty} (Kg.m)	M_{ay} (Kg.m)	M_{tx} (Kg.m)	Max (Kg.m)
D ₃	3.00	3.00	1.00	963	175.07	446.35	175.07	446.35
D ₄	4.89	3.00	1.63	963	389.37	733	92.66	505.82
D ₅	5.77	3.00	1.92	963	346.85	715.89	87.21	496.95
D ₆	3.28	3.00	1.09	963	380.13	738.99	151.73	498.95
D ₇	4.75	3.60	1.32	963	555.88	1057.35	152.96	720.06
D ₈	4.75	3.00	1.58	963	389.40	733.09	93.08	500.95

Ferrailage (Plancher terrasse).

Panneau	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	D ₇	D ₈	D ₉
A _{ex calculé} cm ² /ml	0.63	0.88	0.47	0.25	0.23	0.29	0.40	0.25	0.88
A _{ex adopté} cm ² /ml	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)
e (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
A _{ex calculé} cm ² /ml	0.63	0.88	1.22	1.38	1.36	1.32	3.02	1.37	0.88
A _{ex adopté} cm ² /ml	4T6 (1.13)	4T6 (1.13)	5T6 (1.41)	5T6 (1.41)	5T6 (1.41)	5T6 (1.41)	11T6 (3.10)	5T6 (1.41)	4T6 (1.13)
e (cm)	25	25	20	20	20	20	9	20	25
A _{ex calculé} cm ² /ml	2.27	3.31	0.44	1.00	0.89	0.95	0.97	1.00	3.31
A _{ex adopté} cm ² /ml	5T8 (2.51)	7T8 (3.51)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	3T8 (1.50)	7T8 (3.51)
e (cm)	20	14	30	30	30	30	30	30	14
A _{ex calculé} cm ² /ml	1.11	1.62	1.15	1.91	1.86	1.92	1.92	1.91	1.62
A _{ex adopté} cm ² /ml	4T6 (1.13)	6T6 (1.69)	5T6 (1.41)	7T6 (1.97)	7T6 (1.97)	7T6 (1.97)	7T6 (1.97)	7T6 (1.97)	6T6 (1.69)
e (cm)	25	16	20	14	14	14	14	14	16

		Panneaux	1	2	3	10	5	6	7	8	9
$A > \frac{1.2 b h t}{\sigma_{en-2200}}$	Dans les deux directions	$\frac{1.2 b h t}{\sigma_{en-2200}}$	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
Condition de non fragilité $A = \max(A_0; \min(A_1, A_2))$	Direction x-x	A_0 (cm ² /ml)	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13
		A_1 (cm ² /ml)	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36
		A_2 (cm ² /ml)	0.46	0.48	0.67	0.45	0.48	0.64	0.64	0.59	0.55
	Direction y-y	A_0 (cm ² /ml)	3.01	3.51	1.50	4.02	1.50	1.50	1.50	2.01	1.50
		A_1 (cm ² /ml)	3.61	4.21	1.80	4.82	1.80	1.80	1.80	2.41	1.80
		A_2 (cm ² /ml)	1.15	1.10	0.71	1.16	1.10	0.77	0.73	0.88	0.97
vérification à la fissuration $\sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$	σ_1 (kg/cm ²)	2093	2426.5	1537	2739.7	1537	1537	1537	1537	1435.4	1084
	σ_2 (kg/cm ²)	3193	3193	3193	3193	3193	3193	3193	3193	3193	3193
vérification des contraintes $\sigma_a < \bar{\sigma}_a ; \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$	σ_a (kg/cm ²)	2344.5	2642	844.86	2555.5	834.18	1786	1834.5	2017.9	2069.8	
	σ'_b (kg/cm ²)	43.90	54.30	10.83	56.66	10.70	22.90	23.50	30.34	26.54	
vérification au cisaillement $\tau_b < \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}'_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2$	T (kg)	1591.5	1444.5	1444.5	1591.5	645.21	1444.5	1444.50	1733.40	1591.5	
	τ_b (kg/cm ²)	1.25	1.13	1.13	1.25	0.51	1.13	1.13	1.36	1.25	

calcul des Paliers (Panneaux: 4)(a) Palier d'étage:

tables de Barès : $\gamma = \frac{a}{b} = 0.5$

$$q = (775.5 + 566) + 1.2 \times 400 = 1821.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\phi = 8 \text{ mm} ; e = 1 \text{ cm} ; h_x = 13.8 \text{ cm} ; h_y = 14.6 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} ; b = 100 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{tx} = 0.0132 q a^2 = 54.10 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; M_{ax} = -0.2004 q a^2 = 821.31 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.0268 q b^2 = 439.35 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; M_{ay} = -0.0709 q b^2 = 1162.30 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

la flèche : $f_{\max} = 0.3433 \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} = 0.01 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = \frac{150}{500} = 0.30 \text{ cm}$

avec $E = 128394 \text{ Kg/cm}^2$ et $h_t = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$

- Travées:

$$A_{tx} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ T6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3 \text{ T8} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 30 \text{ cm}$$

- Appuis:

$$A_{ax} = 2.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 9 \text{ T6} = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 11 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7 \text{ T8} = 3.51 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 14 \text{ cm}$$

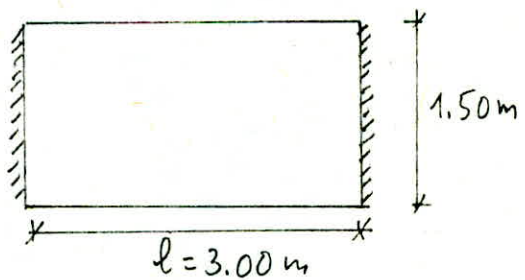
(b) Palier intermédiaire:

$$M_t = q \cdot \frac{l^2}{10} = 1.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_a = -q \cdot \frac{l^2}{20} = 0.82 \text{ t} \cdot \text{m}$$

avec $q = 1821.5 \text{ Kg/m}^2 \approx 1.822 \text{ t/m}^2$

$$h = 16 - 1 = 15 \text{ cm} ; d = 1 \text{ cm}.$$

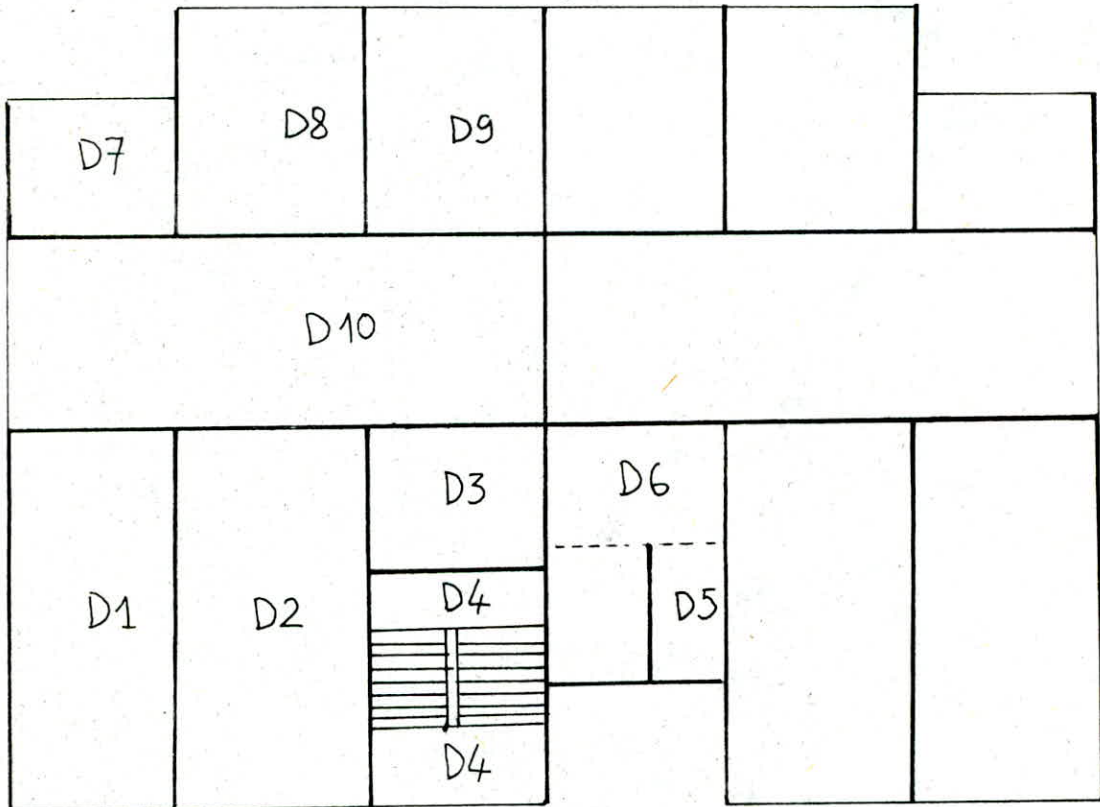


$$A_t = 4.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{A_t}{4} \leq A_r \leq \frac{A_t}{2} \rightarrow A_r = 5 \text{ T8}/\text{ml}$$

$$A_a = 2.08 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T2} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etage courant.



Dimensions du voile périphérique :

épaisseur : $b = 25 \text{ cm}$

hauteur : $h_e = 266 \text{ cm}$

(a) Armatures verticales :

$$A \geq 0,20\% \cdot b \cdot h_t = 13,3 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

(armatures inférieures et supérieures)

(b) Armatures horizontales :

$$A \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{face} \rightarrow A = 5T8 / \text{face} = 2,51 \text{ cm}^2$$

ETUDE. DU. PLANCHER. R.D.C

Etant donné l'impossibilité d'un coffrage "Tunnel" pour le plancher de rez-de-chaussée et afin d'éviter des coffrages perdus en bois ; on optera pour le système de prédalles préfabriquées jointives.

Le procédé dans un plancher à prédalles consiste à associer du béton coulé sur place à un béton préfabriqué mince sur de grandes surfaces de reprise pour confectionner des dalles pleines.

Les prédalles ce sont des éléments préfabriqués en B.A. de largeur standard et ; elles sont fabriquées en usine ou sur chantier ; et de longueur égale à la portée entre deux voiles.

La sous face de la prédalle est lisse tandis que la face supérieure est rendue très rugueuse pour permettre une bonne adhérence avec la couche de béton coulé en œuvre et d'assurer ainsi un fonctionnement monolithique après durcissement de la 2^{ème} couche.

Dans l'application de la sécurité vis-à-vis de l'exigence de monolithisme des dispositions particulières sont prises :

- à la fabrication : respect des tolérances ; qualité des matériaux ; rugosité de la surface supérieure.
- à la manipulation et au stockage : espacement des crochets ; position des appuis de stockage.
- à la mise en œuvre : espacement des étais ; largeur de réglage des appuis ; dépassement des armatures ; qualité de bétonnage ; propreté de la surface de la prédalle.

Calcul des prédalles : Le calcul sera fait selon la méthode de P. Charnin en considérant néanmoins trois phases successives de calcul du fait des modalités de construction étant donné que la prédalle est sollicitée avant son achèvement (Art: 22 C.C.B.A 68).

- 1^{ère} phase : Elle comprend le stockage et la manutention de la prédalle lors de la pose. La vérification se fera sous le poids propre de la prédalle.

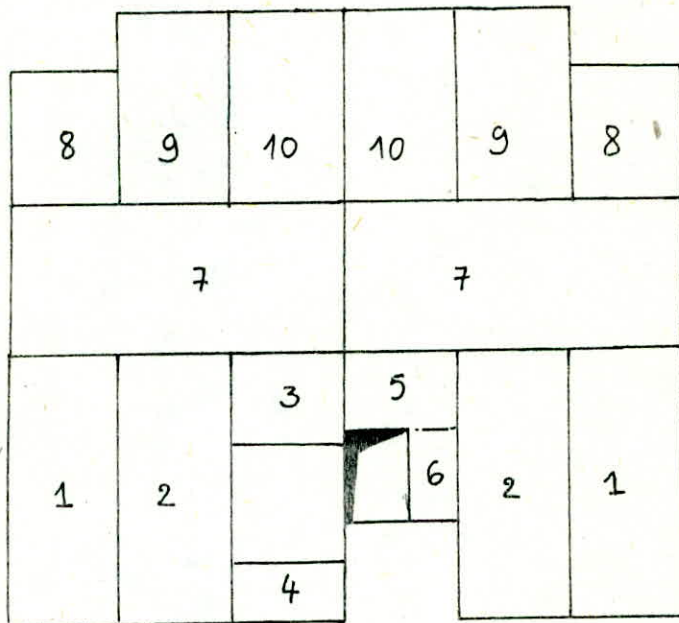
- 2^{ème} phase: La charge à prendre en compte est constituée par le poids propre de la prédalle; le béton coulé en oeuvre et une charge forfaitaire dite de chantier, correspondant aux ouvriers; aux matériels courants ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présent pendant la mise en oeuvre (Elle est prise égale à 100 Kg/m^2);
- 3^{ème} phase: c'est le plancher fini à pleine résistance. Outre le poids propre de la dalle pleine on ajoutera la surcharge d'exploitation (175 Kg/m^2).

Dimensions des prédalles: La longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau plus (7 cm) de chaque côté qui doivent servir d'appui sur les voiles; et; la largeur est déterminée en fonction de la grande portée du panneau.

- on adoptera les dimensions suivantes -

Panneaux	longueur des prédalles (m)	largeur des prédalles (m)	nombre des prédalles
1	3.00	1.15	7 x 1.15m
2	3.60	1.15	7 x 1.15m
3	3.00	1.00	3 x 1.00m
4	3.00	1.50	1 x 1.50
5	3.00	1.36	2 x 1.36m
6	1.34	1.00	3 x 1.00m
7	3.60	1.12	9 x 1.12m
8	3.00	1.10	3 x 1.10m
9	3.60	1.20 1.15	3 x 1.20m 1 x 1.15m
10	3.00	1.20 1.15	3 x 1.20m 1 x 1.15m

type de prédalle	longueur (m)	largeur (m)	nombre
1	3.00	1.15	16
2	3.60	1.15	16
3	3.00	1.00	3
4	3.00	1.50	1
5	1.34	1.00	3
6	3.00	1.36	2
7	3.60	1.12	18
8	3.00	1.10	6
9	3.60	1.20	6
10	3.00	1.20	6



- on calculera finalement trois types de prédalles en prenant une bande de 1 mètre de largeur :

(a) type 1 : $l = 3.00 \text{ m}$ ($e = 8 + 8 = 16 \text{ cm}$).

(b) type 2 : $l = 3.60 \text{ m}$ ($e = 8 + 8 = 16 \text{ cm}$).

(c) type 3 : $l = 1.34 \text{ m}$ ($e = 9 + 7 = 16 \text{ cm}$).

calcul des prédalles du type 1 :

- Les phases 2 et 3 donnent le cas le plus défavorable.

- Le calcul se fait avec la charge q (kg/ml) :

* 2^{ème} phase : $q = 520 \text{ kg/ml}$

. Poids Propre de la Pré dalle : $0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$

. béton coulé ($e = 8 \text{ cm}$) : $0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$

. surcharge de chantier majorée : $P = 100 \times 1 \times 1,2 = 120 \text{ kg/ml}$

$G = 400 \text{ kg/ml}$

* 3^{ème} phase: $q = G + 1.2P = 820 \text{ Kg/ml}$

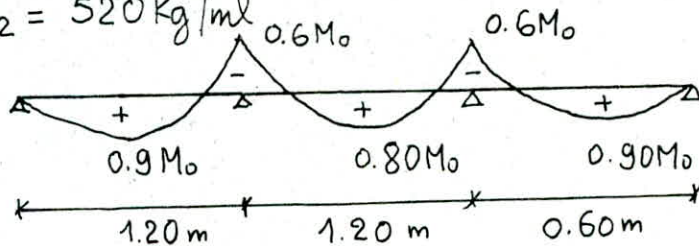
(a) charge permanente:

- Prédalle	: 200 Kg/ml
- béton coulé	: 200 Kg/ml
- Carrelage	: 44 Kg/ml
- sable	: 51 Kg/ml
- cloisons	: 75 Kg/ml
- Mortier de pose	: 40 Kg/ml
	<hr/>
	$G = 610 \text{ Kg/ml}$

(b) surcharge d'exploitation:

- $P = 175 \text{ Kg/ml}$

- 2^{ème} phase: $q_2 = 520 \text{ Kg/ml}$

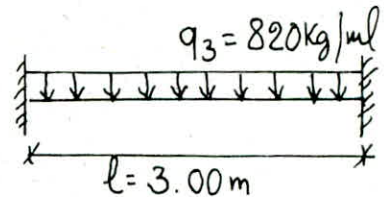


$$M_{t_2} = 0.90 \times M_0 = 0.90 \times \frac{520 \times 1.20^2}{8} = 84.24 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 84.24 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0.0125 \rightarrow \epsilon = 0.9501$$

$$h = h_t - d = 8 - 2 = 6 \text{ cm} ; A_{t_2} = \frac{84.24 \times 10^2}{2800 \times 0.9501 \times 6} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- 3^{ème} phase: $q_3 = 820 \text{ Kg/ml}$



travée: $M_{t_3} = q_3 \cdot \frac{l^2}{10} = 738 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 738 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0202 \rightarrow \epsilon = 0.9376 ; K = 65.17$$

$$h = h_t - d = 16 - 2 = 14 \text{ cm} ; A_{t_3} = \frac{738 \cdot 10^2}{2800 \times 0.9376 \times 14} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_3} = 578 \text{ ml} ; t = 20 \text{ cm}$$

Appui : $M_a = q \frac{l^2}{20} = 369 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 369 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0101 \rightarrow \epsilon = 0.9550 ; K = 96$$

$$A = \frac{369 \cdot 10^2}{2800 \times 0.9550 \times 14} = 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5T6/ml ; t_a = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

(a) travée : $A_r \geq \max \left(\frac{A}{4} ; A_{\min} \right)$

condition de non fragilité : $A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.69 \times 100 \times 14 \times \frac{5.9}{4200} = 1.36 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.2 \times 100 \times 16}{4200 - 2200} = 0.96 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2$$

d'où $A_r \geq \max (0.53 ; 1.36) = 1.36 \text{ cm}^2$

$$A_r = 5T6/ml ; t_r = 20 \text{ cm}$$

(b) Appui : $A_r \geq \frac{A}{4} = 0.24 \text{ cm}^2$

$$A_r = 4T6/ml ; t_r = 25 \text{ cm}$$

Vérification :

- contraintes : (a) travée : $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 14} = 0.1790$

$$\epsilon = 0.9312 ; K = 57.67$$

$$\sigma_a = \frac{738 \times 10^2}{2.51 \times 0.9312 \times 14} = 2255 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2255}{57.67} = 39.10 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) Appui : $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 14} = 0.101$

$$\epsilon = 0.9468 ; K = 79$$

$$\sigma_a = \frac{369 \times 10^2}{1.41 \times 0.9468 \times 14} = 1974 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1974}{79} = 24.99 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2.51}{2 \times 100 \times 2} = 0.006275$$

$$B_f = 2 \cdot b \cdot d = 2 \times 100 \times 2 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1.5 \times 10^6 \cdot \frac{1.6}{8} \cdot \frac{0.006275}{1 + 10 \times 0.06275} = 1771 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6}{8} \cdot 5.9} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- Flèche : $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$; $f_{adm} = \frac{l}{500}$

$$q = 820 \text{ Kg/ml} ; l = 3.00 \text{ m} ; I = b \cdot \frac{h^3}{12} = 100 \times \frac{16^3}{12} = 34133.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{820 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{126000 \times 34133.33} = 0.20 \text{ cm} < f_{adm} = 0.60 \text{ cm}$$

- vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 1230 \text{ Kg} ; \tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h ; \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{1230}{\frac{7}{8} \times 100 \times 14} = 1 \text{ Kg/cm}^2 < 6.785 \text{ Kg/cm}^2$$

- vérification aux appuis :

on doit vérifier l'inégalité suivante : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$M = -369 \times 10^2 \text{ Kg.cm} ; T + \frac{M}{z} = 1230 - \frac{369 \times 100}{\frac{7}{8} \times 14} = -1782 \text{ Kg} < 0$$

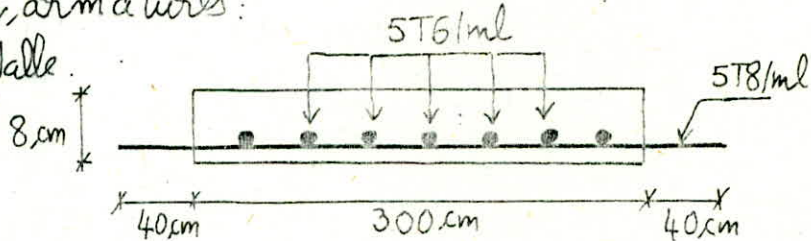
donc il n'y a aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

Armatures, au droit, des joints, des prédalles :

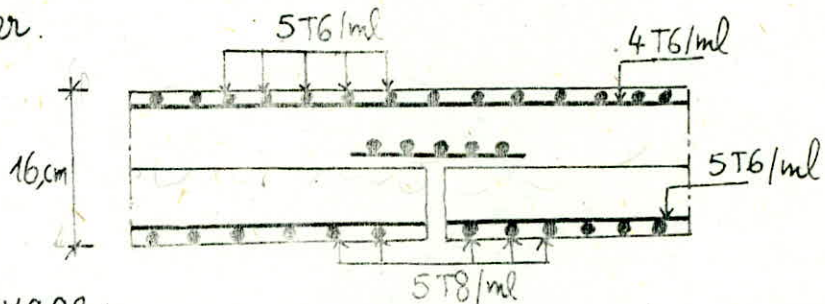
Au droit du joint entre prédalles ; on disposera une bande, de treillis-soudé de $5 \times 5 / 200 \times 200$ ($l_d = 5\phi = 40, \text{cm}$) susceptible de transmettre le même effort de traction que les armatures de répartition.

- Disposition des armatures :

* schéma de la prédalle.

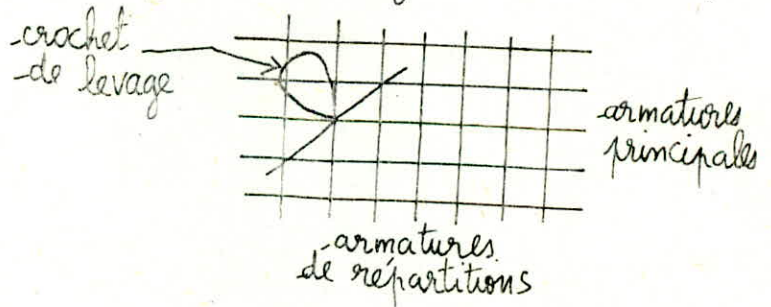
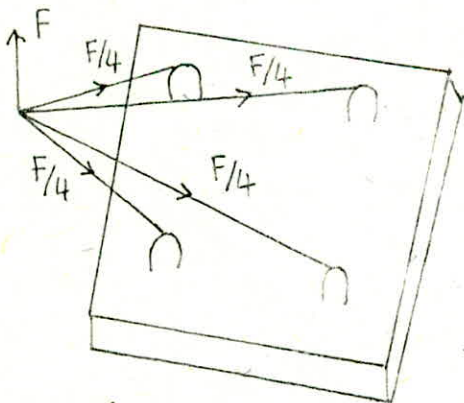


* schéma du plancher.



- Armatures de levage :

Les aciers de levage sont façonnés en crochets ancrés dans les prédalles qui doivent être calculés pour les efforts de levage et de démoulage.



Chaque crochet reçoit un effort de $F/4$.
on prendra un coefficient de sécurité forfaitairement ($K=3$) - alors $F = K \cdot P$.

$$F = K \cdot P = 3 \cdot (3.60 \times 0.09 \times 1.00 \times 2500) = 2430 \text{ Kg}$$

(P: poids propre de la prédalle la plus défavorable.)

on aura : $F = 2430 \text{ Kg} \Rightarrow A \geq \frac{F/4}{\sigma_a} = 0.38 \text{ cm}^2$ (aciers-doux)
 $\sigma_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $A = \frac{\pi d^2}{4} \geq 0.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow d \geq 0.70 \text{ cm}$

on choisit des crochets de $\phi = 10 \text{ mm}$ ancrés de $5\phi = 50 \text{ cm}$.

TABLEAUX : Efforts et ferraillage.

- EN TRAVÉE :

TYPE DE PREDALLES	Portée (m)	q ₂ Kg/ml	Mt ₂ Kg.m/ml	At ₂ cm ² /ml	q ₃ Kg/ml	Mt ₃ Kg.m/ml	At ₃ cm ² /ml	A adoptée cm ² /ml	t cm	A ₂ cm ² /ml	t ₂ cm
1	3.00	520	84.84	0.53	820	738	2.01	5T8	20	5T6	20
2	3.60	520	84.84	0.53	820	1062.7	2.93	6T8	16	5T6	20
3	1.34	520	116.71	0.63	820	147.24	0.38	3T8	30	5T6	20

- APPUI :

TYPE DE PREDALLES	Ma (Kg.m/ml)	Aa (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	ta (cm)	A ₂ (cm ² /ml)	t ₂ (cm)
1	369	0.96	5T6	20	4T6	25
2	531.36	1.43	6T6	16	4T6	25
3	73.62	0.19	3T6	30	3T6	30

- VERIFICATIONS :

TYPE DE Predalles	condition de non fragilité (A _{min})	- contraintes en travée (kg/cm ²)		- contraintes en appui (kg/cm ²)		condition de non fissuration σ _p > σ _a	fleches (cm)		T _{max} (Kg)	Z _b (kg/cm ²)
		σ _a	σ _b	σ _a	σ _b		f	f _{adm}		
1	1.36	2255	39.11	1974	24.99	3193	0.20	0.60	1230	1.00
2	1.36	2725	52.40	2384	33.34	3193	0.27	0.72	1476	1.20
3	1.36	741.64	9.69	653	6.25	3193	0.008	0.27	549.4	0.45

Distribution des efforts horizontaux

Dans le cas de notre structure les efforts horizontaux seront repris par une série de refends. La déformation en plan de notre bâtiment sous l'action des forces horizontales peut être décomposée, comme suit :

- une déformation de translation parallèle à la force horizontale.
- une déformation de rotation autour d'un point fixe (centre de torsion).

(1) Hypothèses simplificatrices de l'étude :

- les refends sont parfaitement encastres à la base.
- les planchers sont indéformables horizontalement.
- l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur du bâtiment.

(2) Etapes de calcul :

- les axes $x-x$ et $y-y$ passant par le centre de torsion seront parallèles aux axes principaux des refends.
- on détermine pour chaque refend I_x et I_y .
- les rigidités transversales I_{xy} sont nulles ; en conséquence le centre de torsion est le centre de gravité des moments d'inertie.

L'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leur rigidité. Pour l'évaluation des sollicitations (M et T) dans les éléments de la structure on prend un modèle élastique linéaire. L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion doit être prise en compte ; les efforts tranchants négatifs sont négligés.

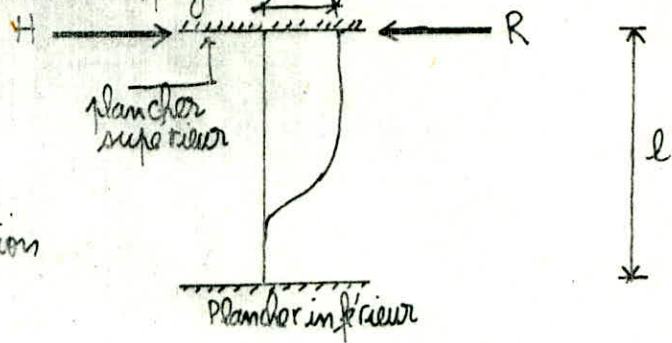
La méthode choisie pour le calcul est la méthode du centre de torsion.

(3) Méthode du Centre de torsion :

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point défini par :

- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force.
- un moment dont la direction passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation de même sens que celle du moment.

La rigidité à la flexion "R" d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieur (H) produit une translation (ou rotation) unitaire telle qu'elle est représentée ci-dessous sur la figure : $\Delta=1$



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

R : rigidité

I : moment d'inertie de la section transversale.

l : hauteur d'étage

Comme tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et présentent les mêmes conditions aux appuis, nous pouvons simplifier les calculs en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

(4) Application de la méthode à la structure :

Les axes d'inertie principaux de tous les refends sont parallèles; en plus on peut effectuer les calculs avec les moments d'inerties à la place des rigidités, donc on fait un calcul simplifié (M. DIVERS : calcul pratique des tours en B.A).

- $e_x ; e_y$: excentricités du centre de torsion par rapport au centre de masse.
- $x_i ; y_i$: coordonnées du centre de gravité du refend "i" par rapport au centre de torsion.
- H : effort horizontal.

Les forces provenant des translations :

$$H'_x = \frac{H_x \cdot I_y}{\sum I_y} ; \quad H'_y = \frac{H_y \cdot I_x}{\sum I_x}$$

Les forces provenant des rotations :

$$H''_x = \frac{H_x \cdot e_y \cdot \sum I_{xi} \cdot y_i}{K} ; \quad H''_y = \frac{H_y \cdot e_x \cdot \sum I_{xi} \cdot x_i}{K}$$

$$\text{ou } K = \sum I_{xi} \cdot x_i^2 + \sum I_{yi} \cdot y_i^2$$

Les forces totales distribuées dans les refends sont : $H_x = H'_x + H''_x$
 $H_y = H'_y + H''_y$

Distribution des efforts à la base des renforts

	$I_y (m^4)$	$y (m)$	$I_y \times y^2 (m^6)$	$H'_x (t)$	$H''_x (t)$	$H_{x \text{ total}} (t)$
V_{t1}	5.400	-9.88	527.118	30.558		30.558
V_{t2}	7.658	-6.72	345.823	43.336		43.336
V_{t3}	6.810	-2.96	59.666	38.537		38.537
V_{t4}	51.288	0.20	2.052	290.234	1.248	291.482
V_{t5}	6.810	3.36	76.882	38.537	2.785	41.322
V_{t6}	7.658	7.12	388.218	43.336	6.636	49.972
V_{t7}	5.400	10.28	570.663	30.558	6.756	37.314
V_{t8}	0.380	1.86	1.315	2.150	0.086	2.236
V_{t9}	0.470	-9.88	45.879	2.659		2.659
V_{t10}	0.760	-6.72	34.320	4.300		4.300
V_{t11}	0.760	-2.96	6.659	4.300		4.300
V_{t12}	0.760	3.36	8.580	4.300	0.311	4.611
V_{t13}	0.760	7.12	38.528	4.300	0.658	4.958
V_{t14}	0.470	10.28	49.669	2.659	0.588	3.247

	$I_x (m^4)$	$x (m)$	$I_x \times x^2 (m^6)$	$H'_y (t)$	$H''_y (t)$	$H_{y \text{ total}} (t)$
V_{l1}	265.203	-2.02	1082.134	265.266		265.266
V_{l2}	267.438	1.78	847.351	267.501	57.932	325.433
V_{l3}	6.810	-7.97	432.577	6.812		6.812
V_{l4}	0.191	-5.90	6.649	0.191		0.191

Efforts horizontaux dans les voiles.

NIVEAUX VOILES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	terrasse
V_{t1}	0.530	1.094	1.644	2.197	2.747	3.299	3.850	4.403	4.953	5.830
V_{t2}	0.750	1.551	2.334	3.116	3.896	4.679	5.460	6.245	7.025	8.273
V_{t3}	0.667	1.379	2.076	2.771	3.464	4.162	4.856	5.553	6.247	7.357
V_{t4}	5.043	10.435	15.699	20.958	26.204	31.477	36.728	42.003	47.249	55.644
V_{t5}	0.715	1.479	2.226	2.971	3.715	4.462	5.207	5.955	6.698	7.888
V_{t6}	0.865	1.789	2.691	3.593	4.492	5.396	6.296	7.201	8.100	9.539
V_{t7}	0.646	1.336	2.009	2.683	3.355	4.029	4.702	5.377	6.049	7.123
V_{t8}	0.039	0.080	0.121	0.161	0.201	0.241	0.282	0.322	0.362	0.427
V_{t9}	0.046	0.095	0.143	0.191	0.239	0.287	0.335	0.383	0.431	0.508
V_{t10}	0.074	0.154	0.232	0.309	0.387	0.464	0.542	0.620	0.697	0.821
V_{t11}	0.074	0.154	0.232	0.309	0.387	0.464	0.542	0.620	0.697	0.821
V_{t12}	0.079	0.165	0.248	0.332	0.415	0.498	0.581	0.664	0.747	0.880
V_{t13}	0.086	0.177	0.267	0.356	0.446	0.535	0.625	0.715	0.804	0.946
V_{t14}	0.056	0.116	0.175	0.233	0.292	0.351	0.409	0.468	0.526	0.620
V_{l1}	4.592	9.503	14.296	19.085	23.862	28.664	33.445	38.249	43.027	50.671
V_{l2}	5.630	11.651	17.528	23.398	29.256	35.144	41.005	46.895	52.753	65.125
V_{l3}	0.118	0.244	0.367	0.489	0.612	0.736	0.858	0.982	1.104	1.300
V_{l4}	0.003	0.007	0.0102	0.014	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.036

		VOILES . TRANSVERSAUX												VOILES . LONGITUDINAUX				
		Vt1	Vt2	Vt3	Vt4	Vt5	Vt6	Vt7	Vt8	Vt9	Vt10 Vt11	Vt12	Vt13	Vt14	Vl1	Vl2	Vl3	Vl4
Tourasse	T	5.830	8.273	7.357	55.644	7.888	9.539	7.123	0.427	0.508	0.821	0.880	0.946	0.620	50.671	65.125	1.300	0.036
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9 ^e	T	5.830	8.273	7.357	55.644	7.888	9.539	7.123	0.427	0.508	0.821	0.880	0.946	0.620	50.671	65.125	1.300	0.036
	M	15.508	22.006	19.569	148.013	20.982	25.374	18.947	1.136	1.351	2.184	2.341	2.250	1.649	134.785	173.233	3.458	0.096
8 ^e	T	10.783	15.298	13.064	102.893	14.586	17.639	13.172	0.789	0.939	1.518	1.627	1.750	1.146	93.698	117.878	2.404	0.067
	M	44.191	62.698	54.319	421.711	59.780	72.293	53.985	3.235	3.849	6.222	6.669	6.905	4.697	384.022	486.788	9.853	0.274
7 ^e	T	15.186	21.543	19.157	144.892	20.541	24.840	18.549	1.111	1.322	2.138	2.291	2.465	1.614	131.947	164.775	3.386	0.095
	M	84.586	120.002	105.276	807.130	114.420	138.367	103.305	6.190	7.366	11.910	12.763	13.462	8.990	735.001	925.084	18.860	0.527
6 ^e	T	19.036	27.003	24.013	181.624	25.748	31.136	23.251	1.393	1.657	2.680	2.872	3.090	2.023	165.392	205.778	4.244	0.119
	M	135.222	191.830	169.150	1290.250	182.910	221.188	165.173	9.895	11.774	19.040	20.403	21.680	14.371	1174.944	1472.45	30.150	0.844
5 ^e	T	22.335	31.682	28.175	213.101	30.210	36.532	27.280	1.634	1.944	3.144	3.370	3.625	2.374	194.056	240.922	4.980	0.140
	M	194.633	276.104	244.096	1857.098	263.263	318.363	237.738	14.241	16.945	27.400	29.367	31.323	20.686	1691.133	2113.310	43.396	1.216
4 ^e	T	25.082	35.578	31.639	239.305	33.925	41.094	30.635	1.835	2.183	3.531	3.785	4.071	2.666	217.918	270.178	5.592	0.157
	M	261.351	370.741	328.256	2493.65	353.510	427.486	319.227	19.122	22.752	36.790	39.435	42.152	27.777	2270.790	2831.98	58.271	1.634
3 ^e	T	27.279	38.694	34.41	260.263	36.896	44.617	33.318	1.996	2.374	3.840	4.117	4.427	2.899	237.003	293.576	6.081	0.171
	M	333.913	473.667	419.787	3185.950	451.650	546.167	407.853	24.431	29.067	47.004	50.386	53.928	35.488	2901.218	3612.89	74.450	2.089
2 ^e	T	28.923	41.028	36.486	275.962	39.122	47.308	35.327	2.117	2.517	4.072	4.365	4.694	3.074	251.299	311.104	6.448	0.181
	M	410.848	582.801	516.840	3920.010	555.714	672.006	501.823	30.062	35.762	57.836	61.997	66.414	43.665	3569.673	4440.43	91.601	2.570
1 ^{er}	T	30.017	42.279	37.865	286.397	40.601	49.097	36.663	2.197	2.612	4.226	4.530	4.871	3.190	260.802	322.76	6.692	0.188
	M	490.693	695.263	617.561	4681.830	663.712	802.604	599.346	35.906	42.71	69.077	74.047	79.371	52.150	4263.406	5298.96	109.40	3.070
R.D.C	T	30.547	43.329	38.532	291.440	41.316	49.962	37.309	2.236	2.658	4.300	4.609	4.957	3.246	265.394	328.385	6.810	0.191
	M	571.948	810.518	720.056	5457.060	773.613	935.503	698.588	41.854	49.780	80.520	86.307	92.557	60.780	4969.354	6172.46	127.52	3.578

150

Efforts dans les voiles

Le ferrailage de chaque section nécessite un calcul des refends sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées.

Pour le calcul des refends à une file d'ouvertures; nous utiliserons la méthode élaborée par M.M ALBIGES et GOULET; fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

Hypothèses de base relatives à la distribution des efforts entre linteaux et trumeaux:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

- Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal, au niveau de chaque étage.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé; du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux; à la structure constituée par deux éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

cette méthode a été généralisée; pour les refends à plusieurs files d'ouvertures; par M. DESPEYROUX. Pour ces refends; on néglige la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refends.

Pour les refends pleins; le calcul est celui d'une section rectangulaire vis-à-vis de l'élément de réduction M; N; T dû aux forces appliquées. sollicitations dans les linteaux:

L'action des forces horizontales engendre au niveau des linteaux un effort tranchant π donné par la relation:

(a) Refend à une file d'ouverture:

$$\pi = H_0 \cdot \frac{m \cdot l}{I} \cdot \phi$$

H_0 : effort tranchant à la base du refend

m : moment statique des deux éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$I = I_1 + I_2 + 2 m \cdot c$; l : hauteur d'étage.

ϕ est donné en fonction de $\xi = \frac{z}{Z}$ et α (abaque B.23.a M. Diver)

$$\text{si } \alpha > 10 \quad (\alpha \rightarrow \infty) : \pi = H_0 \cdot \frac{m \cdot l}{I} (1 - \xi^2)$$

$$\text{si } \alpha < 10 \quad (\alpha \rightarrow 0) : \pi = 0$$

(b) referend à plusieurs files d'ouvertures :

L'effort tranchant π_i dans la file de linteaux "i" est donné par :

$$\pi_{i1} = \frac{i_i \cdot c_i}{2 \cdot a_i^3 \cdot \left(\frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \cdot \phi \quad (1)$$

cet effort tranchant π_i engendre un moment d'encastrement $M_i = \pi_i \cdot a_i$ avec a_i la demi-travée du linteau "i".

Remarque : Les ouvertures dont la surface ne dépasse pas environ 25% (surface en élévation) de la surface totale du referend ; peut-être généralement considérées comme des petites ouvertures ; dans ce cas ; il est préférable d'effectuer deux évaluations de π ; une première avec la formule (1) et une deuxième avec : $\pi_{i2} = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot l}{I} (1 - \xi^2)$ et d'utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire : $\pi_i = \frac{\pi_{i1} + \pi_{i2}}{2}$.

avec m_i : moment statique de l'élément de referend (ou des éléments de referend) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau considéré.

sollicitations dans les trumeaux :

1. Moments fléchissants :

(a) referend à une file d'ouvertures :

$$M_1 = H_0 \cdot z \cdot \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left(\frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c}{I} \cdot \psi \right)$$

$$M_1 = H_0 \cdot z \cdot \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left(\frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c}{I} \cdot \psi \right)$$

ψ : coefficient donné par l'abaque B.23.b (M. DIVER)

(b) refend à plusieurs files d'ouvertures :

$$M_i = H_0 \cdot z \frac{I_i}{I_1 + I_2 + \dots} \left(\frac{(1-\xi)^2 \cdot (2+\xi)}{3} - \psi \right)$$

(2) Forces axiales :

(a) refend à une file d'ouvertures :

$N = \sum \Pi$ c'est la somme des efforts tranchants Π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

(b) refend à plusieurs files d'ouvertures :

$$N_1 = \sum \Pi_1 ; \quad N_2 = \sum \Pi_2 - \sum \Pi_1 ; \quad N_3 = \sum \Pi_3 - \sum \Pi_2 ; \quad \dots$$

Remarque : Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur :

- refend à une file d'ouvertures : $M = M_1 + M_2 + 2 N \cdot c$
- refend à plusieurs files d'ouvertures : $M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2 N_1 (c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2 N_2 (c_2 + c_3 + \dots) + 2 N_3 (c_3 + \dots) + \dots$

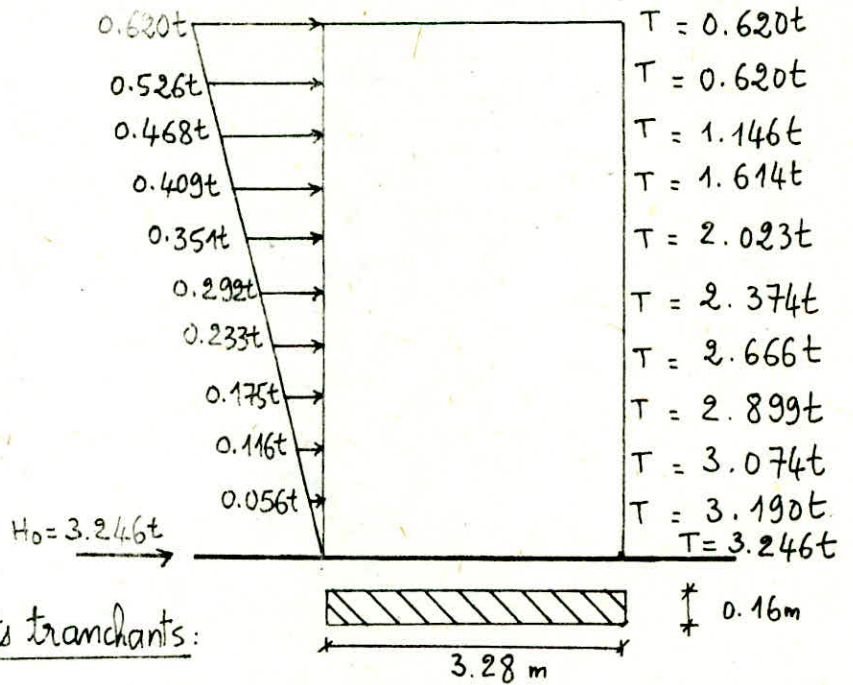
(3) Efforts tranchants :

~ ~

Lors de l'étude au contreventement, on a déterminé l'effort tranchant T qui revient à chaque voile. Cet effort tranchant sera distribué aux trumeaux proportionnellement à leurs inerties : $T_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot T$

(A) Refends bleins :

(1) VOILES (Vt9 ; Vt14) :



Moments fléchissants et efforts tranchants :

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
T (t)	0.620	0.620	1.146	1.614	2.023	2.374	2.666	2.899	3.074	3.190	3.246
M (t.m)	0	1.649	4.697	8.990	14.371	20.686	27.777	35.488	43.665	52.150	60.780

(2) VOILES (Vt10 ; Vt11 ; Vt12 ; Vt13) :

Moments fléchissants et efforts tranchants :

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
T (t)	0.946	0.946	1.750	2.465	3.090	3.625	4.071	4.427	4.694	4.871	4.957
M (t.m)	0	2.250	6.905	13.462	21.680	31.323	42.152	53.928	66.414	79.371	92.557

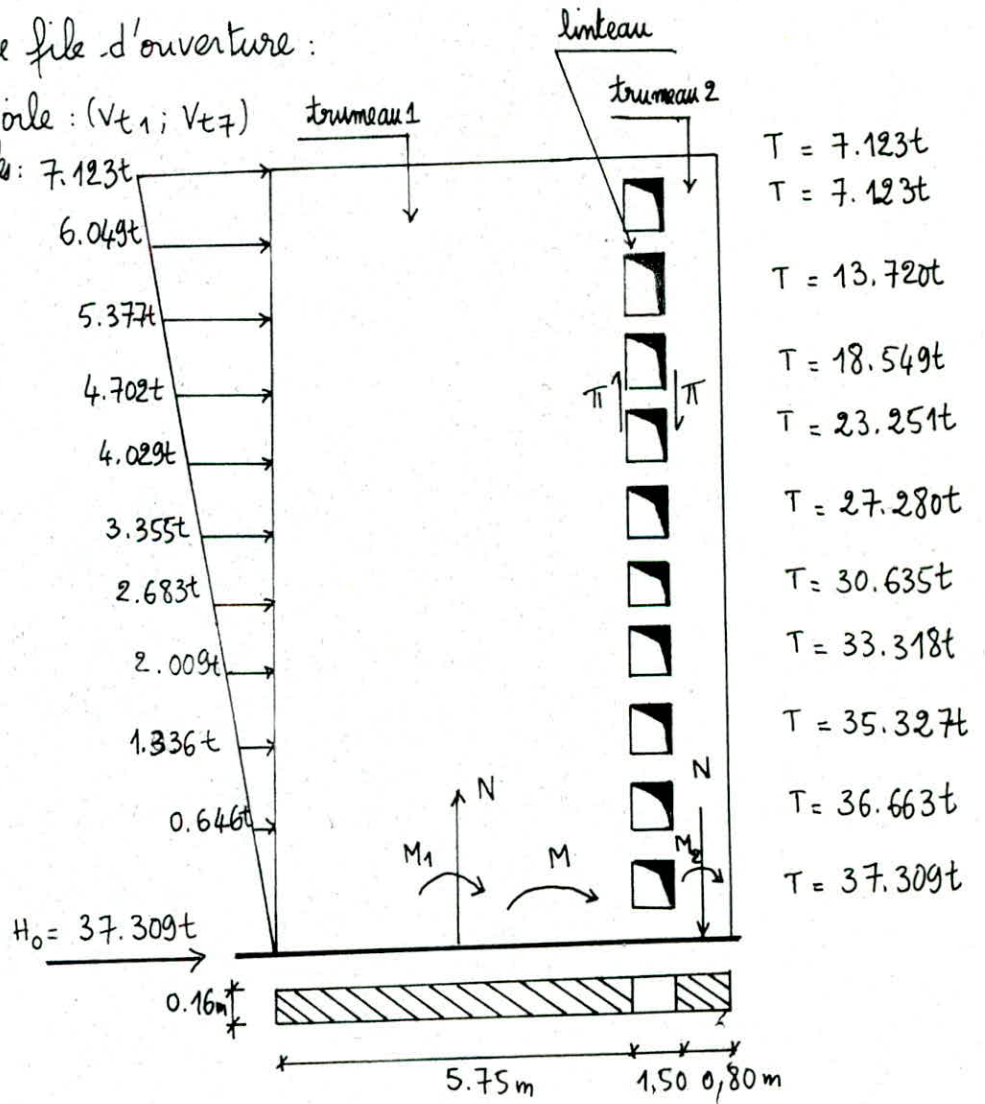
(3) VOILE : Vt8

Moments fléchissants et efforts tranchants :

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
T (t)	0.427	0.427	0.789	1.111	1.393	1.634	1.835	1.996	2.117	2.197	2.236
M (t.m)	0	1.136	3.235	6.190	9.895	14.241	19.122	24.431	30.062	35.906	41.854

(B) Refends à une file d'ouverture :

schéma statique du voile : (Vt1; Vt7)
 sous les charges horizontales : 7.123t



sollicitations dans les trumeaux et linteaux :

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.660
ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.729	0.812	0.891	0.925	0.974	1
$\pi (t)$	0	1.989	3.768	5.139	6.469	7.630	8.499	9.326	9.682	10.195	10.467
$N = \sum \pi (t)$	0	1.989	5.757	10.896	17.365	24.995	33.494	42.820	52.512	61.660	72.127
$M_1 (t.m)$	0	2.084	17.870	42.690	72.664	106.750	144.424	198.940	254.44	305.122	350.49
$M_2 (t.m)$	0	0.0056	0.048	0.115	0.196	0.288	0.389	0.536	0.686	0.822	0.944

$M_{ext} = 698.588 t.m$; $M = 350.49 + 0.944 + 2 \times 72.127 \times 2.39$

d'où $M = 695.711 t.m$; Erreur : 0.42% par défaut.

- VOILES : (V_{t3} ; V_{t5})

sollicitations dans les trumeaux et linteaux :

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.660
ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.729	0.812	0.891	0.925	0.974	1
$\pi (t)$	0	3.145	5.959	8.128	10.230	12.067	13.441	14.749	15.312	16.123	16.553
$N = \sum \pi (t)$	0	3.145	9.104	17.232	27.462	39.529	52.970	67.719	83.031	99.154	115.707
$M_1 (t.m)$	0	-0.840	11.228	30.075	50.973	73.192	96.763	141.380	185.135	220.489	247.864
$M_2 (t.m)$	0	-0.333	0.445	1.191	2.019	2.899	3.833	5.601	7.334	8.735	9.819

$M_{ext} = 773.613 \text{ t.m}$

$M = 247.864 + 9.819 + 2 \times 115.705 \times 2.24 = 776.0414 \text{ t.m}$

Erreur : 0.31% par excés.

VOILE : Vt_4

sollicitations dans les trumeaux et linteaux :

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\alpha_z = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
ψ	0	0.015	0.045	0.098	0.150	0.220	0.260	0.360	0.410	0.450	0.520
ϕ	0.298	0.315	0.389	0.499	0.581	0.632	0.641	0.628	0.548	0.353	0
π (t)	19.117	20.208	24.955	32.012	37.272	40.544	41.120	40.287	35.155	22.646	0
$N = \sum \pi$ (t)	19.117	39.325	64.280	96.292	133.564	174.108	215.228	255.515	290.670	313.316	313.16
M_1 (t.m)	0	$-1.44 \cdot 10^{-3}$	$3.224 \cdot 10^{-3}$	7.397	28.022	46.571	102.960	115.750	179.370	256.360	308.086
M_2 (t.m)	0	14.35	24.32	73.130	172.570	243.130	498.130	712.830	783.140	1315.300	1897.349

$M_{ext} = 5457.06 \text{ t.m}$; $M = 308.086 + 1897.349 + 2 \times 313.316 \times 4.63 = 5106.74 \text{ t.m}$

Erreur : 6.42%

VOILE : Vl_3

sollicitations dans les trumeaux et linteaux :

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\alpha_z = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
π (t)	0	0.518	0.982	1.339	1.686	1.989	2.215	2.431	2.524	2.658	2.728
$N = \sum \pi$ (t)	0	0.518	1.500	2.839	4.525	6.514	8.729	11.160	13.684	16.342	19.070
M_1 (t.m)	0	-0.141	1.888	5.059	8.574	12.312	16.277	23.782	31.142	37.089	41.694
M_2 (t.m)	0	$-2.64 \cdot 10^{-3}$	0.035	0.095	0.160	0.230	0.304	0.444	0.582	0.693	0.779

ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.729	0.812	0.891	0.925	0.974	1
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.660

$M_{ext} = 127.52 t.m ; M = 127.906 t.m$

Erreur: 0.30%

VOILE (V4)

sollicitations dans les trumeaux et linteaux

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
$\pi(t)$	0	0.0202	0.038	0.052	0.066	0.078	0.086	0.095	0.098	0.104	0.106
$N = \sum \pi(t)$	0	0.0202	0.058	0.110	0.176	0.254	0.340	0.435	0.533	0.637	0.
$M_1(t.m)$	0	0.0190	0.114	0.265	0.449	0.665	0.905	1.224	1.554	1.868	2.160
$M_2(t.m)$	0	$8.64 \cdot 10^{-6}$	$6.55 \cdot 10^{-4}$	$1.204 \cdot 10^{-4}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$	$3.022 \cdot 10^{-4}$	$4.11 \cdot 10^{-4}$	$5.56 \cdot 10^{-4}$	$7.06 \cdot 10^{-4}$	$8.49 \cdot 10^{-4}$	$9.82 \cdot 10^{-4}$

(c) Refends à deux files d'ouvertures:

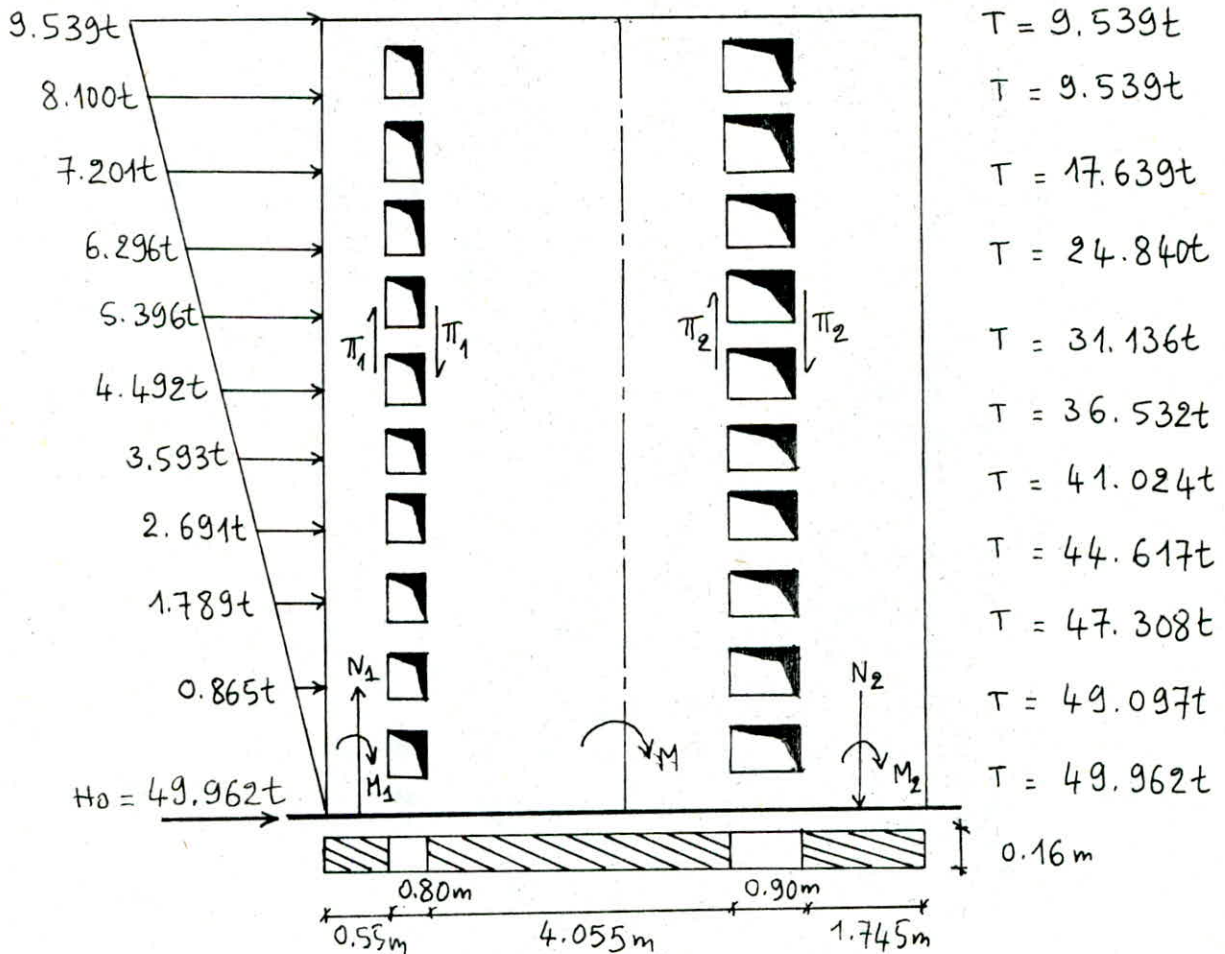
VOILES: (V2; V6)

sollicitations dans les trumeaux et linteaux

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
$\pi_1(t)$	0	3.963	7.509	10.241	12.890	15.581	16.937	18.585	19.294	20.316	20.860
$\pi_2 = \sum \pi(t)$	0	3.412	6.465	8.817	11.098	13.073	15.581	16.000	16.611	17.491	17.957
$M_1(t.m)$	0	-0.099	-0.011	$1.65 \cdot 10^{-3}$	$9.88 \cdot 10^{-4}$	-0.013	-0.035	0.018	0.059	0.058	0.119
$M_2(t.m)$	0	-7.75	-4.31	0.665	0.399	-5.103	-14.320	7.264	23.823	23.430	48.160

$M_3(t.m)$	0	-0.620	0.344	0.053	0.032	-0.410	-1.143	0.580	1.903	1.871	3.850
$N_1(t)$	0	3.960	11.468	21.708	34.598	49.783	66.720	85.305	104.599	124.915	145.773
$N_2(t)$	0	-0.548	-1.591	-3.014	-4.806	-6.918	-9.275	-11.860	-14.543	-17.000	-20.269
ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.728	0.812	0.891	0.925	0.974	1
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.630

$M_{ext} = 935.503t.m$; $M = 980.94t.m$; Erreur: 4.86% par excés.



VOILE: (VL₁)

sollicitations dans les trumeaux et linteaux
 $M_{ext} = 4969.354 t.m$; $M = 5210.759 t.m$; Erreur : 4.63

NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.728	0.812	0.891	0.925	0.974	1
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.630
$\Pi_1 = \Pi_2$ (t)	0	10.349	19.609	26.745	33.663	39.655	44.231	48.534	50.386	53.055	54.471
N_1 (t)	0	10.349	29.958	56.703	90.366	130.040	174.252	222.786	273.172	326.227	380.698
N_2 (t)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$M_1 = M_3$ (t.m)	0	-20.831	11.588	1.788	1.075	-13.724	-38.511	19.535	64.068	63.020	129.538
M_2 (t.m)	0	-2.868	-1.596	0.246	0.148	-1.889	-5.303	2.690	8.822	8.677	17.837

VOILE: (VL₂)

sollicitations dans les trumeaux et les linteaux
 $M_{ext} = 6172.464 t.m$; $M = 6384.658 t.m$; Erreur = 3.32%

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0.898	0.799	0.699	0.599	0.499	0.399	0.299	0.199	0.099	0
ϕ	0	0.190	0.360	0.491	0.618	0.728	0.812	0.891	0.925	0.974	1
ψ	0	0.016	0.041	0.081	0.139	0.213	0.300	0.371	0.452	0.550	0.630
$\Pi_1 = \Pi_2$ (t)	0	12.886	24.415	28.416	41.912	49.372	55.069	60.426	62.732	66.055	67.818
N_1 (t)	0	12.886	37.301	65.717	107.629	157.001	212.070	272.496	335.228	401.283	469.101
N_2 (t)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$M_1 = M_3$ (t.m)	0	-26.026	-14.434	2.234	1.343	-17.146	-48.115	24.407	80.045	78.733	161.840
M_2 (t.m)	0	-3.048	-1.691	0.262	0.157	-2.008	-5.636	2.859	9.376	9.222	18.957

Distribution des charges verticales sur les éléments de refends.

La distribution des charges sur les trumeaux dans les voiles, à une ou plusieurs files d'ouvertures se fait proportionnellement à leurs longueurs: $V_i = V \cdot \frac{l_i}{l}$

avec : V : charge verticale totale appliquée sur le voile.

V_i : charge verticale revenant au trumeau (i).

l_i : longueur du trumeau (i) plus $\frac{1}{2}$ des longueurs des linteaux qui lui sont adjacents.

l : longueur totale du voile.

* On suppose que les charges verticales agissent au centre de gravité des refends; donc seules les forces horizontales engendrent les moments fléchissants.

(1) VOILE A UNE FILE D'OUVERTURE

(a) voiles : (V_{t1} ; V_{t7})

		NIVEAUX	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau : I $l_1 = 6.50m$	G	9.972	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.500	12.210
	P	0.884	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092	2.092
	N_G	9.972	22.472	34.972	47.472	59.972	72.472	84.972	97.472	109.972	122.472	134.972	134.688
	N_p	0.884	2.976	5.068	7.160	9.252	11.344	13.436	15.528	17.620	19.712	21.804	21.804
trumeau : II $l_2 = 1.55m$	G	2.378	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.977	2.910
	P	0.211	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501	0.501
	N_G	2.378	5.355	8.332	11.309	14.286	17.263	20.240	23.217	26.194	29.171	32.148	32.081
	N_p	0.211	0.712	1.213	1.714	2.215	2.716	3.217	3.718	4.219	4.720	5.221	5.221

(b) voiles: (Vt3; Vt5)

	Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I l ₁ = 5.780m	G	14.403	17.929	17.929	17.929	17.929	17.929	17.929	17.929	17.929	17.929	17.046
	P	1.529	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226	2.226
	N _G	14.403	32.332	50.261	68.190	86.119	104.048	121.977	139.906	157.835	175.764	192.810
	N _P	1.529	3.755	5.981	8.207	10.433	12.659	14.885	17.111	19.337	21.563	23.789
trumeau: II l ₂ = 2.270m	G	5.657	7.041	7.041	7.041	7.041	7.041	7.041	7.041	7.041	7.041	6.694
	P	0.600	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874	0.874
	N _G	5.657	12.698	19.739	26.780	33.821	40.862	47.903	54.944	61.985	69.026	75.720
	N _P	0.600	1.474	2.348	3.222	4.096	4.970	5.844	6.718	7.592	8.466	9.340

(c) voile: (Vt4)

	Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I l ₁ = 10.620m	G	18.977	24.862	24.862	24.862	24.862	24.862	24.862	24.862	24.862	24.862	24.293
	P	2.017	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716	4.716
	N _G	18.977	43.839	68.701	93.563	118.425	143.287	168.149	193.011	217.873	242.735	267.028
	N _P	2.017	6.193	10.369	14.545	18.721	22.897	27.073	31.249	35.425	39.601	43.778
trumeau: II l ₂ = 6.180m	G	11.043	14.469	14.469	14.469	14.469	14.469	14.469	14.469	14.469	14.469	14.137
	P	1.173	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744	2.744
	N _G	11.043	25.512	39.981	54.450	68.919	83.388	97.857	112.326	126.795	141.264	155.401
	N _P	1.173	3.917	6.661	9.405	12.149	14.893	17.637	20.381	23.125	25.869	28.613

(d) Voies: (Vt2; Vt6)

trumeau: III $l_3 = 0.950m$				trumeau: II $l_2 = 2.195m$				trumeau: I $l_1 = 4.905m$				NIVEAU Terres
Np	Ns	P	G	Np	Ns	P	G	Np	Ns	P	G	
0.281	2.370	0.281	2.370	0.649	5.475	0.649	5.475	1.450	12.235	1.450	12.235	9
0.853	5.351	0.572	2.981	1.971	12.363	1.322	6.888	4.405	27.626	2.955	15.391	8
1.425	8.332	0.572	2.981	3.293	19.251	1.322	6.888	7.360	43.077	2.955	15.391	7
1.997	11.313	0.572	2.981	4.615	26.139	1.322	6.888	10.315	58.408	2.955	15.391	6
2.569	14.294	0.572	2.981	5.937	33.027	1.322	6.888	13.270	73.799	2.955	15.391	5
3.141	17.275	0.572	2.981	7.259	39.915	1.322	6.888	16.225	89.190	2.955	15.391	4
3.713	20.256	0.572	2.981	8.581	46.803	1.322	6.888	19.180	104.581	2.955	15.391	3
4.285	23.237	0.572	2.981	9.903	53.691	1.322	6.888	22.135	119.972	2.955	15.391	2
4.857	26.218	0.572	2.981	11.225	60.579	1.322	6.888	25.090	135.363	2.955	15.391	1
5.429	29.199	0.572	2.981	12.547	67.467	1.322	6.888	28.045	150.754	2.955	15.391	RDC
6.001	32.099	0.572	2.900	13.869	74.353	1.322	6.686	31.000	165.694	2.955	14.940	

(e) voûte : (V_{l1})

		Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I trumeau: III l ₁ = l ₃ = 7.81m	G	26.762	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	30.383	29.422
	P	3.136	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119	6.119
	N _G	26.762	57.145	87.528	117.911	148.294	178.677	209.060	239.443	269.826	300.209	329.631	
	N _P	3.136	9.255	15.374	21.493	27.612	33.731	39.850	45.969	52.090	58.207	64.326	
trumeau: II l ₂ = 4.70m	G	16.110	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	18.284	17.710
	P	1.890	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682	3.682
	N _G	16.110	24.394	59.678	70.962	89.246	107.53	125.814	144.098	162.382	180.666	198.376	
	N _P	1.890	5.572	9.254	12.936	16.618	20.300	23.982	27.664	31.346	35.028	38.710	

(f) voûte : (V_{l2})

		Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I trumeau: III l ₁ = l ₃ = 7.81m	G	27.036	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	30.694	29.723
	P	3.168	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182	6.182
	N _G	27.036	57.730	88.424	119.118	149.812	180.506	211.200	241.894	272.590	303.282	333.985	
	N _P	3.168	9.350	15.532	21.714	27.896	34.078	40.260	46.442	52.624	58.806	64.988	
trumeau: II l ₂ = 4.54m	G	15.557	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.662	17.103
	P	1.823	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557	3.557
	N _G	15.557	33.219	50.881	68.543	86.205	103.867	121.530	139.200	156.860	174.520	191.623	
	N _P	1.823	5.380	8.937	12.494	16.051	19.608	23.165	26.722	30.279	33.836	37.393	

(g) voile : (V_{l3})

	Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I $l_1 = 2.11m$	G	0.598	2.448	2.448	2.448	2.448	2.448	2.448	2.448	2.448	2.448	2.434
	P	0.071	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056
	N _G	0.598	3.046	5.494	7.942	10.390	12.838	15.286	17.734	20.182	22.630	25.064
	N _P	0.071	0.127	0.183	0.239	0.295	0.351	0.407	0.463	0.519	0.575	0.631
trumeau: II $l_2 = 0.89m$	G	0.252	1.033	1.033	1.033	1.033	1.033	1.033	1.033	1.033	1.033	1.026
	P	0.030	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	N _G	0.252	1.285	2.318	3.351	4.384	5.417	6.450	7.483	8.516	9.549	10.575
	N _P	0.030	0.054	0.078	0.102	0.126	0.150	0.174	0.198	0.222	0.246	0.270

(h) voile : (V_{l4})

	Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
trumeau: I $l_1 = 2.40m$	G	3.032	3.104	3.104	3.104	3.104	3.104	3.104	3.104	3.104	3.104	3.048
	P	0.208	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312	0.312
	N _G	3.032	6.136	9.240	12.344	15.448	18.552	21.656	24.760	27.864	30.968	34.016
	N _P	0.208	0.520	0.832	1.144	1.456	1.768	2.080	2.392	2.704	3.016	3.328
trumeau: II $l_2 = 0.60m$	G	0.758	0.776	0.776	0.776	0.776	0.776	0.776	0.776	0.776	0.776	0.762
	P	0.052	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078
	N _G	0.758	1.534	2.310	3.086	3.862	4.638	5.414	6.190	6.966	7.742	8.504
	N _P	0.052	0.130	0.208	0.286	0.364	0.442	0.520	0.598	0.676	0.754	0.832

Les combinaisons

		NIVEAU													
		Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C			
VOILES: V401...; V405	trumeau	N (t)	G+P+E	14.540	33.270	52.000	70.730	89.460	108.190	126.920	145.650	164.380	183.110	201.840	
			0.8G+E	10.600	23.776	36.952	50.128	63.304	76.480	89.656	102.832	116.008	129.184	142.360	155.536
	trumeau	N (t)	G+P+E	4.730	13.040	21.350	29.660	37.970	46.280	54.590	62.900	71.210	79.520	87.830	
			0.8G+E	3.480	9.592	15.704	21.816	27.928	34.040	40.152	46.264	52.376	58.488	64.600	
	VOILES: V403; V404	trumeau	N (t)	G+P+E	2.584	6.120	9.656	13.192	16.728	20.264	23.800	27.336	30.872	34.408	37.944
				0.8G+E	2.584	6.120	9.656	13.192	16.728	20.264	23.800	27.336	30.872	34.408	37.944
VOILE: V408	trumeau	N (t)	G+P+E	3.610	8.350	13.090	17.830	22.570	27.310	32.050	36.790	41.530	46.270	50.950	
			0.8G+E	2.584	6.120	9.656	13.192	16.728	20.264	23.800	27.336	30.872	34.408	37.944	
VOILE: V42	trumeaux: II	N2 (t)	G+P+E	17.380	38.599	59.820	81.037	102.256	123.475	144.694	165.913	187.132	208.351	229.011	
			0.8G+E	12.446	26.576	40.705	54.835	68.964	83.094	97.224	111.353	125.483	139.612	153.294	
			0.8G+E	12.446	26.576	40.705	54.835	68.964	83.094	97.224	111.353	125.483	139.612	153.294	
	trumeaux: I; III	N1 (t)	G+P+E	30.204	79.966	141.257	206.549	285.337	371.585	463.530	560.832	660.440	763.371	867.094	
			0.8G+E	21.629	59.070	108.040	161.011	227.478	301.405	381.029	466.010	553.297	643.910	735.510	
			0.8G+E	21.629	33.298	33.438	29.577	12.220	-12.597	-43.111	-78.982	-117.159	-158.659	-202.859	

VOILE: V24						VOILE: Vt4						VOILE: V23						
trumeau: II			trumeau: I			trumeau: II			trumeau: I			trumeau: II			trumeau: I			
N ₂ (t)			N ₁ (t)			N ₂ (t)			N ₁ (t)			N ₂ (t)			N ₁ (t)			
0.86-E		G+PE	0.86-E	0.86+E	G+PE	0.86-E	0.86+E	G+PE	0.86-E	0.86+E	G+PE	0.86-E	0.86+E	G+PE	0.86-E	0.86+E	G+PE	NIVEAU
0.606		0.810	2.426	2.426	3.240	-3.940	84.290	40.111	-10.300	27.950	31.333	0.202	0.202	0.282	0.478	0.478	0.669	Terrasse
1.207	1.7	1.684	4.889	4.929	6.676	-4.260	74.390	89.897	-14.342	59.733	68.754	0.510	1.546	1.857	3.022	1.918	3.691	9
1.790	1.906	2.576	7.334	7.450	10.130	-9.325	119.235	141.430	-23.131	96.263	110.922	0.354	3.354	3.896	6.508	2.895	7.177	8
2.359	2.579	3.482	9.765	9.985	13.598	-21.447	171.137	206.020	-38.977	139.850	160.147	-0.159	5.519	6.292	10.351	3.514	11.020	7
2.914	3.266	4.402	12.182	12.534	17.080	-38.829	228.298	272.870	-60.083	188.697	214.632	-1.019	8.031	9.035	14.541	3.786	15.210	6
3.457	3.965	5.334	14.587	15.095	20.594	-59.483	288.732	342.990	-84.461	240.816	272.389	-2.182	10.846	12.081	19.034	3.755	19.703	5
3.992	4.672	6.274	16.984	17.664	24.076	-80.713	349.712	413.690	-109.415	293.511	330.722	-3.571	13.887	15.353	23.753	3.498	24.422	4
4.518	5.388	7.223	19.372	20.212	27.587	-101.110	409.919	483.560	-133.536	345.373	388.222	-5.176	17.114	18.811	28.688	3.025	29.357	3
5.041	6.057	8.175	21.757	22.823	31.101	-116.375	464.964	548.290	-150.525	392.703	440.590	-6.874	20.494	22.422	33.716	2.459	34.385	2
5.558	6.782	9.133	24.136	25.410	34.621	-119.131	507.500	600.510	-159.005	426.324	480.419	-8.710	23.978	26.137	38.878	1.759	39.547	1
6.062	7.498	10.079	26.468	27.954	38.087	-99.697	526.934	630.000	-117.695	437.634	497.330	-10.647	27.527	29.915	41.096	0.989	41.765	R.D.C

VOILES: Vte; Vte6			Niveau	Terrée	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
trumeau: I	N ₁ (t)	G+P+E	2.651	7.516	18.578	32.372	48.815	67.553	88.043	110.181	133.028	156.897	181.229		
		0.8G+E	1.896	8.244	18.158	30.764	46.039	63.610	82.932	103.902	125.581	148.282	171.462		
		0.8G-E	1.896	0.318	-4.806	-12.662	-23.167	-35.967	-50.519	-66.719	-83.628	-101.560	-120.10		
	N ₂ (t)	G+P+E	6.124	17.746	32.421	49.448	68.756	90.039	113.830	138.040	162.861	188.562	226.425		
		0.8G+E	4.380	13.302	25.277	39.604	56.212	74.795	95.886	117.396	139.517	162.218	185.524		
		0.8G-E	4.380	6.478	5.523	2.216	-3.372	-10.935	-21.006	-31.696	-42.597	-54.578	-67.186		
	trumeau: II	N ₂ (t)	G+P+E	6.124	17.746	32.421	49.448	68.756	90.039	113.830	138.040	162.861	188.562	226.425	
		0.8G+E	4.380	13.302	25.277	39.604	56.212	74.795	95.886	117.396	139.517	162.218	185.524		
		0.8G-E	4.380	6.478	5.523	2.216	-3.372	-10.935	-21.006	-31.696	-42.597	-54.578	-67.186		
trumeau: III	N ₃ (t)	G+P+E	13.685		50.377	68.723	87.069	105.415	123.761	142.107	160.453	178.799	196.624		
	0.8G+E	9.788	22.101	34.414	46.726	59.040	71.352	83.665	95.978	108.290	120.603	132.555			
	0.8G-E	9.788	22.101	34.414	46.726	59.040	71.352	83.665	95.978	108.290	120.603	132.555			

VOILE : V P1			VOILES : Vt3; Vt5			VOILES : Vt1; Vt7			NIVEAU
trumeau: II		trumeau: I; III		trumeau: II		trumeau: I		trumeau: II	
N2 (t)		N1 (t)		N2 (t)		N1 (t)		N2 (t)	
G+P+E	0.8G+E	0.8G-E	G+P+E	0.8G+E	0.8G-E	G+P+E	0.8G+E	0.8G-E	G+P+E
29.898	21.410	21.410	18.000	4.526	4.526	11.522	1.903	1.903	2.589
76.890	27.515	27.515	39.966	13.304	29.010	29.010	6.274	2.296	8.056
133.004	42.142	42.142	61.922	24.896	49.312	49.312	12.424	0.910	15.302
196.248	56.770	56.770	83.898	38.657	71.783	71.783	19.945	-1.847	23.919
266.413	71.397	71.397	105.864	54.520	96.356	96.356	28.796	-5.934	33.866
342.570	86.040	86.040	127.830	72.220	122.766	122.766	38.808	-11.182	44.974
423.303	100.651	100.651	149.796	91.294	150.550	150.550	49.689	-17.299	56.954
508.339	115.278	115.278	171.762	111.676	179.642	179.642	61.397	-24.243	69.735
595.227	129.906	129.906	193.728	132.621	209.297	209.297	73.461	-31.543	82.915
681.784	144.533	144.533	215.694	154.377	239.763	239.763	86.038	-39.356	96.588
770.325	158.701	158.701	237.086	176.285	269.983	269.983	98.833	-47.495	110.533
86.063	566.391	566.391	215.694	176.646	41.991	41.991	86.038	-39.356	96.588
-7.006	341.498	341.498	171.762	111.676	44.710	44.710	86.038	-39.356	96.588
-31.234	414.338	414.338	193.728	132.621	43.771	43.771	86.038	-39.356	96.588
-57.314	489.030	489.030	215.694	154.377	41.991	41.991	86.038	-39.356	96.588
-86.063	566.391	566.391	237.086	176.285	42.075	42.075	86.038	-39.356	96.588
-116.996	644.400	644.400	258.701	198.100	42.075	42.075	86.038	-39.356	96.588
203.835	180.680	180.680	203.835	296.481	296.481	296.481	203.835	296.481	203.835
228.894	180.915	180.915	228.894	315.793	315.793	315.793	228.894	315.793	228.894
280.095	140.480	140.480	280.095	260.203	260.203	260.203	280.095	260.203	280.095
311.903	101.472	101.472	311.903	224.736	224.736	224.736	311.903	224.736	311.903
342.570	82.973	82.973	342.570	189.832	189.832	189.832	342.570	189.832	342.570
373.237	65.343	65.343	373.237	156.236	156.236	156.236	373.237	156.236	373.237
403.904	50.613	50.613	403.904	122.766	122.766	122.766	403.904	122.766	403.904
434.571	38.973	38.973	434.571	88.236	88.236	88.236	434.571	88.236	434.571
465.238	30.613	30.613	465.238	54.766	54.766	54.766	465.238	54.766	465.238
495.905	27.082	27.082	495.905	21.236	21.236	21.236	495.905	21.236	495.905
526.572	22.221	22.221	526.572	0.910	0.910	0.910	526.572	0.910	526.572
557.239	19.967	19.967	557.239	-1.847	-1.847	-1.847	557.239	-1.847	557.239
587.906	15.989	15.989	587.906	-5.934	-5.934	-5.934	587.906	-5.934	587.906
618.573	11.974	11.974	618.573	-11.182	-11.182	-11.182	618.573	-11.182	618.573
649.240	7.978	7.978	649.240	-17.299	-17.299	-17.299	649.240	-17.299	649.240
679.907	7.978	7.978	679.907	-24.243	-24.243	-24.243	679.907	-24.243	679.907
710.574	7.978	7.978	710.574	-31.543	-31.543	-31.543	710.574	-31.543	710.574
741.241	7.978	7.978	741.241	-39.356	-39.356	-39.356	741.241	-39.356	741.241
771.908	7.978	7.978	771.908	-47.495	-47.495	-47.495	771.908	-47.495	771.908
802.575	7.978	7.978	802.575	-55.634	-55.634	-55.634	802.575	-55.634	802.575
833.242	7.978	7.978	833.242	-63.773	-63.773	-63.773	833.242	-63.773	833.242
863.909	7.978	7.978	863.909	-71.912	-71.912	-71.912	863.909	-71.912	863.909
894.576	7.978	7.978	894.576	-80.051	-80.051	-80.051	894.576	-80.051	894.576
925.243	7.978	7.978	925.243	-88.190	-88.190	-88.190	925.243	-88.190	925.243
955.910	7.978	7.978	955.910	-96.329	-96.329	-96.329	955.910	-96.329	955.910
986.577	7.978	7.978	986.577	-104.468	-104.468	-104.468	986.577	-104.468	986.577
1017.244	7.978	7.978	1017.244	-112.607	-112.607	-112.607	1017.244	-112.607	1017.244
1047.911	7.978	7.978	1047.911	-120.746	-120.746	-120.746	1047.911	-120.746	1047.911
1078.578	7.978	7.978	1078.578	-128.885	-128.885	-128.885	1078.578	-128.885	1078.578
1109.245	7.978	7.978	1109.245	-137.024	-137.024	-137.024	1109.245	-137.024	1109.245
1139.912	7.978	7.978	1139.912	-145.163	-145.163	-145.163	1139.912	-145.163	1139.912
1170.579	7.978	7.978	1170.579	-153.302	-153.302	-153.302	1170.579	-153.302	1170.579
1201.246	7.978	7.978	1201.246	-161.441	-161.441	-161.441	1201.246	-161.441	1201.246
1231.913	7.978	7.978	1231.913	-169.580	-169.580	-169.580	1231.913	-169.580	1231.913
1262.580	7.978	7.978	1262.580	-177.719	-177.719	-177.719	1262.580	-177.719	1262.580
1293.247	7.978	7.978	1293.247	-185.858	-185.858	-185.858	1293.247	-185.858	1293.247
1323.914	7.978	7.978	1323.914	-193.997	-193.997	-193.997	1323.914	-193.997	1323.914
1354.581	7.978	7.978	1354.581	-202.136	-202.136	-202.136	1354.581	-202.136	1354.581
1385.248	7.978	7.978	1385.248	-210.275	-210.275	-210.275	1385.248	-210.275	1385.248
1415.915	7.978	7.978	1415.915	-218.414	-218.414	-218.414	1415.915	-218.414	1415.915
1446.582	7.978	7.978	1446.582	-226.553	-226.553	-226.553	1446.582	-226.553	1446.582
1477.249	7.978	7.978	1477.249	-234.692	-234.692	-234.692	1477.249	-234.692	1477.249
1507.916	7.978	7.978	1507.916	-242.831	-242.831	-242.831	1507.916	-242.831	1507.916
1538.583	7.978	7.978	1538.583	-250.970	-250.970	-250.970	1538.583	-250.970	1538.583
1569.250	7.978	7.978	1569.250	-259.109	-259.109	-259.109	1569.250	-259.109	1569.250
1600.000	7.978	7.978	1600.000	-267.248	-267.248	-267.248	1600.000	-267.248	1600.000
1630.750	7.978	7.978	1630.750	-275.387	-275.387	-275.387	1630.750	-275.387	1630.750
1661.500	7.978	7.978	1661.500	-283.526	-283.526	-283.526	1661.500	-283.526	1661.500
1692.250	7.978	7.978	1692.250	-291.665	-291.665	-291.665	1692.250	-291.665	1692.250
1723.000	7.978	7.978	1723.000	-299.804	-299.804	-299.804	1723.000	-299.804	1723.000
1753.750	7.978	7.978	1753.750	-307.943	-307.943	-307.943	1753.750	-307.943	1753.750
1784.500	7.978	7.978	1784.500	-316.082	-316.082	-316.082	1784.500	-316.082	1784.500
1815.250	7.978	7.978	1815.250	-324.221	-324.221	-324.221	1815.250	-324.221	1815.250
1846.000	7.978	7.978	1846.000	-332.360	-332.360	-332.360	1846.000	-332.360	1846.000
1876.750	7.978	7.978	1876.750	-340.499	-340.499	-340.499	1876.750	-340.499	1876.750
1907.500	7.978	7.978	1907.500	-348.638	-348.638	-348.638	1907.500	-348.638	1907.500
1938.250	7.978	7.978	1938.250	-356.777	-356.777	-356.777	1938.250	-356.777	1938.250
1969.000	7.978	7.978	1969.000	-364.916	-364.916	-364.916	1969.000	-364.916	1969.000
2000.000	7.978	7.978	2000.000	-373.055	-373.055	-373.055	2000.000	-373.055	2000.000
2030.750	7.978	7.978	2030.750	-381.194	-381.194	-381.194	2030.750	-381.194	2030.750
2061.500	7.978	7.978	2061.500	-389.333	-389.333	-389.333	2061.500	-389.333	2061.500
2092.250	7.978	7.978	2092.250	-397.472	-397.472	-397.472	2092.250	-397.472	2092.250
2123.000	7.978	7.978	2123.000	-405.611	-405.611	-405.611	2123.000	-405.611	2123.000
2153.750	7.978	7.978	2153.750	-413.750	-413.750	-413.750	2153.750	-413.750	2153.750
2184.500	7.978	7.978	2184.500	-421.889	-421.889	-421.889	2184.500	-421.889	2184.500
2215.250	7.978	7.978	2215.250	-430.028	-430.028	-430.028	2215.250	-430.028	2215.250
2246.000	7.978	7.978	2246.000	-438.167	-438.167	-438.167	2246.000	-438.167	2246.000
2276.750	7.978	7.978	2276.750	-446.306	-446.306	-446.306	2276.750	-446.306	2276.750
2307.500	7.978	7.978	2307.500	-454.445	-454.445	-454.445	2307.500	-454.445	2307.500
2338.250	7.978	7.978	2338.250	-462.584	-462.584	-462.584	2338.250	-462.584	2338.250
2369.000	7.978	7.978	2369.000	-470.723	-470.723	-470.723	2369.000	-470.723	2369.000
2400.000	7.978	7.978	2400.000	-478.862	-478.862	-478.862	2400.000	-478.862	2400.000
2430.750	7.978	7.978	24						

Ferraillage des voiles

- (A) Ferraillage des trumeaux : sous l'action des forces verticales et horizontales un refend est sollicité par un effort normal ; un moment fléchissant et un effort tranchant à la base. Les refends sont calculés en flexion composée et les aciers seront calculés par les méthodes classiques de B.A en tenant compte des prescriptions réglementaires.
- (B) Les étapes de calcul des aciers dans les différents voiles :
- (1) Détermination à partir des combinaisons de charges permanentes et de surcharges d'exploitation les efforts normaux (N_{min} ; N_{max}) et les moments sollicitant les voiles.
 - (2) calcul des aciers selon le type de la section.
 - (3) choix des aciers et leurs espacements après comparaison avec ceux prévus par : (R.P.A 81 ; article : 4.3.2).
 - (4) Respect des espacements (R.P.A 81 : article 4.3.3.1)
 - (5) calcul des armatures transversales conformément à l'article (4.3.3).
 - (6) vérification des contraintes.
- (c) Différents types d'armatures :
- D'après les règles en vigueur ; les voiles doivent comporter trois types d'armatures :
- Armatures verticales.
 - Armatures horizontales.
 - Armatures transversales.
- * les armatures verticales sont disposées en général en deux nappes ~~est~~ parallèles aux forces du refend ; elles reprennent les contraintes de la flexion composée.

- * les armatures horizontales sont disposées en deux nappes parallèles aux forces du refend ; l'espacement maximal à respecter est identique à celui des armatures verticales :

$$e \leq \min (\leq 1.5b ; 30, \text{cm})$$

b : épaisseur du voile .

- * les armatures transversales relient les deux nappes d'armatures verticales ; espacement vertical maximum doit être inférieur à l'épaisseur du voile .

(D) Méthode de calcul du Ferrailage :

on détermine le ferrailage nécessaire des voiles suivant trois niveaux :

- (i) - niveau I : 0.00 m (R.D.C)
- (ii) - niveau II : 8.42 m (3^{ème} étage) .
- (iii) - niveau III : 16.88 m (6^{ème} étage) .

EXEMPLE DE CALCUL:

Voiles ($V_{t1}; V_{t7}$): $M = 350.49 \text{ t.m}$; $N_{\min} = 34.581 \text{ t}$; $N_{\max} = 228.89 \text{ t}$
 $h_t = 5.75 \text{ m}$; $b = 0.16 \text{ m}$; $T = 37.31 \text{ t}$
 $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$
 (A) trumeau: I $e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 10.14 \text{ m} > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{S.P.C}$

- Niveau: 0.00 m (R.D.C)

(1) Armatures Verticales:

La méthode P. Charon donne: $A' = 0$; $A = 11.989 \text{ cm}^2$

On calcule la section minimum d'après R.P.A 81 (art: 4.3.3.3):

* longueur de la zone tendue: l_t

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{S} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{h_t} \right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -36.01 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = +43.53 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

avec $S = b \times h_t = 0.92 \text{ m}^2$

$$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h_t = 260.31 \text{ cm}; \quad N_{(\text{traction})} = \sigma_1 \times l_t \times \frac{b}{2} = 74959.1 \text{ Kg}$$

$$A_{(\text{tr})} = \frac{N_{\text{tr}}}{\sigma_{\text{en}}} = 17.85 \text{ cm}^2; \quad A_{\min} = 0.5 \times b \times l_t / 100 \quad (\text{article: 4.3.3.4})$$

$$A_{\min} = 20.83 \text{ cm}^2$$

donc on adopte: $A_{\min} = 20.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \cdot (7T14) = 21.5 \text{ cm}^2$

avec $e \leq \min(1.5b; 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$; $S \leq \frac{e}{2}$ sur $l = \frac{h_t}{10}$ (R.P.A 81)

* zone courante:

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{b \cdot z} = \frac{1.4 \times 37.31 \times 10^3}{16 \times 7/8 \times 572.20} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2 \quad (T_{\text{adm}} = 1.4 T)$$

$$\bar{\tau}_b = 0.025 \sigma'_{28} = 6.88 \text{ Kg/cm}^2; \quad \tau_b = 6.52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.15 b = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 4T10 / \text{ml}$$

(2) Armatures horizontales:

$$\omega_t = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}} \times 100 = -0.035 < 0 \quad (\text{article : 4.3.3.1})$$

$$A_{min} = 0.15 b = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4T10/\text{ml} \quad (\text{art: 4.3.3.2})$$

$$e \leq \min(1.5b; 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

(3) Armatures transversales:

- un cadre de T6 pour les potelets (zones d'abouts) avec $e = 14 \text{ cm}$ (art: 4.3.3.8) pour barres verticales.
- 4 épingles par m^2 , au moins dans la zone courante ou tendue pour les barres horizontales qui doivent être disposées vers l'extérieur de chaque nappe (art: 4.3.3.5).

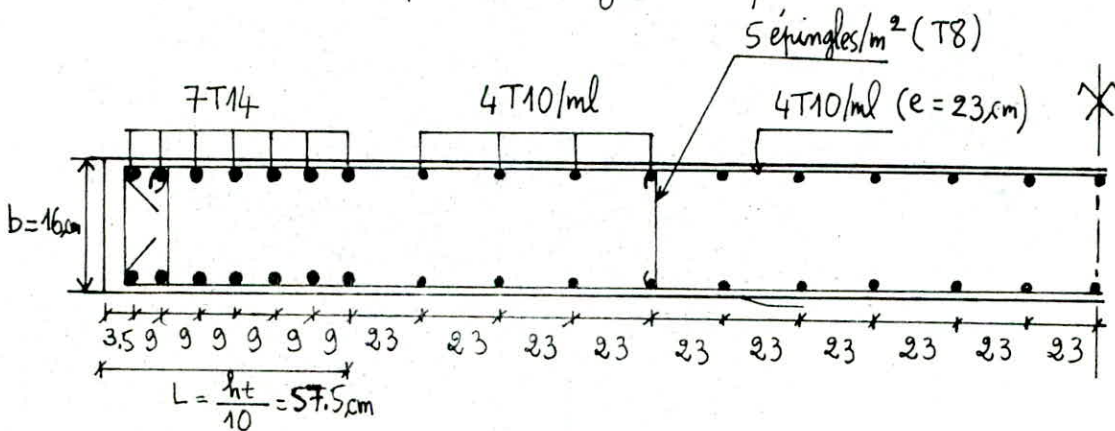
* longueur de recouvrement : l_r

D'après l'article (4.3.3.11) du R.P.A 81 on a : $l_r = 50 \phi$.

$$l_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm} \rightarrow \text{barres verticales}$$

$$l_r = 50 \times 1 = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{barres horizontales}$$

Remarque: Les efforts dus au séisme, changent de signe. Les aciers calculés dans la zone tendue selon un sens, du moment fléchissant seront placés de façon symétrique.



Vérification des contraintes :

(a) sous (M; N_{min}): $\sigma'_b = 68.73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 1030 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_a = 360.72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; N_{max}): $\sigma'_b = 19.70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 29.54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_a = -21.92 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- Niveau : 8.42 m (3^{ème} étage).

Le niveau 0.00m (R.D.C) étant sollicité par des efforts plus important que ceux du niveau 8.42 m (3^{ème} étage), alors il sera ferrillé de la même façon que le R.D.C avec A_{min}.

Vérification des contraintes :

(a) sous (M; N_{min}): $\sigma'_b = 5.77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 85.53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_a = 15.35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; N_{max}): $\sigma'_b = 41.54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184.46 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 623.12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_a = 158.195 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- Niveau : 16.88 m (6^{ème} étage)

Le ferrillage est identique à celui du R.D.C.

Vérification des contraintes :

(a) sous (M; N_{min}): $\sigma'_b = 13.272 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 187.58 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 199.02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_a = 247.90 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; N_{max}) :

$$\sigma'_{b1} = 17.56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 29.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 1.079 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 29.99 \text{ Kg/cm}^2$$

(B) Tronçon II :

Les dimensions de ce tronçon étant petites, alors il sera considéré comme un poteau de dimension : $b = 16 \text{ cm}$; $h_t = 80 \text{ cm}$; et le ferrailage sera conforme à l'article (4.2.3.1) du R.P.A 81.

- armatures longitudinales :

$$M = 0.944 \text{ t.m} ; N_{\min} = -47.5 \text{ t} ; N_{\max} = 110.533 \text{ t} ; T = 0.1 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{0.944}{47.5} = 0.0198 \text{ m} < \frac{h_t}{6} = 0.1333 \text{ m} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

En utilisant la méthode P. Charon : $A_1 = A_2 = 5.65 \text{ cm}^2$.

$$A_{\min} = 0.01 b h_t = 12.80 \text{ cm}^2 \text{ (art: 4.2.3.1 ; R.P.A 81 ; zone II).}$$

$$A = 10 \text{ T}14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

avec $l_r = 50 \phi = 70 \text{ cm}$ (zone II) \rightarrow longueur de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

- armatures transversales (art: 4.2.3.1.2)

$$A_t = 1.25 \frac{\bar{T} \cdot S}{h_t \cdot \sigma_{en}} \text{ avec } S \leq (12 \phi ; \min(20 \phi ; 15 \text{ cm}))$$

$$S \leq 12 \phi \text{ en zone courante} \Rightarrow S \leq 16.8 \text{ cm} \Rightarrow S = 14 \text{ cm}$$

$$S \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm en zone nodale} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 1.25 \frac{3 \times 100 \times 14}{80 \times 4200} = 0.016 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A_t(\min) = 0.004 \times b \times S = 0.004 \times 16 \times 14 = 0.896 \text{ cm}^2$$

alors on choisit : $4 \text{ T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

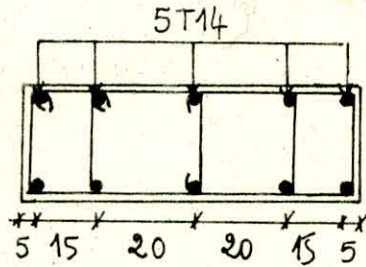
Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot z} = \frac{3 \times 100}{16 \times 0.875 \times 76} = 0.28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0.15 \sigma'_{28} = 41.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification des contraintes :

(a) sous (M; Nmin) : $\sigma_{a1} = \sigma_{a2} = 1827.78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; Nmax) : $\sigma'_{b1} = 86.212 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma'_{b2} = 80.520 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 107.81 \text{ Kg/cm}^2$



- Niveau : 8.42m (3^{ème} étage)

Le ferrailage est identique à celui du R.D.C.

Vérification des contraintes :

(a) sous (M; Nmin) : $\sigma_{a1} = \sigma_{a2} = 1913.92 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; Nmax) : $\sigma'_{b1} = 57.214 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma'_{b2} = 59.837 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 104.72 \text{ Kg/cm}^2$

- Niveau : 16.88m (6^{ème} étage) :

Le ferrailage est identique à celui du R.D.C.

Vérification des contraintes :

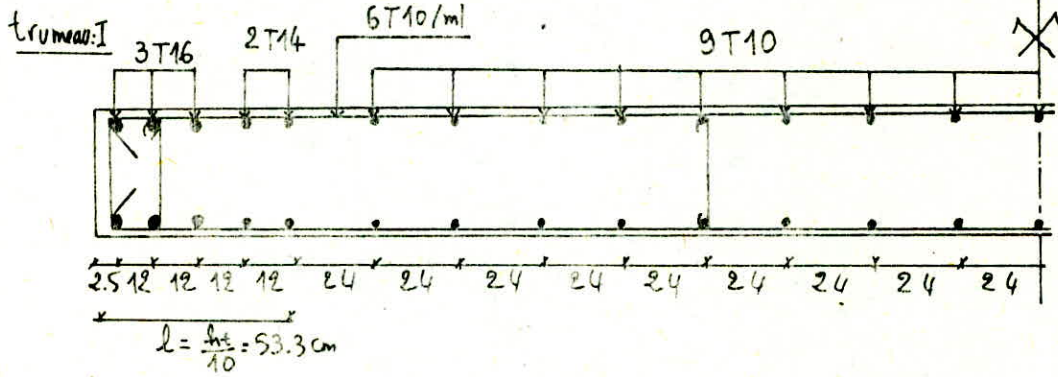
(a) sous (M; Nmin) : $\sigma_{a1} = \sigma_{a2} = 494.5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

(b) sous (M; Nmax) : $\sigma'_{b1} = 25.140 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 104.18 \text{ Kg/cm}^2$

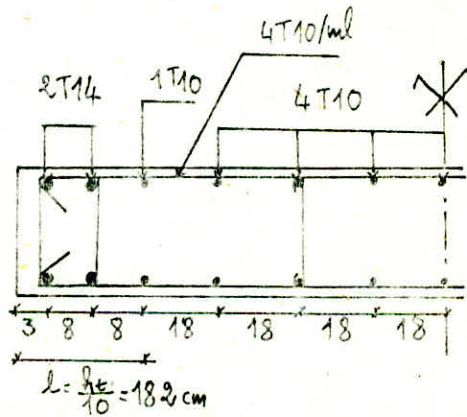
$\sigma'_{b2} = 24.824 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 104.18 \text{ Kg/cm}^2$

voiles : (Vt3 ; Vt5)

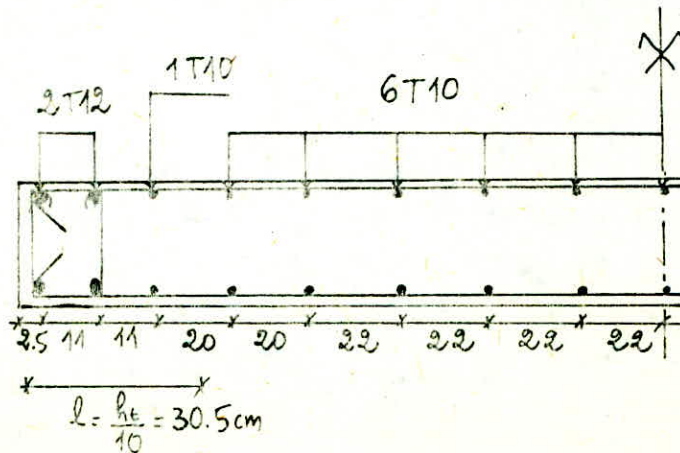
Niveaux : (0.00 m ; 8.42 m ; 16.88 m)



trameau: II



voiles : (Vt3)



Voiles	Trumeaux	NIVEAUX	EFFORTS CONSIDERES	S.E.C		SPC DU SPT			S.E.T	
				σ_{b1}	σ_{b2}	σ_a	σ'_a	σ'_b	σ_{a1}	σ_{a2}
V ₂₄	Trumeau I	0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	10.53	6.27	-	-	-	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	14.22	9.96	-	-	-	-	-
	Trumeau II	0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	7.47	5.06	-	-	-	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	9.96	7.55	-	-	-	-	-
V ₂₉ ; V ₂₁₄		0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	-	-	-46.73	195.63	14.28	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	-	-	-43.55	67.75	4.56	-	-
V ₂₃	Trumeau I	0.00	M; N _{min}	-	-	326.37	685.42	57.1123	-	-
		0.00	M; N _{max}	-	-	439.99	924.15	33.503	-	-
		8.42 ↓ 16.88	M; N _{min}	-	-	131.23	386.15	33.503	-	-
		8.42 ↓ 16.88	M; N _{max}	-	-	121.311	436.14	43.42	-	-
V ₂₁	Trumeaux I et III	0.00 ↓ 16.88	-	-	-	-	-	-	3911.15	2671.16
		0.00 ↓ 16.88	55.61	41.27	-	-	-	-	-	-
	Trumeau II	0.00 ↓ 16.88	24.34	16.93	-	-	-	-	-	-
		0.00 ↓ 16.88	34.54	27.12	-	-	-	-	-	-
V ₂₈		0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	-	-	140.25	235.88	15.73	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	1065.46	1030.81	-	-	-	-	-
V ₂₃ ; V ₂₅	Trumeau I	0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	-	-	-27.78	37.65	5.02	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	69.36	3.93	-	-	-	-	-
	Trumeau II	0.00 ↓ 16.88	M; N _{min}	-	-	-11.10	211.29	38.11	-	-
		0.00 ↓ 16.88	M; N _{max}	78.66	56.43	-	-	-	-	-

VOILES	Trumaux	Niveau (m)	Nature de la sollicitation	A (cm ²) F.C	A min zone tendue	A min zone courante	Armatures Verticales		Armatures Horizontales par (ml)	Armatures transversales	
							Zone d'about	Zone courante		Zone d'about	Zone courante
Vt9 ou Vt14		0.00	S.P.C	-1.34	5.508	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		8.42									
		16.88									
Vt10 ou Vt13		0.00	S.P.C	-8.85	2.3	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		8.42									
		16.88									
Vt8		0.00	S.P.C	-0.69	6.58	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		8.42									
		16.88									
Vt3 ou Vt5	TrI	0.00 ↓ 16.88	S.P.C	7.37	18.15	4	4HA16	6HA10	6HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.E.T	1.38	7.27	2.4	4HA14	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
Vt3	TrI	0.00	S.P.C	6.56	6.59	2.4	4HA14	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		8.42 ↓ 16.88	S.P.C	3.395	6.59	2.4	4HA14	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.P.T	1.44	2.06	-	4HA16	-	-	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
Vt4	TrI	0.00 ↓ 16.88	S.E.T	30.60	42.64	4	4HA16	6HA10	6HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.P.T	35.73	38.20	4	4HA16	6HA10	6HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
Vt4	TrI	0.00 ↓ 16.88	S.E.C	-37.69	-	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.E.C	-15.61	-	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
Vt2 ou Vt6	TrI	0.00 ↓ 16.88	S.E.T	11.89	4.4	2.4	4HA14	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.P.T	-4.42	0.93	4	4HA12	6HA10	6HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		0.00 ↓ 16.88	S.E.C	-34.06	-	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
Vt1 ou Vt2	TrI	0.00 ↓ 16.88	S.P.T	15.83	60.5	5	4HA20	8HA10	8HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
	TrII	0.00 ↓ 16.88	S.P.T	15.83	60.5	5	4HA20	8HA10	8HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²
		0.00 ↓ 16.88	S.E.C	-88.11	-	2.4	4HA12	4HA10	4HA10	1cadre HA8	4 épings HA8/m ²

Ferraillage des linteaux

Les linteaux sont des éléments fragiles, alors ils doivent être conçus de façon à éviter leur rupture pour cela il faut qu'ils soient capable de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont le sens d'action peut alterner. En conséquence; un ferraillage symétrique s'impose dans la section transversale des linteaux. La section d'acier sera évaluée à partir des contraintes déduites de la combinaison du second genre (G+P+E).

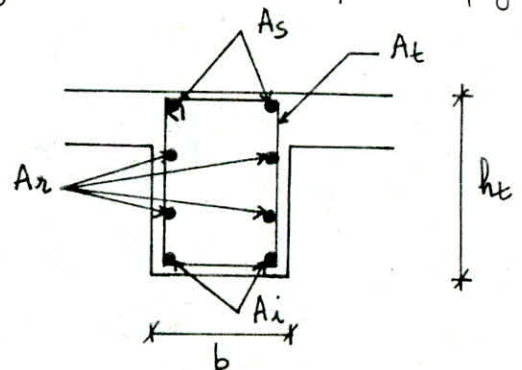
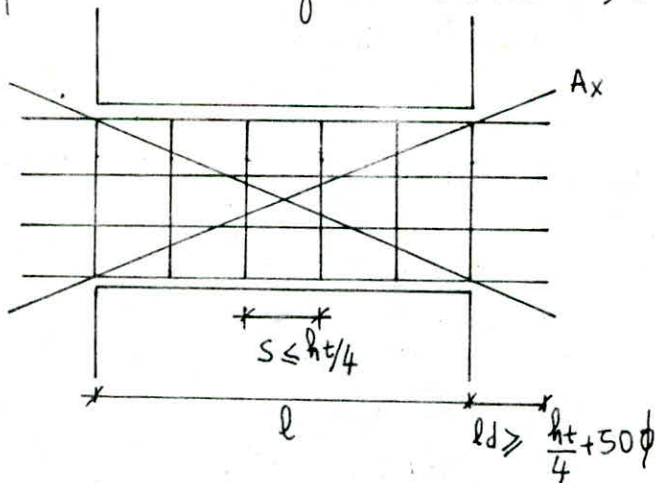
La vérification à la résistance des linteaux aux sollicitations des efforts les plus défavorable doit être effectuée avec :

M: moment fléchissant calculé à partir de la valeur $\bar{T} = 1.4T$.

T: effort tranchant de calcul.

$$\bar{\tau}_b = 0.12 \times \sigma'_{28} = 33.05 \text{ Kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}'_b = 0.75 \times \sigma'_{28} = 206.55 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

= si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est supérieure ou égale à "0.06 x σ'_{28} "; on doit prévoir des armatures supplémentaires placées en diagonales dans les angles, comme l'indique la figure.



On doit avoir, comme section minimale, des aciers les valeurs suivantes:

- $A_i; A_s \geq 0.0015 \times b \cdot h_t$ (armatures inférieures et supérieures).
- $A_r \geq 0.0020 \times b \cdot h_t$ (armatures de répartitions ...).
- $A_t \geq 0.0025 \times b \cdot h_t$ (armatures transversales ...).
- si $\bar{\tau}_b \geq 0.06 \times \sigma'_{28} \Rightarrow A_x \geq 0.0015 \times b \cdot h_t$.

Les linteaux seront étudiés, comme une poutre encastrée à ses deux extrémités et sollicitée en flexion simple par des charges verticales dues à (G; P; E). Dans le calcul; nous nous intéresserons aux linteaux les plus sollicités.

Les linteaux dont la largeur est petite auront un ferrailage en travée identique à celui en appui.

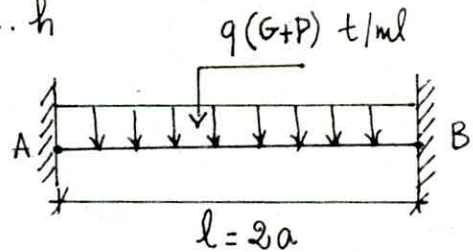
La méthode consiste à calculer: $\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ (P. Charon)
 puis tirer les coefficients ε ; K afin de déterminer:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} \quad (\text{cm}^2).$$

$$T_A = T_B = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_A = M_B = -q \frac{l^2}{12}$$

$$M_t = q \frac{l^2}{24}$$



Remarque: Comme les ouvertures dans les voiles sont très petites et le calcul nous a donné un effort tranchant maximum sous les charges horizontales, au niveau du R.D.C, alors le linteau le plus défavorable résultant de la combinaison la plus défavorable (G+P+E) sera celui du R.D.C.

EXEMPLE DE CALCUL: Voiles (V_{t1} ; V_{t7}):

(a) $l = 2a = 1.50 \text{ m}$; $h = 1.44 \text{ m}$; $h_t = 1.47 \text{ m}$; $S = 0.236 \text{ m}^2$
 $b = 16 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$G+P = 0.641 \times 0.236 + 0.175 \times 0.236 + 2.500 \times 0.16 * 1.47 \times 1.50 = 1.074 \text{ t}$$

d'où $q = \frac{1.074}{1.50} = 0.716 \text{ t/ml}$

$$T_q = 0.716 \times \frac{1.50}{2} = 0.537 \text{ t} ; M_A = M_B = 0.716 \times \frac{1.50^2}{12} = 0.134 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.716 \times \frac{1.50^2}{24} = 0.067 \text{ t.m}$$

(b) sous les charges horizontales:

$$\Pi_{\max} = 16.553 \text{ t} \quad (\text{Au niveau du R.D.C.})$$

$$M_{\Pi} = \Pi \cdot a = 12.41 \text{ t.m}$$

(c) Effort tranchant total sous la combinaison (G+P+E):

$$\bar{T} = 1.4T = 1.4 (T_G + T_P + \Pi_{\max}) = 1.4 \times 17.09 = 23.93 \text{ t}$$

(d) Moment total d'encastrement sous la combinaison (G+P+E):

$$M = M_q + M_{\Pi} = 0.067 + 12.41 = 12.544 \text{ t.m}$$

$$\bar{M} = 1.4M = 17.56 \text{ t.m}$$

(e) calcul des armatures: (1) armatures $A_i; A_s$:

$$\mu = 15 \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 15 \frac{17.56 \times 10^5}{4200 \times 16 \times 144^2} = 0.0189$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{17.56 \times 10^5}{4200 \times 0.939 \times 144} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \text{ selon R.P.A: } A_i; A_s \geq 0.0015 b \cdot h_t = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ T16 filantes} \rightarrow A = 4.02 \text{ cm}^2$$

(2) armatures de répartition:

$$A_r \geq 0.0020 b h_t = 4.704 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T10 filantes } (A = 6.28 \text{ cm}^2)$$

(3) armatures transversales:

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ cadre T8 } (A = 1 \text{ cm}^2)$$

$$s \leq \frac{h_t}{4} = 36.75 \text{ cm} \rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

(4) armatures d'angle:

$$\sigma_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{23.93 \times 10^3}{16 \times 0.9394 \times 144} = 11.056 \text{ Kg/cm}^2 < 0.06 \times 0.28 = 16.20 \text{ Kg/cm}^2$$

les armatures d'angle ne sont pas nécessaire mais si c'est le cas:
 $L_1 = \sqrt{l^2 + h_t^2} + \sum \frac{ld}{\cos \alpha}$ avec $\alpha = \arctg \left(\frac{h_t - 2d}{l} \right)$.

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{147}{4} + 50 \times 1.6 = 116.75 \text{ cm} \rightarrow l_d = 120 \text{ cm}$$

on prend $l_d = 120 \text{ cm}$.

- Vérfications :

* condition de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot \epsilon \cdot h} = 11.056 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0.12 \sigma'_{28} = 33.05 \text{ Kg/cm}^2$$

* condition de non entrainement des barres :

$$\tau_d = \frac{\bar{T}}{m \cdot p_u \cdot z} = \frac{\bar{T}}{m \cdot p_u \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{23.93 \times 10^3}{2 \cdot \pi \cdot 1.6 \times 0.9394 \times 144} = 17.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5^2 \times 5.9 = 26.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 17.59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 26.55 \text{ Kg/cm}^2$$

* condition de non fragilité (C.C.B.A 68 cat: 52) :

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \text{or} \quad A \geq 0.00097 \times 16 \times 144 = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.00097 b h = 1.96 \text{ cm}^2 < A_{min} \text{ (R.P.A 81)}$$

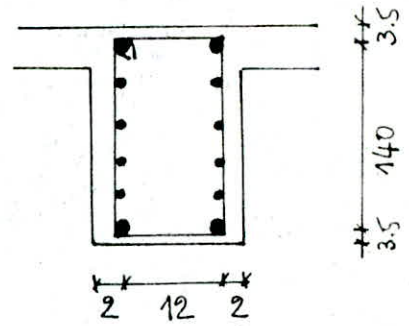
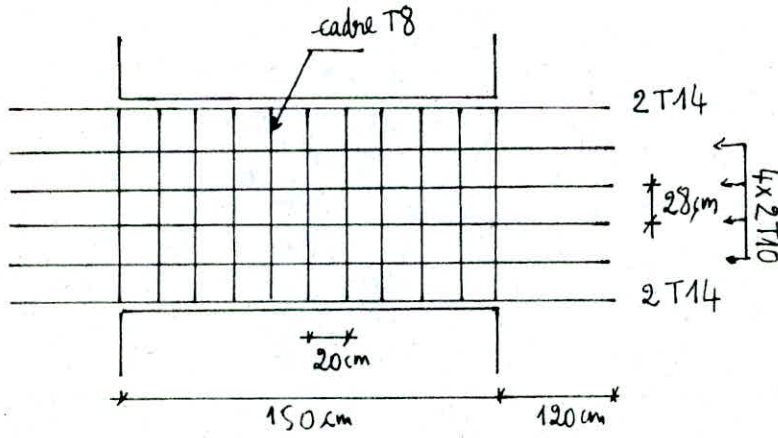
donc la condition de non fragilité est vérifiée.

* les contraintes :

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4.02}{16 \times 144} = 0.175 \rightarrow \epsilon = 0.9320 ; K = 58.5$$

$$\sigma_a = \frac{17.56 \times 10^5}{4.02 \times 0.9320 \times 144} = 3254 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{58.5} = 71.79 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206.55 \text{ Kg/cm}^2$$



voiles : (Vt_3 ; Vt_5)

$$l = 2a = 0.90 \text{ m} ; h_t = 0.72 \text{ m} ; h = 0.69 \text{ m} ; b = 16 \text{ cm}$$

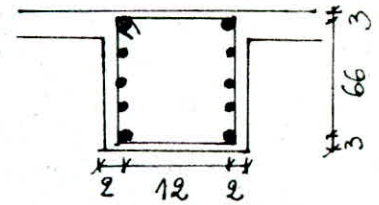
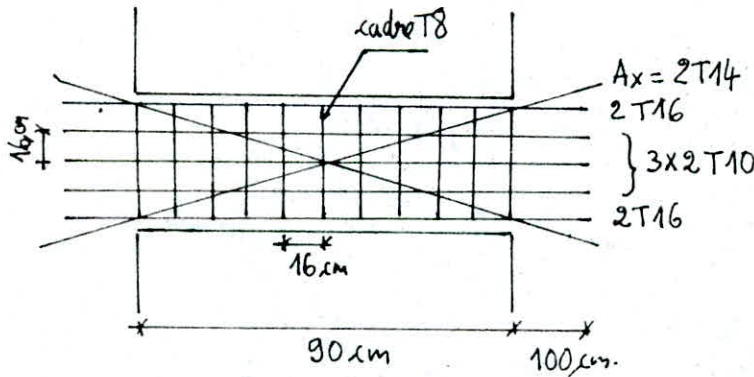
$$S = 0.572 \text{ m}^2 ; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G+P = 0.726 \text{ t} \rightarrow q = 0.81 \text{ t/ml} ; T_q = 0.365 \text{ t} ; M_q = -0.055 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.0275 \text{ t.m} ; \bar{\Pi}_{\max} = 16.553 \text{ t (R.D.C.)}$$

$$M_{\bar{\Pi}} = 7.45 \text{ t.m} ; \bar{M} = 1.4 M = 1.4 \times 7.51 = 10.507 \text{ t.m}$$

$$T = 16.92 \text{ t} ; \bar{T} = 1.4 T = 1.4 \times 16.92 = 23.69 \text{ t}$$



Période et Formes Propres

Les valeurs de la période, donnée par les formules empiriques tiennent compte des dimensions du bâtiment et négligeant l'influence des inerties sur la période; comme notre bâtiment présente des inerties différentes selon les deux directions principales; on a entrepris de faire l'étude dynamique pour déterminer les périodes propres avec une précision satisfaisante.

La dynamique des structures a pour but le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations; pour des raisons simplificatrices; ce comportement est considéré élastique. L'étude pour la détermination des périodes et modes propres d'oscillation de la structure se fait selon un modèle mathématique; qui reflète aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure. Dans le cas des bâtiments à étages: le modèle retenu est une console encastree à une de ses extrémités; qui est à masses concentrées, au niveau de chaque plancher et accrochées à un support d'inertie constante ou variable et de masse négligeable.

Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide; et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté du fait que ses déformations propres sont négligeables devant celles de l'ensemble du bâtiment. Le nombre de degré de liberté est égal au nombre de masses concentrées (planchers).

Les masses $m_1; m_2; \dots; m_k$ sont des masses différents planchers augmentées de la masse provenant des éléments verticaux.

Nous utiliserons la méthode de RAYLEIGH; lors de cette étude; on ne tiendra compte que des déformations de flexion plane cela veut dire que le seul degré de liberté de chaque masse m est une translation dans la direction de la vibration. Cette méthode se base sur le principe de la conservation de l'énergie.

La loi de conservation de l'énergie pour un système élastique s'écrit

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = C = \text{cte}$$

$E_c(t)$: énergie cinétique.

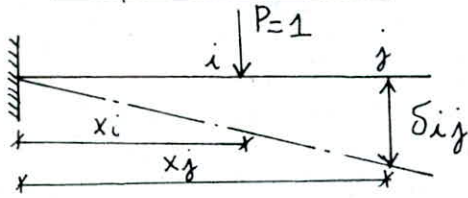
$E_p(t)$: énergie potentielle.

E_T : énergie totale.

Quand $E_c = 0$, alors E_p est maximum et vice-versa.

d'où $E_T = E_p^{\max} = E_c^{\max} = c^{\text{te}} \Rightarrow$ on tire la valeur de la pulsation fondamentale du système.

Etapes de calcul :



(1) $i \leq j$ $\delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right)$

(2) $i \geq j$ $\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$

- (1) la section "i" se trouve à gauche de la section "j".
- (2) la section "i" se trouve à droite de la section "j".

(a) on calcule les coefficients d'influences δ_{ij} qui est le déplacement d'une section "j" produit par une force unitaire appliquée en "i". D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI :

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$

(b) on détermine les déplacements statiques par la relation :

$$\delta_j(\text{statique}) = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij} \text{ et on écrit } \delta_j(\text{statique}) =$$

la précision des résultats obtenus, avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique ; cette dernière peut être améliorée en utilisant un procédé itératif qui corrige la forme initiale, choisie "déformée statique".

(c) Procédé itératif :

(1) calcul du coefficient adimensionnel "P".

$$P_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0i}} \text{ avec } x_{0n} : \text{flèche (déplacement) au sommet de la console.}$$

(2) la première correction nous oblige à calculer une nouvelle force : $F_{ij} = P_{ij} \cdot P_j$

- l'indice "i" correspond à la première correction.
- l'indice "j" correspond à la côte à laquelle on veut obtenir F ou P.

(d) on calcule les déplacements x_{1j} avec les nouvelles forces.

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^m F_{1j} \cdot \delta_{ij}$$

(e) on calcule le coefficient "P" de la deuxième correction.

$$P_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1m}}$$

(f) la deuxième correction consiste à calculer une nouvelle force $F_{2j} = P_{2j} \cdot P_j$

(g) on calcule les déplacements x_{2j} avec les nouvelles forces.

$$x_{2j} = \sum_{i=1}^m F_{2j} \cdot \delta_{ij}$$

Le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itération dépend de la précision voulue et le processus est arrêté lorsque: $P_{mj} = P_{(m-1)j}$

on a alors: $F_{mj} = P_{mj} \cdot P_j$ et $P_{mj} = P_{(m+1)j} = \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$

d'où: $x_{mj} = P_{mj} \cdot x_{mn}$

Détermination de la période:

En choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration; le système sera sollicité par des forces d'inerties F_{mj} qui représentent une approximation des forces réelles et qui produisent les déplacements x_{mj} .

L'énergie potentielle maximale qui n'est autre que le travail de la force d'inertie sera donc: $E_{P(\max)} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m F_{mj} \cdot x_{mj}$

et de même pour l'énergie cinétique maximale est donnée par: $E_{C(\max)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^m P_j \cdot x_{mj}^2$

Comme $E_{C(\max)} = E_{P(\max)} = E_T = c^2$ on tire: $\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^m F_{mj} \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^m P_j \cdot x_{mj}^2}$

En remplaçant $F_{mj} = P_{mj} \cdot P_j$ et $x_{mj} = P_{mj} \cdot x_{mn}$.

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{x_{mn}}} = \frac{2\pi}{T}$$

Détermination des déplacements :

- Les voiles transversaux: $I_{et} = 95.384 \text{ m}^4$
- Les voiles longitudinaux: $I_{el} = 539.642 \text{ m}^4$
- $E_i = 21000 \sqrt{1.2 \sigma'_{28}} = 3851820 \text{ t/m}^2$ (module d'élasticité instantané du béton)
- $(X_{mj} \cdot EI)$: valeurs prises du tableau précédent.
- déplacement transversal: $X_{jt} = \frac{EI \cdot X_{mj}}{E \cdot I_t} \times 100 \text{ (cm)}$
- déplacement longitudinal: $X_{jl} = \frac{EI \cdot X_{mj}}{E \cdot I_l} \times 100 \text{ (cm)}$

j (niveaux)	SENS LONGITUDINAL	SENS TRANSVERSAL
	$X_{j(l)} \text{ (cm)}$	$X_{j(t)} \text{ (cm)}$
1 ^{er}	0.006	0.031
2 ^e	0.022	0.120
3 ^e	0.047	0.260
4 ^e	0.079	0.450
5 ^e	0.117	0.660
6 ^e	0.160	0.910
7 ^e	0.206	1.170
8 ^e	0.254	1.440
9 ^e	0.303	1.710
10 ^e	0.353	2.000

$j \backslash i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	7.162	18.058	28.955	39.852	50.749	61.64	72.543	83.440	90.473	105.389
2	18.058	58.538	102.756	146.973	191.191	235.409	279.626	323.844	368.061	412.906
3	28.955	102.756	198.982	298.946	398.910	498.874	598.838	698.802	798.766	900.147
4	39.852	146.973	298.946	473.344	651.480	859.616	1007.752	1185.888	1364.024	1544.687
5	50.749	191.191	398.910	651.480	926.477	1205.211	1483.944	1762.678	2041.412	2324.100
6	61.640	235.409	498.874	859.616	1205.211	1603.230	2004.988	2406.674	2808.503	3215.959
7	72.543	279.626	598.838	1007.752	1483.944	2004.988	2548.457	3095.660	3642.871	4197.840
8	83.44	323.844	698.802	1185.888	1762.678	2406.674	3095.660	3807.009	4522.091	5247.316
9	90.473	368.061	798.766	1364.024	2041.412	2808.503	3642.871	4522.091	5423.736	6341.961
10	105.389	412.906	900.147	1544.687	2324.100	3215.959	4197.840	5247.316	6341.961	7475.256

calcul des déplacements unitaires: $EI S_{ij} [m^3]$

	Masses(t)	320.26	329.16	329.16	329.16	329.16	329.16	329.16	329.16	329.16	348.34
	j	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 ^{ère} itération	$\delta_j(\text{stat})EI$	185714.81	711292.8968	1506119.06	2521856.922	3676784.364	4965651.73	6311696.892	7714491.507	9140442.348	10598389.500
	ρ_{1j}	0.0175	0.0671	0.1421	0.2379	0.3469	0.4685	0.5955	0.7279	0.8624	1
	F_{1j}	5.60	22.08	46.77	78.31	114.19	154.21	196.01	239.60	283.87	348.34
2 ^{ème} itération	$x_{1j}EI$	116819.729	456559.772	982745.876	1668422.959	2468110.150	3368185.070	4329769.225	5336059.935	6365346.987	7418396.278
	ρ_{2j}	0.0157	0.0615	0.1325	0.2249	0.3327	0.4540	0.5837	0.7193	0.8580	1
	F_{2j}	5.03	20.24	43.61	74.03	109.51	149.44	192.13	236.76	282.42	348.34
3 ^{ème} itération	$x_{2j}EI$	115339.024	450931.401	970889.218	1648752.632	2439870.106	3330484.399	4282534.560	5279020.182	6298460.518	7341513.852
	ρ_{3j}	0.0157	0.0614	0.1322	0.2246	0.3323	0.4537	0.5833	0.7191	0.8579	1
	F_{3j}	5.03	20.21	43.51	73.93	109.38	149.34	191.99	236.69	282.39	348.34
4 ^{ème} itération	$x_{4j}EI$	115300.130	450783.408	970606.836	1648235.322	2439125.986	3329491.066	4281289.333	5277516.635	6296697.702	7339413.114
	ρ_{4j}	0.0157	0.0614	0.1322	0.2246	0.3323	0.4537	0.5833	0.7191	0.8579	1
	F_{4j}	5.03	20.21	43.51	73.93	109.38	149.34	191.99	236.69	282.39	348.34

calcul des périodes:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{mm}}{g}}$$

x_{mm} : le déplacement, au sommet, à la $m^{i\text{ème}}$ et dernière itération

T : période de vibration du mode fondamental d'oscillation.

- Période transversale: $T_t = 2\pi \sqrt{\frac{2 \cdot 10^{-2}}{9.81}} = 0.284 \text{ sec}$

- Période longitudinale: $T_l = 2\pi \sqrt{\frac{0.353 \cdot 10^{-2}}{9.81}} = 0.120 \text{ sec}$

Conclusion: La période, dans les deux sens étant inférieure à 0.5, alors les forces sismiques seront, calculées en ne considérant que le mode fondamental.

- Détermination du coefficient modale, dans les deux sens:

		sens transversal	sens longitudinal
k	m_k (tonne)	$y_k (t)$	$y_k (l)$
10 ^e	15.84	0.0200	0.0035
9 ^e	22.33	0.0171	0.0030
8 ^e	23.66	0.0144	0.0025
7 ^e	19.19	0.0117	0.0021
6 ^e	11.93	0.0091	0.0016
5 ^e	20.37	0.0066	0.0012
4 ^e	23.7	0.0045	0.0008
3 ^e	15.31	0.0026	0.0005
2 ^e	6.21	0.0012	0.0002
1 ^{er}	5.03	0.0003	0.0001
Σ	116.81		

Le coefficient modale est donné par la formule suivante:

$$\eta = \frac{(\sum m_k \cdot y_k)^2}{\sum m_k \times \sum m_k \cdot y_k^2}$$

$$E_i = 3851820 \text{ t/m}^2 ; I_{et} = 95.384 \text{ m}^4 ; I_{el} = 539.642 \text{ m}^4$$

$$E \cdot I_t = 367401998.90 \text{ (t} \cdot \text{m}^2) ; E \cdot I_l = 2078603848 \text{ (t} \cdot \text{m}^2)$$

$$y_{R(t)} = \frac{(X_{mk} \cdot EI)}{EI_t}$$

$$y_{R(l)} = \frac{(X_{mk} \cdot EI)}{EI_l}$$

- sens transversal : $\eta_t = \frac{400}{1460.81 \times 0.316} = 87\%$

- sens longitudinal : $\eta_l = \frac{12.37}{1460.81 \times 0.01} = 85\%$

Conclusion : Le coefficient modale dans les deux sens est supérieur à 80% alors le 1^{er} mode fondamental est prépondérant.

CALCUL DES DEFORMATIONS

Les forces sismiques agissant à chaque niveau étant déterminées ; on pourra calculer les déformations élastiques et conformément à l'article (3.3.7.1) du R.P.A 81 ces déformations seront multipliées par le coefficient $\frac{1}{2} B (\geq 1)$ pour tenir compte de la ductibilité de la structure. Ensuite on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents sont inférieurs à $0.0075 \times h$.
 Δf (admissible) = $0.0075 \times h = 2 \text{ cm}$; $h = 2.66 \text{ m}$ (hauteur d'étage).

- calcul des flèches : " f_j "

Au niveau "j" la flèche est : $f_j = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{ij} \cdot F_i}{E \cdot I} \times 100 \text{ (cm)}$

$\Delta f = \frac{f_{j+1} - f_j}{2B}$ avec $B = \frac{1}{3}$ (Δf : déplacement relatif latéral).

j	sens transversal		sens longitudinal	
	f_j (cm)	Δf_j (cm)	f_j (cm)	Δf_j (cm)
1	0.011	0.045	0.002	0.008
2	0.041	0.072	0.007	0.014
3	0.089	0.092	0.016	0.017
4	0.150	0.107	0.027	0.018
5	0.221	0.120	0.039	0.021
6	0.301	0.128	0.053	0.023
7	0.386	0.132	0.068	0.024
8	0.474	0.137	0.084	0.024
9	0.565	0.143	0.100	0.024
10	0.660		0.116	0.024

Les fondations :

Le taux de travail de notre sol est de 1.5 bars, à 3.00m de profondeur on a constaté que d'après un prédimensionnement préliminaire occupent presque toute la surface d'emprise de notre bâtiment alors on a été dans l'obligation d'opter pour un radier général.

- Prédimensionnement : $B = \frac{N}{\sigma_s \times l}$ (mètre) → largeur de la semelle.

Voies	P (t)	G (t)	N = G + 1.2 P	B (m)
Vt1	27.095	166.610	199.124	1.70
Vt2 ; Vt6	50.880	271.940	332.996	2.80
Vt3	33.130	263.380	303.136	2.60
Vt4	77.790	422.420	515.768	2.10
Vt5	32.960	232.420	271.972	2.30
Vt7	27.095	166.230	198.744	1.70
Vt8	3.580	47.370	51.666	1.20
Vt9 ; Vt14	7.080	80.630	89.126	1.85
Vt10 ; Vt13	23.890	177.550	206.218	3.00
Vt11 ; Vt12	35.490	173.100	215.688	3.10
Vl1 ; Vl2	167.36	857.630	1058.462	3.50
Vl3	0.900	35.630	36.710	0.85
Vl4	4.160	42.520	47.512	1.10

calcul des fondations :

$N = G + 1.2 P = 5601.75 t$ (poids total de la construction)
jusqu'au niveau de la fondation

- surface nécessaire : $\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$

$S_{nec} \geq \frac{5601.75}{15} = 373.45 m^2$

- surface du radier :

on choisira un radier rectangulaire avec un débord de 1.50m de chaque côté pour faciliter l'exécution et les calculs ainsi pour vérifier la stabilité sous SP2.

$S_{radier} = 468.73 m^2$ ($l = 23.32 m ; L = 20.10 m$)

- Pression sous le radier : q

$q = \frac{N}{S} = \frac{5601.75}{468.73} = 12 t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 15 t/m^2$

- Epaisseur du radier : L'épaisseur du radier est déterminé par les deux conditions suivantes :

(a) condition de cisaillement : on évite généralement de mettre des armatures transversales dans une dalle pour cela on prend (h_t) tel que la contrainte de cisaillement du béton reste admissible :

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$

$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} \times 1 m$ (le calcul se fait pour une bande de 1m)

$l_{max} = 3.60 m$ (portée maximale entre deux voiles)

$z = 7/8 h$; $T_{max} = 21.60 t$ avec $b = 1 m$

d'où $h \geq \frac{8 \times 21.60 \times 10^3}{7 \times 100 \times 1.15 \times 5.9} = 36.40 cm$

(b) condition forfaitaire: $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = 36 \text{ cm}$

conclusion: on adopte un radier d'épaisseur $h_t = 45 \text{ cm}$.

- vérification à la rigidité: Le radier est rigide si sa longueur élastique vérifie la condition suivante:

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq (l_i - a) \cdot \frac{2}{\pi}$$

avec $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; a : épaisseur du voile

K : coefficient d'un sol moyen est égal à 4.

$E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ module d'élasticité du béton.

l_i : la plus petite portée.

$$\text{d'où } h \geq \left[\left((l_i - a) \cdot \frac{2}{\pi} \right)^4 \cdot \frac{12 \cdot K}{4 \cdot E} \right]^{1/3}$$

$$l_i = 150 \text{ cm}; a = 16 \text{ cm} \Rightarrow h > 14.70 \text{ cm (vérifiée)}$$

on peut considérer que le radier est rigide.

- vérification de poinçonnement (C.C.B.A 68 article 39,54):

cette vérification se fait pour le voile le plus chargé dans les deux directions.

* sens transversal: $V_{t4} \Rightarrow (N = G + 1.2P = 515.77 \text{ t}; l = 17.10 \text{ m})$

* sens longitudinal: $V_{l1} (V_{l2}) \Rightarrow (N = G + 1.2P = 1058.46 \text{ t}; l = 20.32 \text{ m})$

Condition de non poinçonnement:

$$1.5 \frac{N_0}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

P_c : périmètre du contour cisailé sur la ligne moyenne du radier.

$$P_c = 2 \cdot (u + v) \text{ diffusion à } 45^\circ$$

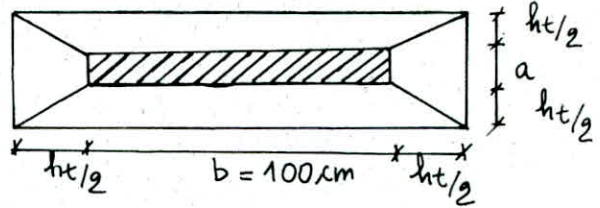
(a) Voile transversal : V_{t4}

$$u = a + h_t = 16 + 45 = 61 \text{ cm}$$

$$v = b + h_t = 100 + 45 = 145 \text{ cm}$$

$$P_c = 412 \text{ cm.}$$

$$N_0 = \frac{515.77}{17.10} = 30.16 \text{ t/ml}$$



$$1.5 \frac{30.16 \times 10^3}{412 \times 45} = 2.44 \text{ Kg/cm}^2 < 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

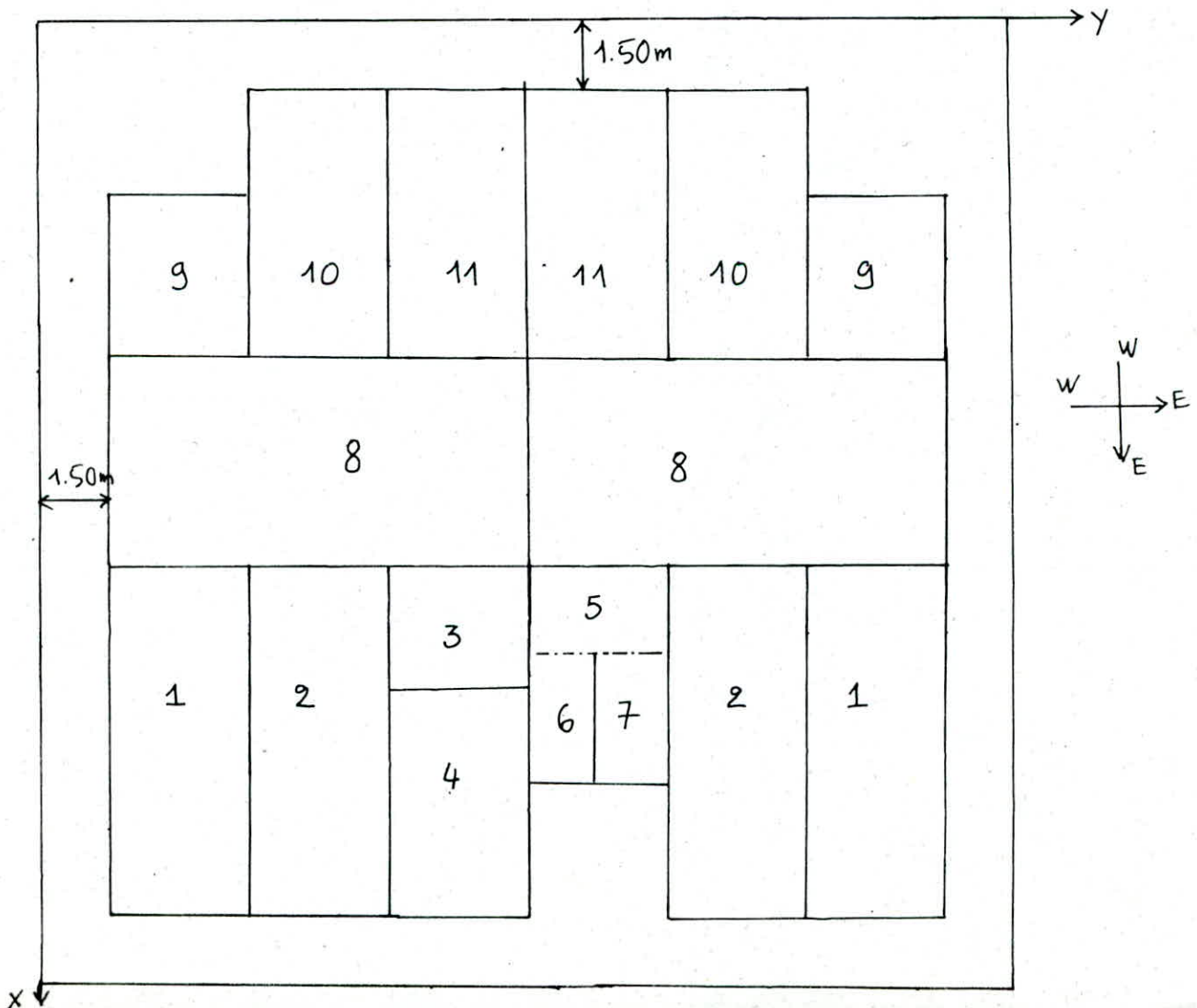
(b) Voile longitudinal : V_{l1} (V_{l2})

$$u = 20 + 45 = 65 \text{ cm}$$

$$v = 120 + 45 = 145 \text{ cm} \Rightarrow P_c = 420 \text{ cm.}$$

$$N_0 = \frac{1058.46}{20.32} = 52.09 \text{ t/ml} ; 1.5 \frac{52.09 \times 10^3}{420 \times 45} = 4.13 \text{ Kg/cm}^2 < 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

schéma du radier :



Stabilité du radier

(a) sollicitation du 1^{er} genre :

Poids du radier : $G_{radier} = 0.45 \times 468.73 \times 2.500 = 527t$

$N = G + G_{radier} + 1.2P = 5197.42 + 1.2 \times 776.11 = 6128.75t$

La pression de contact sur le sol : $\sigma_{sol} = \frac{6128.75}{468.73} = 13t/m^2 < \bar{\sigma}_s$

(b) sollicitation du 2^{ème} genre :

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et l'effort normal N qui agissent au niveau de la base.

Nous devons éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment. La vérification se fera en calculant les contraintes σ_1 et σ_2 .

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M \cdot v}{I_{radier}}$$

$N = G + G_{radier} + P = 5973.53t$

$I_l = 20.10 \times \frac{23.32^3}{12} = 21242.25m^4$; $I_t = 23.32 \times \frac{20.10^3}{12} = 15781.03m^4$

$M = M_{R.D.C} + H_{R.D.C} \times Z$; $Z = 3.00m$

$M_l = 10806.11 + 577.17 \times 3 = 12537.62 t \cdot m$

$M_t = 11272.92 + 600.78 \times 3 = 13075.26 t \cdot m$

(1) sens longitudinal : $\sigma_{1;2} = \frac{5973.53}{468.73} \pm \frac{12537.62}{21242.25} \times 11.66$

$\sigma_1 = 19.62 t/m^2$; $\sigma_2 = 5.86 t/m^2$

$\sigma_1 < 1.5 \bar{\sigma}_s = 22.50 t/m^2$ et $\sigma_2 > 0$

avec $\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 16.18 t/m^2 < 1.33 \bar{\sigma}_s = 19.95 t/m^2$

(2) sens transversal : $\sigma_{1;2} = \frac{5973.53}{468.73} \pm \frac{13075.26}{15781.03} \times 10.05$

$\sigma_1 = 21.08 t/m^2$; $\sigma_2 = 4.40 t/m^2$

$\sigma_1 < 1.5 \bar{\sigma}_s = 22.50 t/m^2$ et $\sigma_2 > 0$

avec $\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 16.91 t/m^2 < 1.33 \bar{\sigma}_s = 19.95 t/m^2$

Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

Le radier sera calculé avec la sollicitation la plus défavorable qui est déterminé par comparaison des rapports suivants :

$$\frac{q'_{SP_1}}{\bar{\sigma}_a} \text{ et } \frac{q'_{SP_2}}{\bar{\sigma}_{en}}$$

q_{SP_1} et q_{SP_2} sont respectivement les contraintes maximales produites sous le radier sous les combinaisons du 1^{er} genre et du 2^{ème} genre en négligeant le poids du radier.

$$q'_{SP_1} = q_{SP_1} - q_{\text{radier}} = 13 - \frac{527}{468.73} = 11.88 \text{ t/m}^2$$

$$q'_{SP_2} = q_{SP_2} - q_{\text{radier}} = 21.08 - \frac{527}{468.73} = 19.96 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q'_{SP_1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11.88}{28000} = 4.24 \cdot 10^{-4} < \frac{q'_{SP_2}}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{19.96}{42000} = 4.75 \cdot 10^{-4}$$

La sollicitation du 2^{ème} genre est plus défavorable d'où la contrainte à considérer pour le calcul du radier est : $q = 19.96 \text{ t/m}^2$.

Détermination des efforts et ferrailage des Panneaux de dalles :

Les panneaux de dalles sont appuyés sur 4 côtés et les efforts seront déterminés par les abaques de PIGEAUD.

Les moments au milieu de la dalle dans une bande de 1 mètre de largeur :

$$M_{0x} = P (M_1 + 0.15 M_2) ; M_{0y} = P (M_2 + 0.15 M_1)$$

avec $P = q \cdot l_x \cdot l_y$ (charge appliquée sur le panneau de dalle)

et $M_1 ; M_2$: moments unitaires pour une charge uniformément répartie ils sont donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction de β et $\frac{l_x}{l_y}$.

On sera ramené à faire une répartition des moments en travée et sur appui du moment isostatique M_0 avec la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.15 M_0$$

$$(a) \text{ En travée : } M_t = \begin{cases} 0.85 M_0 & (\text{Panneaux de rives}) \\ 0.75 M_0 & (\text{Panneaux intermédiaires}) \end{cases}$$

(b) sur appui :

$$M_a = \begin{cases} 0.30 M_0 \text{ (appuis de rives)} \\ 0.50 M_0 \text{ (appuis intermédiaires)} \end{cases}$$

EXEMPLE DE CALCUL :

Panneau 1 : $l_x = 3.00 \text{ m}$; $l_y = 8.05 \text{ m}$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0.37 \rightarrow M_1 = 0.0420 ; \frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = 2.68 \rightarrow M_2 = 0.0036$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 19.96 \times 3 \times 8.05 = 482 \text{ t}$$

$$M_{0x} = 482 (0.0420 + 0.15 \times 0.0036) = 20.50 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 482 (0.0036 + 0.15 \times 0.0420) = 4.77 \text{ t.m/ml}$$

Moments en travées : $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$; $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

Moments aux appuis : $M_{ax}^w = 0.50 M_{0x}$; $M_{ay}^w = 0.30 M_{0y}$
 $M_{ax}^e = 0.30 M_{0x}$; $M_{ay}^e = 0.50 M_{0y}$

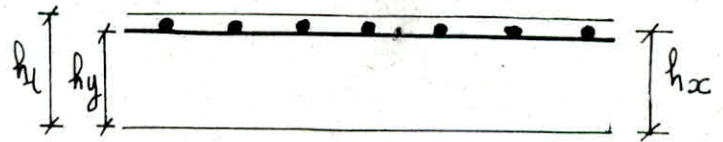
Remarque : Les appuis de rives seront calculés de deux manières :

- (1) En considérant la travée de rive comme une console : M_{a1}
- (2) $M_{a2} = (M_{ax} ; M_{ay})$

d'où $M_a = \max(M_{a1} ; M_{a2})$.

Dans notre cas : $M_{a1} = 19.96 \times \frac{1.50^2}{2} = 22.46 \text{ t.m/ml}$

Ferraillage du panneau :



$e = 5 \text{ cm}$ (enrobage)

on choisit : $\phi_x = 12 \text{ mm}$; $\phi_y = 10 \text{ mm}$

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi_x}{2} = 39.40 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \frac{\phi_y}{2} - \phi_x = 38.90 \text{ cm}$$

$\bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$ (déterminé de la condition de fissuration)

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} ; A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} ; \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$$

(a) sens xx :

- travée :

$$M_{tx} = 17.43 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0432 \rightarrow \epsilon = 0.9120; K = 41.80$$

$$\sigma'_b = 93.54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 12.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 12 \text{ HA} 12 = 13.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui de rive :

$$M_{ax}^e = 22.46 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0555 \rightarrow \epsilon = 0.9018; K = 35.90$$

$$\sigma'_b = 108.90 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 16.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 21 \text{ HA} 10 = 16.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_{ax}^w = 10.25 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0253 \rightarrow \epsilon = 0.9306; K = 57$$

$$\sigma'_b = 68.60 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 7.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 10 \text{ HA} 10 = 7.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(b) sens yy :

- travée :

$$M_{ty} = 4.05 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0103 \rightarrow \epsilon = 0.9545; K = 95$$

$$\sigma'_b = 41.16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 4 \text{ HA} 10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui de rive :

$$M_{ay}^w = 1.43 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0036 \rightarrow \epsilon = 0.9724; K = 166$$

$$\sigma'_b = 8.69 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 3 \text{ HA} 10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_{ay}^e = 2.39 \times 10^5 \text{ Kg.cm/ml}$$

$$\mu = 0.0061 \rightarrow \epsilon = 0.9645; K = 126$$

$$\sigma'_b = 11.50 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A = 3 \text{ HA} 10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

verification des contraintes :

- sens x-x :

(a) Appui de rive: $\tilde{\omega} = \frac{100 A_{ax}^e}{b \cdot h_x} = \frac{100 \times 16.48}{100 \times 39.40} = 0.418$
 $\epsilon = 0.9009 ; K = 35.5$

$\sigma_a = \frac{22.46 \times 10^5}{16.48 \times 0.9009 \times 39.40} = 3840 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{3840}{35.5} = 108 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

(b) Appui intermédiaire: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A_{ax}^w}{b \cdot h_x} = \frac{100 \times 7.85}{100 \times 39.40} = 0.199$
 $\epsilon = 0.9280 ; K = 54.4$

$\sigma_a = \frac{10.25 \times 10^5}{7.85 \times 0.9280 \times 39.40} = 3571 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{3571}{54.4} = 65.64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

(c) travée: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A_{tx}}{b \cdot h_x} = \frac{100 \times 13.57}{100 \times 39.40} = 0.344$
 $\epsilon = 0.9087 ; K = 39.7$

$\sigma_a = \frac{17.43 \times 10^5}{13.57 \times 0.9087 \times 39.40} = 3588 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{3588}{39.7} = 90.38 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

- sens y-y :

(a) Appui de rive: $\tilde{\omega} = \frac{100 A_{ay}^w}{b \cdot h_y} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 38.90} = 0.0604$
 $\epsilon = 0.9580 ; K = 104$

$\sigma_a = \frac{1.43 \times 10^5}{2.35 \times 0.9580 \times 38.90} = 1633 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{1633}{104} = 15.70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

(b) Appui intermédiaire: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A_{ay}^e}{b \cdot h_y} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 38.90} = 0.0604$
 $\epsilon = 0.9580 ; K = 104$

$\sigma_a = \frac{2.39 \times 10^5}{2.35 \times 0.9580 \times 38.90} = 2729 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{2729}{104} = 26.24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

(c) travée : $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{ty}}{b \cdot h_y} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 38.90} = 0.0807$

$\varepsilon = 0.9520$; $K = 89.2$

$\sigma_a = \frac{4.05 \times 10^5}{3.14 \times 0.9520 \times 38.90} = 3483 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3910 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{3483}{89.2} = 39.05 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ Kg/cm}^2$

Vérification à la fissuration :

(1) travée : $\bar{\omega}_f = \frac{A_{tx}}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{13.57}{2 \times 100 \times 5.6} = 0.0121$

$\sigma_1 = 1.5 \times \left(1.5 \times 10^6 \times \frac{1.6}{12} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \right) = 3238 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1.5 \times \left(2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{12} \times 5.9} \right) = 3910.60 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_f = \max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 3910.60 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

(2) Appui : $\bar{\omega}_f = \frac{A_{ax}}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{16.48}{2 \times 100 \times 5.5} = 0.0150$

$\sigma_1 = 1.5 \times \left(1.5 \times 10^6 \cdot \frac{1.6}{10} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \right) = 4696 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1.5 \times \left(2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{10} \times 5.9} \right) = 4284 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_f = \max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 4696 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

condition de non fragilité

- sens xx :

$A_0 = A_{tx} = 13.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = 1.2 A_0 = 16.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = 0.69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2 - \beta}{2} \right) = 3.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_2 = 0.69 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1 + \beta}{4} \right) = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_0 ; \min(A_1 ; A_2)) = 13.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A = \max(A_0 ; \min(A_1 ; A_2)) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- sens yy :

$A_0 = A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = 1.2 A_0 = 3.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau donnant les moments en travées et aux appuis.

Panneaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
l_x (m)	3.00	3.60	3.00	3.00	3.00	1.50	1.34	3.60	3.00	3.60	3.00
l_y (m)	8.05	8.05	3.00	4.89	2.72	3.05	3.05	10.08	3.28	4.75	4.75
β	0.37	0.45	1.00	0.61	1.10	0.49	0.44	0.36	0.91	0.76	0.63
$\frac{1}{\beta}$	2.68	2.24	1.00	1.63	0.91	2.03	2.28	2.80	1.09	1.32	1.58
P (t)	482	578.44	179.64	292.81	162.87	91.32	81.58	724.31	196.41	341.32	284.43
M_1	0.0420	0.0458	0.0370	0.0484	0.0325	0.0472	0.0454	0.0408	0.0410	0.0457	0.0482
M_2	0.0036	0.0064	0.0370	0.0357	0.0410	0.0091	0.0058	0.0032	0.0330	0.0244	0.0170
M_{ox} (t.m/ml)	20.50	27.05	7.64	15.74	13.31	4.43	3.77	29.90	9.03	16.85	14.43
M_{tx}	17.43	22.99	6.49	13.38	11.31	3.77	3.20	25.42	7.68	14.32	12.27
M_{Max}^w	10.25	13.53	3.82	7.87	6.66	2.22	1.89	22.46	22.46	22.46	22.46
M_{Max}^e	22.46	22.46	3.82	22.46	6.66	22.46	22.46	8.97	4.52	8.43	7.22
M_{oy} (t.m/ml)	4.77	7.68	7.64	27.46	13.03	1.48	1.03	6.75	7.69	10.67	6.89
M_{ty}	4.05	5.76	5.73	20.60	9.77	1.11	0.77	5.74	6.54	8.00	5.17
M_{May}^w	1.43	3.84	3.82	13.73	6.52	0.74	0.52	2.03	22.46	5.34	3.45
M_{May}^e	2.39	3.84	3.82	13.73	6.52	0.74	0.52	2.03	3.85	5.34	3.45

tableau donnant le ferrailage

Panneaux	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀	P ₁₁
A _{tx} , calculée	12.41	16.58	4.46	9.43	7.93	2.56	2.16	18.42	5.31	10.12	8.62
A _{tx} , adoptée	12HA12	15HA12	4HA12	9HA12	8HA12	3HA12	3HA12	17HA12	5HA12	9HA12	8HA12
e (cm)	8	7	25	11	12.5	30	30	6	20	11	12.5
A _{ax} ^w , calculée	7.15	9.54	2.60	5.44	4.58	1.40	1.27	16.18	16.18	16.18	16.18
A _{ax} ^w , Adoptée	10HA10	13HA10	4HA10	7HA10	6HA10	3HA10	3HA10	21HA10	21HA10	21HA10	21HA10
e (cm)	10	8	25	14	16	30	30	5	5	5	5
A _{ax} ^e , calculée	16.18	16.18	2.60	16.18	4.58	16.18	16.18	6	3.14	5.84	4.98
A _{ax} ^e , adoptée	21HA10	21HA10	4HA10	21HA10	6HA10	21HA10	21HA10	8HA10	5HA10	8HA10	7HA10
e (cm)	5	5	25	5	16	5	5	12.5	20	12.5	14
A _{ty} , calculée	2.79	4	3.98	14.98	6.90	0.75	0.52	3.99	4.56	5.61	3.58
A _{ty} , adoptée	4HA10	6HA10	6HA10	20HA10	9HA10	3HA10	3HA10	6HA10	6HA10	8HA10	5HA10
e (cm)	25	16	16	5	11	30	30	16	16	12.5	20
A _{ay} ^w , calculée	0.97	2.64	2.63	9.81	4.54	0.50	0.35	1.38	15.07	3.70	2.37
A _{ay} ^w , adoptée	3HA10	4HA10	4HA10	13HA10	6HA10	3HA10	3HA10	3HA10	20HA10	5HA10	4HA10
e (cm)	30	25	25	8	16	30	30	30	5	20	25
A _{ay} ^e , calculée	1.63	2.64	2.63	9.81	4.54	0.50	0.35	1.38	2.65	3.70	2.37
A _{ay} ^e , adoptée	3HA10	4HA10	4HA10	13HA10	6HA10	3HA10	3HA10	3HA10	4HA10	5HA10	4HA10
e (cm)	30	25	25	8	16	30	30	30	25	20	25

BIBLIOGRAPHIE

COMPLEMENTS AUX REGLES PARASSISMIQUES (C TC)

REGLES TECHNIQUE (CCBA 68)

CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BA (P CHARON)

CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BA ('M DIVERS)

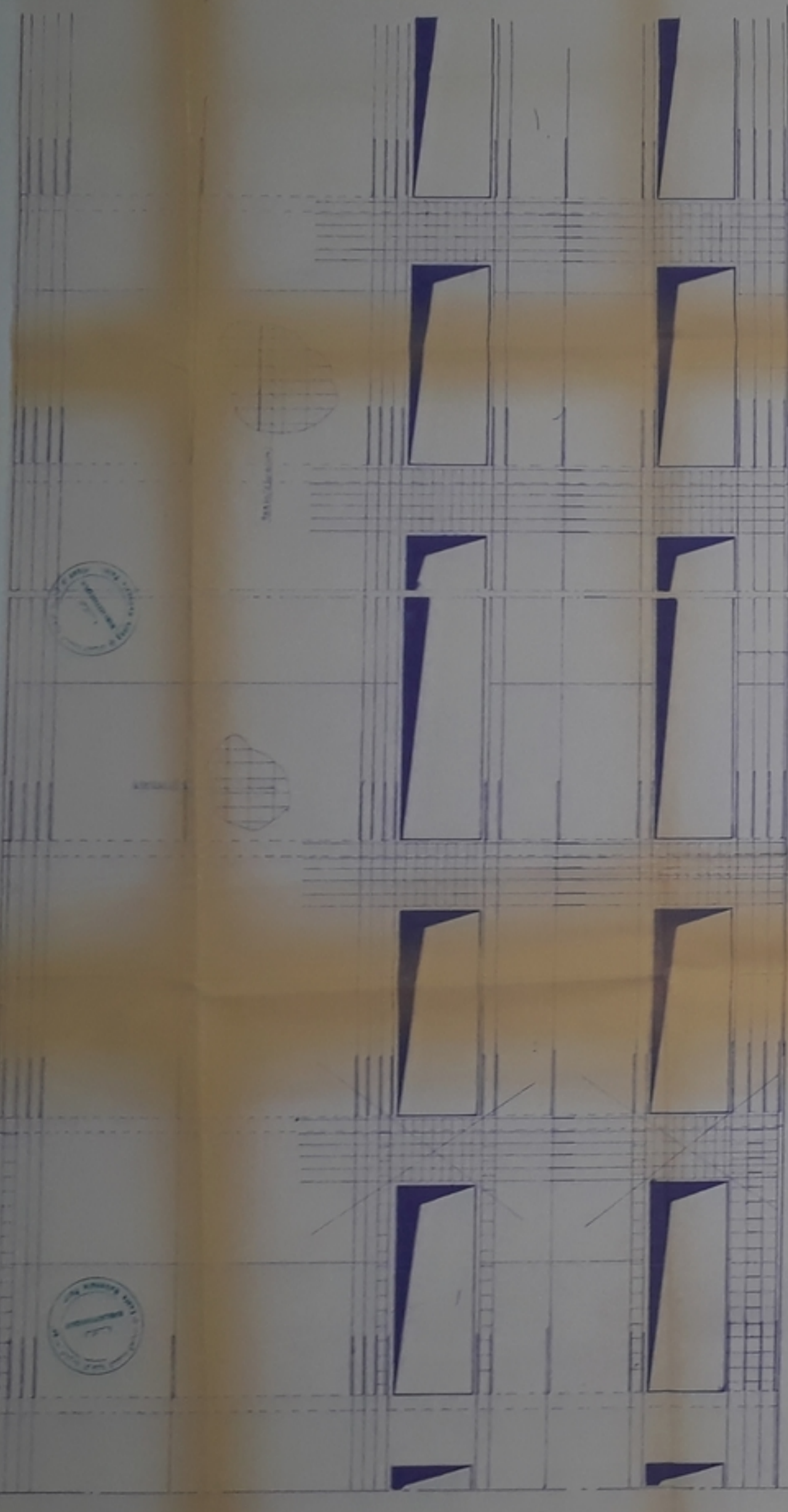
TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET PAROITS R (BARRES)

REGLES NV 69

AIDE MEMOIRE BA (DUNOD)

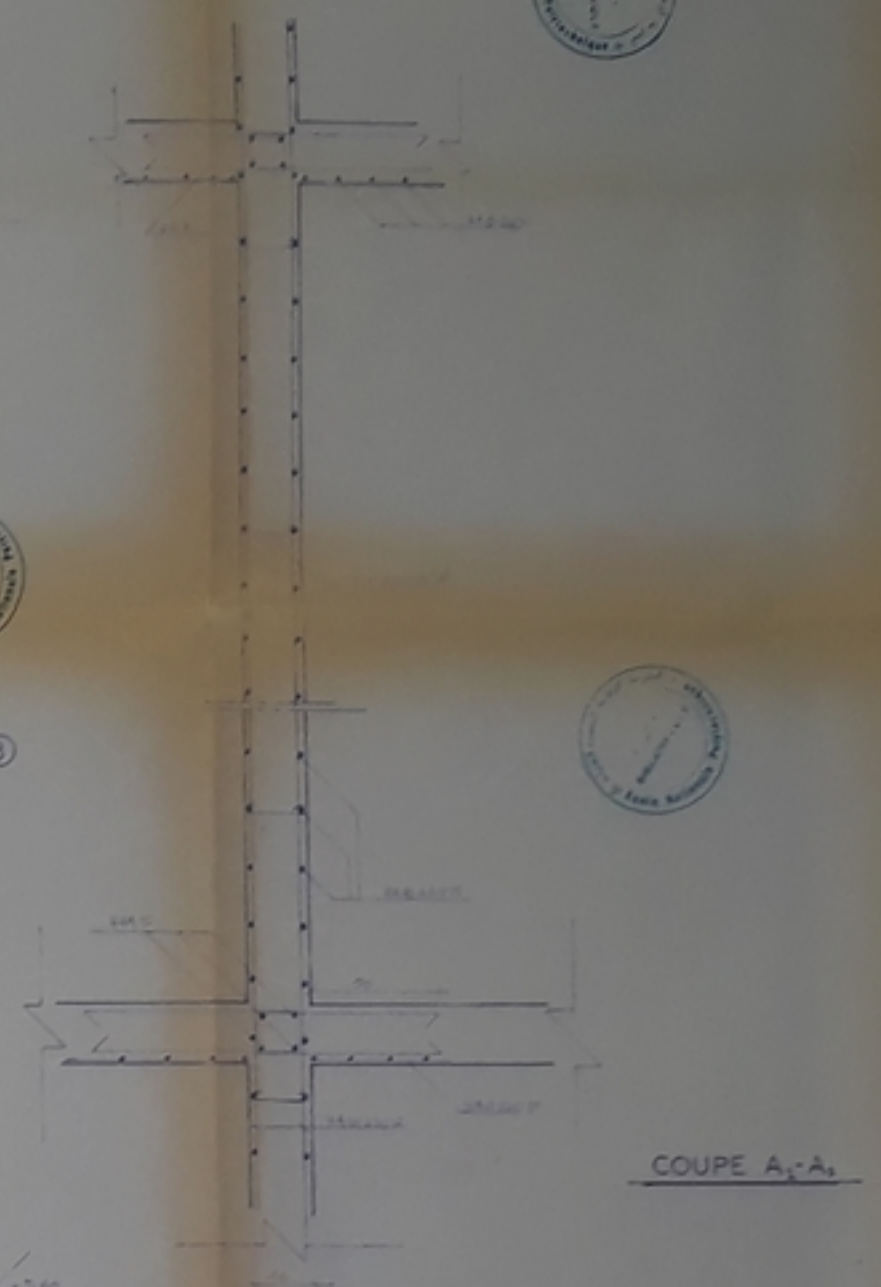
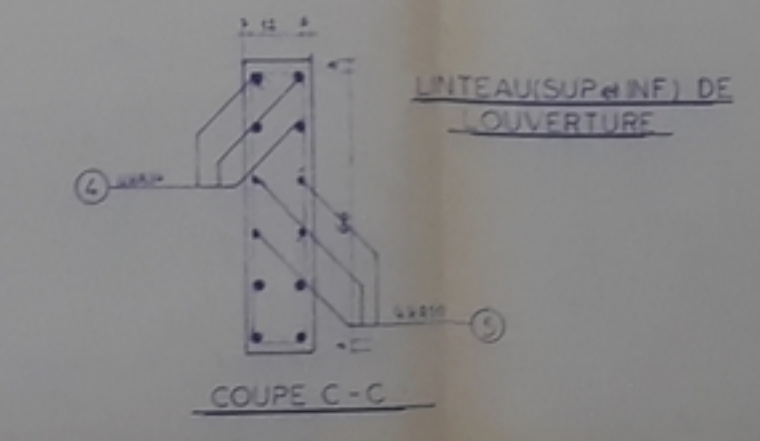
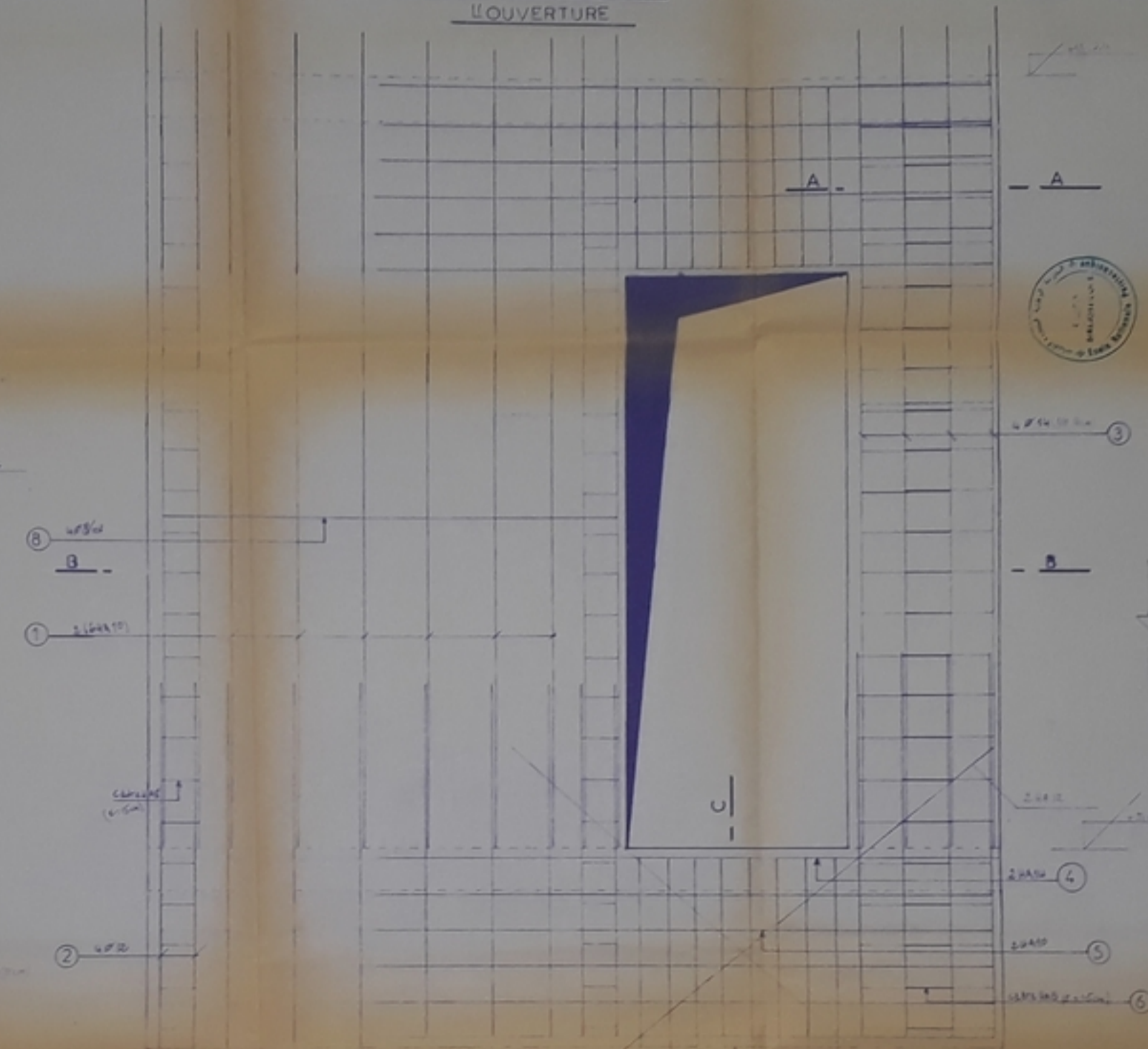
D-T-U 13.1 FONDATIONS SUPERFICIELLES

D-T-U 21.3 DALLES ET VOLEES PREFABRIQUEES



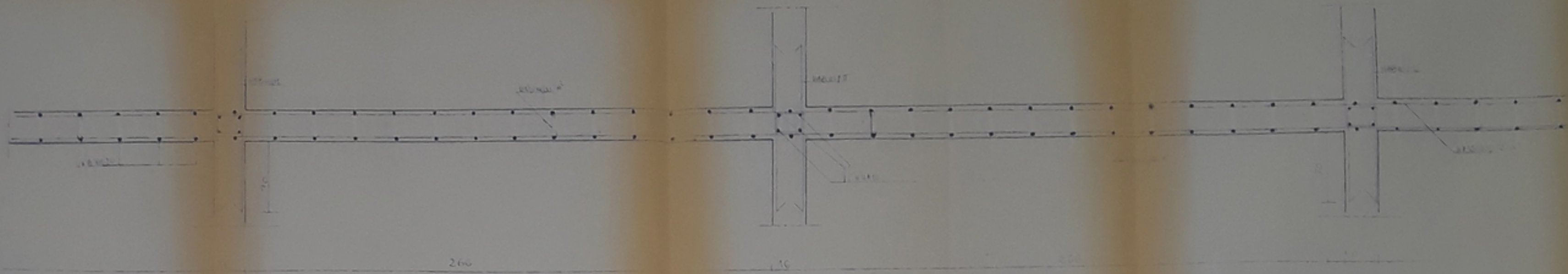
VOILE VT2 OU VT6

FERRAILLAGE (sup et inf) DE L'OUVERTURE

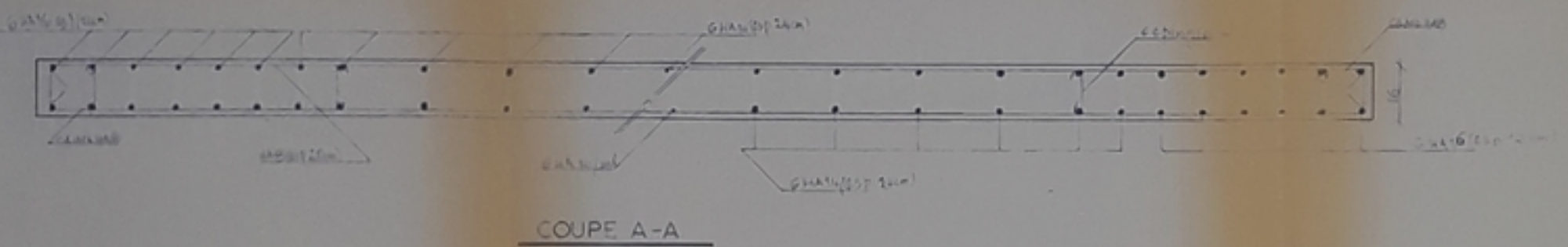


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEP. GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 BATIMENT R-9
 FERRAILLAGE DU VOILE VT2 OU VT6
 ETUDE PAR: KHALFI, KIMOUCHE
 DIRIGE PAR: M^{re} IBAOUCHE
 ECHELLE: 1/10, 1/25

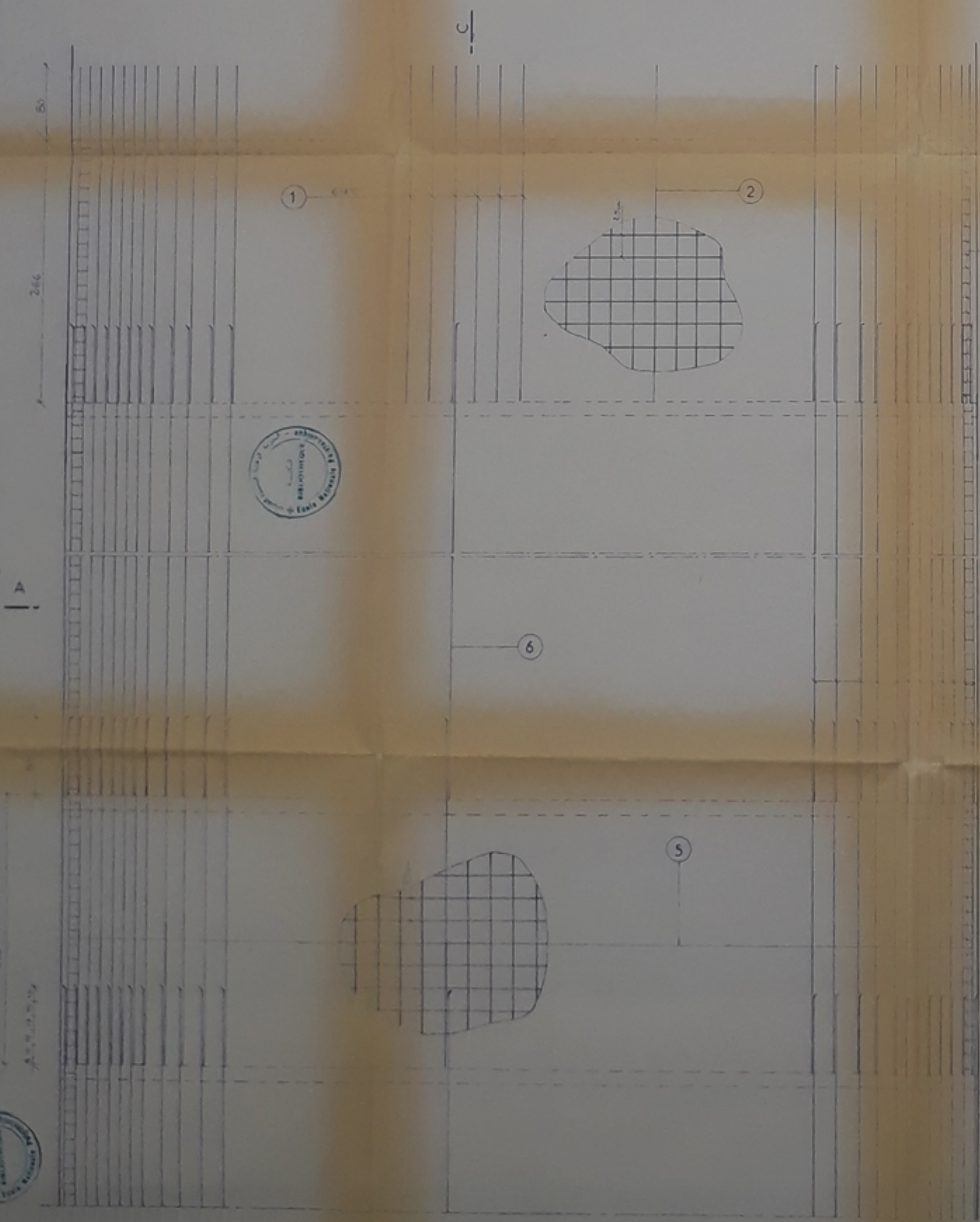
PB 027 87
 -2-



COUPE C-C



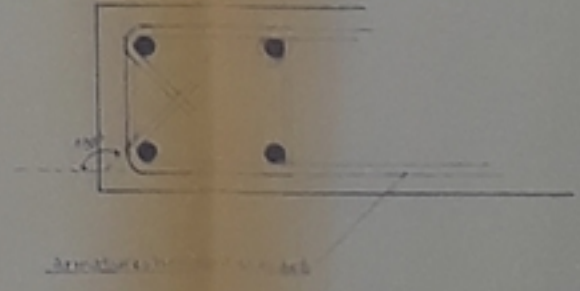
COUPE A-A



3

4

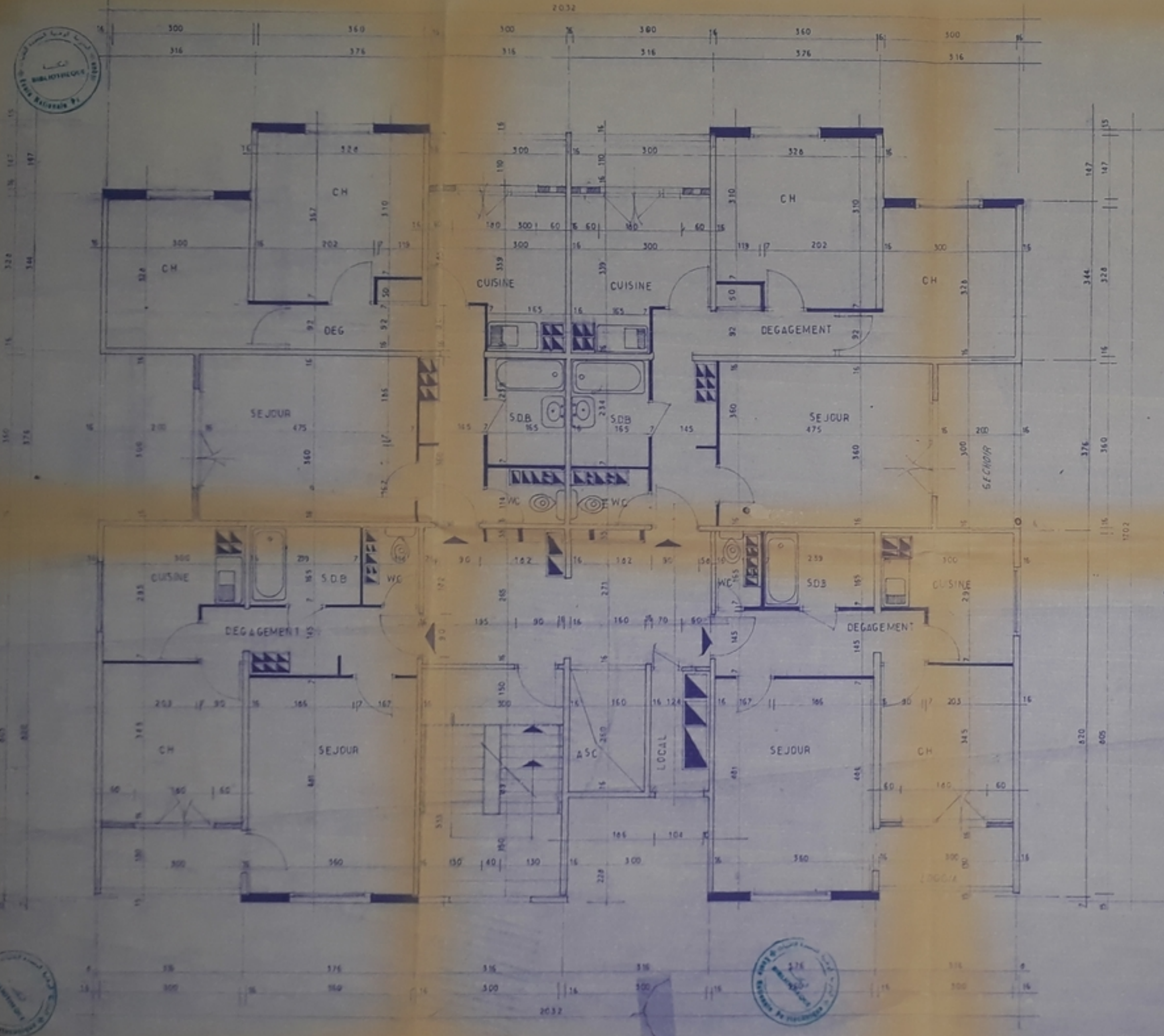
7



DETAIL 4

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
Dep GENIE CIVIL	
PROJET DE FIN D'ETUDE	
BATIMENT	R+9
FERRAILLAGE DU VOILE VT4	
ETUDE PAR	DIRIGE PAR
KHAYAT KIMOUNE	M ^{me} BAOUCHE
Echelle 1/50	

PB 02 2 27

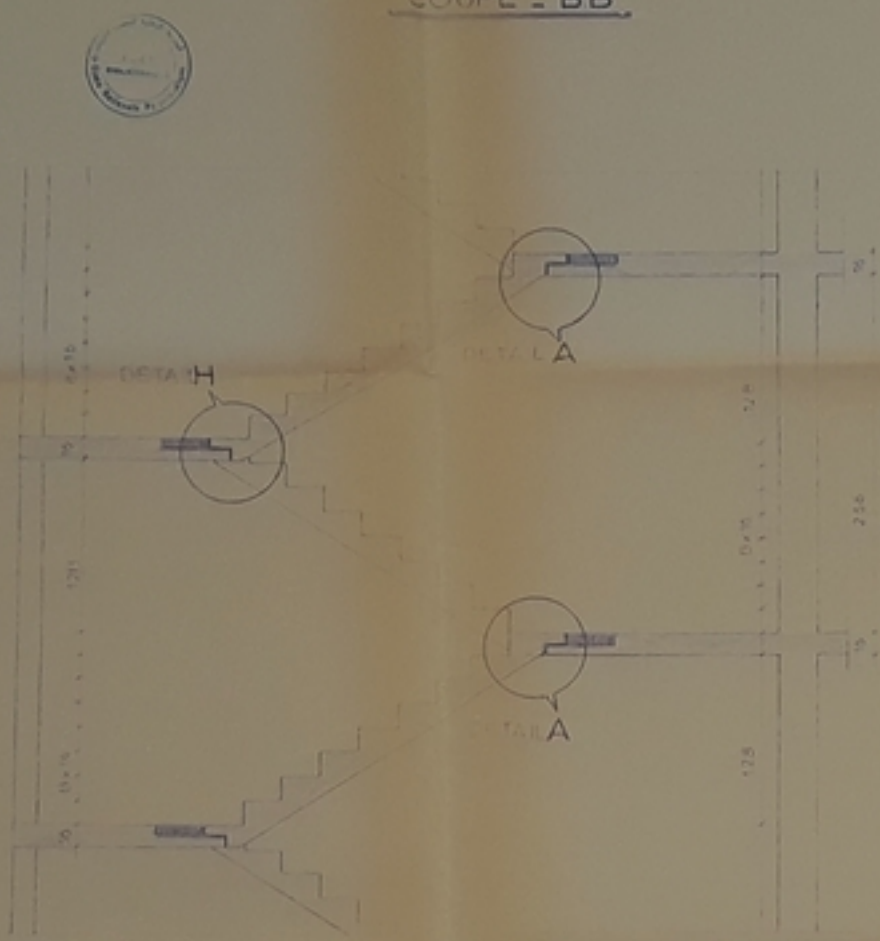


PB 027 87
-5-

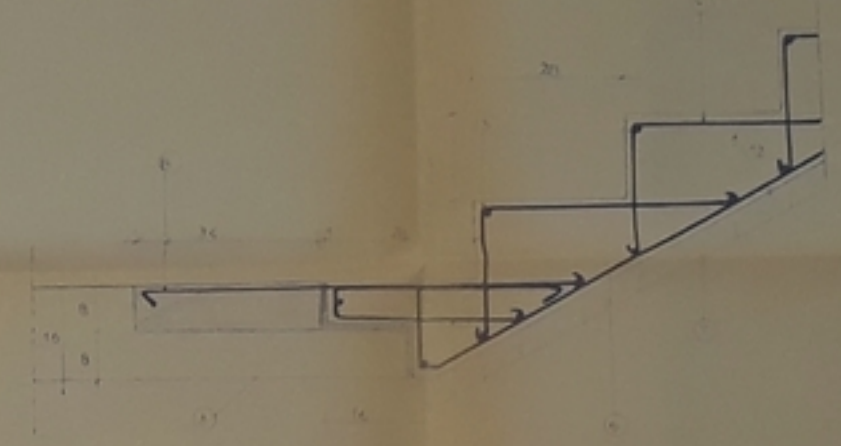
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA	D'ALGER
VILLE	D'ALGER
ENTREPRISE DE BATIMENT D'ALGER	
ROUTE NATIONALE 1 BIR MOURAD RAIS	
DIRECTION DES ETUDES ET DE LA PLANIFICATION	
DEPARTEMENT	ARCHITECTURE
PROJET	1030 LOGEMENTS BAB.EZZOUAR
PLAN. DE TAGE COURANTS	
SCALE: 1/50	DATE
PLAN N°	



COUPE - BB

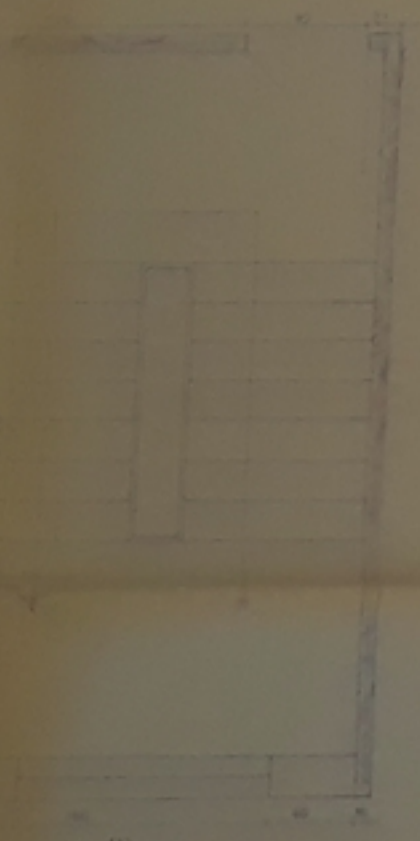


- DETAIL H -

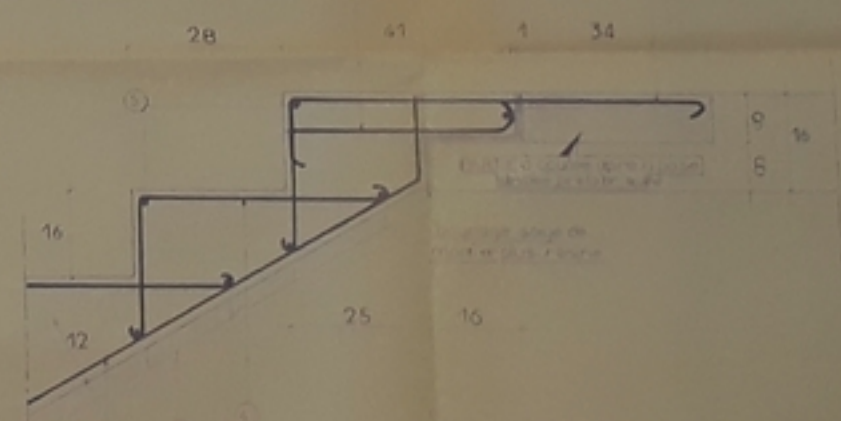


VUE EN PLAN

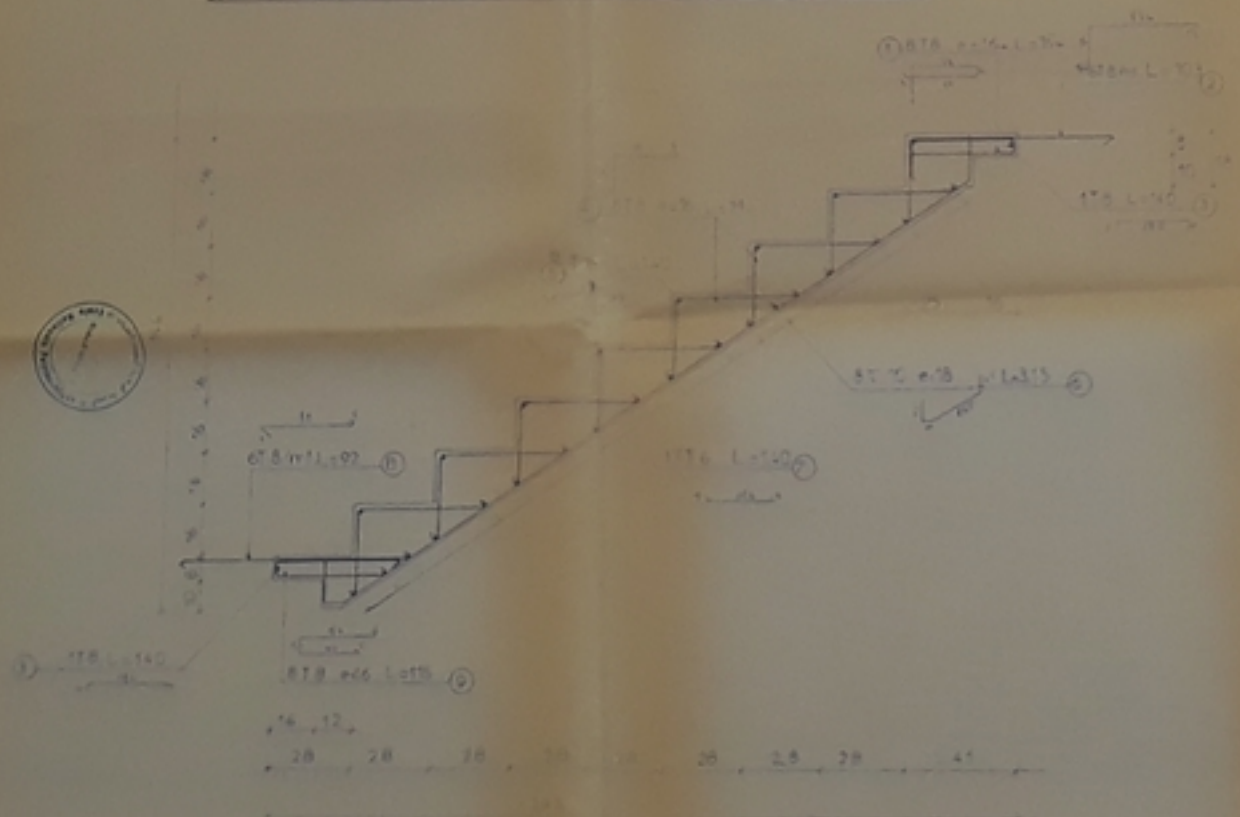
B



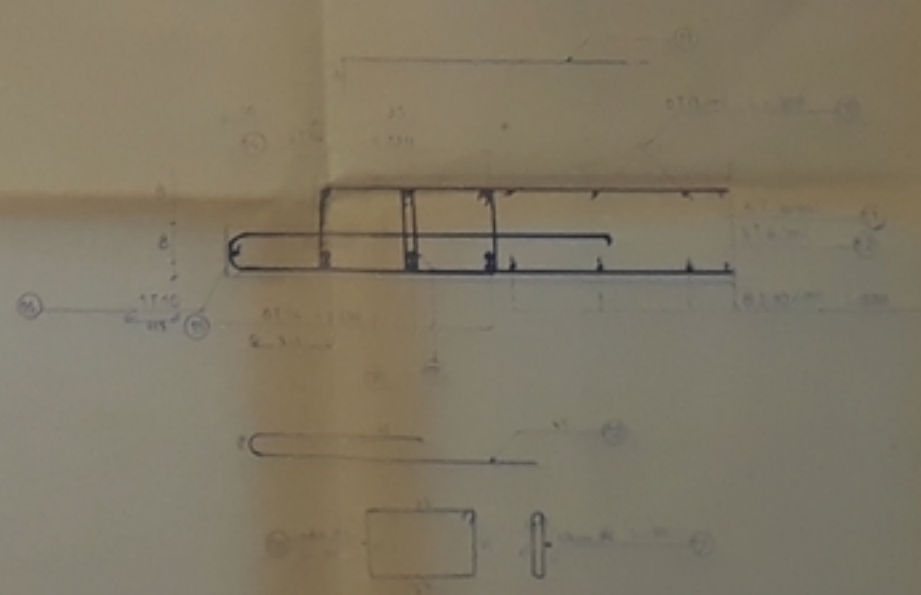
- DETAIL A -



COFFRAGE FERRAILLAGE DE LA VOLÉE PREFABRIQUÉE



FERRAILLAGE PALIER DE REPOS ET POUTRE PALIER



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPT. GENIE CIVIL	
PROJET DE FIN D'ETUDE	
BATIMENT R+	
COFFRAGE FERRAILLAGE DES ESCALIERS	
ETUDE PAR M. KINGICHE	DIRIGE PAR M. BAUGER

