

28/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

deu

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**(R + 4) VOILES AUX
ETATS LIMITES 83**

10 PLANCHES

Proposé par :

S. A. E.

Etudié par :

LAICHI A.
BERGHOUT M.

Dirigé par :

Mme CHIKH

Promotion Janvier 1987



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**(R + 4) VOILES AUX
ETATS LIMITES 83**

Proposé par :

S. A. E.

Etudié par :

LAICHI A.
BERGHOUT M.

Dirigé par :

Mme CHIKH

Promotion Janvier 1987

Remerciement

Nous tenons à présenter nos sincères remerciements à :

- Notre promoteur M^{re} CHIKH

- tous les ingénieurs du C.T.C en particulier à :

- M^{re} GHRABLI , A. BELMIHOUB

- à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation

- ainsi que les membres de jury pour l'honneur qu'il nous font en jugeant notre modeste travail

M^{re}: M. BERGHOUT

M^{re}: A. LAÏCHI

DEDICACES

- je dedie ce travail à :

- La mémoire de mon père

ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis

à mon égard - que dieu la protège

- mes frères et sœurs et toute ma famille

- mes beaux frères

Berghout Mourad

- Tous mes amis

- Tous ceux qui ont collaboré à ma formation

Laichi Anat.

- je dedie ce modeste travail à mes chers parents et grands parents pour toutes les peines qu'ils se sont données à mon égard

- Mes frères et sœurs

- toute ma famille

- tous mes amis

- Tous ceux qui ont collaboré à ma formation.

Berghout Mourad.

Sommaire

CHAP. I :	Etude préliminaire	37
	introduction	40
	distributions des forces sismiques	41
	calcul des déformations	42
CHAP. I :	Presentation de l'ouvrage	1
	caracteristiques des matériaux	2
	Descente de charge	5
CHAP. II :	Calcul des éléments	10
	Acrotère	10
	escaliers	11
	plancher courant	16
	" R.D.C	20
CHAP. III :	Periode et formes propres	24
	- calcul des inerties équivalentes	24
	- calcul du centre de masse et centre de torsion	27
	- calcul de la periode d'oscillation	31
	- calcul des déplacements	33
CHAP. IV :	Etude du vent	35
CHAP. V :	Etude du seisme	40
	- introduction	40
	- distribution des forces sismiques	41
	- calcul des déformations	42
	" " forces horizontales	43
CHAP. VI :	efforts dans les trumeaux et les linteaux	49
CHAP. VII :	superposition des sollicitations	60
CHAP. VIII :	ferraillage des voiles	68
	- ferraillage des trumeaux	69
	- ferraillage des linteaux	78
	- ferraillage du voile peripherique	84
CHAP. IX :	Fondations	85

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment aux états limites, ce bâtiment à usage d'habitation implanté dans la zone de Batna (zone de moyenne sismicité)

Caractéristiques :

Dimensions : Hauteur 14.40 m au dessus du sol
 Hauteur d'étage 2.85 m
 longueur : 20.16 m } Bâtiment plat
 largeur : 18.79 m }

Planchers : constitués de dalles pleines en B.A épaisseur 14cm la terrasse est non accessible

Escaliers : les paillasses sont préfabriquées et liées aux paliers par un système de clavetage

Ossature : contreventée uniquement par des voiles porteurs en B.A d'épaisseur centrale de 16cm, les voiles reprennent la totalité des charges verticales et horizontales

Fondations : Radier général en B.A
 le taux de travail du sol est 1.13 bars

Coffrage : 2 jeux de coffrages (tunnel - bicoquille) qui consistent à couler les voiles et les dalles en même temps

Predimensionnement

Plancher l'épaisseur (e) du plancher est déterminée à partir de l'épaisseur de la flèche

$$l_{max} \leq \frac{l}{500} ; \frac{59l^4}{384EI} < \frac{l}{500} \Rightarrow I \geq \frac{500 \cdot 5 \cdot 9L^3}{384E}$$

$$I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} ; E = 108200 \text{ kg/cm}^2 ; g = 673 \text{ kg/m}$$

$$I \geq \frac{500 \cdot 5 \cdot 673 \cdot 300^3}{384 \cdot 108200} = 10933.52 \text{ cm}^4 \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 10933.52}{100}} = 10.94 \text{ cm}$$

on prend $e = 14 \text{ cm}$

Voiles :

Art 4-3.1.2 : l'épaisseur minimum admissible est 15cm (groupe 2, zone II)

Art 4-3.1.3 : l'épaisseur minimale doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions (de rigidité) aux extrémités

$$e \geq \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) \Rightarrow \text{dans notre cas on } \frac{h_e}{20} = \frac{2.85}{20} = 14.25 \text{ cm}$$

on a pris $e = 16 \text{ cm}$

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Beton: le béton utilisé dans la construction est dosé à 350 kg/m^3 en CPA35 il est strictement contrôlé ; les granulats sont concassés $\rho_{gr} = 2.5 \text{ t/m}^3$

la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de section 200 cm^2 et d'une hauteur double de celle du diamètre et essai se fait à l'âge de 28 jours

Pour le calcul des éléments de contreventement (voiles) et planchers on a pris dont l'essai a donné $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ tandis que pour les éléments secondaires (es-calier, acrotère) on a pris $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}, f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \text{ (A 2.1.12 BAEL 83)}$$

Deformations longitudinales du béton

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} ; f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

le module de déformation différée E_{ij} qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par

$$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 10820 \text{ MPa}$$

Coefficient de Poisson

le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour la justification des états limites de service et à 0 (zero) dans les cas des états limites ultimes ART 2,1,3 BAEL 83.

Aciers

barres HA $f_{cE} 40$ (type 1) $f_e = 400 \text{ MPa}$

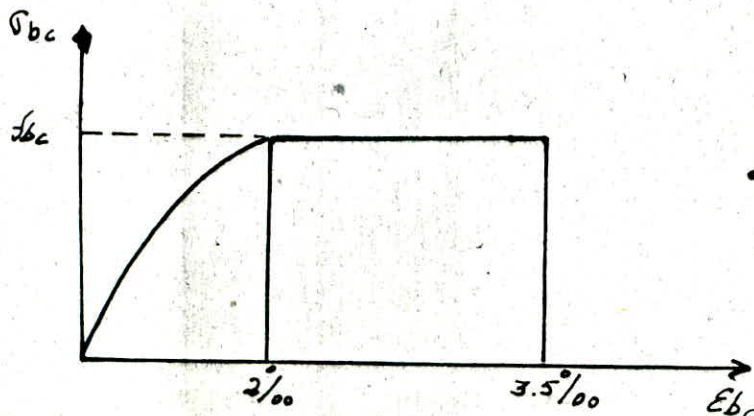
treillis soudés $f_e = 500 \text{ MPa}$

le module d'élasticité de l'acier est $E = 2.10^5 \text{ MPa}$

Diagramme de déformations - contraintes

diagramme parabole rectangle

Il représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement



$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

$\gamma_b = 1.5$ pour les autres cas

lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut à la place du diagramme parabole rectangle utiliser le diagramme rectangulaire

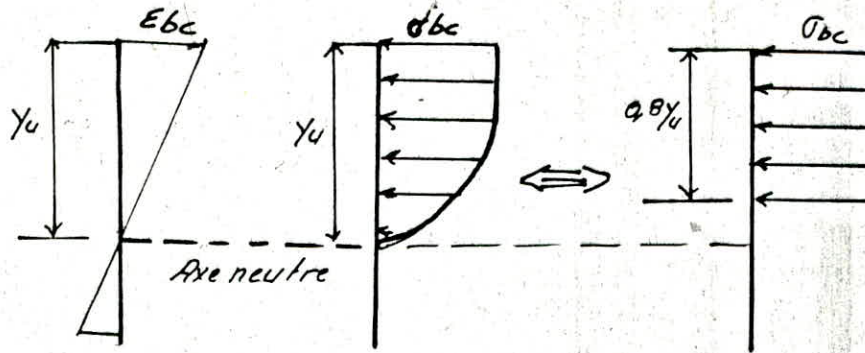
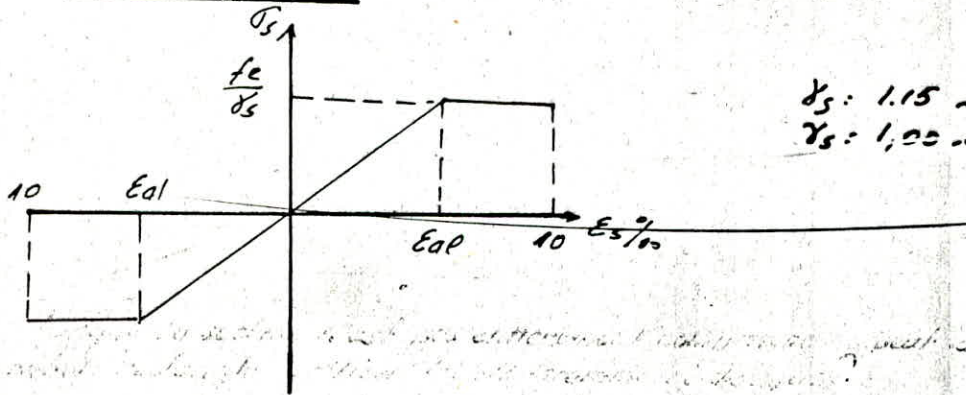


Diagramme de calcul

Acier (type I)

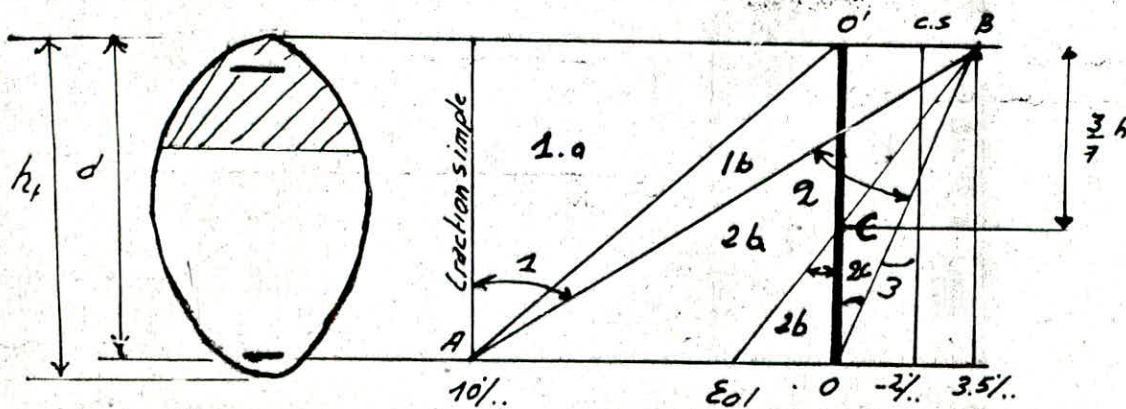


$\gamma_s: 1.15$ cas courant
 $\gamma_s: 1.00$ cas accidentel (seisme)

Base de calcul A 4.4.32

les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes

- les sections droites restent planes
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- le diagramme de déformation de la section est linéaire
- le béton tendu est négligé
- le raccourcissement du béton est limité 3.5% en flexion; 2% compression simple
- l'allongement de l'acier est limité à 10%
- les droites matérialisent les diagrammes de déformation passant obligatoirement par l'un des trois pivots: A, B, C



- 1.a : traction simple - flexion accompagnée de traction } Région 1, Pivote A
 1.b : Flexion simple ou composée } Ess = 10%
 2.a : flexion simple ou composée $E_{a1} < E_s < 10%$ } Région 2
 2.b : " " " " " " " " " " " " " " } Pivote B $E_s = 3.5%$
 2.c : l'acier subit un raccourcissement
 Région 3 - section entièrement comprimée $2% \leq E_s \leq E_s = 3.5%$
 $E_b = 2%$ au point C

Etats - limites

On appelle 'état limite' c'est l'état particulier au delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue, un état limite est donc atteint lorsqu'une requise pour une construction (stabilité, absence de rupture) est strictement satisfaite.

On distingue :

- * les états limites ultimes : dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage, ces états correspondent à la limite :
- soit de l'équilibre statique
 - " de la résistance de l'un des matériaux
 - " La stabilité de forme (flambement)

Pour la combinaison d'action

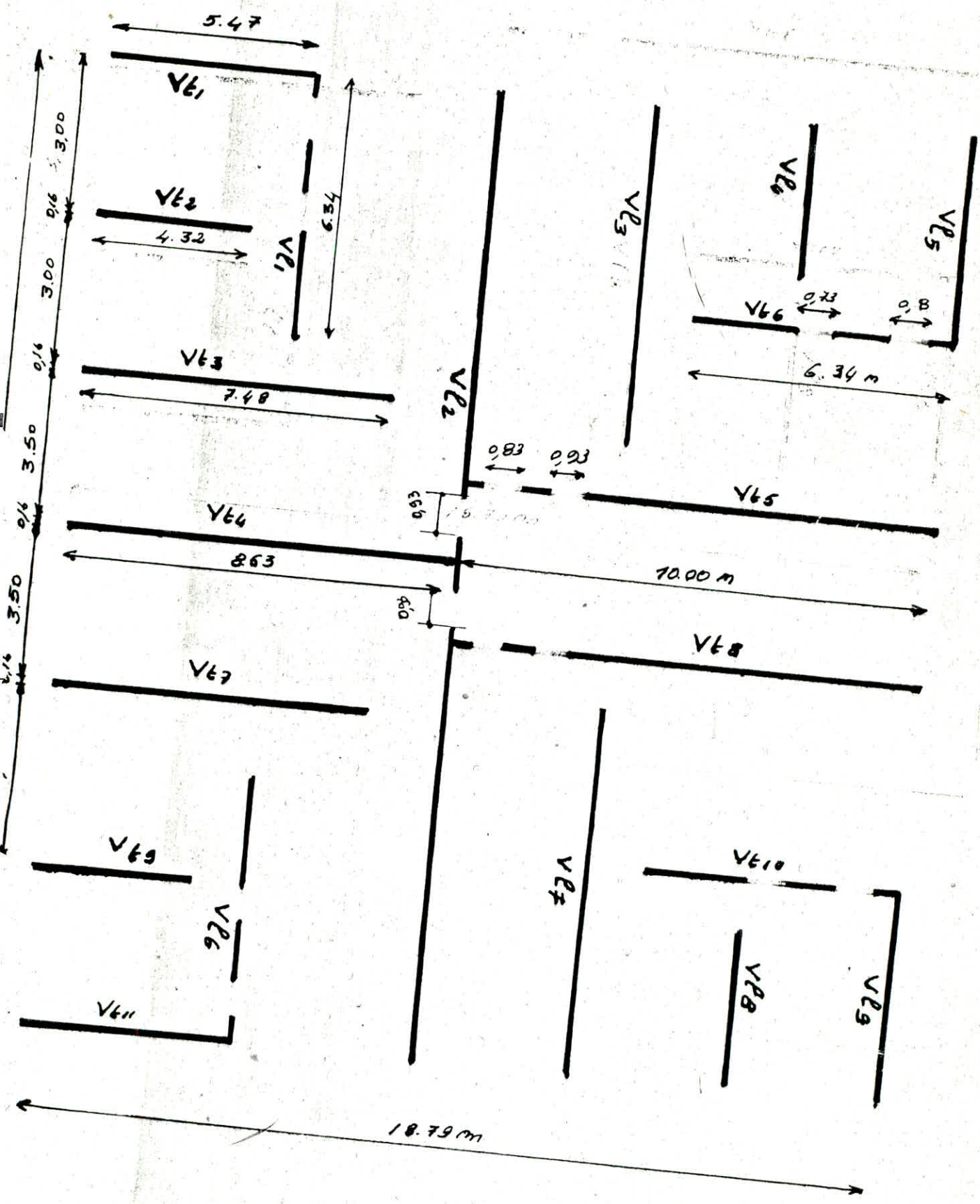
$$1.35G + 1.5Q \quad (\text{pour situation durable})$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \quad (\text{BAEL83}) \\ G + 0.8E \quad (\text{RPA}) \end{array} \right\} \text{situation accidentelle (seisme)}$$

- * les états limites de service : dont le dépassement compromettrait le bon comportement en service de la construction, ces états correspondent en pratique :
- à la valeur limite de compression de béton
 - à la " " de l'ouverture de fissures

Pour la combinaison de charge

$$G + Q \quad \left(\begin{array}{l} G : \text{poids des charges permanentes} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation} \end{array} \right)$$



Evolution des charges et surcharges

Pour chaque él^{mts} porteur on aura à considérer :

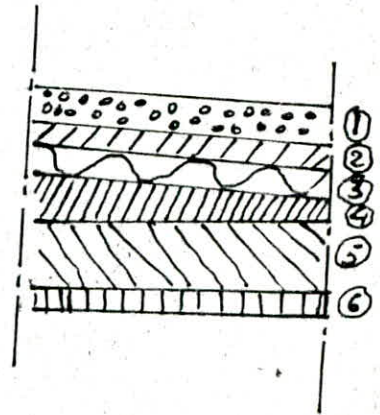
- 1°] son poids propre
- 2°] La part des charges et des surcharges qui lui revient
- 3°] le poids des cloisons
- 4°] le poids des façades s'il s'agit d'un rez-de-chaussée extérieur
- 5°] les él^{mts} spéciaux : escalier ; gaine ... etc..

Le bâtiment étant à usage d'habitation ; il y aura lieu à une procédure de dégression de charge.

CHARGES PERMANENTES.

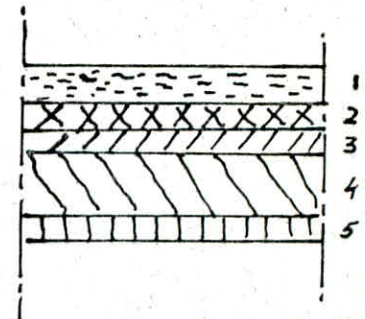
Plancher terrasse

- Protection gravillon - 4cm	72 Kg/m ²
- Étanchéité multicouche	10 Kg/m ²
- isolation thermique	10 Kg/m ²
- forme de pente - 8cm	160 Kg/m ²
- dalle pleine - 14cm	400 Kg/m ²
- Enduit de plâtre 1.5cm	21 Kg/m ²
<hr/>	
	G = 673 Kg/m ²



Plancher courant

- Carrelage 2 cm	44 Kg/m ²
- Mortier 2 cm	40 Kg/m ²
- Sable 2 cm	34 Kg/m ²
- Dalle - 14 cm	400 Kg/m ²
- cloison	75 Kg/m ²
- Enduit	30 Kg/m ²
<hr/>	
	G = 623 Kg/m ²



- LOGGIA ; SECHOIR

Correlage , mortier ; sable	120 kg/m ²
dalle - 14 cm	400 kg/m ²
Enduit en plâtre	20 " "
	<hr/>
	G = 515 kg/m ²

. ESCALIER [REZ . DE . CHAUSSEE]

. Volée h = 15,83 cm $\alpha = \arctg \frac{h}{g} = \alpha = 32,3^\circ$
g = 25 cm

. Poids propre de la poutrelle e = 15 cm	$\frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = 444 \text{ Kg}$
. Poids des marches de hauteur h = 15,83 cm	$2200 \times \frac{h}{2} = 174 \text{ Kg/m}^2$
. Mortier - 2 cm	40 kg/m ²
. Revêtement granito - 4 cm	88 kg/m ²
. Garde corps	20 kg/m ²
	<hr/>
	G = 766 kg/m ²

. ESCALIER [ETAGE . COURANT]

- Poids propre de la poutrelle - e = 10	200 kg/m ²
- Poids des marches de hauteur h = 15,83	177 kg/m ²
- Mortier - 2 cm	40 kg/m ²
- Revêtement granito	88 kg/m ²
- Garde corps	20 kg/m ²
	<hr/>
	G = 522 kg/m ²

- PALIER

Dalle d'épaisseur 14 cm	400 kg/m ²
Mortier 2 cm	40
Revêtement granito	80

- ACROTERE

G = 520 kg/m²

hauteur 46 cm ; épaisseur 14 cm

Poids / ml = 0,14 x 0,46 x 2500 = 162 kg/ml

SURCHARGES

- Plancher terrasse [non accessible]	100 kg/m ²
- " étage courant ; R. D. C	175
- loggia , sechoir	350
- Escalier	250
- Acrotère [main courante]	100 kg/ml
- Garde corps	100 kg/m ²

Poids des voiles .ou niveau .du vide sanitaire

Exemple .de calcul:

$h = 1.4 \text{ m}$: hauteur du voile au niveau du vide sanitaire

$$V_{L2} = [19,96 \times 0,16 \times 1,4 - 2 \times 1,4 \times 0,16 \times 0,93] \times 2,5 = 10,12 \text{ t}$$

VOILES LONGITUDINAUX					
V_{L1}/V_{L6}	V_{L3}/V_{L7}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L2}	
2,81 t	4,18 t	2,28 t	3,15 t	10,12 t	
VOILES - TRANSVERSAUX					
V_{T1}/V_{T11}	V_{T2}/V_{T9}	V_{T3}/V_{T7}	V_{T4}	V_{T5}/V_{T8}	V_{T6}
3,15 t	2,28 t	4,18 t	4,7 t	5,08 t	2,81 t

Poids des voiles .ou niveau .de l'etage courant et du R.D.C

VOILES - LONGITUDINAUX					
V_{L1}/V_{L6}	V_{L3}/V_{L7}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L2}	
4,77 t	8,17 t	4,44 t	20,29 t	6,15 t	
VOILES - TRANSVERSAUX					
V_{T1}/V_{T11}	V_{T2}/V_{T9}	V_{T3}/V_{T7}	V_{T4}	V_{T5}/V_{T8}	V_{T6}
5,15 t	4,44 t	8,17 t	9,32 t	9,48 t	4,77 t

Poids des façades

Les façades sont faites de panneaux prefabriques en B.A on a 4 types de façades

Type.1. $F_1 = F_2 = [3 \times 2,88 - 1,2 \times 1,4] \times 0,16 \times 2,5 = 2,78 \text{ t} = P$

Type.2. G.C.1 $P = 3 \times 1,20 \times 0,16 \times 2,5 = 1,44 \text{ t} = P$

Type.3. Garde corps G.C₂ $= [3,5 \times 2,88 - 3 \times 1,68] \times 0,16 \times 2,5 = 2,02 \text{ t} = P$

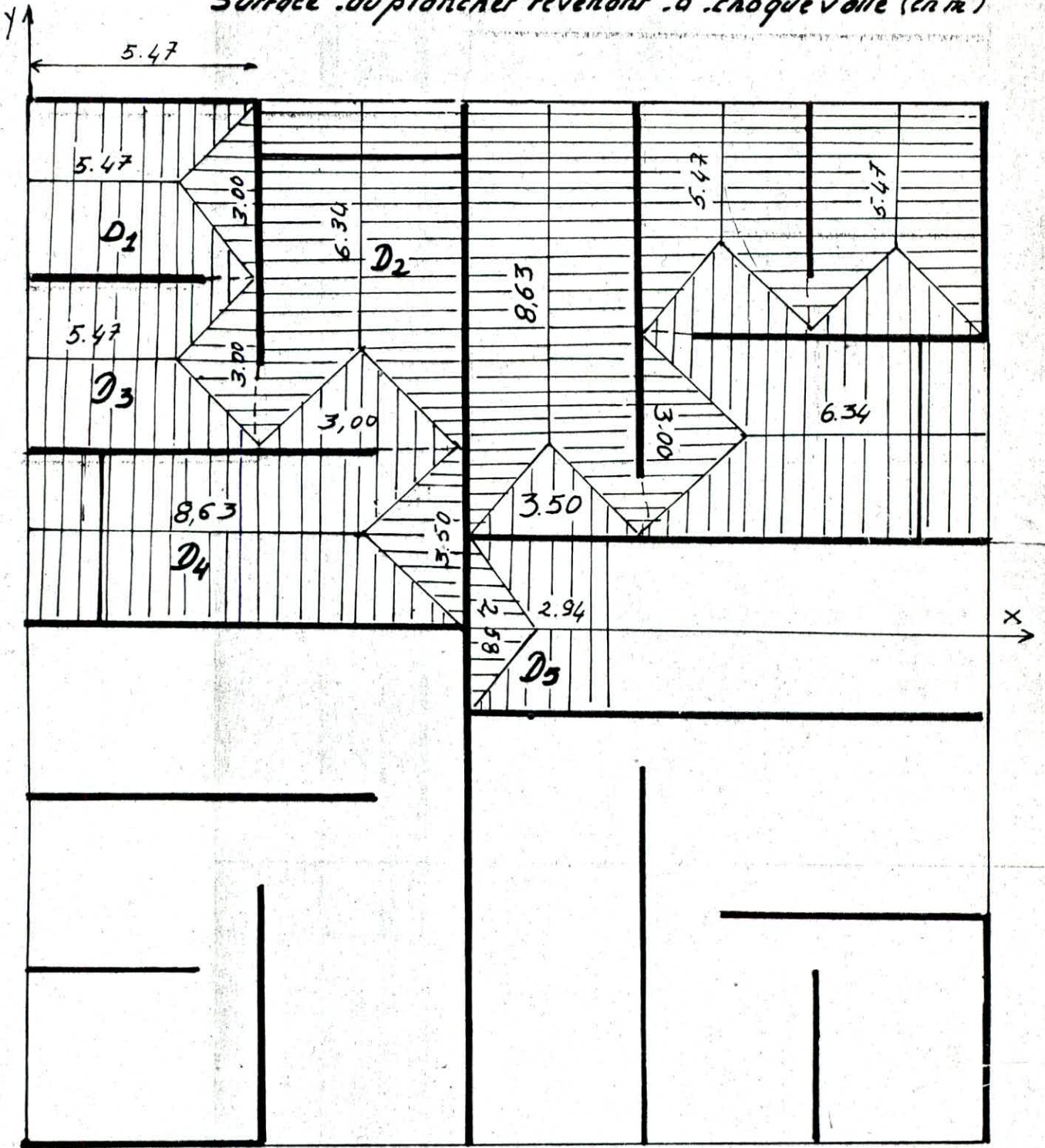
Type.4. Façade de la cage d'escalier ; $P = [2,89 \times 2,58 - 1,8 \times 0,4] \times 0,16 \times 2,5 = 2,692 \text{ t}$

Gaines

Goine de fumee $P = 1,4 \text{ t}$ par etage

Goine de chauffage $P = 0,8 \text{ t}$ " "

Surface du plancher revenant à chaque voile (en m²)



SURFACE REVENANT A CHAQUE VOILE

- les surfaces des dalles revenant à chaque voile sont calculées par la méthode de rupture à 45°
- Vu la symétrie de la structure on constate que:

$$V_{t1} = V_{t11} = V_{t5} = V_{t9} ; V_{t2} = V_{t6} = V_{t4} = V_{t8} ; V_{t5} = V_{t8}$$

$$V_{t3} = V_{t7} = V_{t3} = V_{t7} ; V_{t6} = V_{t10} = V_{t1} = V_{t6}$$

voiles transver.	V_{t1}, V_{t11}	V_{t5}, V_{t9}	V_{t3}, V_{t7}	V_{t5}, V_{t8}	V_{t6}, V_{t10}	V_{t4}	
Voiles longi.	V_{t5}, V_{t9}	V_{t4}, V_{t8}	V_{t3}, V_{t7}	V_{t1}	/	V_{t1}, V_{t6}	V_{t2}
Plancher m^2	7.12	14.24	19.62	8.8	10.27	20.48	38.09
loggia m^2			3.33			6.66	6.65
Secboir m^2				2.64	2.64		5.28
Palier (m^2)				1.68			
Voile m^2 E.Cou				3.56			
Voile m^2 R.D.C				6.64			

Descente de charge

voile V_{t1} [charges verticales permanentes]

Acrotère . $7.31 \times 0,161 \text{ kg/ml} = 1.18t$

plan terrasse $7,12 \times 0,673 \dots\dots\dots = 4,79t$

$G = 5,97t$

NIV. 5

$G_6 \dots\dots\dots 5.97t$

plancher courant $\dots\dots\dots 4,55t$

poide $V_{t1} \dots\dots\dots 5.15t$

fossole $\dots\dots\dots 1.39t$

$G = 17.07$

NIV. 4. $\dots\dots\dots 28.16t$

NIV. 3. $\dots\dots\dots 32.25t$

NIV. 4. $\dots\dots\dots 50.34t$

NIV. 5. $\dots\dots\dots 60.70t$

NIV. 0. $\dots\dots\dots 66,08t$

V_{Tj} [Surcharges d'exploitation]

$7.31 \times 0.1 = \dots\dots\dots 0.731t$

$7.12 \times 0.1 = \dots\dots\dots 0.712$

$Q_6 = 1.443t$

NIV. 5.

$Q_5 = 7.31 \times 0.175 = 1.28t$

$Q = Q_6 + Q_5 \dots\dots = 2.72t$

NIV. 4. $\dots\dots\dots 3.88t$

NIV. 3. $\dots\dots\dots 4.90t$

NIV. 2. $\dots\dots\dots 5.63t$

NIV. 1. $\dots\dots\dots 6.56t$

NIV. 0. $\dots\dots\dots 7.20t$

ELEMENTS

**CALCUL
DES
ELEMENTS**

CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse elle est soumise à son propre poids et à la surcharge due à la main courante

- Poids propre de l'acrotère : $G = [0.46 - 0,1/2] \times 0.16 \times 2.5 = 0.164 \text{ t/ml}$
- Surcharge : $Q = 1.5 P = 1.5 \times 100 = 0.15 \text{ t/ml}$

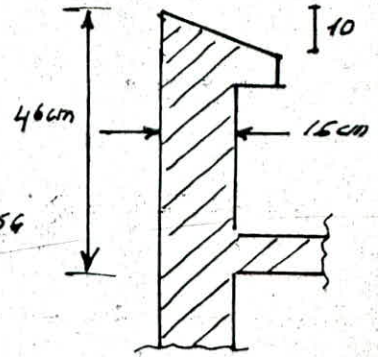
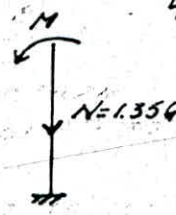
Notre console sera calculée en F. Composée

- sous l'effort de compression $N = 0.164 \text{ t/ml}$
- moment M du $0 P = 0.15 \text{ t/ml}$

$$N = 1.35 G = 1.35 \times 0.164 = 0.221 \text{ t}$$

$$M = 1.5 \times P \times h = 1.5 \times 0.1 \times 0.46 = 0.069 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.31 > \frac{h}{6} \text{ [P. comp]}$$

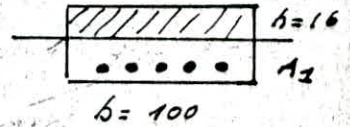


FERRAILLAGE DE LA SECTION

$$h = 16 \text{ cm}; b = 100 \text{ m}; C_1 = C_2 = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm};$$

$$M_u = 0.0069 \text{ t.m}; N = 0.00221 \text{ MN}$$

$$\text{Béton: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \text{Acier: } f_e = 400 \text{ MPa}$$



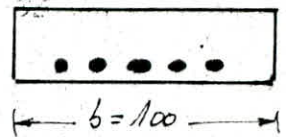
$$A_1 = 0.10198 \text{ cm}^2$$

les armatures tendues $A_s = [0.1 \text{ cm}^2]$ correspondent à des barres de fibres ϕ ce qui nécessite de prendre des armatures minimales

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \frac{b_0 \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} \cdot \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}; [e_0 = M_{ser}/N_{ser}]$$

$$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0.046/0.164 = 0.28 \Rightarrow A_{min} = 1.213 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 5T6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$$



VERIFICATION AU SEISME [Art: 3.39 RPA 81]

L'acrotère doit résister à la force sismique locale : $F_p = 2I \cdot C_p \cdot W_p$
 $W_p = 164 \text{ kg}; C_p = 0.8 []; 2I = 0.32 []$

$$F_p = 0.32 \times 0.8 \times 0.164 = 41.98 \text{ kg} \Rightarrow F_p < 1.5P \Rightarrow \text{l'acrotère résiste}$$

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1.5 \times 100}{1.00 \times 0.145} = 1034 \text{ kg/m}^2 = 0.1034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min [0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}]$$

influence de l'effort tranchant au niveau de l'encastrement

$$AVS \leq \gamma_u + \frac{M_u}{0.9d} = 1500 - \frac{690}{0.9 \times 0.145} < 0 \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

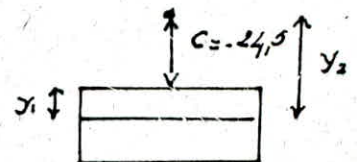
$$y_1 = y_2 + c; c = 24.5 \text{ cm}; d = 14.5 \text{ cm.}$$

$$p = -3c^2 + \frac{90A}{b} (d-c) = 1156.21$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b} (d-c)^2 = 14489.57$$

$$y_2^3 + py + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1156.21y + 14489.57 = 0 \Rightarrow y_2 = 22.85 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 22.85 + 20 = 42.85 \text{ cm}$$



$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 (-A (d - y_1)) = 100 \times \frac{2.85^2}{2} - 15 \times 1.42 (14.5 - 2.85) = 159,73 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N}{100 S} = \frac{1640}{100 \times 159,73} = 0,1026$$

$$\sigma_b = k y_1 = 0,1026 \times 2.85 = 0,292 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \text{ so verifie}$$

— CALCUL DES ESCALIERS —

les escaliers prevus sont constitués de volées prefabriquées, les paliers sont en dalles pleines d'épaisseur $h = 14 \text{ cm}$; la jonction "palier - poilasse" est assurée par des becquets.

CALCUL DES ESCALIERS D'ETAGE COURANT

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{234}{\cos 32,34} = 277 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 9,23 \leq e \leq 13,85 \quad e = 10 \text{ cm}$$

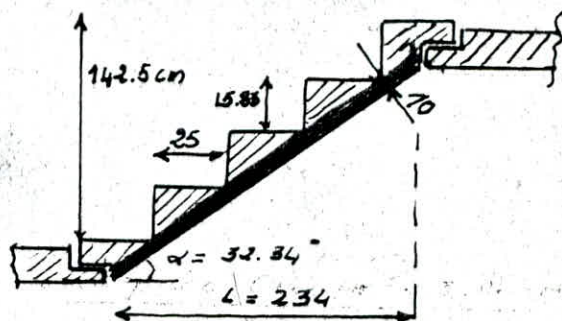
Verification de la relation de Blondel

$$0,55 \leq g + 2h \leq 0,66 \Rightarrow 0,55 \leq 56,66 \leq 66$$

$$G = 622 \text{ kg/ml}$$

$$P = 250 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 1,35G + 1,5P = 1214,7 \text{ kg/ml}$$

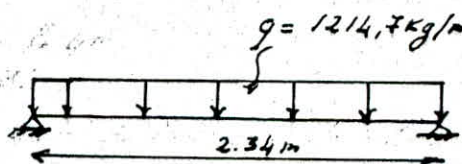


Determination des efforts

la poilasse sera calculée comme une poutre sur appui simple sollicitée en flexion simple

$$R_A = R_B = V = q \frac{L'}{2} = \frac{1214,7 \times 2,34}{2} = 1421,19 \text{ Kg}$$

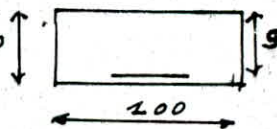
$$M_0 = q \frac{L'^2}{8} = \frac{1214,7 \times 2,34^2}{8} = 831,40 \text{ Kg.m.}$$



Determination des armatures

$$\eta = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \left[\sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{1,5} = 11,33 \text{ MPa} \right]; \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad 10$$

$$\Rightarrow \eta = \frac{8314 \text{ N.m}}{11,33 \times 100 \times 9^2} = 0,09$$



$$\eta_c = 0,392 \Rightarrow \eta < \eta_c = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

on utilise les abaques de Pierre Choron

$$\eta = 0,09 \Rightarrow \alpha = 0,1181; \beta = 0,955$$

$$A = \frac{M}{\beta \sigma_s d} = \frac{8314}{0,955 \times 348 \times 9} = 2,719 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 6 \phi 8 / \text{ml} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,09 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,9315 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service

la fissuration est peu nuisible; les armatures sont en Fe 40

$$M_{ser} = 5968 \text{ N.m} \Rightarrow \alpha = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8314}{5968} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\sigma_s - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{il n'est pas necessaire de faire la verifi à l'É.L.S}$$

Armatures de repartition

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad 0,755 \leq A_r \leq 1,51 \Rightarrow \text{on prend } 5\phi 6/m \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\rho = \frac{A_0}{b_0 \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{ct8}}{f_c} \Rightarrow \frac{3,02}{100 \times 9} > 0,23 \times \frac{1,92}{400} \Rightarrow 3,3 \cdot 10^{-3} > 1,104 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \text{verifié}$$

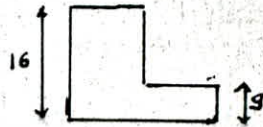
Influence de l'effort tranchant

$$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{14212}{100 \times 909} = 0,158 \text{ MPa} < [0,13 f_{ct8}, 4] = 3,25 \text{ MPa}$$

CALCUL DU BECQUET

Dimension

la hauteur du becquet d'appui $> 7 \text{ cm}$ [D.T.U]
on prend $h_1 = 9 \text{ cm}$ pour le becquet de la dalle



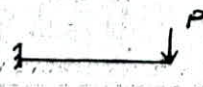
Évaluation des charges

Chaque becquet de la poutre palière ou de la poillasse doit être calculé par une charge linéaire $q = 89 (1,356 + 1,5P)$; $89 = 1,4$ [poillasse posée avec arm de susp]

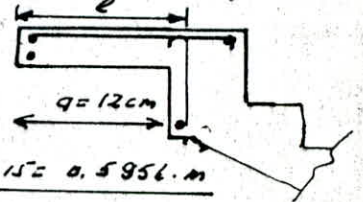
le becquet travaille comme une console

$$P = 89 \times L \times 9 = 1,4 \times 2,34 \times 1,214 = 3,976; \quad \ell \geq \begin{bmatrix} 0,3 \\ 9 \end{bmatrix}$$

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



$$M_u = P \cdot \ell = 3,97 \times 0,15 = 0,5956 \text{ m}$$



Ferraillage

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5950}{11,33 \times 100 \cdot 8^2} = 0,082 \quad \mu < \mu_p \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,082 \rightarrow \alpha = 0,1071; \quad \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M}{\beta \sigma_s} = \frac{5950}{0,967 \times 8 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2 > 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{1,8}{400} = A_{\min}$$

$$\text{on prend } 5\phi 8/m \Rightarrow 2,51 \text{ cm}^2$$

Armatures de repartition

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,627 \leq A_r \leq 1,255 \Rightarrow 4\phi 6/m \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\rho = \frac{A_0}{b \cdot d} = \frac{2,51}{100 \times 8} \geq 0,23 \frac{f_{ct8}}{f_c} \Rightarrow 3,13 \cdot 10^{-3} \geq 1,03 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \text{verifié}$$

Influence de l'effort tranchant

$$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{39700}{100 \times 0,08} = 0,406 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_0 \geq V_u + M_u / 0,9 \times d = 39700 + 5950 / 0,9 \times 0,08 < 0$$

Etat limite de service [E.L.S]

$$M_{ser} = 0,15 \times (1,4 \times 2,34 (6 + \phi)) = 0,15 [1,4 \times 2,34 \times 872] = 0,42856 \text{ m}$$

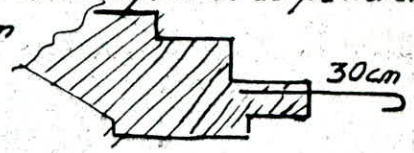
$$\gamma = M_u / M_{ser} = 5950 / 4285 = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{ct8}}{100} = 0,2 + 0,185 = 0,385 \quad \alpha = 0,1071 < 0,385$$

donc il y a aucune vérification à faire à l'E.L.S

Remarques

- Les armatures du becquet devront être faite de boucles ou de cadres fermés
- " " en boucles ne doivent pas être espacés au plus de 20 cm
- Il est conseillé de faire liaison entre les armatures du becquet et du palier en faisant sortir les armatures du voile de 30 cm



CALCUL DE LA POUTRE PALIER

Poutre noyée dans le palier on choisit $b = 30 \text{ cm}$
elle reprend les charges que transmet le voile au becquet

Charges et surcharges

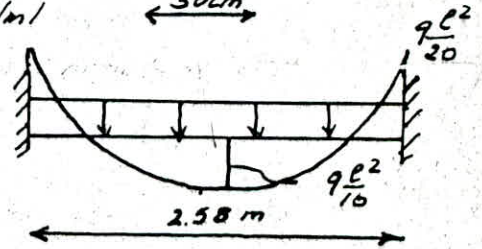
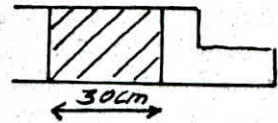
La charge agissante sur la poutre est transmise par le voile préfabriqué on prend $\varphi = 0.79$ [D.T.U]

$$\varphi = 1214.7 \times 2.34 \times 0.7 + [0.3 \times 0.14] \times 2.5 = 2094.6 \text{ kg/ml}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$M_t = \frac{q \ell^2}{10} = \frac{2094.6 \times 2.58^2}{10} = 1.394.6 \text{ m}$$

$$M_a = -0.6976 \text{ m}$$



Calcul des armatures en travée

$$M_b = \frac{1.394 \cdot 10^4}{11.3 \times 30 \times 12^2} = 0.285 < 0.1 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha_s = 0.432 ; \beta_s = 0.827$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta_s \cdot d} = \frac{13940}{348 \times 0.827 \times 12} = 4.036 \text{ cm}^2 > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.37 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 4 \phi 12 = 4.53 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures à l'appui

$$M_A = \frac{0.697 \cdot 10^4}{11.3 \times 30 \times 12^2} = 0.142 < 0.1 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha_A = 0.192 ; \beta_A = 0.923$$

$$A_A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta_A \cdot d} = \frac{6970}{348 \times 0.923 \times 12} = 1.808 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

On prend $A_0 = 3 \phi 12 = 2.36 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot d} > 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{b \cdot d} \text{ vérifié précéd pour les 2 armatures}$$

vérification de l'effort tranchant

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{q \ell / 2}{b \cdot d} = \frac{27020}{0.3 \times 0.12} = 0.7505 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa}$$

à l'appui : $A_0 \sigma_s < V_u + \frac{M_a}{0.9d} = 27020 - \frac{6970}{0.9 \times 0.12} < 0 \text{ vérifié}$

Armatures transversales

$$S_t \leq [99d, 40 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 10 \phi 6 / \text{ml}$$

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

$$M_{\text{ser}} = \frac{977 \times 2.58^2}{10} = 6500 \text{ N.m} \quad M_{\text{ser}} = 3251 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 2.14 \quad \gamma \leq \frac{2.14 - 1}{2} + f_{c28}/100 \Rightarrow \text{pas de vérif à l.E.L.S}$$

CALCUL DU PALIER

le palier est soumis à son propre poids + les surcharges

$$G = 535 \text{ kg/ml} ; P = 250 \text{ kg/ml}$$

les charges de la volée sont prises par la poutre palière, le palier est encasturé des deux côtés sur les voiles

$$q = 1.35G + 1.5P = 1097.25 \text{ kg/ml}$$

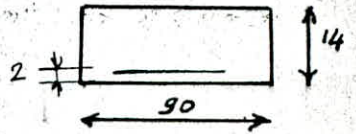
$$M_k = \frac{q \ell^2}{20} = 1097.25 \times \frac{2.58^2}{20} = 730.37 \text{ kg.m} ; M_d = 365.18 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7303}{11.33 \times 90 \cdot 12^2} = 0.0487 < \mu_c \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0487 \rightarrow \alpha = 0.0641 ; \beta = 0.974$$

$$A_k = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7303}{348 \cdot 0.974 \times 12} = 1.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_k = 4\phi 8 = 3.01 \text{ cm}^2$$



Verification de l'effort tranchant

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{q \ell / 2}{b \cdot d} = \frac{1097.25 \times 2.58 / 2}{0.9 \times 0.12} = 0.013 \text{ MPa} \leq 2.6 \text{ MPa}$$

Etat limite de Service

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot \ell^2}{20} = \frac{(535 + 250) \times 2.58^2}{20} = 522.52 \text{ kg.m}$$

$$\gamma = M_d / M_{ser} = 1.39 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{ctd}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{pas de vent à l'E.L.S}$$

Armatures aux appuis

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3651.8}{11.33 \times 90 \times 12^2} = 0.0240 < \mu_c \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0240 \rightarrow \alpha = 0.0304 ; \beta = 0.988$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 3651 / 348 \cdot 0.988 \times 12 = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \cdot d = \frac{f_{ctd}}{400} = 0.23 \times 90 \times 12 \times \frac{1.8}{400} = 1.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow A < A_{min}$$

on prend $A_{min} = 4\phi 6 / ml = 1.13 \text{ cm}^2$

Verification de l'effort tranchant

$$\frac{M_0}{0.9 \cdot d} + V_u \leq R_{0s} \Rightarrow \frac{-3651}{0.9 \times 0.14} + 1415.45 < 0 \quad [\text{c'est vérifié}]$$

Armatures transversales

$$S_t \leq \min [0.9d, 40 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 10\phi 6 / ml$$

CALCUL DES ESCALIERS R.D.C

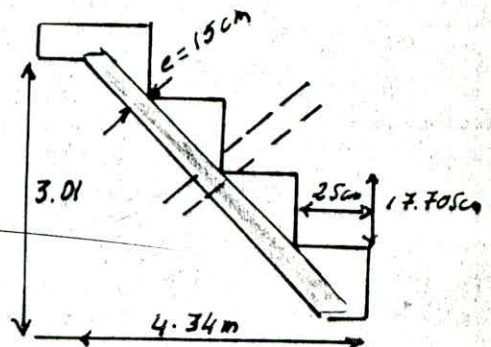
hauteur de la marche $h = 17.705 \text{ cm}$

giron $g = 25 \text{ cm}$

$$f_g d = \frac{3.01}{4.34} \Rightarrow \alpha = 34.74$$

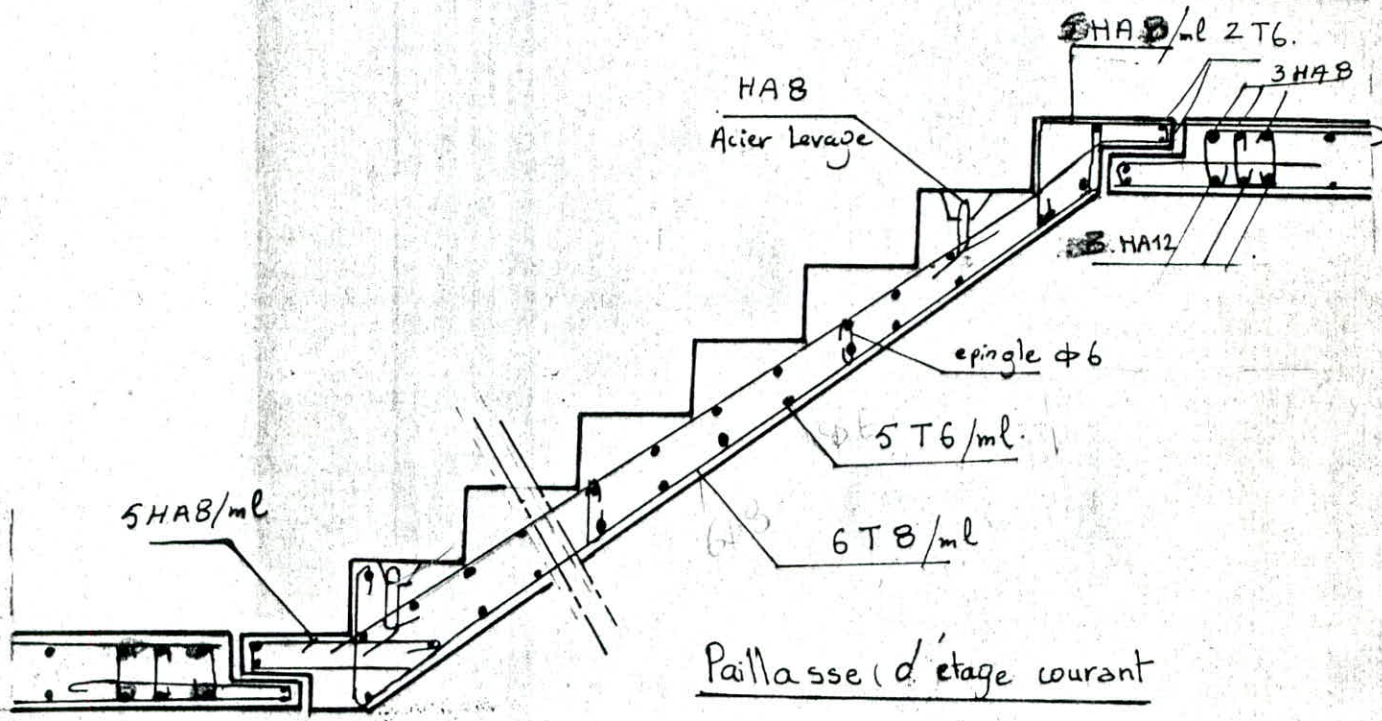
$$e = 15 \text{ cm}$$

la relation de Blondel est vérifiée



Le calcul est le même que celui de l'escalier de l'étage courant donc on résume notre calcul dans un tableau.

	Paillasse	Becquet	Poutre palière	
	$q = 1667 \text{ kg/ml}$ $M = 392506 \text{ N}$ $S = 20 \times 100$	$P = 10128.692 \text{ kg}$ $M = 1519.30 \text{ kg.m}$ $S = 10 \times 100$	$q = 2532.173 \text{ kg/m}$ $M_L = 1790.86 \text{ kg.m}$	$q = 2532.173 \text{ kg/m}$ $M_q = -842.25 \text{ kg.m}$
A	$9\phi 10/\text{ml} = 7.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$8\phi 10/\text{ml} = 6.28 \text{ cm}^2$	$A_L = 4.62 \text{ cm}^2$ $= 4\phi 12$	$A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ $= 3\phi 12$
A _{min}	1.863 cm^2	$A_{min} = 0.828 \text{ cm}^2$	$A_{min} = 0.43 \text{ cm}^2$	0.43 cm^2
E.L.S	$\alpha = 0.1404$; $M_{ser} = 284184 \text{ N.m}$ $\alpha \leq \frac{\sigma_s}{2} + \rho \frac{f_{ctd}}{f_{ctk}} = 0.385$	$M_{ser} = 5500 \text{ N.m}$, $\alpha = 0.298$ $\alpha \leq \frac{2.76 - 1}{2} + 0.2 = 1.08$	$G_0 = 11.7176 \leq 12 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 239/174$	$M_{ser} = 457 \text{ kg.m}$ $\alpha = 0.3376 < 0.62$



CALCUL DU PLANCHER COURANT

Méthode de calcul

- On utilisera les tables de R. BARES pour le calcul des efforts et des fleches
 les étapes de calcul sont les suivants
- on calcule $\gamma = \frac{a}{b}$; a : petite portée de la dalle - b : grande portée
 la valeur du coefficient de poisson $\mu = 0$ pour B.A fissuré [justification E.L.U A213]
 - Tirer des tables correspondant aux types d'appui
 - w_s : coefficient de fleche au milieu de la dalle
 - w_{bs} : " " " " bord libre "
 - M_{xs} : moment flechissant dans le sens x au milieu de la dalle
 - M_{ys} : " " " " " " " " " "
 - M_{ybs} : " " " " " " " " " " ou bord libre de la dalle

les fleches sont données par : $f_s = w_s \cdot \frac{q_0^4}{E h^3} < \bar{f}_0$ [au milieu de la dalle]

$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q_0^4}{E h^3} < \bar{f}_0$ [au milieu du bord libre de la dalle]

q : charge uniformément répartie

E_y : module de déformation du béton pour les chargements de longue durée
 $E_y = 3700 f_{cj}^{1/3}$ [MPa] / $f_{cj} = 1.1 f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = 26$ MPa on a $E_y = 12100$ MPa

Pour le calcul on prend $E = E_{acier} = 2 \cdot 10^5$ MPa

En outre on a à calculer les moments d'appuis de chaque dalle [M_{xvs} ; M_{yvs} ; M_{xva} ; M_{yva}]
 et pour chaque appui intermédiaire on a à considérer le maximum des moments d'appui
 donnés par deux dalles adjacentes

Valeurs limites de la fleche

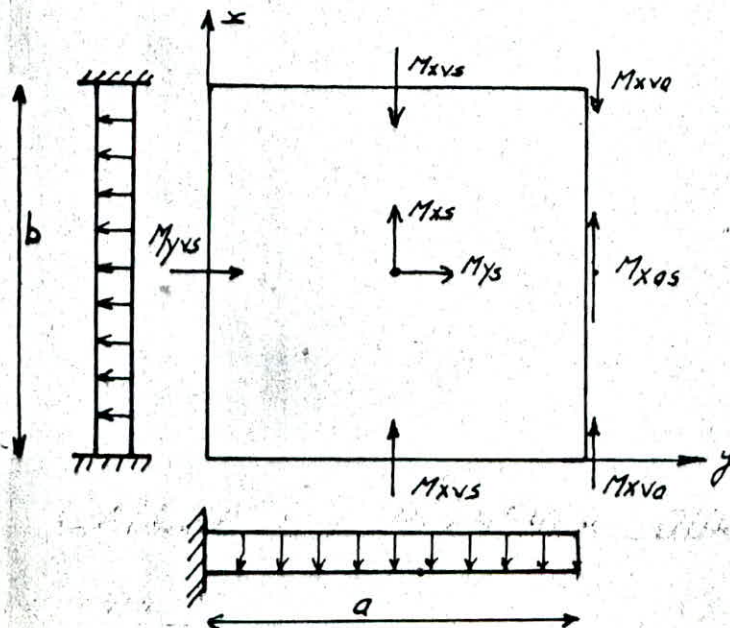
L'article B653 des B.A.E.L. donne les valeurs limites des fleches qui sont fixées comme suit :

- Pour les éléments support reposent sur 2 côtes

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \text{ avec } l \leq 500 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{l}{1000} \text{ avec } l \geq 500 \text{ cm}$$

- Pour les éléments support en console : $\bar{f} = \frac{l}{250}$ avec $l \leq 200 \text{ cm}$



PLANCHER - COURANT: $q = 1.356 + 1.5 Q = 9.904 \text{ t/m}^2$

Dalles	a (m)	b (m)	δ	w_s	w_{bs}	M_{ys}	M_{yxs}	M_{xs}	M_{xos}	M_{yos}	M_{xvo}	L.m M_{ys}	L.m M_{yxs}	L.m M_{xs}	L.m M_{xos}	L.m M_{yxs}	L.m M_{xvo}	t $q a^2$	t $q b^2$
D1	5.29	3.00	1.763	0.00394	0.00322	0.00097	0.0179	0.0382	0.0417	0.0824	0.0834	0.030	0.653	0.379	0.4143	0.819	0.829	30.894	9.936
D2	4.58	3.00	1.527	0.00523	0.0058	0.00215	0.0240	0.0364	0.0417	0.0807	0.0836	0.050	0.555	0.362	0.4143	0.802	0.831	23.458	9.936
D3	5.29	3.00	1.763	0.00394	0.00322	0.0009	0.0179	0.0382	0.0417	0.0824	0.0834	0.030	0.653	0.379	0.4143	0.819	0.829	30.894	9.936
D4	6.61	3.50	1.889	0.0023	0.00250	0.00066	0.0158	0.0389	0.0417	0.0829	0.0838	0.0321	0.760	0.426	0.564	1.121	1.127	48.336	13.524
D5	2.94	2.58	1.358	0.0148	0.0187	0.00633	0.0482	0.031	0.0415	0.0714	0.0854	0.0603	0.413	0.228	0.305	0.525	0.628	9.543	7.349

Pour le calcul de ces coefficients qui n'existent pas ds les tables de Bories on procede par interpolation lineaire
 EX: $\gamma_1 < \gamma < \gamma_2$ γ_1, γ_2 des valeurs dans le tableau

$$M_{xs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} M_{xs_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} M_{xs_2}$$

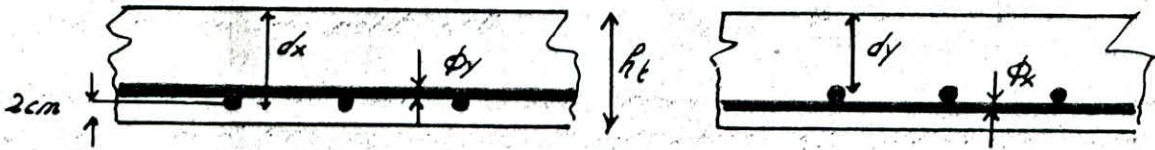
Calcul des fleches

Il suffit simplement de verifier la fleche du bord libre de chaque dalle [$w_{bs} > w_s$]

$$f_{bs} = \frac{q a^4}{E h^3} \cdot w_{bs} = (20.11 \times 10^{-4}) \times q^4 \times w_{bs}$$

dalles	$a = l_y$	$b = l_x$	w_{bs}	f_{bs} cm	$\bar{f} = \frac{q}{500}$ cm	$\bar{f} = 0.5 + 1$ cm
D1	5.29	3.00	0.0032	0.005	/	1.029
D2	4.58	3.00	0.00523	0.0046		0.916
D3	5.29	3.00	0.0032	0.005	/	1.029
D4	6.61	3.50	0.0025	0.020		/
D5	2.94	2.58	0.0187	0.0008	0.588	

FERRAILLAGE DES DALLES



$$h_t = 14 \text{ cm} ; \phi \leq 14 \text{ mm} \Rightarrow \phi_x = 8 \text{ mm} ; \phi_y = 8 \text{ mm}$$

$$d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$c_x = 0.020 \text{ m}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 11,2 \text{ cm}$$

$$c_y = 0.028 \text{ m}$$

Calcul des espacements [Art. A 8 2.43 BA 1.83]

Direction // a l_x : $e_x \leq 3h_0$ et 33 cm

: $e_y \leq 4h_0$ et 45 cm

Condition de non fragilité

$$\left. \begin{aligned} A_x &\geq \rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \frac{b h_0}{2} \\ A_y &\geq \rho_0 b h_0 \end{aligned} \right\} \rho_0 = 0.0005 \text{ pour acier } F_{e50} \text{ et treillis de } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

Justification de l'effort tranchant

- au milieu du grand côté a : $v_u = \frac{P l_x l_y}{2 l_y + l_x}$ (P en t/m)

- au milieu du petit côté b : $v_u = \frac{P \cdot l_x}{3}$

On vérifie la contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq 0.05 f_{t28}$ (béton sans reprise)
si cette condition est vérifiée les armatures A_t transversales sont inutiles

Remarque:

$$M_{app}^x = \max(M_{xvs}; M_{xva}) = M_{xva}$$

$$M_{app}^y = \max(M_{yvs}) = M_{yvs}$$

$$M_{trav}^x = \max(M_{xs}, M_{xas}) = M_{xas}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4 \text{ pour toute les dalles appartenant au plancher courant.}$$

longueur d'ancrage des treillis soudés

les dalles sont ferrillées en treillis soudés (treillis lisses) de type 4 [TLE 500] avec des mailles max de 30cm ; la limite élastique des aciers est $f_e = 500 \text{ MPa}$

la longueur de scellement doit être comme suit

$$\bar{\sigma}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.8}{4} \cdot \frac{500}{2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

Dalle	FERRILLAGE - MIN		M _{ys} t.m	A _{ys} cm ²	M _{ys} t.m	A _{ys} cm ²	M _{xos} t.m	A _{xos} cm ²	M _{xvo} t.m	A _{xvo} cm ²	V _u ^y t	V _u ^x t	τ _y MPa	τ _x MPa	σ̄ MPa
	A _y [cm ²]	A _x [cm ²]													
D ₁	1.12	1.36	0.0300	4φ8	0.0553	4φ8	0.4143	4φ8	0.829	5φ8	1.29	1.104	0.1075	0.092	1.25
D ₂	1.12	1.31	0.0500	4φ8	0.555	"	0.4143	"	0.831	"	1.25	1.104	0.1066	0.092	1.25
D ₃	1.12	1.36	0.0300	4φ8	0.553	"	0.4143	"	0.829	"	1.29	1.104	0.1075	0.092	"
D ₄	1.12	1.38	0.0320	4φ8	0.760	"	0.526	"	1.127	6φ8	1.53	1.29	0.1235	0.1075	"
D ₅	1.12	1.19	0.0603	4φ8	0.413	"	0.228	"	0.628	4φ8	0.99	0.95	0.0825	0.0791	"

Remarque : $\forall M_{ys} \quad A_{ys} \geq A_{ymin}$; les espacements sont vérifiés et les armatures transversales sont utiles pour toutes les dalles

VERIFICATION A L'E.L.S

a) Vérification à la contrainte max du béton

$q_s = G + Q = 0.623 + 0.175 = 0.798 \text{ N/m}^2$
 on vérifie que la contrainte max du béton comprimé ne dépasse pas $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K y_1 \quad \text{avec} \quad K = \frac{M}{I} ; I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2$$

y_1 est donnée par $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$

$$D = \frac{15A}{b} ; E = 2Dd$$

b) Vérification des contraintes des armatures

Puisque la fissuration est peu nuisible

(voir convert et clos) il n'y a aucune vérification à faire en ce qui concerne σ_s

Dalle	M _{ys} t.m	σ _b MPa	M _{ys} t.m	σ _b MPa	M _{xos} t.m	σ _b MPa	M _{xvo} t.m	σ _b MPa
D ₁	0.0216	0.179	0.0399	3.31	0.299	2.22	0.599	4.06
D ₂	0.0361	0.299	0.401	3.31	0.299	2.22	0.600	4.07
D ₃	0.0216	0.179	0.401	3.31	0.299	2.22	0.599	4.06
D ₄	0.0231	0.191	0.549	4.55	0.380	2.82	0.815	5.14
D ₅	0.0436	0.360	0.298	0.165	0.165		0.454	3.37

[les contraintes max du béton sont vérifiées < 15 MPa]

CALCUL DU PLANCHER R.D.C

C'est un plancher à predalles prefabriquées, on utilise les predalles pour éviter le gaspillage du coffrage qu'on ne peut recuperer après le coulage de beton

L'execution d'un tel plancher se fait en deux phases:

1^{er} phase: on place les predalles prefabriquées et jointives, ces predalles sont armées à la partie inferieure

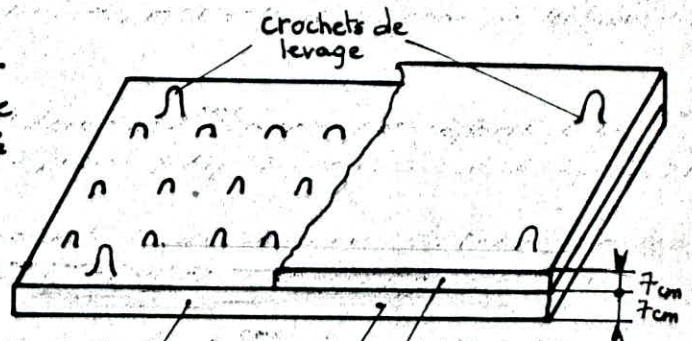
2^{em} phase: on procede au coulage d'une couche de beton d'epaisseur au moins egale à celle de la predalle ($e = 7\text{cm}$)

Le tout aura un fonctionnement monolithique après durcissement de la 2^{em} couche

Pour les predalles on prévoit des crochets pour manutention et transport ainsi que des armatures de couture assurant un parfait ancrage entre la predalle et la 2^{em} couche

Methodo de calcul des predalles

les predalles subissent dans notre cas 3 etats de chargements + etats depuis leur fabrication jusqu'au durcissement de la couche de beton coule sur place. Donc en principe ce fera en 3 phases



1^{er} phase: predalles soumises à leur propre poids

2^{em} phase: predalles soumises à leurs propre poids + la surcharge du beton frais + la surcharge dite de chantier égale à 100 kg/m^2

3^{em} phase: dalle complète (monolithique) soumise à $(1.856 + 1.5P)$ mais il est evident que la 2^{em} phase qui est la plus defavorable

Dimension des predalles: la longueur d'une predalle sera prise egale à la petite portée du panneau + 5cm de chaque côté qui doivent servir d'appui sur les voiles

Identification des dalles

on a à identifier ici seulement 4 dalles B resté des dalles est symetriques

Calcul des predalles: le calcul des moments sera donne par la table de BRES

Remarque:

- Puisque l'epaisseur du beton est faible en 2^{em} phase par rapport à la 3^{em} phase nous concluons que le moment M_2 (2 phase) $>$ M_2 (3 phase) c.a.d A (2 phase) $>$ A (3 phase)

- Mais puisque la 3^{em} phase represente le cas durable du travail de la dalle nous retiendrons pour le calcul des armatures données par la 3^{em} phase

Par contre le moment donne pendant la 2^{em} phase ($M_2 > M_3$) sera compensé par un "etoiement" disposé en dessous de la dalle

PLANCHER R.D.C. - dalle sur 4 cotés - $q = 1.356 + 1.50 = 1.22 \text{ t/m}^2$

Dalles	a (m)	b (m)	γ	R_y	R_x	W_s	q_a^2 t	q_b^2 t	f_s cm	\bar{F} cm	$M_{y\max}$ t.m	M_{yvs} t.m	$M_{x\max}$ t.m	M_{xvs} t.m	A_y cm ²	A_{yvs} cm ²	$A_{x\max}$ cm ²	A_{xvs} cm ²
D ₁	5.29	3.00	1.763	0.0783	0.639	0.003	34.14	10.98	$5 \cdot 10^{-3}$	1.029	0.102	0.628	0.417	0.885	4φ8	4φ8	4φ8	4φ8
D ₂	6.24	3.00	2.00	0.060	0.759	0.0019	47.50	10.98	$6.4 \cdot 10^{-3}$	1.124	0.114	0.680	0.448	0.915				
D ₃	5.29	3.00	1.763	0.0783	0.639	0.003	34.14	10.98	$5 \cdot 10^{-3}$	1.029	0.102	0.628	0.417	0.885				
D ₄	8.53	3.50	2.437	0.060	0.759	0.0019	88.77	14.95	$2 \cdot 10^{-2}$	1.353	0.213	1.270	0.440	1.245		6φ8		5φ8

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

$q = G + Q = 0.798 \text{ t/m}^2$

Dalle	$M_{y\max}$ t.m	σ_b MPa	$M_{x\max}$ t.m	σ_b MPa	M_{yvs} t.m	σ_b MPa	M_{xvs} t.m	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa
D ₁	0.0667	0.55	0.2728	2.06	0.4108	3.403	0.5789	4.30	15
D ₂	0.0746	0.62	0.2878	2.14	0.4448	3.70	0.5985	4.44	
D ₃	0.0667	0.55	0.2728	2.06	0.4108	3.403	0.5789	4.30	
D ₄	0.1393	1.15	0.2878	2.14	0.830	5.74	0.8144	6.05	

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

Dalle	V_u^x t	V_u^y t	τ_{ux} MPa	τ_{uy} MPa	$\bar{\tau}$ MPa
D ₁	1.42	1.22	0.118	0.102	1.25
D ₂	1.48	1.22	0.123	0.102	
D ₃	1.42	1.22	0.118	0.102	
D ₄	1.77	1.42	0.147	0.118	

DALLE APPUYEE SUR 2 COTES [LOGGIA - SECHOIR - D_s]

Dalle	l (m)	q t/m	M_0 t.m	M^t t.m	M^q t.m	A^t cm ²	A^{op} cm ²	q_{ser} t/m	M_0^{ser} t.m	M^t_{ser} t.m	M^q_{ser} t.m	MPa σ_b trav	appui σ_b mPa	V_u t	$\bar{\epsilon} = \frac{V}{b d}$ mPa	$\bar{\sigma}$ MPa
loggia	3.5	1.22	1.868	1.494	0.747	7φ8 3.51	4φ8 2.01	0.866	1.326	1.060	0.530	6.29	3.93	2.135	0.1779	1.25
Sechoir	3.00	1.22	1.373	1.098	0.549	5φ8 2.51		0.865	0.973	0.779	0.389	5.28	2.88	1.830	0.1525	
D _s	2.58	1.612	1.341	1.073	0.536	5φ8 2.51		1.19	0.990	0.792	0.396	5.37	2.94	2.079	0.173	

Bande de bordure noyée

Cette bande est prévue le long des bords libres de nos dalles appuyées sur 3 côtés elle est destinée à supporter le poids du mur (façade, G.C.) et son propre poids. On résume notre calcul de ferrailage de tous les bandes noyés dans le tableau ci dessous.

on prend comme largeur de la bande $b = 20 \text{ cm}$, $R = 14 \text{ cm}$
 $q_2 = 0,4 \times 0,2 \times 2,56 / \text{m}^3 = 0,076 / \text{m}$

bande calculée dans	$L (\text{m})$	$q \text{ t/m}$	$M_L (\text{k.m})$	$M_0 (\text{k.m})$	$A_L \text{ cm}^2$	$A_0 \text{ cm}^2$
$D_{1,2}$	3,00	0,996	0,896	-0,498	$3\phi 12 = 3,39$	$2\phi 12 = 2,26$
D_4	3,5	0,869	1,064	-0,532	$3\phi 12 = 3,39$	$2\phi 12 = 2,26$
G.C1	3,00	0,55	0,495	-0,247	$2\phi 12 = 2,26$	$2\phi 10 = 1,57$
G.C2	3,50	0,647	0,792	-0,396	$2\phi 12 = 2,26$	$2\phi 10 = 1,57$

Exemple de calcul : bande noyée dans la dalle $D_{1,2}$

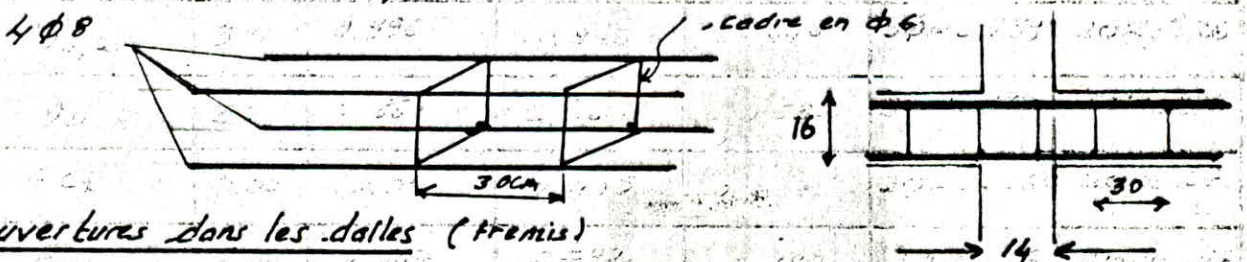
$q = q_1 + q_2$; (q_1 : poids de la façade = $\frac{p}{l} = \frac{2,78}{3} = 0,926 \text{ t/m}$) ; q_2 : poids de la bande

$q = q_1 + q_2 = 0,926 + 0,07 = 0,996$; $M_L = \frac{qL^2}{10} = 0,896$, $M_0 = \frac{qL^2}{20} = -0,448$

$M_L = \frac{M_L}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{8960 \text{ N.m}}{14,16 \times 20 \times 12^2} = 0,219 < 0,392 \Rightarrow A' = 0, d = 9,3146, \beta = 0,8$

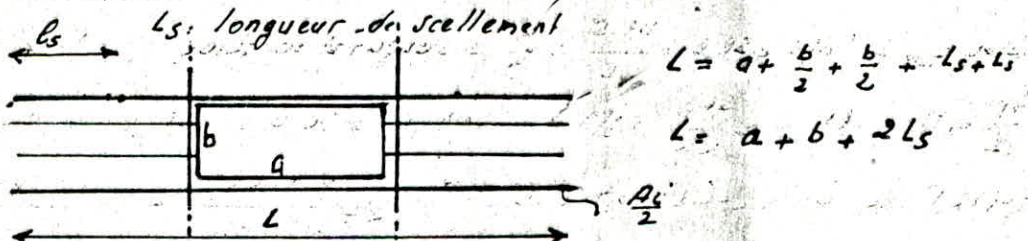
$A = \frac{M_L}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8960}{348 \times 0,874 \times 12} = 2,45 \text{ cm}^2$ je prends $3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

* Choinages : Pour les bâtiments à murs porteurs, on doit prévoir au niveau de chaque plancher des chaînages dans les épaisseurs du mur, ces chaînages peuvent consister en $4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ liés par des cadres $HA 6$ espacés de 30 cm



* Ouvertures dans les dalles (treillis)

On procédera à un renforcement local par des armatures qui seront disposées de la façon suivante :



Dans notre cas : on a 2 baies, I ($a = 30 \text{ cm}$, $b = 70 \text{ cm}$), II ($a = 50 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$)

on met des barres de renforcement en $\phi 12$ de chaque côté

FORMES PROPRES

PERIODE

ET

FORMES PROPRES

INERTIE EQUIVALENTE

La notion d'inertie équivalente permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires et pleins

On appelle inertie équivalente "Ie" du refend considéré l'inertie d'un refend plein fictif au même effort horizontal [uniformément réparti pour le vent et triangulaire pour le séisme] sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures

la flèche d'un refend [plein] fictif = $f = \frac{H_0 \cdot z^3}{8EI_e}$

Refend à 2 files d'ouvertures soumis à l'action du vent

la valeur de la flèche au sommet est:

$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{E(I_1 + I_2 + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

le moment d'inertie équivalent pour le cas d'une charge uniforme suivant la hauteur du voile est:

$$I_{eq} = \frac{I}{\frac{8I}{E I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

I_1, I_2, I_3 : moment d'inertie de chaque trumeau

I : moment d'inertie du refend complet (y compris les ouvertures)

m : moment statique de chacun des étages par rapport au C.D.G

c : demi distance entre les C.D.G des trumeaux

ψ_0 : coefficient donné par l'abaque B 206 à la case 0 (M. DIVERS)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha$: degré de concordance

$$\alpha^2 = \frac{6E'}{EH(I_1 + I_2 + I_3)} \left(\frac{\lambda_1 c_1^2}{\alpha_1^3} + \frac{\lambda_2 c_2^2}{\alpha_2^3} \right)$$

$E = E'$: module d'élasticité respectivement du trumeau et du linteau

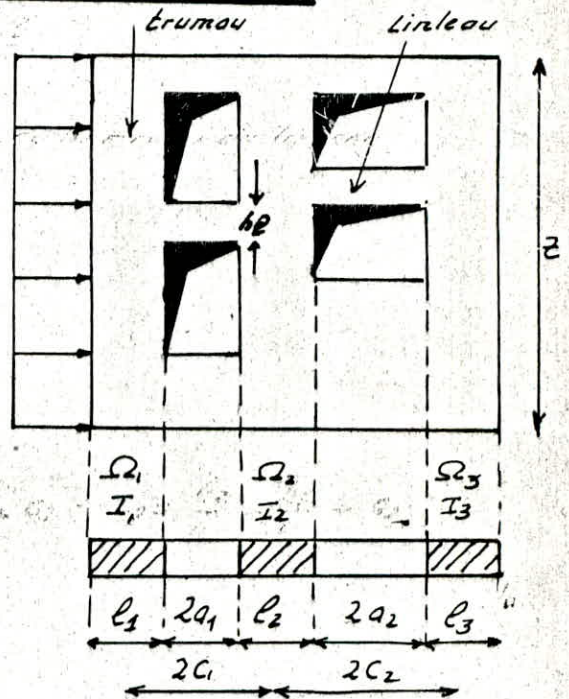
i : inertie du linteau

h : hauteur d'étage

o : demi partie de l'ouverture

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 \Omega_i d_i^2$$

$$I_i = \frac{b l_i^3}{12}; \quad \lambda_i = \frac{b h^3}{12}; \quad c_1 = \frac{l_1}{4} + \frac{l_2}{4} + o_1; \quad c_2 = \frac{l_2}{4} + \frac{l_3}{4} + o_2$$



EXEMPLE DE CALCUL

Voile v_1

$$\Omega_1 = 0.16 \times 2.01 = 0.322 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.16 \times 1.09 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 0.16 \times 0.4 = 0.064 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0.16 \times \frac{2.01^3}{12} = 0.1083 \text{ m}^4$$

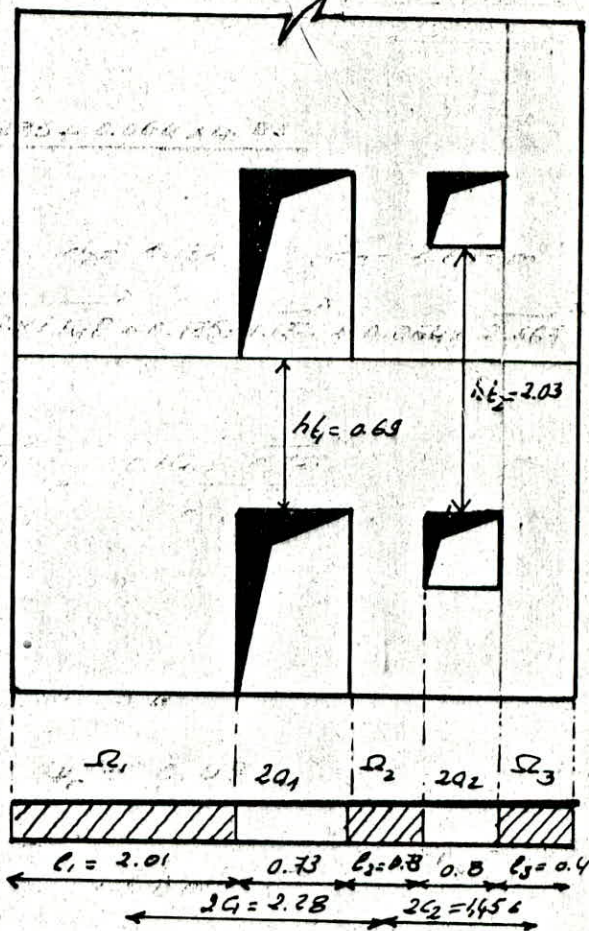
$$I_2 = 0.16 \times \frac{1.09^3}{12} = 0.0173 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0.16 \times \frac{0.4^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I_i = 0.1265 \text{ m}^4$$

$$i_2 = 0.112 \text{ m}^4; q_1 = 0.365 \text{ m}; \zeta_1 = 1.14 \text{ m}$$

$$i_3 = 0.004 \text{ m}^4; -q_2 = 0.40 \text{ m}; \zeta_2 = 0.778 \text{ m}$$



$$X_G = \frac{\Sigma A_i x_i}{\Sigma A_i} = \frac{0.322 \times 1.005 + 0.175 \times 3.285 + 0.064 \times 4.83}{0.561}$$

$$X_G = 2.153 \Rightarrow d_1 = 1.148 \text{ m}; d_2 = 1.132 \text{ m}; d_3 = 2.677 \text{ m}$$

$$I = \Sigma I_i + \Sigma \Omega_i d_i^2 = 0.1265 + 0.322 \times 1.148^2 + 0.175 \times 1.132^2 + 0.064 \times 2.667^2$$

$$I = 1.2338 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{6}{2.73 \times 0.1265} \times \frac{0.004 \times 1.14^2}{0.365^3} + \frac{0.112 \times 0.773^2}{0.40^3}$$

$$\omega^2 = 20.04 \Rightarrow \omega = 4.478$$

$$\alpha = \omega \cdot z = 4.478 \times 14.41 = 64.514$$

oblique 820 (M DIVERS) $\rightarrow \gamma_0 = 0.48$

$$I_e = \frac{1.595}{8 \times 1.595 \times 0.48} + 1 = 1.58 \text{ m}^4; I_{ey} = 1.58 \text{ m}^4$$

REFEND A 2 FILES D'OUVERTURE SOUMIS A L'ACTION

DES CHARGES TRIANGULAIRES [SEISME]

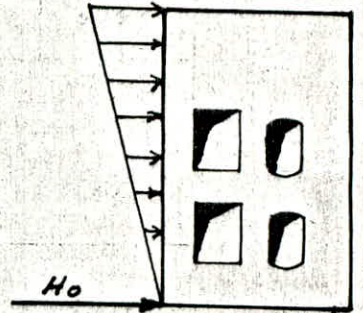
le même commentaire que celui fait en cas de vent, sauf que l'inertie équivalente prend une autre forme

$$I_{es} = \frac{q_n \times I}{\frac{60 \times I}{11 \times I_0} \times \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad (\text{Polycopie O.P.U. M^S RILI})$$

$$I_0 = \sum I_i$$

$$q_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^2} \quad ; \quad n: n^b \text{ de niveau} = 4 \Rightarrow q_n = 0.66$$

Exemple de Calcul [Voile V₁.]

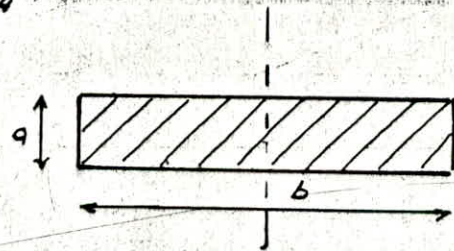


$$W = 4.478 \Rightarrow \alpha = \omega \cdot 2 = 64.515 \Rightarrow \text{oblique } \psi_0 = 0.65$$

$$I_e = \frac{0.66 \times 1.595}{\frac{60}{11} \times \frac{1.595}{0.1265} \times \frac{0.65}{64.515^2} + 1} = 0.960 \text{ m}^4$$

REFEND PLEIN

$$I_e = I = \frac{0.6^3}{12}$$



VOILES TRANSVERSAUX	V _{t1} /V _{t0}	V _{t2} /V _{t0}	V _{t3} /V _{t0}	V _{t4}	V _{t5} /V _{t0}	V _{t6} /V _{t0}
W	/	/	/	/	0.22	4.48
α	/	/	/	/	3.22	64.15
I _{ev} (m ⁴) VENT	2.38	0.90	5.36	8.28	5.59	1.58
I _{es} (m ⁴) SEISME	2.38	0.90	5.36	8.28	3.69	0.96
VOILES LONGITUDINAUX	V _{l1} /V _{l0}	V _{l2}	V _{l3} /V _{l0}	V _{l4} /V _{l0}	V _{l5} /V _{l0}	
W	4.48	0.28	/	/	/	/
α	64.15	4.14	/	/	/	/
I _{ev} (m ⁴) VENT	1.58	27.20	5.36	0.90	2.38	
I _{es} (m ⁴) SEISME	0.96	17.88	5.36	0.90	2.38	

CALCUL DU CENTRE DE MASSE et DE TORSION

Calcul du C.D.M

- le C.D.M de chaque élément et au niveau de chaque étage sera déterminé par rapport à un système d'axes orthonormé convenablement choisi
 - On suppose que les efforts horizontaux sont concentrés au niveau du plancher
- les coordonnées du C.D.M sont données par

$$x_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Calcul du C.D.T

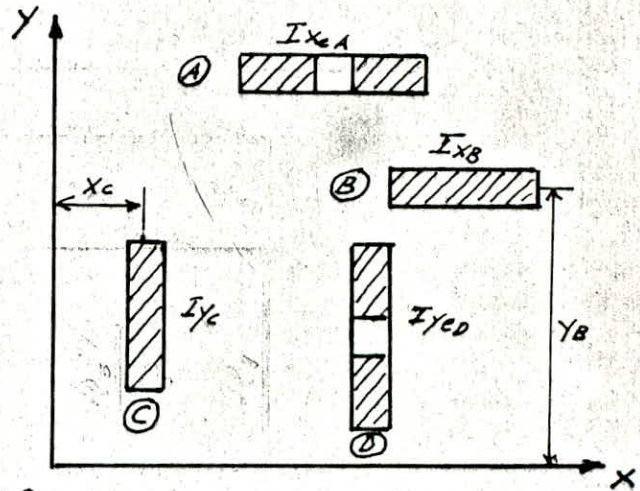
- le C.T du voile appelé centre élastique ou centre de rigidité ou C.D.G des moments d'inertie d'un groupe de refends est le pt caractérisé par les propriétés suivantes
- 1°] Une force dans la ligne d'action par le C.T engendre uniquement un déplacement ($|| F$)
 - 2°] Un moment dont l'axe vertical passe par le C.T engendre uniquement une rotation

le C.T est défini par ses coordonnées

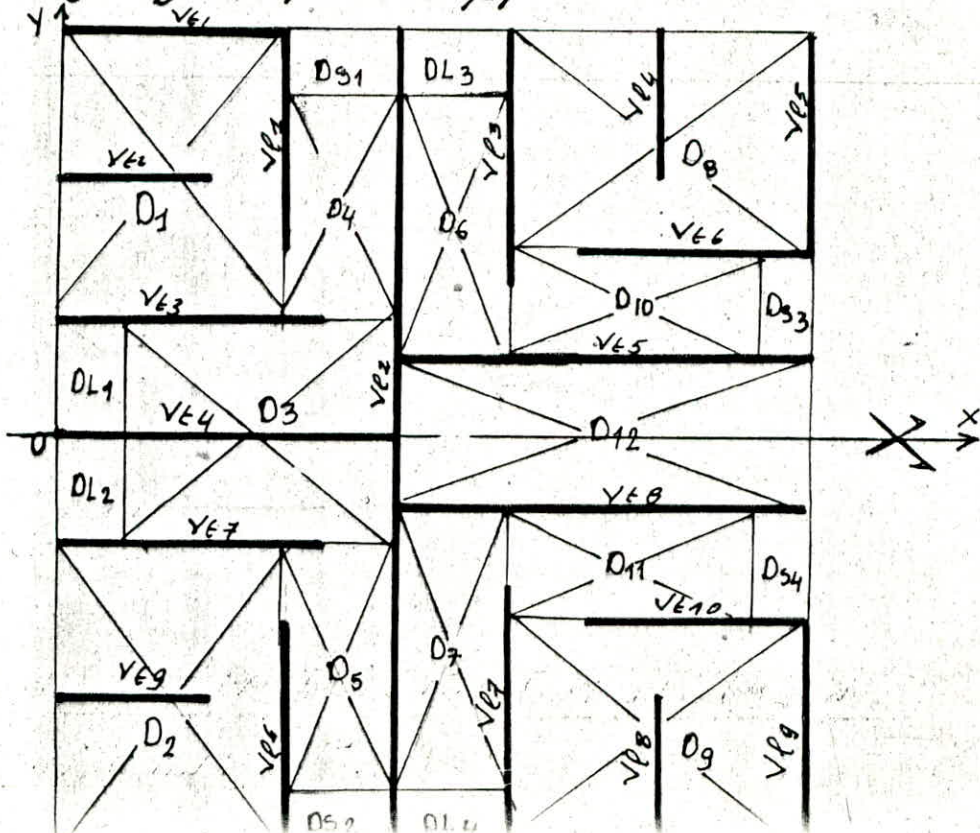
$$x_T = \frac{\sum I_{y_i} x_i}{\sum I_{y_i}} \quad ; \quad y_T = \frac{\sum I_{x_i} y_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$x_T = \frac{I_{y_c} \cdot x_c + I_{y_d} \cdot x_d}{I_{y_c} + I_{y_d}}$$

$$y_T = \frac{I_{x_b} \cdot y_b + I_{x_a} \cdot y_a}{I_{x_b} + I_{x_a}}$$



Dans le sens transversal, les voiles sont disposés de façon symétrique donc $y_{CT} = 0$



C. D. M de R. D. C - $M_i = (1.356 + 1.5Q) \times \text{Surface}$

Nature de l'élé	M _i - t -	X _i - m -	M _i X _i t.m	
Panneaux d'elles	D ₁	36,218	2.735	99.056
	D ₂	"	"	"
	D ₃	51.83	5.235	273.403
	D ₄	15.162	7.130	108,105
	D ₅	"	"	"
	D ₆	25.917	10.54	273.165
	D ₇	"	"	"
	D ₈	36,218	15.530	562.466
	D ₉	"	"	"
	D ₁₀	15.162	14.740	223.488
	D ₁₁	"	"	"
	D ₁₂	28,016	13.79	386.34
loggia	DL ₁	8.20	0.96	7.872
	DL ₂	"	"	"
	DL ₃	"	10.558	86.576
	DL ₄	"	"	"
Sechoir	DS ₁	6.443	7.13	45.938
	DS ₂	"	"	"
	DS ₃	"	17.91	115,394
	DS ₄	"	"	"
Voile	R.DC	7.233	13.805	99.852
Façade	F ₃	5.560	15.530	86.347
	F ₄	"	"	"
	F _{1/2}		0	0

Nature de l'élé	M _i (t)	X _i (m)	(t.m) M _i X _i	
Garde Corps	G.C ₁	1.44	10.54	15.177
	G.C ₂	2.02	7.13	14.403
	G.C ₃	1.44	10.54	15.177
	G.C ₄	2.02	7.17	14.403
VOILES Transversaux	VL ₁	5.15	2.815	14.487
	VL ₂	4.44	2.035	9.035
	VL ₃	8.16	3.69	30.110
	VL ₄	9.32	4.265	39.750
	VL ₅	9.48	13.790	130.729
	VL ₆	4.77	16.275	77.632
	VL ₇	8.16	3.69	30.110
	VL ₈	9.48	13.790	130.729
	VL ₉	4.44	2.035	9.035
	VL ₁₀	4.77	16.275	77.632
	VL ₁₁	5.15	2.815	14.487
voiles longitudinaux	VL ₁	4.77	5.55	26.474
	VL ₂	20.29	8.710	176.726
	VL ₃	8.17	12.37	101.063
	VL ₄	4.44	15.63	68.953
	VL ₅	6.15	18.71	115.067
	VL ₆	4.77	5.55	26.474
	VL ₇	8.17	12.37	101.063
	VL ₈	4.44	15.53	68.953
	VL ₉	6.15	18.71	115.067
	Gaines	CF ₆	0.87	4,00x2
YH ₆		1.40	6,00x2	16.80
CF ₀		0.87	12,54x2	21.82
VHD		1.40	13.79x2	38.612

$$X_G = \frac{\sum M_i}{\sum M_i} = \frac{560.795}{560.795} = \underline{\underline{9.82 \text{ m}}}$$

$$X_G = 9.82; y_G = 0$$

- C. D. M pour 1^{er} étage -

Nature de l'élément		M _i - t.	X _i - m.	M _i · X _i - t.m.
	Platier	3.973	14.50	57.61
	Volée >	1.23	12.73	15.66
	Volée >	1.23	12.73	15.66
Façade	ouvert	2.692	15.35	41.322
Dalle au	vent	5.400	17.11	92.394
Dalle	Platière	4.726	10.26	48.488

On reporte les résultats du tableau précédent en ajoutant les él^{ts} indiqués ci-dessus (ds le tableau) et on soustrait la dalle D12 et la volée

$$\sum M_i = 560.795 + 14.525 - 28.016 = 552.03 \text{ t}$$

$$\sum M_i X_i = 5507.241 + 225.46 - 386.340 = 5391.935 \text{ t.m}$$

$$X_G = 9.77 \text{ cm} ; y_G = 0$$

C. D. M Pour étage - courant

$$\sum M_i = 552.03 - (\text{dalle ouvert} = 5.400) = 546.63 \text{ t}$$

$$\sum M_i X_i = 5391.935 - 92.394 = 5299.54 \text{ t} \Rightarrow X_G = 9.69 \text{ m}$$

C. D. M Terrasse

Nature de l'élément		M _i - t.	X _i - m.	M _i · X _i - t.m.
Plancher	Terrasse	323.44	9.395	3062.064
Acrotère	Nord	3.025	9.395	28.42
	Sud	3.025	9.395	28.42
	Face avant	2.78	18.71	52.01
	1	1.133	17.11	19.39
	Face ouvert	0.415	18.35	6.37
Gaine	CF6	1.74	4	6.96
	VH6	2.80	6	16.80
	CFD	1.74	4	6.96
	VHD	2.80	6	16.8
Σ	ΣM_i	342.898	9.46	3244.9

$$\underline{\underline{X_G = 9.46 \text{ m}}}$$

- CALCUL DU CENTRE DE TORSION -

VOILES - LONGITUDINAUX									
Voile	$v l_1$	$v l_2$	$v l_3$	$v l_4$	$v l_5$	$v l_6$	$v l_7$	$v l_8$	$v l_9$
$I_{ev} (m^4)$	1.58	27.20	5.36	0.90	2.38	1.58	5.36	0.90	2.50
$I_{es} (m^4)$	0.96	17.88	5.36	0.90	2.38	0.96	5.36	0.90	2.38
$X_i (m)$	5.55	8.71	12.37	15.53	18.71	5.55	12.37	15.53	18.71
$I_y \cdot X_i (m^5)$	8.77	236.92	66.30	13.98	44.53	8.77	66.30	13.98	44.53
$I_s \cdot X_i (m^5)$	5.33	153.74	66.30	13.98	44.53	5.33	66.30	13.98	44.53

$$X_{CT} = \frac{\sum I_y \cdot X_i}{\sum I_{y_i}} \quad ; \quad Y_{CT} = 0$$

$$X_{T_y} = \frac{500.63}{47.59} = 10.52 \text{ m} ; \quad X_{T_s} = \frac{416.02}{37.08} = 11.22 \text{ m}$$

$$X_T = \max(X_{T_y}, X_{T_s}) = 11.22 \text{ cm}$$

Calcul des excentricités

- d'après ce tableau la plus grande excentricité se trouve au plancher terrasse [$e_x = 1.76 \text{ m}$]

- l'excentricité accidentelle est fixée par le R.P.A 81 est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment soit $l = 20.16 \text{ m}$:

$$e_{acc} = \frac{5}{100} \times 20.16 = 1.008$$

l'excentricité à retenir pour le calcul est = $e = \max[e_x, e_{acc}] = 1.76 \text{ m}$

N.B : On vérifie aussi que l'excentricité prise ne dépasse pas 2% de la longueur effective du bâtiment

$$1.76 < 2\% \cdot l_{max} = 4.032 \quad \text{ce qui est vérifié}$$

Niveau	terrasse	étage courant	R. D. C
X_G -m-	9.46	9.69	9.82
Y_G -m-	0	0	0
e_x -m-	1.76	1.53	1.40
e_y -m-	0	0	0

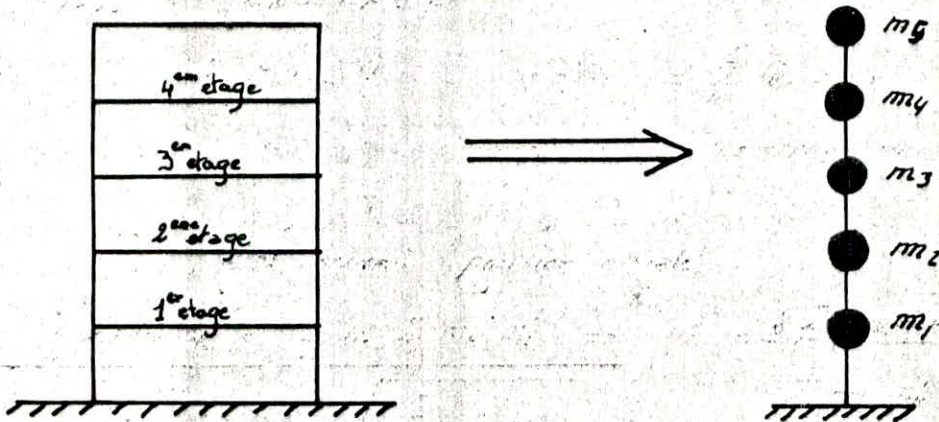
CALCUL DE LA PERIODE D'OSCILLATION

Introduction

Lors des tremblements de terre, une instabilité du sol peut apparaître qui entraîne des oscillations de la structure et engendre des efforts pouvant mener à la destruction brutale de l'édifice.

Modélisation

L'étude des oscillations suppose le choix du modèle, la structure est en général modélisée par une console verticale encastree à la base supportant des masses supposées encastrees au niveau des planchers, notre système est simplifié de telle façon que chaque nœud possède un seul degré de liberté.



Méthode de calcul

Pour le calcul de la période du 1^{er} mode de vibration, on applique la méthode approchée de RAYLEIGH.

Exposé de la méthode de "RAYLEIGH"

La méthode de Rayleigh permet de calculer approximativement la période du mode fondamental de vibration d'un oscillateur multiple, elle est basée sur le principe de la conservation de l'énergie.

$$E_{\text{total}} = E_c + E_p = cte$$

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t) \quad ; \quad E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k \cdot x_k(t)$$

$$Q_k = m_k \cdot g \quad ; \quad m_k = \text{les masses} \quad ; \quad x_k = \text{les elongations}$$

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\text{max}} = E_c^{\text{max}} + 0 = cte$$

(Pas - extrem) (position initiale)

$$\frac{1}{2} \sum Q_k \cdot x_k = \frac{1}{2} \omega^2 \sum m_k \cdot x_k^2 \Rightarrow \omega_1^2 = \frac{g \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2}$$

pulsation fondamentale

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2}{g \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k}}$$

x_k : déplacement statique des masses correspondant à l'action des charges

$x_k = \sum Q_k \cdot \delta_{kj} \quad ; \quad \delta_{kj}$: déplacement unitaire

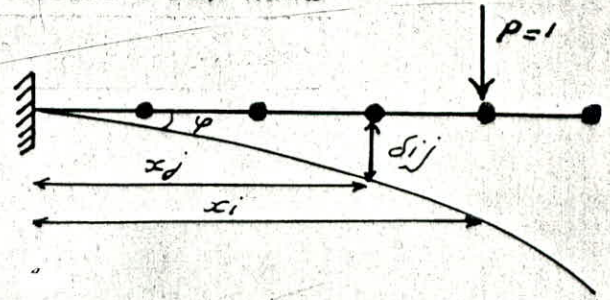
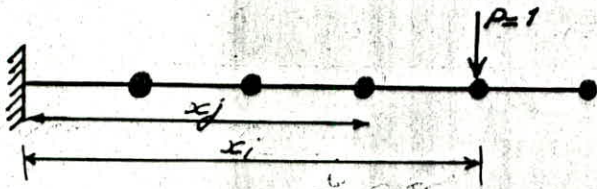
Hypothèse de calcul

- i] les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher
- ii] EI constante en hauteur
- iii] les planchers sont supposés indéformables dans le plan horizontal

Etape de calcul

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soit x_1, x_2, \dots, x_5 les déplacements statiques produits par le système de forces P_i appliqué à la section située à h_i , soit S_{ij} le déplacement en (j) résultant d'une force statique unitaire

$P=1$ appliqué en (i) sachant que toutes les autres sont nulles



$$EIS_{ij} = \frac{x_j^2}{2} (x_i - \frac{x_j}{3}) \quad i > j$$

$$EIS_{ij} = \frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \quad i < j$$

d'après le théorème de MAXWELL BETTI $S_{ij} = S_{ji}$

Tableau de EIS_{ij}

J \ L	1	2	3	4	5
1	7.72	19.29	30.87	42.44	54.02
2	19.29	61.73	108.03	154.33	200.63
3	30.87	108.03	208.34	312.51	416.68
4	42.44	154.33	312.51	493.85	679.04
5	54.02	200.63	416.68	679.04	964.55

Exemple de calcul

$$EIS_{31} = \frac{8.55^2}{2} (2.85 - \frac{8.55}{3})$$

$$= 30.87$$

Evolution des masses

- Plancher $G = 370.13 \times 0.673 = 249.10t$
- escalier $G = 84.42 \times 0.161 = 13.62t$
- 1/2 voile $G = \frac{1}{2} \cdot 140.07 = 70.035t$
- 1/2 façade $G = \frac{1}{2} \times 38.77 = 19.385t$
- Gaine $G = \dots = 9.08t$

Niveau terrasse

$W_T = 361.22t$

... les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher

Niveau étage - courant : $110 \text{ACH} = 370.13 \times 0.643 = 230.59 \text{t}$

voile = 140.07t

façade = 38.77t

Gaine = 9.08t

escalier = 6.48t

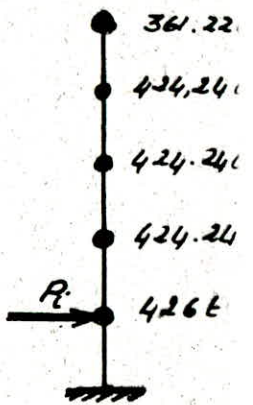
$W_{e,c} = 424.24 \text{t}$

Niveau 1er étage

même calcul que l'étage courant + dalle ouvent

$G = W_{1,et} = 426 \text{t}$

$I_L = \sum I_{e,il} = 44.92 \text{m}^4$; $I_L = \sum I_{e,l} = 37.08 \text{m}^4$



Calcul des déplacements et périodes

les déplacements sont calculés dans les deux sens du bâtiment transversal et longitudinal

$X = \frac{\sum P_i S_{ij}}{EI}$ E: module de déformation longitudinal instantané

$E = 12000 \text{ kg}^{1/3} = 36200 \text{ MPa} = 362 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2 \text{ [A 2.12]}$

exemple de calcul:

$X_{1L} = \frac{424.94(19.29 + 30.87 + 42.44) + 426 \times 7.37 + 361.22 \times 54.02}{362 \times 37.08 \cdot 10^4}$

$X_{1L} = 4,62 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,462 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

NIVEAU	1	2	3	4	5
$X_L (10^{-3})$	0.462	1.620	3.210	5.004	6.871
$X_T (10^{-3})$	0.382	1.337	2.650	4.131	5.672

Période du 1er mode

$T_L = 0.1275$
 $T_T = 0.1405$

$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{\sum m_k \cdot x_k^2}{g \sum m_k \cdot x_k}}$

Calcul de la période par la formule donnée en Annexe des règles PS 69

$T = 1.79 \sqrt{\frac{m H^3}{EI}}$

$m = \sum m_i = 2062.04 \text{t}$

$H = 14.41 \text{m}$ hauteur du bâtiment

Sens transversale : $T_T = 1.79 \sqrt{\frac{2062.04 \times 14.41}{162.6 \times 10^7}} = 0.1405$

Sens longitudinal : $T_L = 1.79 \sqrt{\frac{2062.04 \times 14.41}{134.23 \times 10^7}} = 0.1215$

$T_T = 0.1405$; $T_L = 0.1215$

Calcul de la période par la formule analytique du R.P.A

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

H : hauteur du bâtiment = 14.41 m

L : Dimension du bâtiment ds le sens de l'action sismique

Sens transversal : $L = 18.79 \text{ m}$ $T_t = \frac{0,09 \times 14,41}{\sqrt{18,79}} = 0,299 \text{ s}$

Sens longitudinal : $L = 20.16 \text{ m}$ $T_L = \frac{0,09 \times 14,41}{\sqrt{20,16}} = 0,288 \text{ s}$

$$T_t = 0,299 \text{ s} ; T_L = 0,288 \text{ s}$$

Conclusion

Méthode	R.P.A	RAYLEIGH	PS 69
$T_{\text{transv}} \text{ (s)}$	0.299	0.127	0.110
$T_{\text{longit}} \text{ (s)}$	0.288	0.140	0.121

On remarque que la période donnée par le RPA est excessive du fait que l'équation empirique ne tient pas compte de la rigidité totale des éléments participant au contreventement.

Donc le fait de prendre le minimum de rigidité donne une valeur assez grande de la période, donc un coefficient de calcul dynamique faible ce qui n'est pas dans le sens de la sécurité.

ETUDE

DU

VENT

ETUDE AU VENT

Introduction

l'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction se ramène à une résultante [R] de 3 forces:

1. la traînée T. : Suivant la direction horizontale du vent elle produit un effort d'entraînement et de renversement
2. la dérive L. : Suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal
3. la portance U. : Suivant une direction ascendante verticale elle produit un effet de renversement et de soulèvement

Calcul de la traînée

C'est l'effort le plus déterminant dans le dimensionnement de la construction, la traînée est donnée par

$$T = C_t \cdot B \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

a) pression du vent : q

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \quad \text{avec} \quad q_H = q_{10} \times 2.5 \frac{H+18}{H+60}$$

K_s : coefficient de site (site exposée, région II) $\Rightarrow K_s = 1.3$

K_m : " de masque (pas de masque) $\Rightarrow K_m = 1$

q_{10} : pression dynamique de base à 10 m de hauteur $\Rightarrow q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$
 $= 71,33 \text{ kg/m}^2$

$$q = 71,33 \times 2.5 \times 1.3 \frac{H+18}{H+60} = 231,83 \frac{H+18}{H+60} \quad H: \text{niveau d'étage au sol}$$

b) coefficient de traînée C_t

Pour une construction à toiture terrasse $C_t = 1.38$ (ART 2.161 NV65)

vent normal à la face "a" ($a > b$) $\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{14.41}{20.61} = 0.715$; $\frac{b}{a} = \frac{18.79}{20.16} = 0.932$

$(\lambda_a, \frac{b}{a}) \longrightarrow \gamma_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1.3$

vent normal à la face "b" ($b < a$) $\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{14.41}{18.79} = 0.768$; $\frac{b}{a} = 0.932$

$(\lambda_b, \frac{b}{a}) \longrightarrow \gamma_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1.3$

γ_0 est donnée par fig R III.5 NV65

Coefficient de majoration dynamique (β)

$$\beta = \theta (1 + f \cdot \bar{\tau})$$

f = coefficient de réponse en fct. de la période du mode fondamental il est donné par l'abaque (R. III. 5)

La période propre est donnée par la formule de Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m x_k^2}{g \sum m x_k}}$$

$$T_f = 0.1275 \quad f = 0.1$$

$$T_p = 0.1405 \quad f = 0.1$$

$\bar{\tau}$: coefficient de pulsation fonction de l'atoge H

pour $H_{\text{sommet}} = 14.41 \quad \bar{\tau} = 0.355$ (fig R III. 4 NV65)

θ : coefficient global : dépend du type de construction

$$H < 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0.7 \text{ (Art 1.511 NV65)}$$

$$\beta = (1 + f \bar{\tau}) \theta = (1 + 0.1 \times 0.355) \times 0.7 = 0.724 < 1$$

Mais d'après l'article 1.55 NV65) β est ou moins égale à 1 donc on prend :

$$\beta = 1$$

Largeur du maître couple (d)

le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction.

Sens transversal $d = a = 20.16 \text{ m}$

" longitudinal $d = b = 18.79 \text{ m}$

Coefficient de réduction (δ)

Il tient compte de l'effet de dimensions il est donné par (fig R III. 2 NV65)

$$\delta = f(H)$$

Finalement en remplaçant les coefficients précédents on aura la traînée dans les deux sens

$$\text{Sens longitudinal } T_n = 6075.80 \times \delta \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

$$\text{Sens transversal } T_t = 5662.92 \times \delta \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

Remarque :

les forces de traînée extrêmes sont données en multipliant les forces normales par 1.75 $T_e = 1.75 T_n$

FORCE DE TRAINÉE T (kg/ml)

FORCE DE TRAINÉE T

				Sens longit d = b = 18.79m		Sens transv : d = a = 20.16m	
NIV	H (m)	δ	q (kg/m ²)	T _{yn} (kg/ml)	T _{ye} (kg/ml)	T _{xn} (kg/ml)	T _{xe} (kg/ml)
T	14.25	0.81	100.69	1992.32	3486.55	2137.58	3740.76
4	11.40	0.825	95.45	1923.73	3366.51	2063.99	3611.97
3	8.55	0.84	89.79	1842.37	3224.15	1976.70	3459.23
2	5.7	0.865	83.62	1767.01	3092.27	1895.84	3317.73
1	2.85	0.9	76.91	1690.76	2958.84	1814.04	3174.57
R.D.C	0.00	1.00	69.55	1698.87	293	1822.74	3189.79

Calcul de la derive (L)

$$L = \delta \cdot C_i \cdot \beta \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

La pression du vent à la vitesse critique (V_{cr}) provoque une force de derive perpendiculaire à la direction du vent (il n'y a pas de vibrations latérales en régime normal et extrême, car l'augmentation de la vitesse du vent atténue l'effort de résonance)

Pour une vitesse du vent supérieure à 25 m/s (prise arbitrairement) le calcul est inutile d'après M. DIVERS (A 21d)

Détermination de la vitesse critique

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

d : longueur du mètre couple

T : période d'oscillation du mode fondamental

S : nombre de STROUHAL $0.25 \leq S \leq 0.5$

Sens longitudinal :

$$T_p = 0.140s$$

$$S = 0.3$$

$$d = 18.79$$

$$\Rightarrow V_{cr} = 444.4 \text{ m/s}$$

Sens transversal :

$$T_t = 0.147s$$

$$S = 0.3$$

$$d = 20.16$$

$$\Rightarrow V_{cr} = 529.13 \text{ m/s}$$

Les vitesses critiques dans les deux directions sont supérieures à 25 m/s il est donc inutile de faire le calcul à la résonance.

Calcul de la portance (U)

C'est une action verticale perpendiculaire à la poussée du vent elle est donnée par la formule :

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q_H \cdot S_u$$

$$C_u = C_e - C_i = 0.3 - (-0.5) = 0.8 \quad ; \quad H_s = 14.41 \text{ m}$$

$$d = 0.785 \text{ fig (R. III. 2 NV 65)} ; \quad q_{H=14.41} = 100.89 \text{ kg/m}^2$$

$$S_u = 20.16 \times 18.79 = 378.8 \text{ m}^2$$

$$U = 0.8 \times 0.785 \times 100.89 \text{ kg/m}^2 \times 378.8 \text{ m}^2 = 24.02 \text{ t}$$

$U = 24.02 \text{ t} \ll$ poids du bâtiment alors il n'y a pas risque de soulèvement

Conclusion générale :

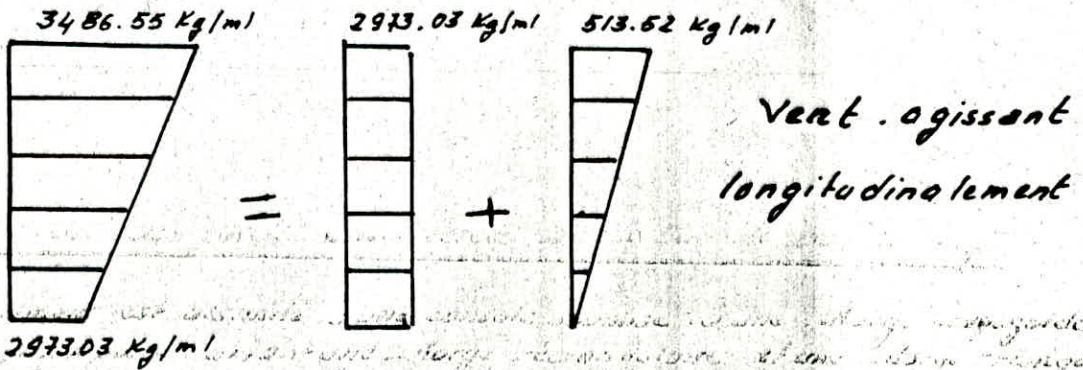
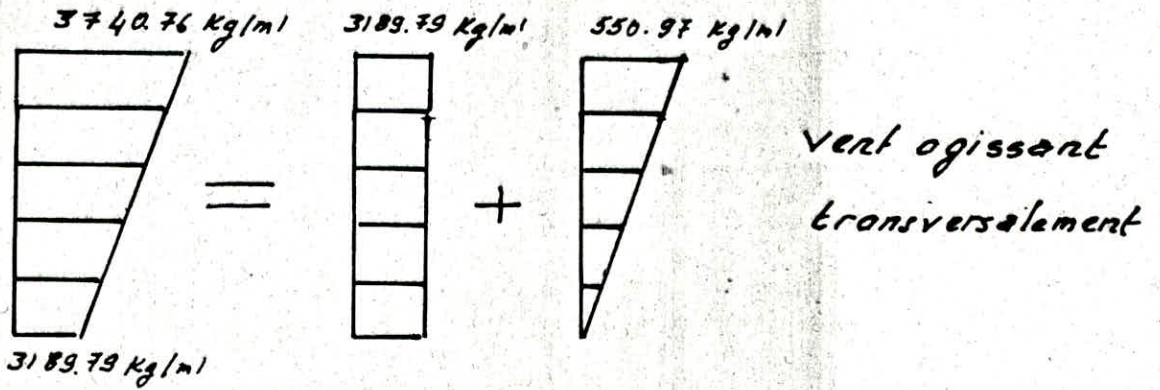
la traînée (T) est la force la plus importante qui conditionne la dimensionnement ou contreventement

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U} \neq \vec{T} \quad \Rightarrow \quad R = T$$

Calcul de la derive (L)

Calcul des forces concentrées au niveau de chaque étage

le bâtiment est assimilé à une console soumise à une charge trapézoïdale qui sera décomposée suivant une charge rectangulaire et une charge triangulaire



NIV	h m	Sens transversal		Sens longitudinal	
		$F_k(t)$	$F_k(t)$ cumulée	$F_k(t)$	$F_k(t)$ cumulée
T	14.25	0	0	0	0
4	11.40	10.48	10.48	9.766	9.766
3	8.55	10.08	20.56	9.392	19.158
2	5.7	9.66	30.22	9.000	28.158
1	2.85	9.25	39.47	8.628	36.786
R.D.C	0.00	9.07	48.54	8.453	45.234

SEISME

ETUDE

DU

SEISME

ETUDE DU SEISME

Introduction

Pour le calcul des forces sismiques le R.P.A permet sous certaines conditions, de calculer la structure par une méthode pseudodynamique [méthode statique] - qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant V

Conditions d'utilisation de la méthode statique [RPA 81]

- a] - le bâtiment a une hauteur $h = 14.41 \text{ m} < 45 \text{ m}$ (zone II)
- b] - la forme du bloc est rectangulaire
- c] - pas de décrochement en élévation
- d] - $e_x < 20\% \times L$; $e_y < 20\% \times P$, l'excentricité ne dépasse pas 20% de la longueur effective pour chaque direction du bâtiment
- e] - le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne dépasse pas 25% dans chaque direction
- f] - le bâtiment présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux
- g] - la structure ne présente qu'un seul degré de liberté
- i] - Sans commentaire (la hauteur du bâtiment $h > 14 \text{ m}$)

Actions sismiques

la grandeur de la force sismique (minimale) agissant dans une seule direction de la structure est donnée par :

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

A = coeff. d'accélération de zone : zone 2 - groupe d'usage 2 (habitation) : $A = 0.15$

B = facteur de comportement de la structure : structure voile porteur : $B = 1/3$

D = coeff. d'amplification dynamique

$$\left. \begin{array}{l} T_E = 0.1275 \\ T_L = 0.1405 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{sol meuble} \Rightarrow D = 2$$

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

	Critère	valeurs P_q	
		Longitu	transv
1	Load. mini. de files portées	0	0
2	surabondance en plan	0	0
3	symétrie en plan	0.1	0
4	régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des mat	0.1	0.1
6	" " " " de contr	0.1	0.1

$$Q_L = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q_T = 1 + 0.3 = 1.3$$

Valeur de W : poids total des charges permanentes

$$W = 361.22 + 3 \times (424.94) + 426 + 427.56 = 2489.616$$

Valeur de V

$$V_L = A \cdot D \cdot B \cdot Q_L \cdot W = 298.756$$

$$V_T = A \cdot D \cdot B \cdot Q_T \cdot W = 323.656$$

Distribution des forces sismiques

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur latérale de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure $F_t = 0.07TV$

$F_t = 0.07TV$ si $T > 0.75$ le quel $F_t < 0.25V$

$F_t = 0$ si $T \leq 0.75$ [RPA art 3.3.3]

La partie restante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur toute la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i} \quad F_t = 0 \Rightarrow F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k

W_k : poids concentré au " " k

h_k : hauteur du niveau k mesuré de la base

$W_1 = 426t$; $W_2 = W_3 = W_4 = 424.94t$; $W_5 = 361.22t$

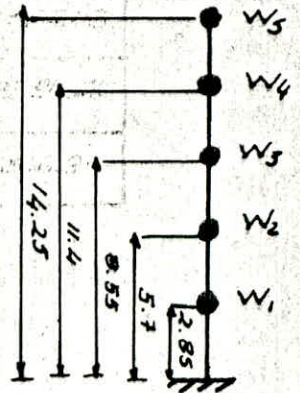
$T_f = 0.1275 \rightarrow V_f = 298.75t$

$T_p = 0.1405 \rightarrow V_p = 323.65t$

$\sum W_i \cdot h_i = 17261.20 t \cdot m$

EXEMPLE : $F_{11} = \frac{V_f \cdot W_1 \cdot h_1}{\sum W_i \cdot h_i} = \frac{298.75 \times 426 \times 2.85}{17261.20} = 21.01t$

$F_{1p} = \frac{V_p \cdot W_1 \cdot h_1}{\sum W_i \cdot h_i} = \frac{323.65 \times 426 \times 2.85}{17261.20} = 22.76t$



NIV	$F_{KT} (t)$	$F_{KT} (t)$ cumulee	$F_{KL} (t)$	$F_{KL} (t)$ cumulee	$M_T (t \cdot m)$	$M_L (t \cdot m)$
5	89.08	89.08	96.514	96.514	0	0
4	83.84	172.92	90.83	187.34	253.87	275.06
3	62.88	235.8	68.12	255.46	746.69	808.97
2	41.91	277.71	45.41	300.89	1418.72	1537.03
1	21.01	298.75	22.76	323.65	2210.19	2394.56
0	0	298.75	0	323.65	3061.62	3316.96

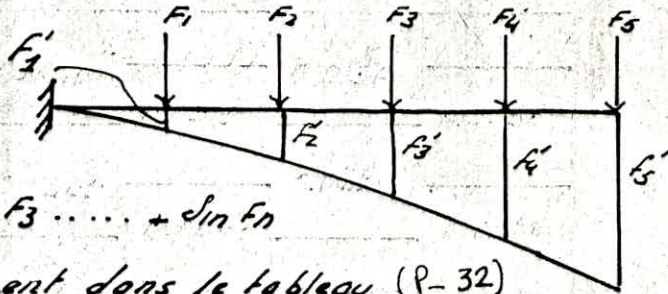
Calcul des deformations

Connaissant l'effort sismique agissant à chaque niveau, on calculera les deformations, puis conformément à l'article 3.3.71 RPA 81, ce déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(1,0/2\beta) \geq 1$ pour obtenir le déplacement relatif.

Ces déplacements relatifs trouvés d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à $0,0075 h$ (h : hauteur d'étage)

Calcul de f_j

$$f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$$



$$f_1 = \delta_{11} F_1 + \delta_{12} F_2 + \delta_{13} F_3 + \dots + \delta_{1n} F_n$$

δ_{ij} : calculé précédemment dans le tableau (P-32)

F_i : calculé " " " " (P-41)

$$f_j' = f_j \times \frac{1,0}{2\beta} \quad \beta = \frac{1}{3} \text{ (voile porteur)} \Rightarrow f_j' = 1,5 f_j$$

$$\Delta f_j' = f_{j+1}' - f_j' \quad \Delta f_j': \text{ déplacement relatif latéral}$$

$$\Delta f_{adm} = 0,0075 h = 0,0075 \times 2,85 \text{ m} = 0,0213 \text{ m} = 2,13 \text{ cm}$$

les déplacements relatifs latéraux dans ce tableau vérifient bien

l'article 3371 RPA 81 toutes les valeurs sont $< \Delta f_{adm} = 2,13 \text{ cm}$

Niveau	sens transv		sens longitudinal	
	f_j' (cm)	$\Delta f_j'$ (cm)	f_j' (cm)	$\Delta f_j'$ (cm)
1	$1,26 \cdot 10^{-2}$		0,0136	
2	0,0445	0,0319	0,0491	0,0355
3	0,0912	0,0467	0,0987	0,0496
4	0,144	0,0528	0,156	0,0573
5	0,1995	0,0555	0,2162	0,0602

les déplacements relatifs latéraux dans ce tableau vérifient bien

l'article 3371 RPA 81 toutes les valeurs sont $< \Delta f_{adm} = 2,13 \text{ cm}$

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX

Introduction

Notre système de contreventement constitué de voiles porteurs soumis au séisme ou au vent.

Il s'agit de répartir les efforts horizontaux F_{xi} de chaque niveau entre les différents éléments de contreventement.

Méthode de calcul

Pour déterminer H_i (effort) repri par chaque voile et à chaque niveau on utilise la méthode de [MARIUS DIVERS]

Hypothèse de calcul

- les refends sont parfaitement encastrés à leurs bases
- l'inertie de chaque voile est constante sur toute la hauteur
- les planchers sont indéformables horizontalement

Exposé de la méthode du Centre de Torsion

Le centre de torsion d'un groupe de refends est caractérisé par :

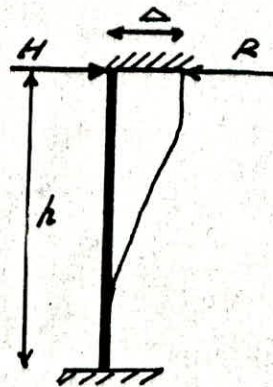
- Une force dans la ligne d'action passe par le centre de torsion où elle provoque une translation des refends parallèle à la direction de cette force.
- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion et engendre uniquement une rotation dans le même sens que celui du moment.
- les efforts sismiques sont répartis sur les refends proportionnellement à leurs rigidités
- La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) de rappel pour lequel le refend reçoit quand une force H (ou un couple M) provoque sa translation (ou sa rotation)

La rigidité d'un refend est donnée par :

$$R = 12 \frac{EI}{h^3} \quad ; \quad h : \text{hauteur du refend}$$

Remarque :

Puisque le terme $\frac{EI}{h^3}$ est constant pour chaque refend on remplace la rigidité R par l'inertie I



les forces distribuées dans les refends sont en définitive

Sens longitudinal : $H_y = H_y'' + H_y' = \frac{\bar{H}_y \cdot I_x}{\Sigma I_x} + \frac{\bar{M} \cdot x \cdot I_x}{J}$

Sens transversal : $H_x = H_x'' + H_x' = \frac{\bar{H}_x \cdot I_y}{\Sigma I_y} + \frac{\bar{M} \cdot y \cdot I_y}{J}$

Remarques

- l'effort sismique dans un sens considéré est repris par les voiles parallèles à cet effort ; - car leur inertie est grande par rapport à l'axe perpendiculaire à l'effet sismique

- les termes suivant $H_{rot y} = \frac{M I_y \cdot y}{J}$; $H_{rot x} = \frac{M I_x \cdot x}{J}$ ont été négligés car pour chaque sens d'attaque de la force sismique lui s'oppose perpendiculairement des voiles dont l'inertie I_x (ou I_y) est pratiquement nulle

- Il est conseillé de faire une vérification de l'équilibre extérieur à la base de chaque refend

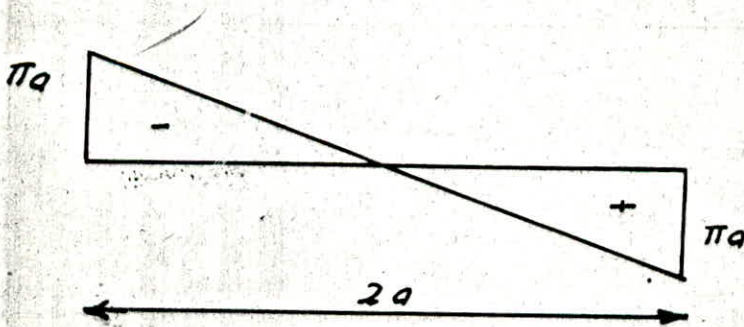
Refend à plusieurs files d'ouvertures dont le moment M est comme suit

$$M = M_1 + M_2 + M_3 \dots + 2N_1 (G_1 + G_2 \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 \dots) + 2N_3 (G_3 + G_4 \dots)$$

M : moment cumulé à la base du refend (M_k)

- Voiles pleins : le moment flechissant est nul

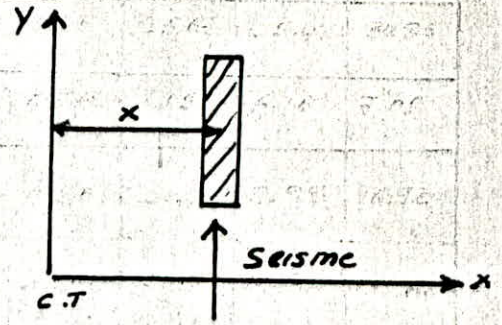
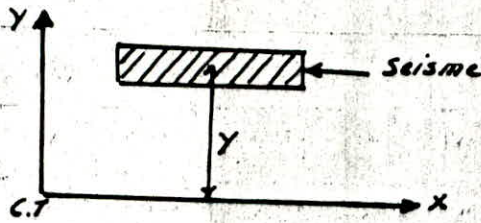
- l'effort tranchant π dans le linteau engendre un moment d'encastrement $M = \pi \cdot a$ avec "a" la demi travée du linteau le diagramme du moment flechissant est



- H_x'' et H_y'' sont négligés s'ils sont négatifs (ART 335 RPA 81)

Caracteristiques geometriques des voiles

Sens transversal



VOILES	$I_y (m^4)$	$y_i (m)$	$I_y \cdot y_i (m^5)$	$I_y \cdot y_i^2 (m^6)$
Vt1	2.38	10,00	23.1	238
Vt2	0.90	6.82	6.14	41.86
Vt3	5.36	3.66	19.62	71.80
Vt4	8.28	0	0	0
Vt5	8.72	1.37	11.95	16.37
Vt6	0.96	4.53	4.35	19.70
Vt7	5.36	-3.66	-19.62	71.80
Vt8	8.72	-1.37	-11.95	16.87
Vt9	0.90	-6.82	-6.14	41.86
Vt10	0.96	-4.53	-4.35	19.70
Vt11	2.31	-10.00	-23.1	238
$\Sigma I_y = 44.92$			$\Sigma I_y \cdot y_i^2 = 761.46 m^6$	

VOILES	$I_x (m^4)$	$x_i (m)$	$I_x \cdot x_i (m^5)$	$I_x \cdot x_i^2 (m^6)$
Vl1	0.96	-5.67	-5.44	30.86
Vl2	17.88	-2.51	-44.88	112.65
Vl3	5.36	1.15	6.17	7.09
Vl4	0.90	4.31	3.88	16.72
Vl5	2.38	7.49	17.83	133.62
Vl6	0.96	-5.67	-5.44	30.86
Vl7	5.36	1.15	6.16	7.09
Vl8	0.90	4.31	3.88	16.72
Vl9	2.38	7.49	17.83	133.62
$\Sigma I_x = 37.08$ m^4			$\Sigma I_x \cdot x_i^2 = 489.03 m^6$	

Exemple de calcul

voile Vt3 : on a $H = \frac{F_{ki} \cdot I_{yi}}{\Sigma I_y} + \frac{F_x \cdot e_t \cdot y_i \cdot I_{yi}}{J}$

$e_t = 0$ dans le sens transversal $\Rightarrow H = \frac{F_k \cdot I_y}{\Sigma I_y}$

NIV5 : $F_{k5} = 89.08 t$ $H_1 = \frac{89.08 \cdot 238}{44.92} = 4.720 t$

NIV4 : $F_{k4} = 83.84 t$ $H_2 = \frac{83.84 \cdot 2.38}{44.92} = 4.442$

VOILE - TRANSVERSAUX

VOILE - TRANSVERSAUX

F (N) K _i	VOILE NIV	√E ₁ /√E ₁₁			√E ₂ /√E ₉			√E ₃ /√E ₇			√E ₄			√E ₅ /√E ₈			√E ₆ /√E ₁₀		
		E H _i	E T _i	E.m M _i	E H _i	E T _i	E.m M _i	E H _i	E T _i	E.m M _i	E H _i	E T _i	E.m M _i	E H _i	E T _i	E.m M _i	E H _i	E T _i	E.m M _i
89.08	Ter	4.719	4.719	0	1.784	1.784	0	10.629	10.629	0	16.420	16.420	0	17.292	17.292	0	1.904	1.904	0
83.84	4	4.442	9.161	13.45	1.679	3.463	5.09	10.004	20.633	30.29	15.454	31.874	46.80	16.275	33.567	49.29	1.792	3.696	5.43
62.88	3	3.331	12.492	39.56	1.259	4.722	14.95	6.310	26.943	89.096	9.747	41.621	137.64	10.265	43.832	144.95	1.744	5.040	15.96
41.91	2	2.220	14.712	75.16	0.840	5.562	28.41	5.001	31.944	165.88	7.725	49.346	258.26	8.136	51.968	269.87	0.896	5.936	30.33
21.01	1	1.113	15.825	117.09	0.421	5.983	44.26	2.507	34.457	256.92	3.873	53.219	396.92	4.079	56.047	417.98	0.449	6.385	47.24
0,000	R.D.C	0	15.825	162.19	0	5.983	72.72	0	34.457	355.11	0	53.219	548.57	0	56.047	547.71	0	6.385	65.43
moment ext à la base (M)		162.19 E.m			72.72 E.m			355.11 E.m			548.57 E.m			547.71 E.m			65.43 E.m		

34

- VOILE LONGITUDINAUX -

$F_{K_i} (t)$	VOILE NIV	vl_1 / vl_6			vl_2			vl_3 / vl_4			vl_4 / vl_8			vl_5 / vl_9		
		-t- Hi	-t- Ti	-t.m- Mi	t Hi	t Ti	t.m Mi	t Hi	t Ti	t.m Mi	t Hi	t Ti	t.m Mi	t Hi	t Ti	t.m Mi
96.51	Terr	2.500	2.500	0	46.537	46.537	0	14.779	14.779	0	2.864	2.864	0	8.589	8.589	0
90.83	4	2.352	4.852	7.125	43.798	89.935	132.630	73.909	28.688	42.12	2.695	5.559	8.163	8.084	16.673	24.48
68.12	3	1.764	6.616	20.953	32.848	122.783	388.55	10.431	39.119	123.88	2.021	7.58	24.00	6.062	22.735	72.00
45.41	2	1.178	7.794	39.808	21.900	144.683	738.48	6.953	46.072	235.37	1.347	8.927	45.61	4.041	26.776	136.79
22.76	1	0.589	8.383	62.020	10.915	155.658	1150.83	3.485	49.557	366.68	0.675	9.602	71.05	2.025	28.801	213.11
0.00	R.D.C	0	8.383	85.93	0	155.658	1599.45	0	49.557	507.91	0	9.602	98.42	0	28.801	295.19
moment extérieur à la base (M)		85.93 t.m			1599.45 t.m			507.91 t.m			98.42 t.m			295.19 t.m		

EFFORTS DANS LES
TRUMEAUX ET LES LINTEAUX

EFFORTS DANS LES REFENDS et LES LINTEAUX

Introduction:

Pour calculer les efforts sollicitants les éléments de refends, on applique la méthode proposée par MM ALBIGES et GOULET fournissant des abaques pour le calcul pratique, l'objet de cette méthode consiste à calculer les coefficients ψ et ϕ à l'aide des abaques pratiques
 $\psi = \psi(\alpha, \beta)$; $\phi = \phi(\alpha, \beta)$

Types de refends

Notre projet comprend deux types de refends:

1. refend plein sans ouvertures
2. refend avec 2 files d'ouvertures

Refend plein

Le calcul est celui d'une section rectangulaire en B.A. calculée sous la charge verticale et les efforts du séisme

Refend à 2 files d'ouvertures

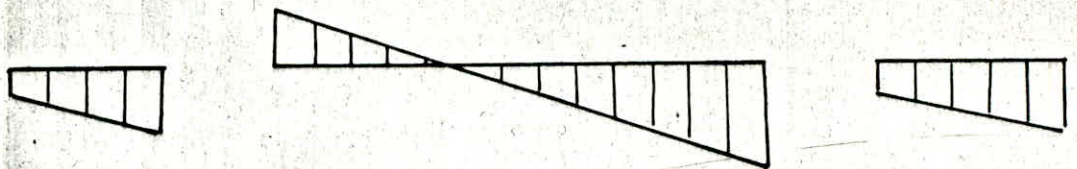
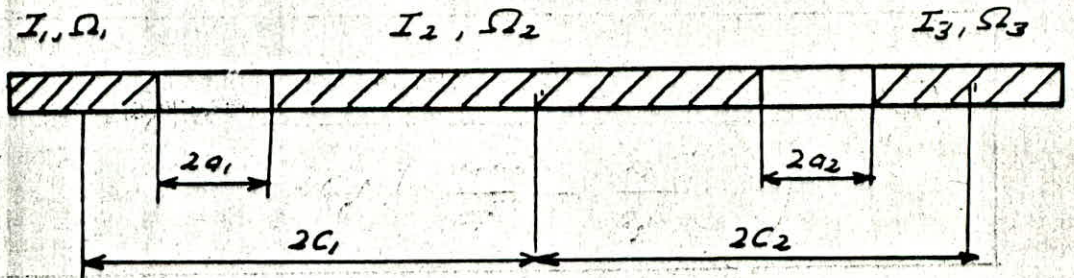
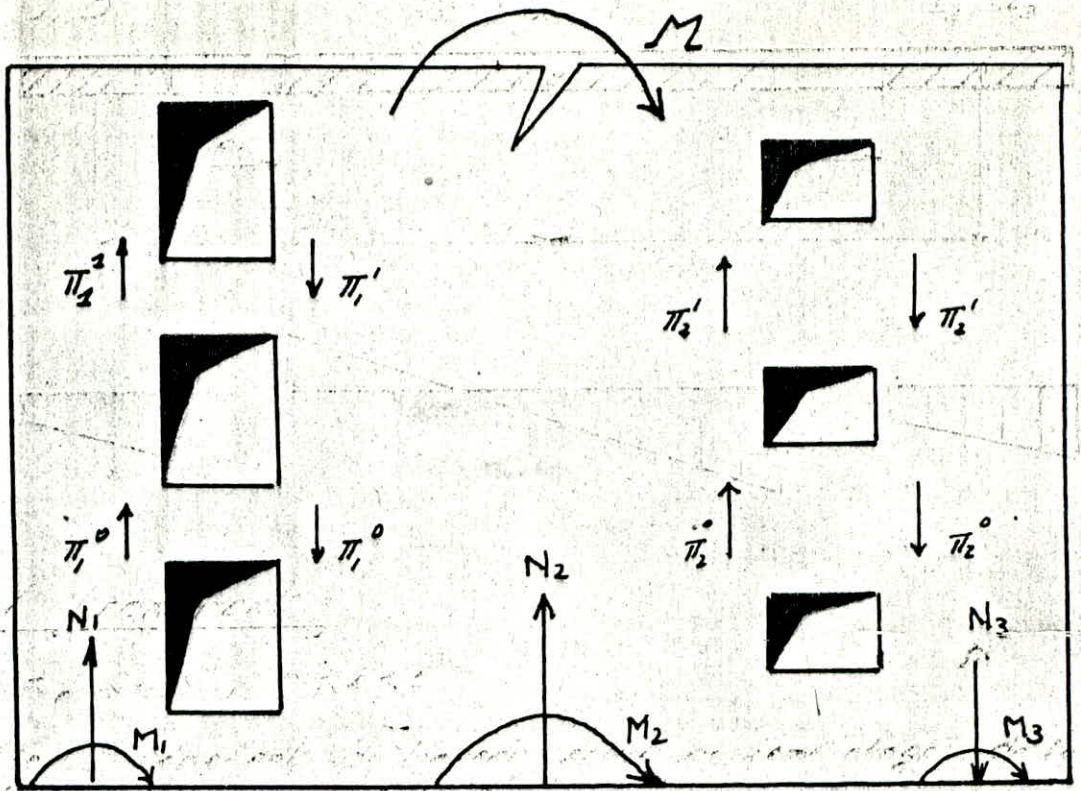
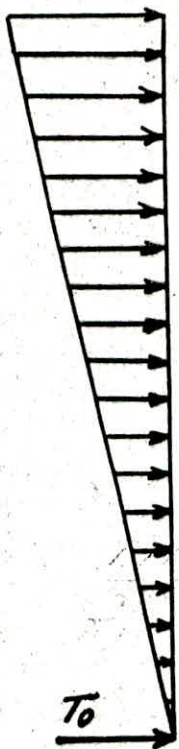
Hypothèse:

- les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque trumeau
- les trumeaux subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage

Ces 2 hypothèses conduisent à admettre qu'un voile présentant des ouvertures est assimilé à une structure constituée par des éléments de refend (trumeaux) liés par des linteaux uniformément distribués sur toute la hauteur du bâtiment.

Notation

- I : inertie totale du refend
 E : module de Young
 σ_1, σ_2 : aire des éléments du refend
 i : inertie du linteau
 l : hauteur d'étage
 z : " du bâtiment
 $2c$: distance entre les C.D.G. de deux trumeaux
 $2a$: portée de l'ouverture
 π : effort tranchant dans le linteau dû aux efforts horizontaux
 H : " normal dans chaque trumeau du " "



Effort tronchant

$\pi_j^i \quad 1 \leq j \leq 2 \quad ; \quad 0 \leq i \leq 5$

π_j^i : effort tronchant du linteau situé au ième étage de la jème série de linteaux

$$\pi_j^i = T_0 \cdot l \cdot \frac{i j c_j}{2 a_j^3 \left(\frac{l_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{l_2 c_2^2}{a_2^3} \dots \right)} \cdot \phi_i$$

Pour le calcul de ϕ on utilise l'abaque B.23 a (M. DIVERS)

T_0 : effort tranchant à la base d'un tend. donné par le tableau (P.48)

ϕ : Coefficient dépend de α et $\xi = \frac{z}{l}$ (z : distance du linteau par rapport à la base d'un tend)

$\alpha = \omega \cdot z$ donnée par le tableau

Refend à petites ouvertures $\rho = \frac{\Omega_{ouv}}{\Omega_{tot}} = 10 \text{ à } 25\%$ ($\forall \epsilon_5, \forall \epsilon_8$)

Quand les ouvertures sont assez petites, les valeurs des efforts tranchants π deviennent peu précises c'est à dire que les formules fournissent des valeurs de π par excès pour les ouvertures proches des extrémités. Donc il est conseillé d'effectuer deux évaluations de π et de prendre dans l'étude une valeur intermédiaire

- La première évaluation ^{est} donnée par:

$$\pi_j^i = T_0 \cdot l \cdot \frac{g_j \cdot c_j}{2 a_j^3 \cdot \sum \frac{c_i \cdot g_i}{a_i^3}}$$

- La deuxième évaluation est donnée par:

$$\pi_{oj}^i = \frac{T_0 \cdot l \cdot m_j}{I} (1 - \xi_i)$$

m_j : est le moment statique de l'élément d'un tend (ou des éléments) du refend qui tend (qui tendent) à glisser par rapport au linteau pris en considération

$$\text{valeur moyenne } \pi_j = \frac{\pi_j^i + \pi_{oj}^i}{2}$$

Refend avec ouvertures moyennes: $\rho = \frac{\Omega_{ouv}}{\Omega_{tot}} \geq 25\%$

C'est le cas des voiles $\forall \epsilon_6; \forall \epsilon_{10}; \forall \epsilon_1, \forall \epsilon_6$

L'effort tranchant est calculé suivant la formule généralisée

Refend pratiquement monolithique: $\rho = \frac{\Omega_{ouv}}{\Omega_{tot}} \leq 10\%$

C'est le cas du voile $\forall \rho_2$

Si le cas des ouvertures est inférieur à 10% de la surface totale on considère que le refend est pratiquement monolithique et on utilise la formule suivante

$$\pi_j = T_0 m_j \cdot l \cdot \frac{(1 - \rho)}{I}$$

Effort normal dans chaque élément du refend

les forces axiales provoquées dans chaque élément du refend par les efforts horizontaux dus au séisme ou au vent sont :

Pour le cas d'un refend à 2 files d'ouvertures (3 trumeaux)

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum_{i=1}^n \pi_1^i \\ N_2 &= \sum_{i=1}^n \pi_2^i - \sum_{i=1}^n \pi_1^i \\ N_3 &= \sum_{i=1}^n \pi_3^i - \sum_{i=1}^n \pi_2^i \end{aligned}$$

$\Sigma \pi$: étant la somme des π à partir
du sommet jusqu'à l'étage considéré
 n : niveau d'étage considéré

Moment dans les éléments du refend

les moments dans les éléments du refend (trumeaux) sont évalués approximativement pour 2 files d'ouvertures par

$$M_j = \frac{I_j}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot T_0 \cdot Z \left[\frac{(1-f)^2 \cdot (2+f)}{3} - \psi(\alpha, f) \right]$$

Cas des charges triangulaires (Séisme)

$$M_j = \frac{I_j}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot T_0 \cdot Z \left[\frac{(1-f)^2}{3} - \psi(\alpha, f) \right]$$

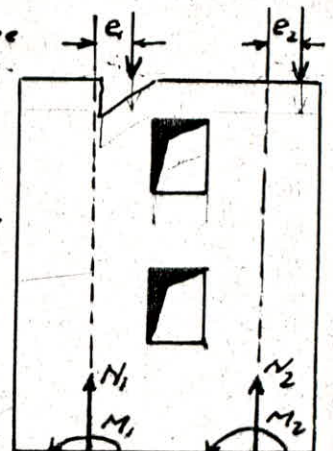
Cas des charges uniformément réparties (VENT)

$\psi(\alpha, f)$ est donnée par l'abaque (B.236) de M^{re} M. DIVERS

Verification : il faut faire la verification pour l'équilibre extérieur par la relation : $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(e_1 + e_2 \dots) + 2N_2(e_2 + e_3 \dots)$

Cas de sollicitations verticales

D'après M^{re} DAVIDOVICI si les ouvertures sont disposées d'une manière dissymétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales (G, P) sont excentrées comme l'indique la figure. la redistribution des efforts des él^{ts} dans les refends engendre des moments M_1 et M_3 (cas d'une seule file d'ouverture) et des efforts N_1, N_2 . Mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme on néglige donc cette excentricité et on ne tient donc compte que de l'effort normal de compression dans les trumeaux



Application

Refond. ö 2 files d'ouvertures

$\sqrt{b_2}$

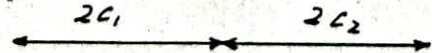
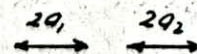
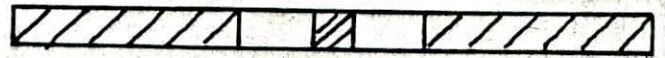
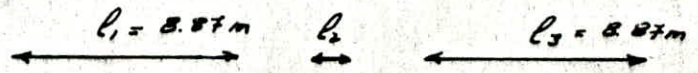
$$2a_1 = 2a_2 = 0.93 \text{ m}$$

$$2c_1 = 2c_2 = 5.65 \text{ m}$$

$$I = 34.64 \text{ m}^4, \quad T_0 = 155.658 \text{ t}$$

$$I_1 = I_2 = 0.0044 \text{ m}^4, \quad d = 4.14$$

$$m_1 = m_2 = 2c_1 (l_1 \times b) + 5.65 \times (8.87 \times 0.16) = 8.02 \text{ m}^3$$



$$\pi_j^i = T_0 \cdot l \cdot \frac{4 \cdot c_j}{2a_j^3 \cdot \sum \left(\frac{l_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)} \cdot \phi_i$$

$$\pi_{1/2}^i = \frac{155.658 \times 2.85 \times \frac{0.0044 \times 2.825}{0.93^3}}{2 \times 0.93^3 \times 2 \times \frac{0.0044 \times 2.825^2}{0.93^3}} \cdot \phi_i$$

$$\pi_1^i = 36.54 \phi_i$$

Pour le calcul de l'effort tranchant de chaque étage il suffit de donner des valeurs de ϕ

$$\pi_1^5 = \pi_1^T = 36.54 \times \phi_5 = 14.616 \text{ t}$$

Remarque : $\pi_1^i = \pi_2^i$

$$M_1 = M_2 = \frac{9.31}{9.31 + 0.002 + 9.31} \times 155.653 \times 14.41 \times \left[\frac{(1 - \xi^2)(2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right]$$

$$M_1 = M_2 = 1121.40 \left[\frac{(1 - \xi)^2(2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right]$$

VOILE VL₂ (monolithique) α = 4.14 p < 101.

Etage	F	φ	ψ	L.m M ₁ , M ₃	LES π ₁ , π ₂	L N ₁	L N ₂	L N ₃	L.m M ₂
T	1,0	0,4	0	0,00	14,616	14,616	0	0	0
4	0,8	0,5	0,08	-47,84	18,27	32,886	0	20,54	-0,010
3	0,6	0,6	0,18	-46,35	21,924	54,8	0	61,62	-0,0099
2	0,4	0,65	0,29	-2,24	23,74	78,561	0	123,24	-0,0005
1	0,2	0,5	0,41	66,53	18,27	96,831	0	205,39	0,0143
R.D.C	0,0	0	0,47	220,542	0	96,831	0	205,39	0,0474

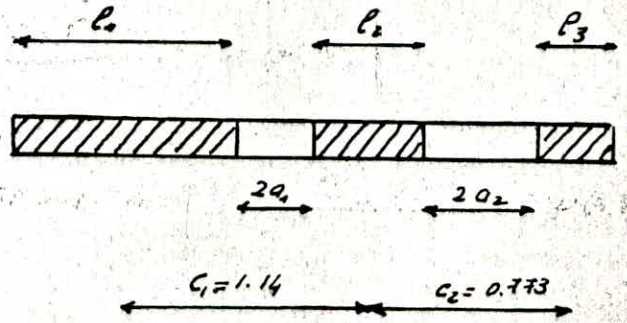
Verification : M_{ext} = 1599.406.m

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2(C_2) = 441,31 + 96,831 \times 2 \times 5,65 = 1535,6$$

$$e = \frac{1599,40 - 1535}{1599} = 4\%$$

Calcul du voile v_l et v_{l6}

$$\pi_j^i = T_0 \cdot l_j \cdot \frac{\lambda_j \cdot c_j}{2 a_j^3 \times \left[\frac{\lambda_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{\lambda_2 c_2^2}{a_2^3} \right]} \times \phi_i$$



$$T_0 = 8.385 \text{ t}$$

$$\alpha = 54.54 (\alpha \rightarrow \infty)$$

$$c_1 = 1.14 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.773 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 0.004 \text{ m}^4$$

$$\lambda_2 = 0.112 \text{ m}^4$$

$$a_1 = 0.365 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$\pi_1^i = 8.383 \times 2.85 \times \frac{0.004 \times 1.14 \times \phi_i}{2 \cdot 0.365^3 \times \left(\frac{0.004 \times 1.14^2}{0.365^3} + \frac{0.112 \times 0.773^2}{0.4^3} \right)}$$

$$\pi_1^i = 0.972 \phi_i$$

$$I_1 = 0.1083 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0.0173 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0.001 \text{ m}^4$$

$$\pi_2^i = 14.02 \phi_i \quad (\text{m calcul})$$

$$M_j = \frac{I_j}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot T_0 \cdot z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right]$$

$$M_1 = \frac{0.1083}{0.1083 + 0.0173 + 0.001} \times 8.383 \times 14.41 \left[\frac{(1 - \xi^2)(2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right]$$

$$M_1 = 700.04 \times \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$M_2 = 15.98 \times \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$M_3 = 0.924 \times \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

VOILE $VL_1 - VL_6$; $T_0 = 8.383T$

Etago	F	ϕ	ψ	$\frac{-L_m}{M_1}$	$\frac{-L_m}{M_2}$	$\frac{L_m}{M_3}$	$\frac{-L}{\pi_1}$	$\frac{-L}{\pi_2}$	$\frac{-L}{N_1}$	$\frac{-L}{N_3}$	$\frac{-L}{N_2}$
T	1.0	0	0	0	0	0	0	4.907	0	0	0
4	0.8	0.35	0.04	-0.267	-0.043	-0.003	0.340	4.907	0.340	4.907	4.567
3	0.6	0.65	0.14	-0.133	-0.021	-0.0012	0.632	9.13	0.912	14.02	13.048
2	0.4	0.84	0.29	-0.20	-0.032	-0.0018	0.817	11.78	1.789	25.80	24.011
1	0.2	0.96	0.47	-0.067	-0.011	-0.0006	0.933	13.46	2.722	39.26	36.538
R.D.C	0.0	1.00	0.66	0.667	0.107	+0.0062	0.972	14.02	3.694	53.28	49.586

$$M_{ext} = 85.93 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1 (C_1 + C_2) + 2N_2 (C_2)$$

$$= 0.667 + 0.107 + 0.0062 + 2 \times 3.694 (1.14 + 0.773) + 2 \times 49.586 = 91.57 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_{ex} - M_{in}}{M_{ex}} = \frac{85.93 - 91.57}{85.93} \approx 6\%$$

VOILE - V_{t6} ; V_{t40} $T_0 = 6.385t$

Etage	F	ϕ	ψ	-l.m- M_1	-l.m- M_2	-l.m- M_3	-l- N_1	-l- N_2	-l- N_3	-l- N_2	-l- N_3
7	1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.8	0.35	0.04	-0.2032	-0.0325	-0.0018	0.259	3.738	0.259	3.479	3.738
3	0.6	0.65	0.14	-0.1016	-0.1623	-0.00094	0.481	6.942	0.740	9.940	10.680
2	0.4	0.84	0.29	-0.1524	-0.0243	-0.0014	0.622	8.911	1.362	18.289	19.651
1	0.2	0.96	0.47	-0.0508	-0.0081	-0.00047	0.610	10.253	2.072	27.832	29.904
R.D.C	0.0	1.00	0.66	0.508	0.0811	0.0047	0.740	10.68	2.812	37.772	40.582

$$M_{ext} = 65.436.m$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2$$

$$= 0.508 + 0.0811 + 0.0047 + 2 \times 2.812 (1.14 + 0.773) + 2 \times 37.772 \times 0.773 = 69.7486.m$$

$$e = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 6\%$$

VOILE VLS ; VLS

$$C_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$C_2 = 2.433 \text{ m}$$

$$a_1 = 0.415 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.465 \text{ m}$$

$$I_1 = 0.0007 \text{ m}^4$$

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

$$I_3 = 5.63 \text{ m}^4$$

$$T_0 = 56.047 \text{ t}$$

$$m_1 = 0.6364 \text{ m}^3$$

$$m_2 = 0.283 \text{ m}^3$$

$$\lambda_2 = \lambda_1 = 0.0044 \text{ m}^4$$

$$d = 4.55$$

$$\sum I_i = 5.64 \text{ m}^4$$

$$\left. \begin{aligned} \pi_j^{i'} &= \frac{T_0 \cdot l \cdot \lambda_j \cdot G_j}{2 \sigma_j \left(\frac{4G_1^2}{a_1^3} + \frac{4G_2^2}{a_2^3} \right)} \times \phi_i \\ \pi_{0j}^{i''} &= \frac{T_0 \cdot l \cdot m_j}{I} (1 - \xi_i) \end{aligned} \right\}$$

$$\pi = \frac{\pi_j^{i'} + \pi_{0j}^{i''}}{2}$$

$$\pi_1^{i'} = 10.491 \phi_i$$

$$\pi_{01}^{i''} = 8.029 (1 - \xi_i)$$

$$\pi_1^i = \frac{10.491 \phi_i + 8.029 (1 - \xi_i)}{2}$$

$$\pi_2^{i'} = 30.24 \phi_i$$

$$\pi_{02}^{i''} = 18.056 (1 - \xi_i)$$

$$\pi_2^i = \frac{30.24 \phi_i + 18.056 (1 - \xi_i)}{2}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{I_j}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot T_0 \cdot z \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$= \frac{0.0007 \cdot 56.047}{5.63} = 14.41 \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$M_1 = M_2 = 0.1004 \times \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$M_3 = 807.64 \times \left(\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$\sqrt{t_5} - \sqrt{t_8}$$

$$\alpha = 4.55, T = 56.0476$$

etage	F	ϕ	ψ	-l.m- M_1	-l.m- M_2	-l.m- M_3	-l- π_1	-l- π_{01}	-l- π_1	-l- π_2	-l- π_{02}	π_2	N_1	N_2	N_3
T	1	0,35	0.00	0	0	0	3.67	0	1.836	10.58	0	5.29	1.836	3.454	5.29
4	0.8	0.43	0.04	-0.0003	-0.0003	-2.154	4,511	1.606	3.058	13.003	3,611	8.307	4.894	8.703	13.597
3	0.6	0,35	0.14	-0.0002	-0.0002	-1.077	5.77	3.212	4.491	16.632	7.222	11.927	9.385	16.139	25.524
2	0.4	0.62	0.28	0.0008	0.0008	6.461	6.504	4.917	5.661	18.749	10.834	14.792	15.046	25.27	48.316
1	0.2	0.50	0.41	0.006	0.006	47.92	5,245	6.423	5.834	15.12	14.444	14.782	20.88	34.218	55.098
R.D.C	0	0	0.46	0.021	0.021	166,91	0	8.029	4.014	0	18.056	9.008	24.894	39.212	64.106

$$M_{ext} = 547.71 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = 0.021 + 0.021 + 166.91 + 2 \times 24.894 (0.6 + 2.433) + 2 \times 39.212 \times (2.433)$$

$$M_{int} = 508.7 \text{ t.m} \quad e_3 \neq 1$$

45

SOLICITATIONS

SUPERPOSITION

DES

SOLICITATIONS

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Base de calcul

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par des combinaisons des charges verticales et des charges sismiques données sur la base du règlement parasismique en vigueur (R.P.A 81). La combinaison des charges et surcharges pour les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules suivantes données par R.P.A (ART 3.5.2)

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

G: charge verticale permanente

Q: surcharge d'exploitation non pondérée

E: " " verticales dues au séisme

Pour les voiles à plusieurs files d'ouvertures la distribution des charges verticales et surcharges sur les éléments du refend (trumeaux) se fait proportionnellement à leurs longueurs

$$G_i = G \frac{l_i}{l} \quad Q_i = Q \frac{l_i}{l}$$

G: charge totale permanente qui s'applique sur la voile

G_i: " permanente verticale qui revient au trumeau i

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

l: " du voile totale

La distribution des efforts tranchants dans les trumeaux se fait proportionnellement à leurs inertias

$$T_i = T \times \frac{I_i}{\sum I_i}$$

T_i: effort tranchant revenant au trumeau i

T: " " " " à chaque voile

I_i: Inertie du trumeau i

Remarques

On suppose que les charges verticales agissent aux centres de gravités des refends, donc seules les forces horizontales engendrent les moments fléchissants

Pour les refends pleins (sans ouvertures) l'effort vertical dû au séisme est nul $E = 0$.

VOILES PLEINS (E = 0)

Combinaison		4	3	2	1	R.D.C	
V _{t1}	G (t)	17.07	28.06	39.25	50.34	60.70	H = 563 cm
	Q (t)	2.72	3.88	4.90	5.63	6.56	
V _{t11}	G+Q (t)	19.79	32.94	44.15	55.97	67.26	
	0.86 (t)	13.650	23.450	31.4	40.27	48.56	
	M (t.m)	13.45	39.56	75.16	117.09	162.19	
V _{t2}	G (t)	20.90	43.70	60.80	77.60	92.28	H = 407 cm
	Q (t)	4.23	6.47	8.46	10.21	11.70	
	G+Q (t)	25.13	50.17	69.26	87.81	103.98	
	0.86 (t)	16.72	34.96	48.64	62.08	73.88	
	M (t.m)	5.09	14.95	28.14	44.26	73.72	
V _{t3}	G (t)	38.83	63.91	88.93	114.07	137.19	H = 738 cm
	Q (t)	6.90	11.04	14.72	17.94	20.70	
	G+Q (t)	45.73	74.95	103.71	132.01	157.89	
	0.86 (t)	31.07	51.13	71.19	91.26	108.75	
	M (t.m)	30.29	88.07	165.88	256.92	355.11	
V _{t4}	G (t)	41.32	68.27	95.22	122.17	147.07	H = 853 cm
	Q (t)	8.34	13.67	18.41	23.55	26.10	
	G+Q (t)	49.66	81.94	113.63	144.72	173.17	
	0.86 (t)	33.06	56.62	76.18	97.74	117.66	
	M (t.m)	46.8	137.64	256.26	396.92	548.57	

VOILES PLEINS (E = 0)

		edge						
		Combiné	4	3	2	1	R.D.C	
VL3	VL7	G (t)	38.83	63.91	88.99	114.07	137.19	H = 738 m
		Q (t)	6.9	11.04	14.72	17.94	20.7	
		G + Q (t)	45.73	74.95	103.71	132.01	157.89	
		0.86 (t)	31.064	51.128	71.192	91.256	109.752	
		M (t.m)	42.12	123.88	235.37	366.68	507.91	
VL4	VL8	G (t)	20.9	43.7	60.8	77.60	92.28	H = 407 m
		Q (t)	4.23	6.47	8.66	10.21	11.7	
		G + Q (t)	25.13	50.17	69.26	87.81	103.98	
		0.86 (t)	16.72	34.96	48.64	62.08	73.524	
		M (t.m)	8.163	24.00	45.61	71.05	98.42	
VL5	VL9	G (t)	17.07	28.06	39.25	50.34	60.70	H = 563 m
		Q (t)	2.72	3.88	4.9	5.63	6.56	
		G + Q (t)	19.79	31.94	44.15	55.97	67.26	
		0.86 (t)	13.656	22.448	31.4	40.272	48.56	
		M (t.m)	24.48	72.00	136.79	213.11	295.19	

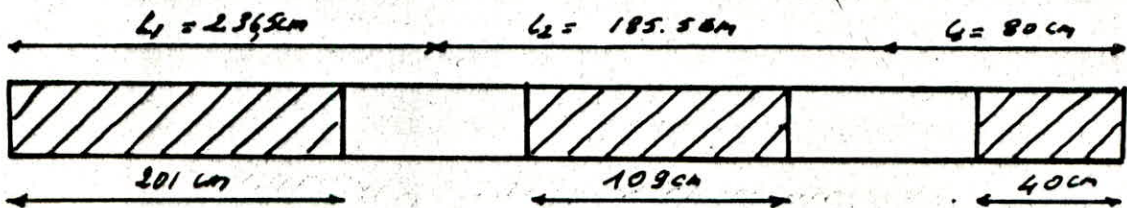
VOILES V_{01}, V_{02} 2 files d'ouverture

Etagé Combin.	4	3	2	1	R. D. C
	TRUMEAU 1 - $\frac{C_1}{L} = 0.4711$				
G (t)	10.27	17.17	24.07	30.97	37.38
Q (t)	1.84	2.99	4.02	4.92	5.68
E = N ₁ (t)	0.31	0.97	1.79	2.72	3.70
G + Q + E (H)	12.45	21.13	29.88	38.61	46.76
0.86 + E (H)	8.556	14.71	21.05	27.5	33.61
0.86 - E (H)	7.876	12.77	17.47	22.06	26.21
M ₂ (t.m)	0.267	0.133	0.200	0.067	0.667
TRUMEAU 2 - $\frac{C_2}{L} = 0.369$					
G (t)	8.05	13.47	18.88	24.30	29.33
Q (t)	1.44	2.35	3.15	3.85	4.45
E = N ₂ (t)	4.57	13.05	24.01	36.54	49.59
G + Q + E (H)	14.06	28.87	46.04	64.69	83.37
0.86 + E (H)	11.01	23.83	39.12	55.98	73.06
0.86 - E (H)	+ 1.87	- 2.28	- 8.91	- 17.10	- 26.13
M ₂ (H.m)	0.043	0.021	0.032	0.011	0.107
TRUMEAU 3 - $\frac{C_3}{L} = 0.1593$					
G (t)	3.48	5.81	8.14	10.48	12.65
Q (t)	0.62	1.07	1.36	1.66	1.92
E = N ₃ (t)	4.91	14.02	25.80	39.26	53.28
G + Q + E (H)	9.01	20.84	35.30	51.40	67.85
0.86 + E (H)	7.70	18.67	32.31	47.65	63.40
0.86 - E (H)	- 2.13	- 9.37	- 19.29	- 30.88	- 43.16
M ₂ (t.m)	0.003	0.0012	0.0018	0.0006	0.0062

H = 201 cm

H = 109 cm

H = 40 cm



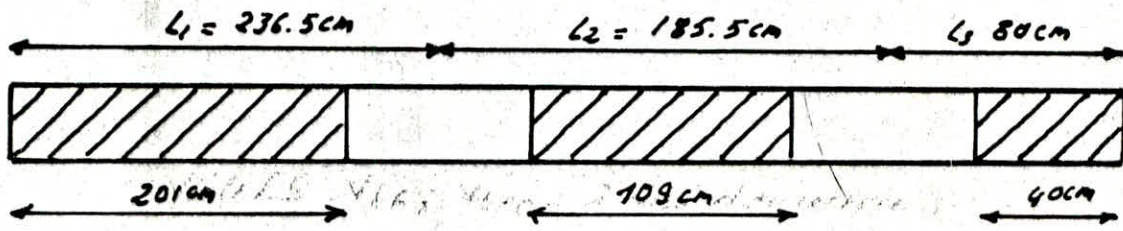
VOILES - V66 ; V610 - 2 files d'ouverture.

Etagé combiné	4	3	2	1	R.D.C
	TRUMEAU-2.1; $\frac{L_1}{L} = 0.411$				
G (k)	10.27	17.17	24.07	30.97	37.38
Q (k)	1.84	2.99	4.02	4.92	5.68
E = N ₁ (k)	0.259	0.740	1.362	2.072	2.812
G + Q + E (k)	12.37	20.90	29.45	37.86	45.87
0.86 + E (k)	8.480	14.48	20.62	26.85	32.72
0.86 - E (k)	7.96	13.00	17.90	22.70	27.10
M ₂ (k.m)	0.203	0.102	0.153	0.051	0.508
TRUMEAU-2.2; $\frac{L_2}{L} = 0.369$					
G (k)	8.05	13.47	18.88	24.30	29.33
Q (k)	1.44	2.35	3.15	3.85	4.45
E = N ₂ (k)	3.479	9.94	18.28	27.83	37.77
G + Q + E (k)	12.97	25.76	40.32	55.98	71.55
0.86 + E (k)	9.92	20.72	33.39	47.27	61.24
0.86 - E (k)	2.96	0.84	- 3.15	- 8.39	- 14.31
M ₂ (k.m)	0.033	0.016	0.024	0.008	0.081
TRUMEAU-3. $\frac{L_3}{L} = 0.1581$					
G (k)	3.48	5.81	8.14	10.48	12.65
Q (k)	0.62	1.03	1.36	1.66	1.92
E = N ₃ (k)	3.74	10.68	19.65	29.91	40.58
G + Q + E (k)	3.84	17.50	29.15	42.05	55.15
0.86 + E (k)	6.53	15.33	26.16	38.30	50.70
0.86 - E (k)	- 0.96	- 6.03	- 13.14	- 21.53	- 30.46
M ₃ (k.m)	0.0018	0.00084	0.0014	0.0005	0.005

H = 201 cm

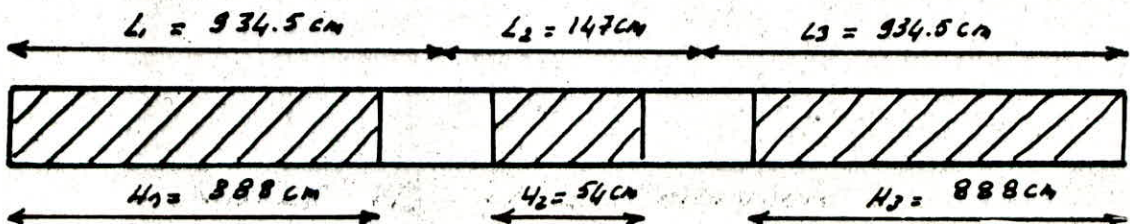
H = 109 cm

H = 40 cm



VOILE VL₂ - 2 files d'ouverture

etage combin	4	3	2	1	R. D. C	
	TRUMEAU 1. - $\frac{L_1}{L} = 0.6635$					
G (H)	36.97	61.56	86.15	110.75	133.57	H = 888 cm
Q (H)	7.10	12.12	15.65	19.35	22.18	
E = N ₁ (H)	32.89	54.81	78.56	96.83	96.83	
G + Q + E (H)	76.96	127.49	180.36	222.93	252.58	
0.86 + E (H)	62.466	104.058	147.48	185.43	203.686	
0.86 - E (H)	-3.314	-5.562	-9.64	-8.23	+10.026	
M ₂ (hm)	-47.85	-46.35	-2.24	66.53	220.542	
TRUMEAU 2. - $\frac{L_2}{L} = 0.0739$						
G (H)	5.82	9.68	13.55	17.42	21.02	H = 54 cm
Q (H)	1.12	1.75	2.46	3.05	3.49	
E = N ₂ (H)	0	0	0	0	0	
G + Q + E (H)	6.94	11.43	16.01	20.47	24.5	
0.86 + E (H)	4.656	7.744	10.84	13.936	16.808	
0.86 - E (H)	4.656	7.744	10.84	13.936	16.808	
M ₂ (hm)	-0.61	-0.0099	-0.0005	+0.0843	+0.0474	
TRUMEAU 3. - $\frac{L_3}{L} = 0.6635$						
G (H)	36.97	61.56	86.15	110.75	133.57	H = 888 cm
Q (H)	7.10	12.12	15.65	19.35	22.18	
E = N ₃ (H)	32.89	54.81	78.56	96.83	96.83	
G + Q + E (H)	76.96	127.49	180.36	222.93	252.58	
0.86 + E (H)	62.466	104.058	147.48	185.43	203.686	
0.86 - E (H)	-3.314	-5.562	-9.64	-8.23	10.026	
M ₃ (hm)	-47.85	-46.35	-2.24	66.53	220.542	



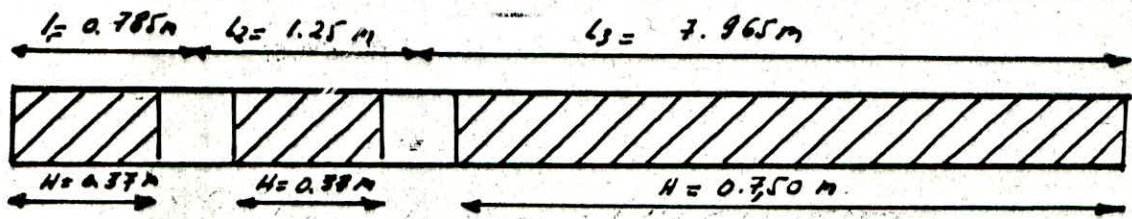
VOILES $V_{15} - V_{18}$ 2 files d'ouverture

etage Combin	4	3	2	1	R.O.C
	TRUMEAU.1. $l_1 = 0.785$				
G (t)	1.95	3.60	5.26	6.92	8.16
Q (t)	0.29	0.46	0.62	0.75	0.87
$E = N_2(H)$	4.89	9.39	15.05	20.18	24.89
$G+Q+E$ (t)	7.13	13.45	20.93	27.85	33.92
$0.86+E$ (t)	6.45	12.27	19.26	25.72	31.42
$0.86-E$ (t)	-3.35	-6.51	-10.84	-14.65	-18.36
M_2 (t.m)	0.0003	0.0002	0.0008	0.006	0.021
TRUMEAU.2. $l_2 = 0.825$					
G (t)	3.10	5.76	8.37	11.01	12.99
Q (t)	0.41	0.74	0.98	1.20	1.38
$E = N_2(H)$	8.70	16.14	25.27	34.22	39.21
$G+Q+E$ (t)	12.26	22.62	34.62	46.43	53.58
$0.86+E$ (t)	11.18	20.73	31.87	42.03	48.60
$0.86-E$ (t)	-6.22	-11.55	-18.58	-25.41	-28.82
M_2 (t.m)	0.0003	0.0002	0.0008	0.006	0.021
TRUMEAU.3. $l_3 = 0.965$					
G (t)	39.75	36.55	53.36	70.16	82.76
Q (t)	2.91	4.68	6.25	7.63	8.81
N_2+E (t)	13.60	25.53	40.32	55.10	64.11
$G+Q+E$ (t)	36.26	66.76	99.93	128.89	155.68
$0.86E$ (t)	28.40	54.77	83.01	113.23	130.318
$0.86-E$ (t)	-2.20	3.71	2.368	1.028	2.098
M_3 (t.m)	2.15	1.08	6.46	47.92	166.91

H = 37 cm

H = 37 cm

H = 750 cm



Distribution de l'effort tranchant dans les trumeaux

VOILES VL6 - VL2

Trumeau	I_i -m ⁴	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	T(H) T	T(H) 4	T(H) 3	T(H) 2	T(H) 1	T(H) R.D.C
T ₁	0.1083	0.856	2.14	4.153	5.663	6.671	7.175	7.175
T ₂	0.0173	0.136	0.34	0.659	0.899	1.059	1.14	1.14
T ₃	0.001	0.0079	0.019	0.0383	0.0522	0.0615	0.0662	0.0662

VOILE VL2 -

Trumeau	I_i m ⁴	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	T(H) T	T(H) 4	T(H) 3	T(H) 2	T(H) 1	T(H) R.D.C
T ₁	9.31	0.500	23.26	44.96	61.39	72.34	77.829	77.829
T ₂	0.002	0.0001	0.004	0.008	0.012	0.0144	0.0155	0.0155
T ₃	9.31	0.500	23.26	44.96	61.39	72.34	77.829	77.829

VOILES VL6 - VL10

Trumeau	I_i m ⁴	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	T(H) T	T(H) 4	T(H) 3	T(H) 2	T(H) 1	T(H) R.D.C
T ₁	0.1083	0.856	1.629	3.163	4.314	5.081	5.465	5.465
T ₂	0.0173	0.136	0.259	0.502	0.681	0.807	0.868	0.868
T ₃	0.001	0.0079	0.0150	0.0291	0.0398	0.0468	0.0504	0.0504

VOILES VL5 - VL8

Trumeau	I_i m ⁴	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	T(H) T	T(H) 4	T(H) 3	T(H) 2	T(H) 1	T(H) R.D.C
1	0.007	0.0001	0	0	0	0	0	0
2	0.007	0.0001	"	"	"	"	"	"
3	5.63	1.000	17.292	33.567	43.832	51.968	56.047	56.047

VOILES

FERRAILLAGE

DES

VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction

les voiles sont sollicités en flexion composée en considérant les efforts résultants de la superposition des charges verticales.

Pour chaque trameau on a 2 combinaisons (N_{min}, M), (N_{max}, M)

Prescription R.P.A. 81 (ART 4-3)

Art. 4321: (version B.A.64) les vérifications de la résistance aux sollicitations les plus défavorables doivent être effectuées avec les contraintes béton, acier pour l'état limite accidentelle c-a-d

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s = 1$$

Art 4322: les armatures transversales résistant à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule $\bar{\omega}_t = \frac{\tau \cdot b}{f_c} \cdot 100$ avec $\tau = \frac{1.4T}{b \cdot d}$

Art 4332: les zones courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum est donné par

$$\bar{\omega}_c = 0.15\% \quad \text{pour } \bar{\omega}_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$\bar{\omega}_c = 0.25\% \quad \text{pour } 0.025 f_{c28} \leq \bar{\omega}_b \leq 0.12 f_{c28}$$

Dans chaque sens

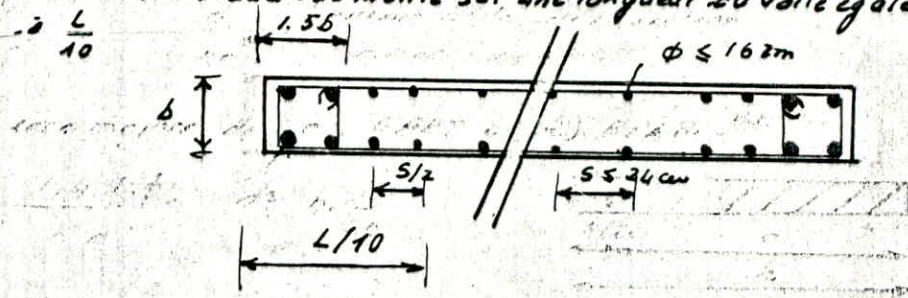
Art 4333: lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.5%.

Art 4334: l'espacement "S" des barres verticales et horizontales doit être $S \leq \min(30 \text{ cm}, 1.5b) = (30, 24)$; $S \leq 24 \text{ cm}$

Art 4335: les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré (m^2). Pour chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art 4336: le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (sauf les zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile $\phi \leq 16 \text{ mm}$

Art 4337 : à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur une longueur du voile égale



Art 4338 : les barres verticales (Potelet) des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Si les importants de compression agissent sur l'extrémité les barres horizontales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

les potelets conçus comme des poteaux de dimension $b \times 1.5b$ avec A_{min} .
 $A_{min} = 1\% b \times 1.5b$ en zone II sans dépasser toutefois $4\% A_{min} = 3.84 cm^2$

Verification de cisaillement dans les trumeaux

D'après l'ART A.5.1.2 BAEL 83 la contrainte tangentielle conventionnelle $\bar{\tau}_u$ est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

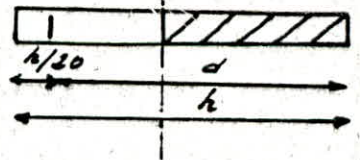
$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

l'effort tranchant sera majoré de 40%. (ART 4322) RPA 81

$$\bar{\tau}_b = \bar{\tau}_u = \frac{1.4 V_u}{b_0 \cdot d} \quad d = h \cdot \frac{h}{20}$$



$f_{c28} = 25 MPa$

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 MPa)$ A.5.1.211 B.A. EL 83

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$

$\bar{\tau}_b = 0.13 f_{c28} = 3 MPa$ (RPA 81)

$\bar{\omega} = \frac{\bar{\tau}_b - \tau}{f_c}$ = section d'acier résistant à l'effort tranchant

le pourcentage minimum est donné par

$\bar{\omega}_t = 0.15\% \quad \bar{\tau}_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 MPa$

$\bar{\omega}_b = 0.25\% \quad \text{si } 0.025 \leq \bar{\tau}_b \leq$

Toutes les vérifications sont faites par le tableau suivant nous vérifions le cisaillement seulement au niveau où l'effort tranchant est maximum

	VOILE	V_u (t)	ΣI_i m ⁴	long trumeau h (m)	$\frac{t}{V_u} = \frac{I_i}{\Sigma I_i}$	-MPa- σ_b	w/.	$\bar{\omega}_b$	$A = A_{min}$	
VOILES à 2 fils d'ouvertures	VL ₁ VL ₆	8.383	0.1266	I	201	7.175	0.033	0.15	-0.02	10HAB/ml
				II	109	1.140	0.010	"	"	"
				III	40	0.0662	0.0015	"	"	"
	VL ₅ VL ₈	56.047	5.644	I	37	0.005	0.00012	"	"	"
				II	37	0.005	0.00012	"	"	"
				III	750	56.037	0.07	"	"	"
	VL ₆ VL ₁₀	6.385	0.1266	I	201	5.465	0.025	"	-0.02	"
				II	109	0.868	0.007	"	"	"
				III	40	0.0504	0.001	"	"	"
	VL ₂	155.658	18.622	I	888	77.83	0.08	"	"	"
				II	54	0.016	0.0003	"	"	"
				III	888	77.83	0.08	"	"	"
VOILES PLEINS	VL ₁ VL ₁₁	15.825	/	I	563	15.825	0.026	"	"	"
	VL ₂ VL ₉	5.983	/	I	407	5.983	0.014	"	"	"
	VL ₃ VL ₇	34.457	/	I	738	34.457	0.043	"	"	"
	VL ₃ VL ₇	49.557	/	I	738	49.557	0.062	"	"	"
	VL ₄ VL ₈	9.602	/	I	407	9.602	0.022	"	"	"
	VL ₅ VL ₉	28.809	/	I	563	28.809	0.047	"	"	"
	VL ₄	53.22	/	I	853	53.22	0.057	"	"	"

D'après le tableau ci-dessus les armatures transversales de chaque voile sont données par le pourcentage minimal car $\sigma_b < 0.625 MPa$

$A = w/.\times b \times 1m = (0.15/100) \times 16 \times 100 = 2.4 cm^2$ soit 6HAB/ml
 mais pour des raisons constructives (5524cm) on prend 10HAB/ml
 c.à.d (5HAB/ml/face)

Méthode de répartition du ferrailage vertical

Pour des raisons économiques on ferrillera chaque voile en deux secteurs
 secteur I = R06 → 1^{er} étage
 " II = 2^{ème} étage → terrasse

Ferrailage à l'état limite ultime ELU

Ferrailage des zones courantes

D'après le tableau précédent on remarque immédiatement que pour chaque voile $\gamma_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$ - donc $w_k = 0.15\%$ → $A_{min} = (0.15/100) \times 1m \times b$
 donc pour chaque direction et pour chaque voile on adoptera 5HA8/m1/face

Exemple de calcul : voile VL2

TRUMEAU I (SECTEUR I)

$$h_t = 888 \text{ cm} ; b = 16 \text{ cm}$$

$$c = \frac{1}{2} \frac{h_t}{10} = \frac{h_t}{20} = 44.4 \text{ cm}$$

$$\text{Béton } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.15 \text{ (état accidentel)}$$

$$\text{Acier type 3 } f_c = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1 \text{ (" ") et } \mu_p = 0.379$$

$$M_u = 220.542 \text{ t.m} ; N_{u \max} = 252.58 \text{ t (comp)} ; N_{u \min} = 10.026 \text{ (comp)}$$

1^{ère} Combinaison (M_u, N_{u max})

$$e_0 = \frac{M_u}{N_{u \max}} = 873 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h_t}{2} - c \right) = 220.542 + 252.58 \left(\frac{8.88}{2} - 0.44 \right) = 1229.85 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1229.85 \cdot 10^4 \text{ N.m}}{18.48 \cdot 16 \cdot 843.6^2} = 0.0584 < \mu_p = 0.379$$

$$\Rightarrow A'_f = 0 \text{ (Ar de comp nulle)}$$

$$d = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\mu = 0.9698$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow E_s = 10\% \text{ (les aciers travaillent à leur taux max pivota)}$$

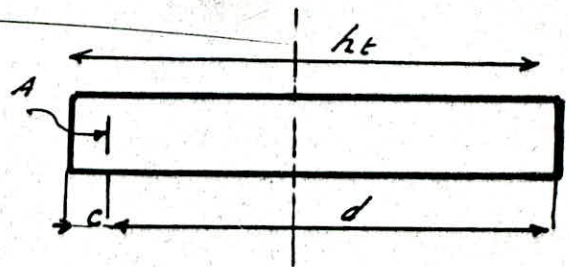
$$E_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1229.85 \cdot 10^4 \text{ N.m}}{0.9698 \cdot 843.6 \cdot 400} = 37.57 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = -25.56 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = A_{min} \text{ (R.P.A)}$$

$$\text{Axe neutre } x = \alpha \cdot d = 0.07533 \cdot 843.6 = 63.55 \text{ cm}$$

$$A_{min} = (0.5/100) \times b (h - x) = 65.96 \text{ cm}^2 \text{ (R.P.A)}$$



2^{ème} combinaison (M_u, N_{min}) = (220,542 t.m ; 10,026 t)

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 21,98 \text{ m} \Rightarrow e_0 > \frac{h_t}{2}$ la section est partiellement comprimée

$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h_t}{2} - c \right) = 220,542 \text{ t.m} + 10,026 \left(\frac{8,88}{2} - 0,44 \right) = 260,646 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{260,646 \cdot 10^4 \text{ N.m}}{18,48 \times 16 \times 843,6^2} = 0,0123 < \mu_p = 0,379$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0154$; $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9938$ $A_f = 0$ (Arm. d. comp nulle)

$\epsilon_s = 10\%$ $\mu < 0,186$ pivot A

$A_f = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{260,646 \cdot 10^4}{0,9938 \cdot 843,6 \cdot 400} = 7,77 \text{ cm}^2$

$A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 7,77 - \frac{10,026 \cdot 10^4}{100 \times 400} = 5,263 \text{ cm}^2$

axe neutre $x = \alpha \cdot d = 0,0154 \cdot 843,6 = 12,991 \text{ cm}$

Amin (RPA) = (0,5/100) * 16 * (888 - 12,991) = 70 cm²

Conclusion

1^{ère} combinaison : A = 25,66 cm² Amin = 65,96 cm²

2^{ème} combinaison : A = 5,37 cm² Amin = 70,31 cm²

Donc la section sera ferrailée à partir de la 2^{ème} combinaison on prend pour la zone tendue 4HA20 + 4HA16 = 20,6 cm²

Verification de l'article 4333 R.P.A

Il faut vérifier que les armatures (y compris les armatures courantes) de la zone tendue soit au moins égale à

$A_{min} = \frac{0,5}{100} b (H - x)$

Donc il faut vérifier l'inégalité suivante

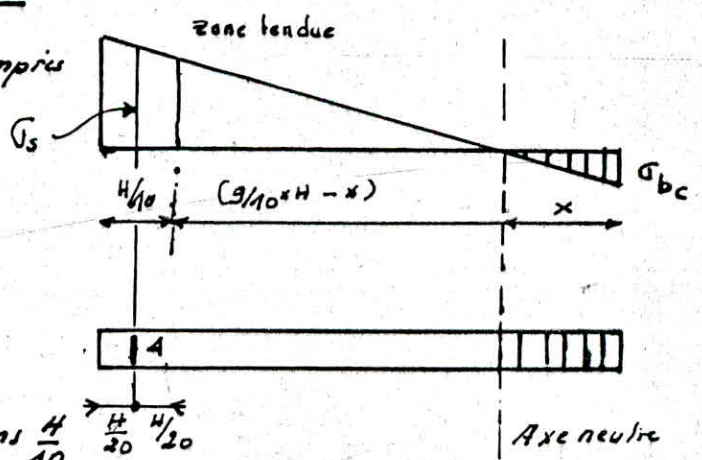
$A + \left(\frac{9}{10} H - x \right) \times A_{\phi} \times 10/m \geq A_{min}$

A : quantité d'armatures se trouvant dans $\frac{H}{10}$

A_φ : représente la section d'une barre de zone courante

la condition précédente est vérifiée si on prend pour zone courante = 10HA40/m²

" tendu = 4HA20 + 4HA16 avec S_f = 17cm



TRUMEAU I, SECTEUR II

On a vu que pour le niveau R.D.C le ferrailage adopté était le ferrailage minimum. donc il est nécessaire de ferrailer la hauteur du trumeau avec le ferrailage du R.D.C

TRUMEAU II, SECTEUR I

$$h = 54 \text{ cm} ; b = 16 \text{ cm} , c = 2.7 \text{ cm}$$

$$M_u = 474 \text{ N.m} ; N_{\max} = 24.5 \text{ t} ; N_{\min} = 16.80 \text{ t}$$

1^{ère} Combinaison (M_u, N_{\max})

on trouve $\mu = 0.077 < \mu_e$ section partiellement comprimée

$$A_{\text{inf}} = - 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 5.90 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Combinaison (M_u, N_{\min})

on trouve $\mu = 0.053 < \mu_e$ S.P.C

$$A_{\text{inf}} = - 2.13 \text{ cm}^2$$

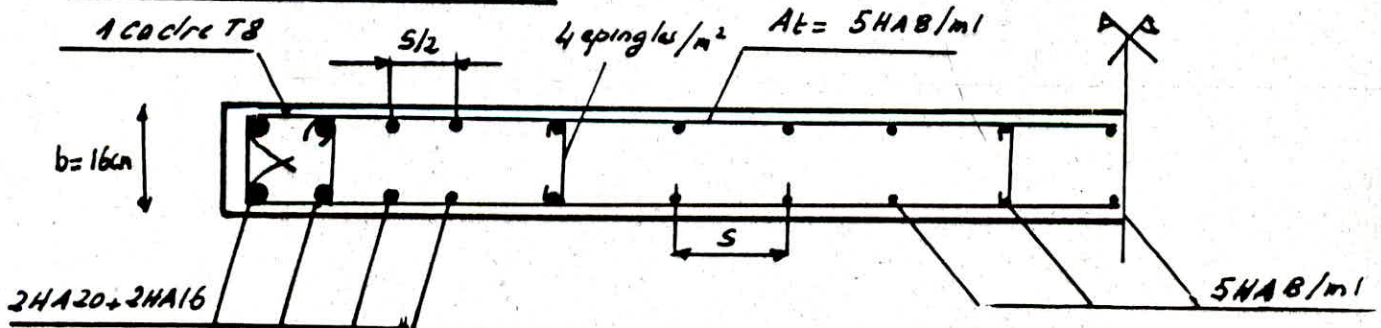
$$A_{\text{sup}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

On adoptera comme ferrailage (à partir de la 2^{ème} combinaison)

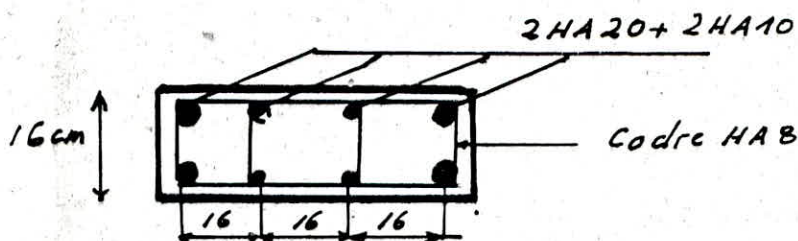
$$A = 2 \text{ HA } 20 + 4 \text{ HA } 10$$

SCHEMA DE FERRAILAGE

TRUMEAU I VOILE Vl_2



TRUMEAU II VOILE Vl_2



ARMATURES VERTICALES

VOILES	TRUM	Amin cm ²	AXE.NEU cm	Acalculé cm ²	Nature de soll	Pointé	Zonked sans pointé	Zon Courant
V ₆₁ /V ₆₂	/	43.205	22.94	+1.424	S.P.C	4HA14	4HA12	10HA10/m
V ₆₂ /V ₆₃	/	30.696	23.299	-4.68	"	4HA12	4HA10	"
V ₆₃ /V ₆₄	/	55.478	44.53	-1.109	"	4HA12	4HA10	"
V ₆₄	/	63.95	53.60	2.280	"	4HA12	4HA12	"
V ₆₃ /V ₆₄	/	54.697	54.29	4.66	"	4HA16	4HA10	"
V ₆₄ /V ₆₅	/	30.46	26.26	-2.92	"	4HA12	4HA10	"
V ₆₅ /V ₆₆	/	42.33	33.92	7.917	"	4HA12	4HA10	"
V ₆₁	I	15.64	5.46	-3.33	"	4HA12	6HA8	10HA8/m
	II	8.72		+3.29	SET	4HA12	2HA10	6HA8
	III	3.20		+5.40	"	2HA20	—	2HA8
V ₆₆ V ₆₁₀	I	15.63	5.60	-3.46	SPC	4HA12	2HA8	10HA10/m
	II	8.72		+1.81	SET	4HA12	2HA10	6HA8
	III	3.20		3.81	"	2HA16	—	2HA8
V ₆₂	I et II	70.31	9.08	5.267	SPC	4HA20	4HA16	10HA10/m
	III	4.04	3.5	-2.13	"	4HA20	—	6HA10
V ₆₅ V ₆₈	I	2.96		2.31	SET	2HA14	—	2HA10
	II	2.96		3.62	"	2HA14		2HA10
	III	50.17	10.39	5.617	SPC	4HA16	2HA12	10HA10/m

Armatures horizontales

tout les voiles seront ferroillés avec 10HA8/ml

Armatures transversales

zone courante : on a adopté 4 épingles / m²

zone d'about (Poutres) on adoptera des cadres $\phi 8$ espacés de S_t .
 S_t est donné par :

- pour les trumeaux dont $h \gg b$ $S_t \leq 16cm$

- pour " " dont h est de même grandeur que b

$$S_t \leq \min \begin{pmatrix} 15\phi_l \\ 40cm \\ b + 10cm = 26cm \end{pmatrix}$$

avec ϕ_l : diamètre de la plus petite armature longitudinale

Pour tout les voiles on adoptera $S_t = 15cm$ excepte les voiles V_{L3}, V_{L6}, V_{L10} où $S_t = 12cm$

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

Puisque le moment de renversement dû aux forces verticales ($G+Q$) est nul (voir P52) donc le moment à l'état limite de service est nul $M_{ser}(G+Q) = 0$ cela implique immédiatement qu'il n'y a aucune vérification à faire pour l'état limite de service en flexion composée

la seule chose à faire est de procéder à la vérification des contraintes de service σ_b, σ_s en supposant que chaque trumeau est soumis à la compression simple

les valeurs des contraintes seront données par

$$\sigma_b = \frac{N(G+Q)}{100(B+15A)}$$

$$; \sigma_s = 15\sigma_b$$

B : l'aire de la section du béton

N_{ser} : effort normal dû à $G+Q$

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

VOILE	TRUM	B cm ²	A cm ²	N = 6+0 L000	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa
Vt1-Vt2	/	9008	40.005	67.26	0.68	10.40
Vt2-Vt3	/	6512	33.03	103.98	1.49	22.20
Vt3-Vt7	/	11808	53.26	155.89	1.25	18.5
Vt4	/	13648	62.27	173.17	1.18	17.81
Vl3-Vl7	/	11808	54.69	157.89	1.25	18.75
Vl4-Vl8	/	6512	30.46	103.98	1.49	22.38
Vl5-Vl9	/	9009	42.33	76.26	0.79	11.86
Vl1-Vl6	I	3216	15.64	43.06	1.24	18.70
	II	1744	9.10	33.78	1.79	26.90
	III	640	4.28	14.57	1.82	27.25
Vt6-Vt10	I	3216	15.62	43.06	1.25	18.7
	II	1744	9.10	33.78	1.79	26.9
	III	640	4.28	14.57	2.07	31.16
Vl2	I, III	14208	70.31	155.75	1.02	15.30
	II	864	7.85	24.50	2.49	37.43
Vl5-Vl8	I	592	4.08	9.03	1.38	20.73
	II	592	4.08	14.37	2.80	32.89
	III	12000	50.17	91.87	0.71	10.65

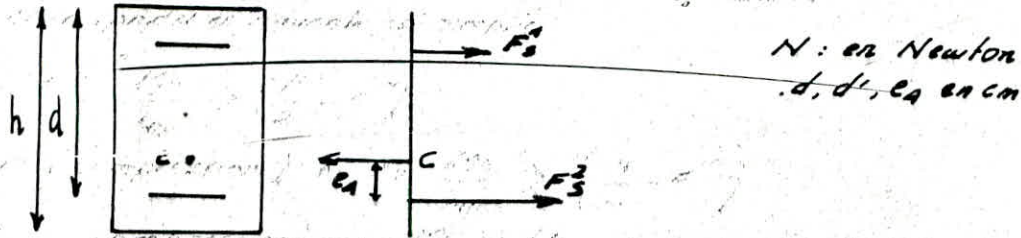
* la fissuration est peu nuisible (-aucune verification en ce qui concerne la contrainte des aciers $\bar{\sigma}_s$)

* les contraintes de compression du beton sont toutes inferieures a la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Section rectangulaire entièrement tendue.

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera entièrement tendue si les deux conditions suivantes sont remplies :

- l'effort normal est un effort de traction
- le centre de pression C se trouve entre les armatures



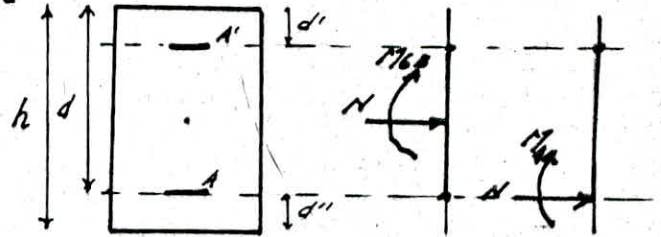
$$A_1 = \frac{N \cdot e_A}{100(d-d') \sigma_{10}}$$

$$A_2 = \frac{N}{100 \sigma_{10}} - A_1$$

σ_{10} : contrainte des aciers pour σ_s

Section partiellement comprimée

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera partiellement comprimée si :



- $N < 0$ et la condition suivante est remplie

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{H}{2} - d'' \right)$$

- $N > 0$ (compression) et $e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{H}{2} - d'' \right)$

- $N > 0$ (compression) et $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{H}{2} - d' \right)$ et $N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d' \sigma_s)$

les armatures pourront être calculées par les formules de l'organigramme ci-après, en supposant qu'elle est soumise à la flexion simple sous l'effet du moment fictif M_A calculé par rapport aux aciers tendus

Section rectangulaire partiellement tendue

S.P.C

Donnees: $h, b; f_c; f_{c28}, \text{type 3}$
 $M_u, E_p, M_u, N_u, \gamma_s = 1, \gamma_b = 1.15$

$$d' = d'' = \frac{h}{30}; d = H - d'$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$M = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} \quad ; d = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2M})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

μ_p : moment reduit limite = 0.379
 E_p : raccourcissement limite des aciers
 $E_p = 2\%$

M_u : (N.m)
 N_u : (N)
 h, b, d : (cm)
 $f_c; f_{c28}$: (MPa)

$$M \leq 0.186$$

NON

OUI

$$E_s = 10\%$$

$$E_s = 0.0035 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)$$

$$\sigma_s = f(E_s) \text{ abaque } \gamma_s = 1$$

$$M > \mu_p$$

NON

OUI

$$\alpha_p = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2M_p})$$

Axe neutre
 $x = \alpha_p d$

raccourcissement d'acier comprimé
 $\epsilon'_s = 0.0035 \left(1 - \frac{d'}{d} \right) - \left(E_p - \frac{d'}{d} \right)$

$$\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$$

$$A'_f = \frac{M_u - 0.8 \sigma_{bc} b x (d - 0.4x)}{(d - d') \sigma'_s}$$
$$A_f = \frac{0.8 \sigma_{bc} b x}{\sigma_s} + \frac{A' \sigma'_s}{\sigma_s}$$

$$A' = A'_f$$
$$A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

N: avec son signe

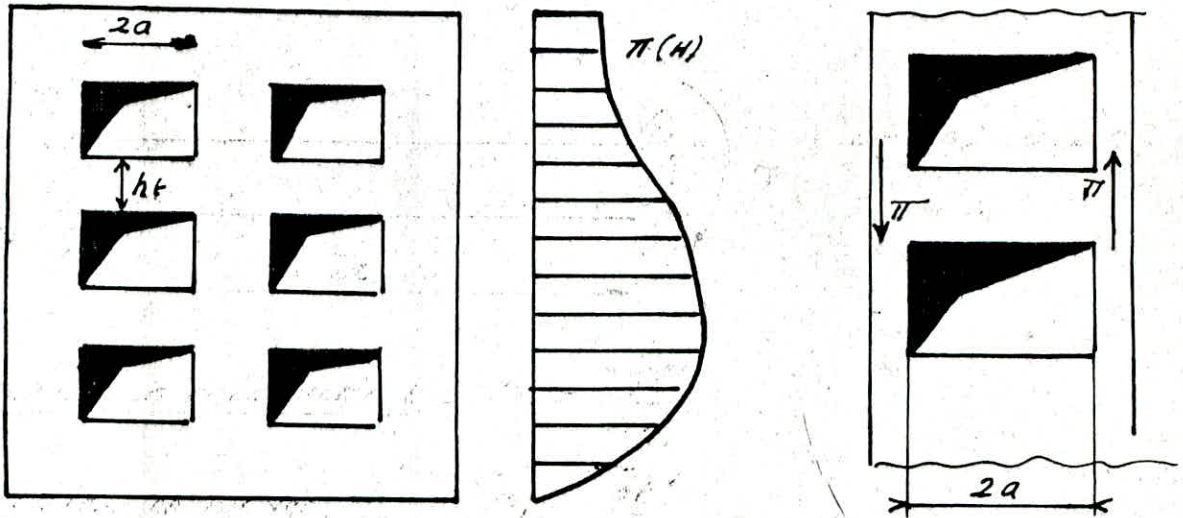
$$A_f = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

A' = 0
N: avec son signe

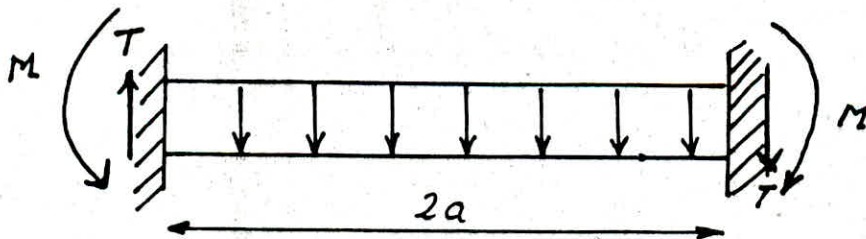
ETUDE DES LINTEAUX

L'étude des linteaux se fait comme une poutre encastree à ses extrémités. Les linteaux sont conçus de façon à éviter leur rupture fragile et d'être capables d'assumer l'effort tranchant et le moment fléchissant dont le sens d'action peut alterner.



Chaque linteau est calculé sous les charges suivantes :

- * q_0 : $q_1 + q_2$; q_1 : poids propre du linteau = $(b \times h_t \times 2.5)$ t/ml
 q_2 : " " du plancher revenant au linteau
- * q_0 : surcharge d'exploitation



$$q = q_1 + q_2 + q_0$$

$$T = 1.4$$

moment d'encastrement $M_e = \frac{q l^2}{12}$

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

Effort tranchant dans les linteaux

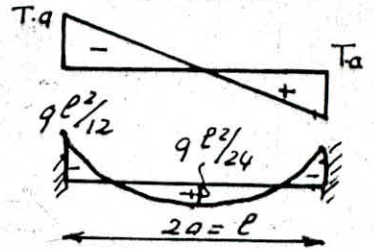
- * dû au seisme horizontal $T_{SH} = 1.4 \pi$ (1.4 précisé par RPA)
- * dû aux charges permanentes $T_{qG} = q_G \frac{\ell}{2}$
- * " " surcharges d'exploitation ... $T_{qP} = q_P \frac{\ell}{2}$

le linteau sera ferroillé d'après la combinaison

$$T = T_G + T_P + T_{SH} = (q_G + q_P) \frac{\ell}{2} + 1.4 \pi$$

Moment flechissant dans les linteaux (moment d'encastrement)

- * dû au seisme horizontal $M_{SH} = T_{SH} \cdot a = 1.4 \pi \frac{\ell}{2}$
- * dû aux charges permanentes $M_{qG} = q_G \cdot \frac{\ell^2}{12}$
- * " " surcharges $M_{qP} = q_P \cdot \frac{\ell^2}{12}$

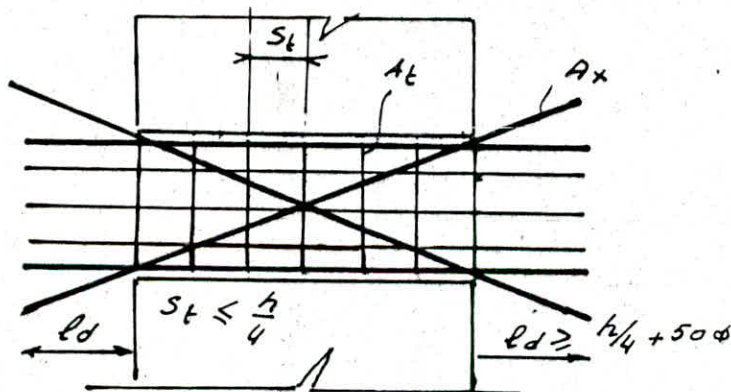


$$M = M_G + M_P + M_{SH} = (q_G + q_P) \frac{\ell^2}{12} + 1.4 \pi \frac{\ell}{2}$$

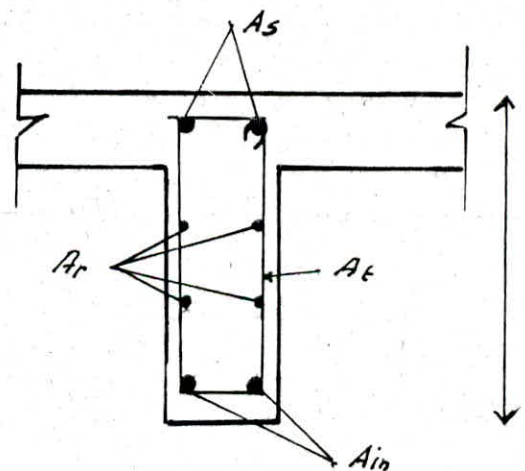
$$M = [2.5 \cdot b \cdot h_t + (q_G + q_P)] \frac{\ell^2}{12} + 1.4 \pi \frac{\ell}{2}$$

Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux (RPA 81)

les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant les schémas indiqués ci-dessous



$$A_x \geq 0.0015 b h_t \text{ si } \xi_P \geq 0.06 f_{c28}$$



$$A_i, A_s \geq 0.0015 b h_t$$

$$A_r \geq 0.0020 b h_t$$

$$A_t \geq 0.0025 b s_t$$

Contraintes admissibles adoptives

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.15 \quad \gamma_s = 1$$

Règlement	contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$ (MPa)	Contr. de flexion du béton $\sigma_{bc} = \sigma_b$	contr. admi. d'acier σ_s (σ_a)
R.P.A	$\bar{\tau}_b = 0,12 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 0,75 f_{c28}$	$\sigma_s = f_c$ ($\sigma_a = \sigma_{en}$)
BAEL	$\bar{\tau}_b = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25$	$\sigma_{bc} = \frac{0,85}{1,15} f_{c28} = 0,74 f_{c28}$	$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{f_c}{1} = f_c$

Conclusion: les contraintes admissibles données par le RPA s'approchent sensiblement à celles données par le BAEL

Ferroillage des linteaux

D'après le diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux, on remarque que les linteaux les plus sollicités se trouvent entre niveau R.O.C et le 2^{ème} étage. Il existe dans notre cas 8 types de linteaux

Voiles	linteau	h_t (m)	l (m)	q (t/ml)	π_{max} (t)	(N.m) M_{app}	N T_{app}
$v_{l_1} - v_{l_6}$	L1	0.69	0.73	1.98	0.972	5970	218439
$v_{l_1} - v_{l_6}$	L2	2.03	0.80	"	14.02	80000	207448
$v_{l_6} - v_{l_{10}}$	L1	0.69	0.73	"	0.740	4780	18595
$v_{l_6} - v_{l_{10}}$	L2	2.03	0.80	"	10,680	61297	160688
$v_{l_5} - v_{l_8}$	L1	0.69	0.83	1.15	4.014	24140	62114
$v_{l_5} - v_{l_8}$	L2	0.69	0.93	1.15	9.008	59670	132743
v_{l_2}	L1	0.69	0.93	2.05	23.75	156290	343316
v_{l_2}	L2	0.69	0.93	2.05	23.75	156290	343316

Exemple de calcul d'un linteau

Voile v_{l_5} ; $h_t = 0.69 \text{ m}$; $l = 0.83 \text{ m}$; $b = 0.16 \text{ m}$; $c_1 = c_2 = 7 \text{ cm}$

$$\pi = 4.014 \text{ t}$$

$$T = (q_1 + q_2) \frac{l}{2} + 1.4\pi = (q_1 + (q_2 + q_0)) \frac{l}{2} + 1.4\pi = \underline{6.58 \text{ t}}$$

$$M = (q_1 + (q_2 + q_0)) \frac{l^2}{12} + 1.4\pi \frac{l}{2} = \underline{2.4110^4 \text{ N.m}}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = 0.0311 < 0.379 \Rightarrow \text{Armatures simples}$$

$$\mu \leq 0.186 \rightarrow \epsilon_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0267 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9893$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Le règlement RPA prévoit un ferrailage minimal $A_s \geq 0.0015 b h$

Verification à l'ELS

$$M_{ser} = M(6+Q) = (q_1 + q_2 + q_0) \frac{l^2}{12} = 0.08186 \text{ t.m}$$

$$r_{ser} = 812,6 \text{ N.m}$$

Nous utilisons les formules (63) de P. Charon

$$D = 15 \frac{A}{b} = 2.203 \quad E = 200 \cdot d = 273,188 \Rightarrow y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 14,47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A(d-y)^2 = 95791,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = 0.1236 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{ct28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d-y) = 6.092 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible, il n'y a aucune verification à faire pour σ_s)

Verification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 6.58 \cdot 10^3}{16.62,21} = 9.27 \text{ Kg/cm}^2 = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{contrainte de cisaillement verifiée}$$

Contrainte de non entrainement des barres

Il faut vérifier que $\bar{\tau}_{se} \leq \bar{\tau}_{se,u}$ (ART A62,3) BAEL 83

$$\bar{\tau}_{se,u} = \psi_s \times f_{ct28} = 1.5 \times 3.1 \text{ MPa} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \cdot A_i} \cdot \frac{A_i}{A} \quad \text{avec } u_i = \pi \phi \text{ (barre isolée) et } V_u = 1.4T$$

$$\bar{\tau}_{se} = 17,737 \text{ Kg/cm}^2 = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se,u} \text{ verifiée}$$

LINTEAU	L ₁	L ₂	L ₁	L ₂	L ₁	L ₂	L ₁ =L ₂
VOILES	V ₆₁ , V ₆₆	V ₆₁ , V ₆₆	V ₆₆ , V ₆₁₀	V ₆₆ , V ₆₁₀	V ₆₅ -V ₆₈	V ₆₅ , V ₆₈	V ₆₂
ℓ (cm)	73	80	73	80	83	93	93
h _t (cm)	69	203	69	203	69	69	69
c (cm)	7	8	7	8	7	7	7
TT (KN)	9.720	140.20	7.40	106.80	40.14	90.08	237.50
q ₂ + q ₆ (k/m)	1.98	1.98	1.98	1.98	1.15	1.15	2.05
q ₁ (t/m)	0.276	0.812	0.276	0.812	0.276	0.276	0.276
M _u (N.m)	5970	80000	4780	61297	24140	59670	156290
M _{ser} N.m	1001,85	1489,1	1003,85	1489,1	818,6	1027,8	1676
A _s calculé _{cm²}	0.241	1.03	0.19	0.79	0.98	2.47	6.78
A _{s,i} (RPA) _{cm²}	1.65	4.872	1.65	4.872	1.65	1.65	1.65
A _s adopté	2φ12	5HA12	2HA12	5HA12	2HA12	3HA12	6HA12
A _i adopté	2HA12	5HA12	2HA12	5HA12	2HA12	3HA10	3HA10
σ _{bc} (MPa)	0.15	0.025	0.154	0.025	0.125	0.134	0.172
σ _s (MPa)	7.74	1.44	7.74	1.45	6.33	5.38	4.53
T (Kg)	2184,24	20744,8	1859,5	16068,8	6211,4	13274,3	34331,6
ε _u (MPa)	0.308	0,93	0.262	0.72	0.88	1.87	4.85
ε̄ (MPa)	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25
A _r cm ²	4HA10	10HA10	4HA10	10HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A _t cm ²	1cadre φ 8	2.cadre φ 6	1cadre φ 6	2.cadre φ 6	1cadre φ 6	2cadres φ 6	2.cadre φ 6
A _x cm ²						1HA16	1HA16
se (cm)	15	10	15	10	15	15	15
ℓ _d (cm)	77.50	101	77.50	101	77.50	77.50	77.50
L (cm)	295	732	295	732	295	296	296
α (degré)	36.99	66,838	36.99	66,838	33,53	30,6	30,6

Condition de non fragilité

$$A \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.00121 b d = 1.219 \text{ cm}^2 < A_{\min} \text{ (RPA) } \& \text{!}$$

Donc la condition de non fragilité est incluse dans le calcul de A_{\min} imposée par le RPA ; il n'y aura pas lieu de vérifier la condition de non fragilité

Armatures de répartition

$$A_r \geq 0.0020 b h_t = 2.208 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{A_r = 6 \text{ HA } 8 = 3.01 \text{ cm}^2}$$

longueur d'ancrage des barres

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{69}{4} + 50 \times 1 = 67.25 \text{ cm} \text{ soit } \underline{l_d = 70 \text{ cm}}$$

Armatures transversales

$$A_t \geq 0.0025 b s_t ; \quad s_t \leq \text{Min}(0.9 d \text{ et } 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$
$$s_t \leq \frac{h_t}{4} = 17.25 \text{ cm (RPA) } \& \text{!}$$

$$A \geq 0.025 \times 16 \times 17.25 = 0.69 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \underline{A_t = 4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

Il faut vérifier les conditions suivantes

$$\ast \frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot s_t \cdot s_m} \geq \text{Max} \left(\frac{\sigma_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow 1.63 \text{ MPa} \geq 0.4617 \text{ MPa}$$

$$\ast s_t \leq \frac{0.8 A_t f_c}{b_0 \cdot \sigma_u} = \frac{0.8 \times 1.13 \times 400}{16 \times 0.92} = 24.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

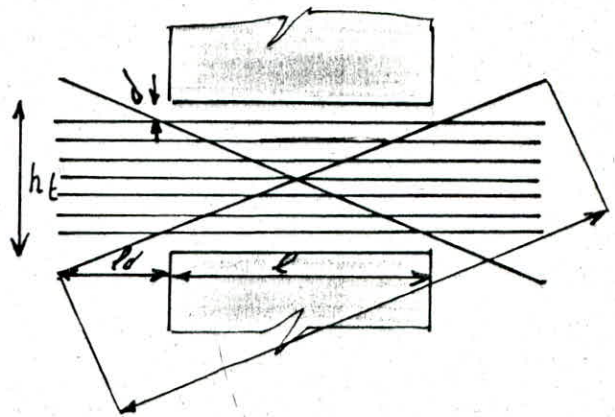
Armatures d'angle

$$\sigma_u = \frac{V}{b \cdot d} = 0.9217 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.517 \text{ MPa} \text{ donc les armatures d'angle ne sont pas nécessaires}$$

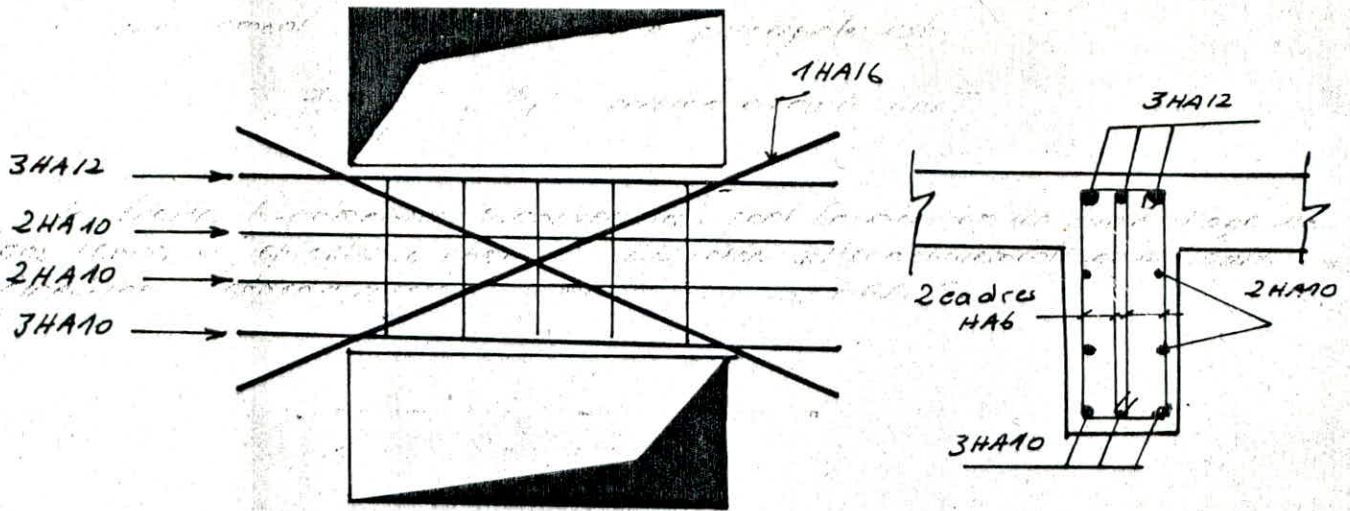
Remarque : Dans le cas où la condition précédente n'est pas remplie l'RPA recommande des armatures d'angle donnée par

la longueur de ces barres diagonales est donnée par

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \frac{ld}{\cos \alpha} \quad / \quad \alpha = \text{Arctg} \left(\frac{h_t - 2d}{l} \right)$$



Linteau du 2^{ème} étage de Vt5



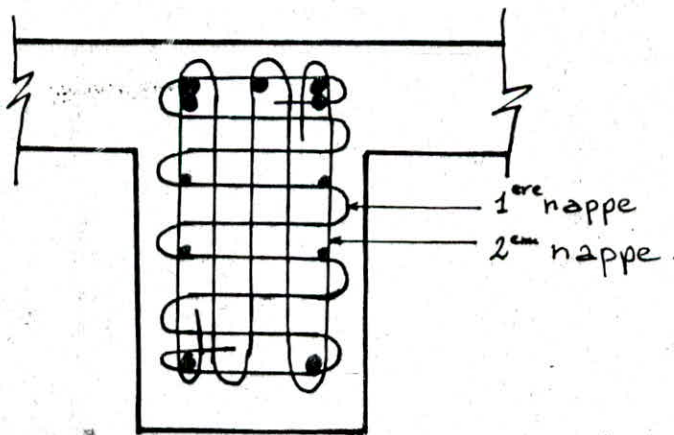
Remarque :

lorsque $\tau_v > 0.06 f_{c28}$ (cas des voiles Vt5, Vt2) on pourra envisager une solution qui consiste à un renforcement par frettage de la section du béton de façon à ce que quand le béton se fissure au moment d'un seisme, l'effort peut être repris totalement par les armatures, ceci revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'encastrement et à vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures,

le cisaillement dans les armatures principales est;

$$\tau_v = \frac{T}{A_t} \quad , \quad A_t : \text{section cisailée par } T$$

les frettes (armatures transversales) sont formées en un quadrillage de bords repliés en "epingles à cheveux" disposées alternativement dans deux directions perpendiculaires (ARTA B.4, 24 BAEL 83)



Frettes en quadrillage double en epingles à cheveux

ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Conformément au règlement R.P.A 81 il est prévu un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau du R.D.C.

le voile supporte les forces excédentaires exercées par les poussées de terre et les transmettent aux sections avoisinantes.

le voile périphérique assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Dimension du voile

épaisseur $b = 16 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$

hauteur $H = 140 \text{ cm}$

le ferrailage se fera forfaitairement suivant (l'ART 3885 RPA 81)

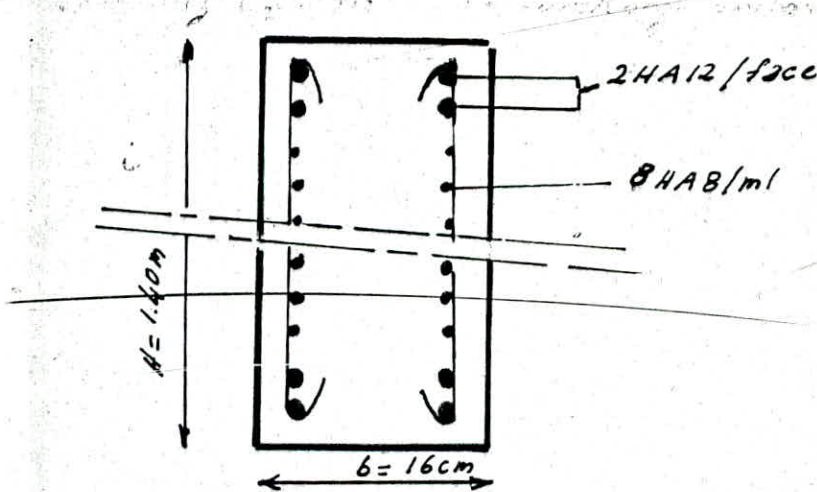
Armatures longitudinales filantes

les armatures supérieures et inférieures ont pour grandeur $A \geq 0.2\% b H$

$A \geq 0.2 / 100 \times 16 \times 140 = 4.48 \text{ cm}^2$ on adopte 4 HA12/ml disposée en 2 nappes

Armatures longitudinales de peau

Les armatures sont de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur soit 8 HA8/ml soit 8 HA8 pour 1.40 m par face



Remarque

le voile périphérique devra être calculé pour reprendre le moment de flexion dû à la composante des poussées de terre $q_4 = \gamma \frac{1}{2} \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \varphi/2)$

(γ : densité du sol ; φ : angle de frottement interne)

et la composante horizontale de poussée due à la surcharge du terrain

$$q_5 = S \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \varphi/2) \quad S = \text{surcharge unitaire}$$

FONDATIONS

FONDATIONS

Introduction : l'étude de fondation d'une construction comporte 2 parties distinctes

- 1) la première consiste à étudier le sol sur lequel on construit notre bâtiment
- 2) la seconde " " " le côté stabilité des fondations et leur ferrailage ; ce qui permet de choisir le type de fondation convenable à notre construction

Essai au laboratoire : à 1 profondeur de 1,40m on a :

$w_L\%$ (limite de liquidité) = 41,44% ; I_{pl} (limite de plasticité) = 22%

$S_r\%$ = 92% sol non saturé ; $\gamma_d = 1,62 \text{ t/m}^3$ sol de compacité moyenne

$w = 22,1\%$; $\gamma_h = (1+w)\gamma_d = (1+0,221) \times 1,62 = 1,98 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{B/2 \times \gamma_h \cdot N_q + \gamma_h D (N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

$F_s = 3$ (coefficient de sécurité) ; $B = 1,7\text{m}$

$D = 1,50\text{m}$ (ancrage recommandé) ; $C = 3,8$ cohésion du sol d'assise

pour $\varphi = 5^\circ$:

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} = 1,56$$

$$N_r = (N_q - 1) \times \tan \varphi \times 1,8 = 0,088$$

$$N_c = \cot \varphi (N_q - 1) = 6,40$$

$$q_{ad} = 1,98 \times 1,5 + \frac{1,98 \times 0,5 \times 0,088 + 1,98 \times 1,5 (0,56) + 3,8 \times 6,40}{3}$$

$q_{ad} = 11,3 \text{ t/m}^2$ \rightarrow $q_{ad} = 1,13 \text{ bar}$

Justification du choix du radier

le choix des semelles filantes comme fondations a aboutit à des largeurs de semelles occupant l'entre-axe des voiles, de plus le sol est de faible portance

Exemple pour justification

On prend comme exemple les 2 voiles Vt_2 et Vt_3 qui sont 11 et distants de 3m

Vt_2 : $N = 1,356 + 1,5Q = 1,35 \times 96,36 + 1,5 \times 11,7 = 147,936 \text{ t}$

$q = \frac{N}{l} = \frac{147,936}{4,07} = 36,984 \text{ t/m}$ $l = 4,07\text{m}$ longueur de voile

la largeur B de la semelle est $B = \frac{q}{q_{ad}} = \frac{q}{\bar{\sigma}_s} = \frac{36,984}{11,33} = 3,25\text{m}$

Vt_3 : $N = 224,330 \text{ t}$

$q = \frac{224,330}{7,29} = 30,773 \text{ t/m} \Rightarrow B = \frac{30,773}{11,33} = 2,723\text{m}$

$d = \frac{3,25}{2} + \frac{2,723}{2} = 3,037\text{m} > 3\text{m}$ ce qui justifie le radier puisque

l'interférence existe

Il est possible de réaliser une fondation par radier compte tenu des prescriptions suivantes:

- la construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels élevés entre les différentes zones du radier
- le centre de gravité de l'aire du radier doit toute la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des charges

Sous le calcul du radier on prendra comme hypothèse:

- 1) que le sol n'est pas compressible, qu'il n'existe pas de points durs pouvant causer une concentration trop importante de contraintes en ces points
- 2) que le radier est infiniment rigide

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont constitués par les murs de l'ossature (voiles) et sera soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut et égal à la réaction du terrain diminué du poids du radier

Calcul du radier

sous les sollicitations 1^{er} genre SP₂ état durable (ELU) $N = 1.35G + 1.5Q$

$$G = G(\text{batiment}) + G(\text{voile peripherique})$$

$$G = 2235,12 + 31,01 = 2266,13 \text{ t} \quad ; \quad Q = 300,14 \text{ t}$$

$$Q = 1.35G + 1.5Q_s = 1.35 \times 2266,13 + 1.5 \times 300,14 = \underline{3509,48 \text{ t}}$$

la surface nécessaire du radier est donnée par

$$S_{\text{req}} \geq \frac{N}{G_s} = \frac{3509,48}{11,3} = 310,57 \text{ m}^2$$

d'autre part la surface d'emprise du bâtiment

$$S_0 = 20,16 \times 18,79 = 378,81 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_0 > S_{\text{req}}$$

Cependant on doit prendre un débord réglementaire de 30cm, la surface du radier sera en fin de compte

$$S_{\text{rad}} = S_0 + S_{\text{deb}} = 378,81 + 23,31 = 402,12 \text{ m}^2$$

Pression dans le radier : $q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{3509,48}{402,12} = 8,726 \text{ t/m}^2$

Prédimensionnement du radier

le radier sera calculé comme un plancher renversé. le béton est coulé sans reprise alors d'après (ART 5.2.42 BRÉL 83) la contrainte de cisaillement limitée:

$$\tau_u < 0,05 \cdot f_{ctk}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \quad ; \quad T_{\text{max}} : \text{effort tranchant max. développé entre 2 voiles // distants d'une longueur } l_{\text{max}} = 3,5 \text{ m}$$

$$q = 8.72 \text{ t/m}^2$$

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l_{\max}}{2} = \frac{8.72 \times 3.5}{2} = 15.26 \text{ t}$$

$$z \geq \frac{T_{\max}}{b \times 0.05 f_{c28}} = \frac{15.26}{1 \times 0.05 \times 25000 \text{ t/m}^2} = 0.122 \text{ m} = 12.2 \text{ cm}$$

on prend $z = 15 \text{ cm}$ on prend $h = \frac{8}{7} z = 17.14 \text{ cm}$

Verification à la rigidité

La verification à la rigidité du radier est donnée par la relation suivante

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq (l_i - a) \times \frac{2}{\pi} \quad (\text{M. FUENTES})$$

l_e : longueur élastique ; E : module d'élasticité du radier $E = 2.10^5 \text{ kg/cm}^2$

K : coefficient de raideur du sol ($K=4$ sol moyen)

a : épaisseur du voile $a = 16 \text{ cm}$

l_i : la plus petite portée $l_i = 2.58 \text{ m}$; $I = \frac{b h_0^3}{12}$

$$\frac{4EI}{Kb} \geq \left[(l_i - a) \frac{2}{\pi} \right]^4 \Rightarrow h_0 \geq \left(\left[(l_i - a) \frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{12 \times 4E}{4E} \right)^{1/3}$$

$$h_0 \geq \left(\left[(2.58 - 0.16) \times \frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{12}{200000} \right)^{1/3} = 32.33 \text{ cm}$$

$h_0 = 35 \text{ cm}$

Verification du poinçonnement

Cette verification se fait pour le voile le plus chargé soit v_{L2} la condition de non poinçonnement est donnée par

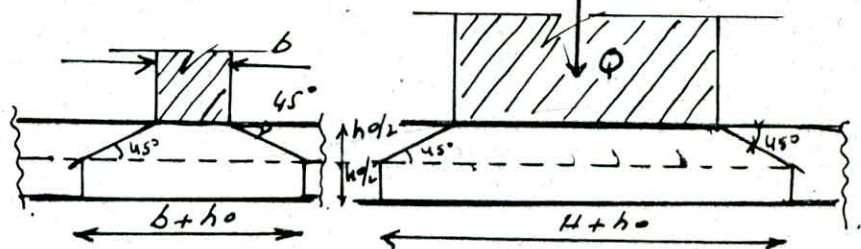
$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28}$$

Q_u : en (N) l'effort normal ultime de poinçonnement à P.E.L.U

U_c : périmètre du contour diffusé au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(b + h_0 + H + h_0)$$

$$Q_u = N = 1.356 + 1.5Q$$



$$Q_u = 1.35(302.09) + 1.5(47.84) = 479.586$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 2(b_0 + 2h_0 + H) \cdot h_0 \cdot f_{c28}$$

$$\leq 0.045 \times 2(160 + 2 \times 350 + 20.000) \times 350 \cdot 25 \text{ MPa}$$

$$Q_u \text{ (N)} \leq 259,1625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Verification de la contrainte du sol sur le radier

$$\text{Poids du bâtiment surchargé} = 3467.262 \text{ t}$$

$$\text{Poids du radier } 0.35 \times 402.48 \times 2.5 = 258.5 \text{ t}$$

$$\text{Total } N = (3509.48 + 1.35 \times 258.5) \text{ t} = 3858.45 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{3858.457}{402.48} = 9.42 \text{ t/m}^2$$

Verification de l'effort de sous pression

$$P \geq 1.5 \times 5.3 \quad ; \quad \gamma = 1.75 \text{ t/m}^3 \text{ pression hydrostatique}$$

$$S = \text{surface du radier (m}^2\text{)}$$

$$P = \text{poids total du bâtiment}$$

$$P \geq 1.5 \times 402.48 \times 1.75 = 1056.51 \text{ t}$$

Le poids du bâtiment = 3467,262 t est supérieur à 1056,51 t ce qui fait que le bâtiment ne se soulève pas

Stabilité du radier

a) Sollicitation du 2^{ème} genre (ELU. Accidentel)

Le radier est sollicité par les efforts du moment du renversement M et de l'effort normal N qui agissent simultanément à la base du radier donc 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 extrêmes σ_1 et σ_2 qui devront être inférieures à la contrainte admissible du sol majorée de 50% pour sol meuble (RPA ART 4131)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \mp \frac{M \cdot v}{I_{\text{rad}}} \leq 1.5 \bar{\sigma}_s$$

$$M = \sum M_{\text{RDC}} + \sum V_{\text{RDC}} \cdot z$$

(moment total à la base du bâtiment)

$$N : \text{effort normal à la base du R.D.C} = (G + 6\text{rad}) + Q$$

$$z : \text{- ancrage du bâtiment } z = 1.75 \text{ m} \quad ; \quad v = \frac{1}{3}$$

$$N = (2235.12 + 258.5 + 300.14) \text{ t} = 2793.95 \text{ t}$$

$$I_f = \frac{bh^3}{12} = \frac{20.16^3 \times 18.79}{12} = 12829.72 \text{ m}^4 \quad ; \quad \bar{I}_t = 11145.24 \text{ m}^4$$

$$M_f = \frac{\sum M_{\text{RDC}}}{2954.89 \text{ t.m}} + \frac{\sum V_{\text{RDC}} \cdot z}{508.55 \text{ t.m}} = \frac{3463.44 \text{ t.m}}{M_t}$$

$$M_l = 3574.3 + 609.623 = 4183.923 \text{ t.m} = M_l$$

Sens longitudinal

$$\sigma_1 = \frac{2793.95}{402.44} + \frac{4183.923}{12829.72} \times 10.08 = 10.23 \text{ t/m}^2 < 1.3 \bar{\sigma}_s = 14.63 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2793.95}{402.44} - \frac{4183.923}{12829.72} \times 10.08 = 3.659 \text{ t/m}^2 < 1.3 \times 2.42 = 14.63 \text{ t/m}^2$$

Sens transversal

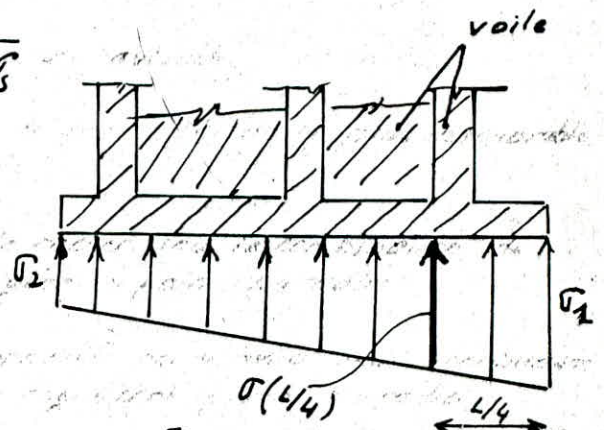
$$\sigma_1 = \frac{2793.95}{402.44} + \frac{3463.44}{11145.24} \times 9.395 = 9.863 \text{ t/m}^2 \leq 1.3\bar{\sigma}_s = 14.63 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2793.95}{402.44} - \frac{3463.44}{11145.24} \times 9.395 = 4.03 \text{ t/m}^2 \leq 1.3\bar{\sigma}_s$$

on vérifie aussi que $\sigma(l/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5\bar{\sigma}_s$

Sens transversal

$$\begin{aligned} \sigma(l/4) &= \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 9.863 + 4.03}{4} \\ &= 8.40 \text{ t/m}^2 < 1.3\bar{\sigma}_s \end{aligned}$$



Sens longitudinal

$$\sigma(l/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 10.23 + 3.659}{4} = 8.587 \leq 1.3\bar{\sigma}_s$$

On remarque que les sens ont un $\sigma_2 > 0$ (pas de traction)

b) Sollicitation du 1^{er} genre (ELU durable)

Poids du radier = 258.5 t, poids du bat = 2235.12 t, Q = 300.14 t

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2235.12 + 258.5) + 300.14 \times 1.5 = 3858.457 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{3858.457}{402.48} = 9.42 \text{ t/m}^2 < q_{ed} = \bar{\sigma}_s = 11.3 \text{ t/m}^2$$

Détermination de la sollicitation la plus défavorable

Le radier sera calculé sous la forme de la sollicitation la plus défavorable définie par :

q_{sp1} : contrainte max produite sous le radier sous la combinaison de 1^{er} genre (ELU durable) en négligeant le poids du radier

q_{sp2} : - contrainte max du 2^{ème} genre produite par le radier sous la combinaison du 2^{ème} genre (ELU accidentel) en négligeant le poids du radier

$$q'_{sp1} = 9.42 \text{ t/m}^2 ; \quad q'_{sp2} = \frac{G + Q + G_{ra}}{S} = \frac{2235.12 + 300.14 + 258.5}{402.48}$$
$$q'_{sp2} = 6.941 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sp1} = q'_{sp1} - 1.35 q_{rad} = 9.42 - 1.35 \times \frac{258.5}{402.48} = 8.552 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sp2} = q'_{sp2} - q_{rad} = 6.941 - \frac{258.5}{402.48} = 6.29 \text{ t/m}^2$$

La sollicitation du 1^{er} genre est la plus défavorable donc le radier sera calculé comme plancher renversé soumis à charge uniformément répartie

$$q = 8.552 \text{ t/m}^2$$

Détermination des sollicitations et du ferrailage dans les panneaux

pour toutes les dalles (D_1, D_2, D_3, D_4) on a $0.4 < \alpha = \frac{e_x}{e_y} < 1$ donc on utilisera les abaques de Pigeaud pour calculer les moments isostatiques M_x, M_y

$$M_x = N_x q e_x^2 ; M_y = N_y M_x = N_y N_x q e_x^2$$

N_x et N_y sont calculés en fonction du rapport $\alpha = e_x/e_y$ et du coefficient de poisson qui est égale à 0 (béton fissuré)

Puisque notre dalle est continue, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travées et moments sur appuis
on a adopté en général les valeurs suivantes :

- Si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis
 - moments en travée : $0.75 M_x ; 0.75 M_y$
 - " d'encastrement suivant e_x et e_y : $0.5 M_x$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel
 - moments en travée : $0.85 M_x$ ou $0.85 M_y$
 - " d'encastrement suivant e_y : $0.35 M_x$ (appui de rive)
 - " " " " e_x : $0.5 M_x$ (autre appui)

Exemple de calcul

Panneau de dalle D_2 ; $q = 8.552 \text{ t/m}^2$

$$e_x = 3 \text{ m} \Rightarrow \alpha = \frac{e_x}{e_y} = 0.567 \rightarrow N_x = 0.08528$$

$$e_y = 5.29 \text{ m} \rightarrow N_y = 0.2622$$

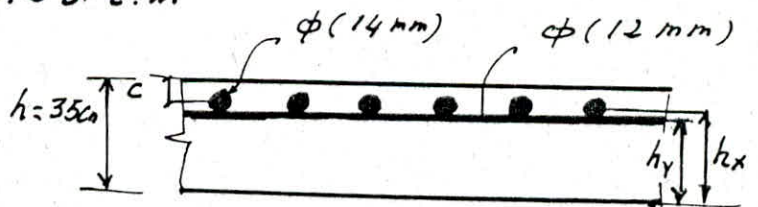
$$M_x = N_x q e_x^2 = 6.562 \text{ t.m} ; M_y = N_y M_x = 1.72 \text{ t.m}$$

$$M_{e_x} = 0.75 M_x = 4.921 \text{ t.m} ; M_{e_y} = 0.75 M_y = 1.290 \text{ t.m}$$

$$M_{o_x} = M_{o_y} = 0.5 M_x = 3.281 \text{ t.m}$$

$$h_x = h_t - c = 35.4 = 31 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 29.1 \text{ cm}$$



Calcul des armatures

$$M_{e_x} = 4.921 \text{ t.m} ; \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\phi_x = 14 \text{ mm}$$

$$\phi_y = 12 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{49210}{14.16 \times 100 \times 31^2} = 0.036 < 4\mu \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0.0419, \beta = 0.983$$

$$A_x = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{49210}{348 \times 0.983 \times 31} = 4.640 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4\phi 14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \rho_0 (3 - e_x/e_y) \frac{b h_0}{2} ; \rho_0 = 0.0008 \text{ (pour treillis soudé à barres Fe 40)}$$

$$A_x \geq 0.0008 (3 - 0.567) \times \frac{100 \times 35}{2} = 3.4062 \text{ cm}^2$$

$$M_{ly} = 1.290 \text{ t.m} ; \mu = \frac{12900}{14.16 \times 100 \times 29.1^2} = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.0126 ; \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M}{\sigma_s \beta d} = \frac{12900}{348 \times 0.995 \times 29.1} = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_y = 3\phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \rho_b h_0 = 0.0009 \times 100 \times 35 = 2.8 \text{ cm}^2$$

on dresse un tableau qui donne les armatures de tous les panneaux de dalle

$$q = 8.552 \text{ t/ml}$$

Dalle	l_x m	l_y m	ρ	μ_x	μ_y	M_{lx} t.m	M_{ly} t.m	M_{max} t.m	A_x cm ² /ml	A_y cm ² /ml	A_{app} cm ² /ml	A_{m10} cm ²	A_{m10} cm ²
D ₁	3,00	5,29	0,567	0,0852	0,2622	4,922	1,290	3,282	4φ14 6,16cm ²	3φ12 3,39	3φ12 3,39	3,41	3,41
D ₂	3,00	5,29	0,567	0,0852	0,2622	4,922	1,290	3,282	4φ14 6,16	3φ12 3,39	3φ12 3,39	3,41	3,41
D ₃	3,00	6,24	0,480	0,0973	0,25	6,364	1,591	3,743	4φ14 6,16	3φ12 3,39	4φ12 4,52	3,52	3,52
D ₄	3,50	8,53	0,41	0,01077	0,25	9,593	2,398	5,638	6φ14 9,23	3φ12 3,39	5φ12 5,65	3,63	3,63
D ₅	2,58	9,84	0,2622			5,334	0	3,556	4φ14 6,16		3φ12 3,39	3,83	3,83

Remarque: la dalle D₅ travaille suivant sa petite portée l_x car $\rho < 0,6$ $\rho = 0,262$

$$M_x = 1 \frac{l_x^2}{8} = 6,08 \text{ t.m} ; M_{lx} = 0,25 M_x = 5,334 \text{ t.m}$$

$$M_{ly} = M_{ay} = 0$$

N.B: l'ecartement des armatures de m nappe ne doit pas dépasser:

3h₀ et 33cm : l'axe le plus sollicité
4h₀ et 45cm : l'axe ⊥

longueur d'ancrage: la longueur de scellement doit être donnée par
 $\frac{l_s}{4} = 0,645^2 \times 29 = 0,6 \times 1,3^2 \times 29 = 2,835 \text{ MPa}$
 $\phi = 12 \text{ m} \Rightarrow \rho_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_c}{f_s} = \frac{1,2 \times \frac{400}{4}}{2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow \rho = 49,78 \text{ cm}$

Verification de l'effort tranchant

ou milieu de l_y : $V_u = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x}$ q en t/m

ou milieu de l_x $V_u = q \frac{l_x}{3}$

on verifie $\bar{\tau} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

l_{x-m}	l_{y-m}	V_u^y t	V_u^x t	τ_b^y MPa	τ_b^x MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
3	5.29	9.99	8.552	0.339	0.2808	1.25
3	5.29	9.99	8.552	0.339	0.2808	1.25
3	6.24	10.34	8.552	0.417	0.2808	1.25
3.50	8.53	12.41	9.96	0.428	0.327	1.25
2.85	9.84		11.03		0.355	1.25

Verification de l'etat limite de service

Dalle	M_{6x} t.m	σ_b MPa	σ_s MPa	M_{6y} (t.m)	σ_b MPa	σ_s MPa	M_{ax} t.m	σ_b MPa	σ_s MPa
D ₂	3.563	3.696	201	0.933	1.24	93.96	2.376	3.16	239.27
D ₂	3.563	3.696	201	0.933	1.24	93.96	2.376	3.16	239.28
D ₃	4.607	4.779	25.998	1.151	1.53	115.91	2.709	3.192	206.29
D ₄	6.945	6.139	265.51	1.736	2.130	174.83	4.081	4.385	259.366
D ₅	3.862	4.006	217.94				2.574	0.342	25.92

$$D = \frac{15A}{b} \quad ; \quad E = 20d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad ; \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2$$

$$K = \frac{M}{I} \quad \text{alors} \quad \sigma_b = K y_1 \quad ; \quad \sigma_s = 15K (d - y_1)$$

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_c, 150n\right) \quad n=1.6 \quad \text{fissuration prejudiciable}$$

$$\sigma_s = \min(267, 240) = 240 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

on remarque dans notre cas que $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ dans la dalle D₃, D₄
donc on va augmenter le ferrailage pour diminuer le taux de travail des aciers
on utilise pour cela les formules page 79 (P. Charni) BAEL 80

Il est donc nécessaire de modifier la section des armatures

dalle D3 ; $M_{ex} = 4.779 \text{ k.m}$; $\mu_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$

$\mu_1 = \frac{46070}{240 \times 100 \times 31^2} = 0,0002 \rightarrow \alpha = 0,075, \beta = 0,975$
 $\mu_1 = 185$

$A = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{46070}{240 \times 0,975 \times 31} = 6,35 \text{ cm}^2$ on prend $5\phi 14 = 7,70 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{\alpha} = \frac{240}{0,075} = 1.297 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_s = \frac{M_s}{A_s} = \frac{46070}{7,70 \times 0,975 \times 31} = 197,95 \text{ MPa}$

on dresse un tableau pour les dalles D3, D4

Dalle	M_{ex} k.m	A_x cm ²	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	M_{ex} k.m	A_y cm ²	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	M_{ex} k.m	A_x cm ²	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
D3	4,607	5φ14 7,70	1,297	197,95	1,151	3φ12 3,39	1,53	115,91	2,709	4φ12 4,52	3,192	206,29
D4	6,945	7φ14 10,77	5,78	228,99	1,736	3φ12 3,39	2,130	174,83	4,081	6φ12 6,78	4,077	210,14

Ferraillage du débord

la dalle du débord est étudiée comme une console

$q = 8.552 \text{ k/ml}$; $M = q \frac{l^2}{2} = 8552 \times \frac{0,3^2}{2} = 385 \text{ N.m}$

$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{3850 \text{ N.m}}{14.16 \times 100 \times 31^2} = 0,003 \rightarrow \alpha = 0,005, \beta = 0,998$

$A = \frac{3850}{14.16 \times 0,998 \times 31} = 0,35 \text{ cm}^2$

$A \geq 0,23 \frac{f_t}{f_c} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 31 = 3,74 \text{ cm}^2$

on prend comme ferraillage $4\phi 12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$

Verification de l'effort tranchant

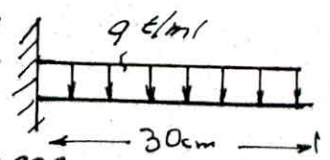
$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{q \cdot l}{b \cdot d} = \frac{8.552 \times 0,3}{1 \times 0,31} = 8,27 \text{ k/m}^2 = 8,27 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2 = 0,0827 \text{ MPa}$
 $\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$

Verification à l'état limite de service

$\tau_{ser} = 0,278 \text{ k/ml}$

$\bar{\sigma}_b = 0,327 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$;

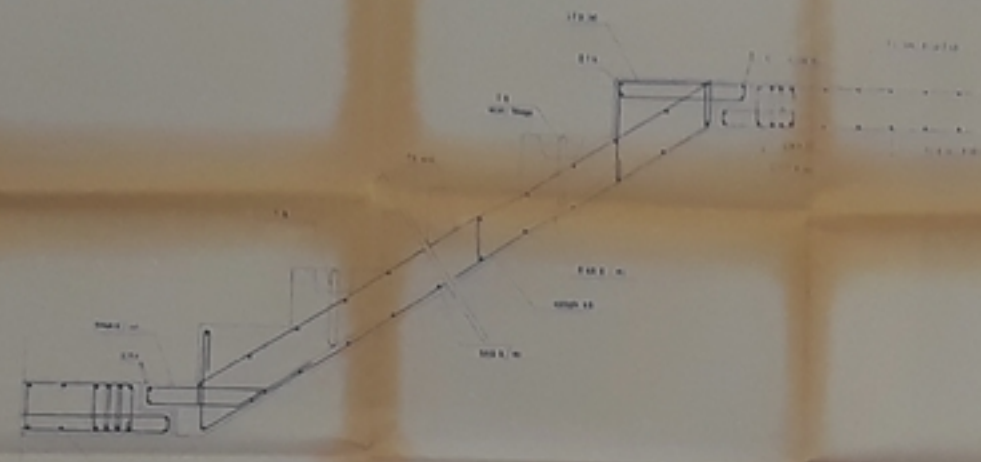
$\bar{\sigma}_s = 21,169 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$



BIBLIOGRAPHIE

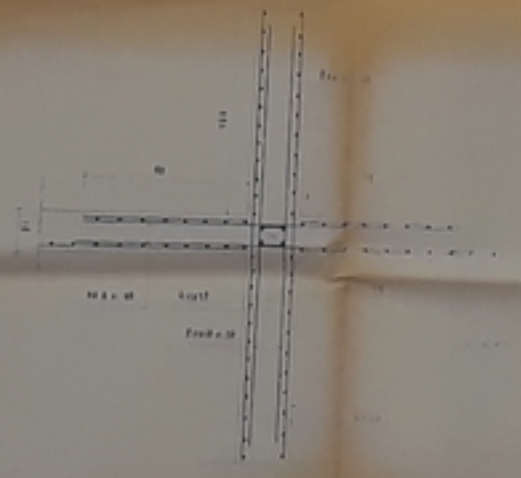
- RPA 81
- Regles techniques de calcul du beton armé selon la methode des états limite (B.A.E.L 83)
- Calcul des ouvrages en beton armé suivant les regles des états limite B.A.E.L 80 P. CHARON
- Exercices de beton armé BAEL 80 P. CHARON
- Cours superieur de beton armé PAUL - DINNEQUIN
- Traité de beton armé A LACROIX , A. FUENTES
- Initiation de beton armé BAEL 83 (BOUCHART)
- Calcul pratique des tours en B.A " M. DIVERS "
- " " des assatures en B.A " A. FUENTES "
- Tables pour le calcul des dalles et des parois " R BARES "
- Cours de beton armé (M. BELAZOUGUI)
- Projets de fin d'étude
- Cours pratique de mecanique des sols (J. COSTET , G SANGLEAT)
- Dynamique des structures (L.A DOBRESCU)

COUPE A-A



ESCALIER : 0

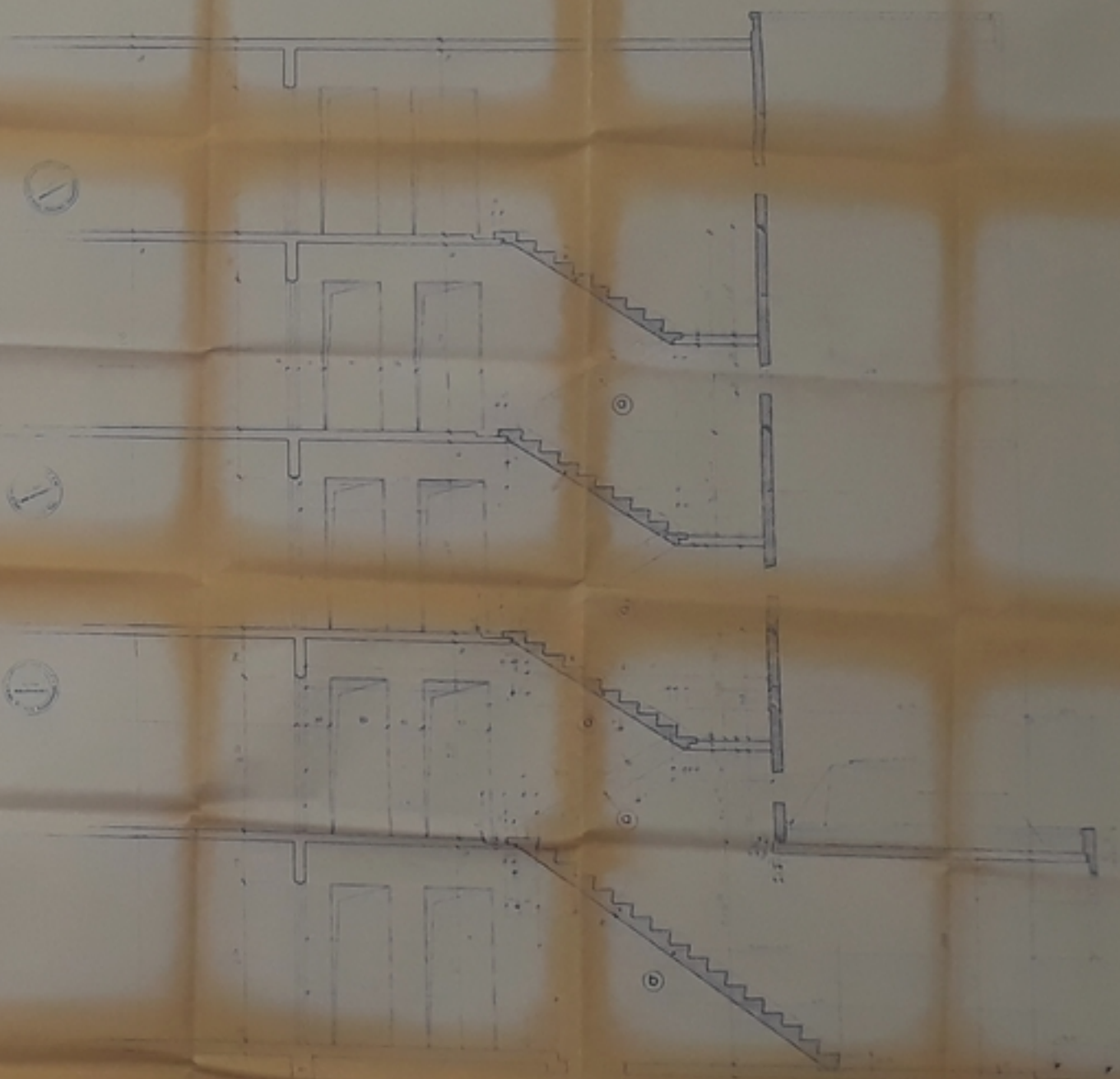
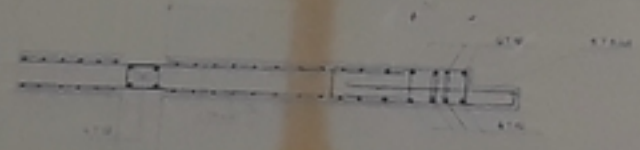
CHAINAGE HORIZONTAL



CHAINAGE HOR. (TERRASSE)

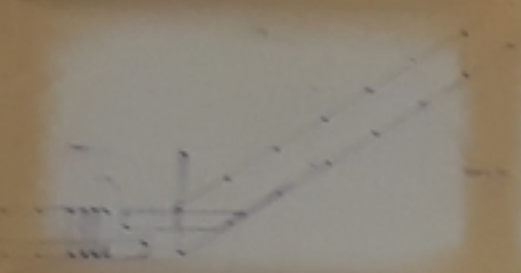
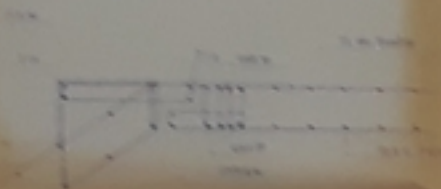


PLER D'ARRIVEE



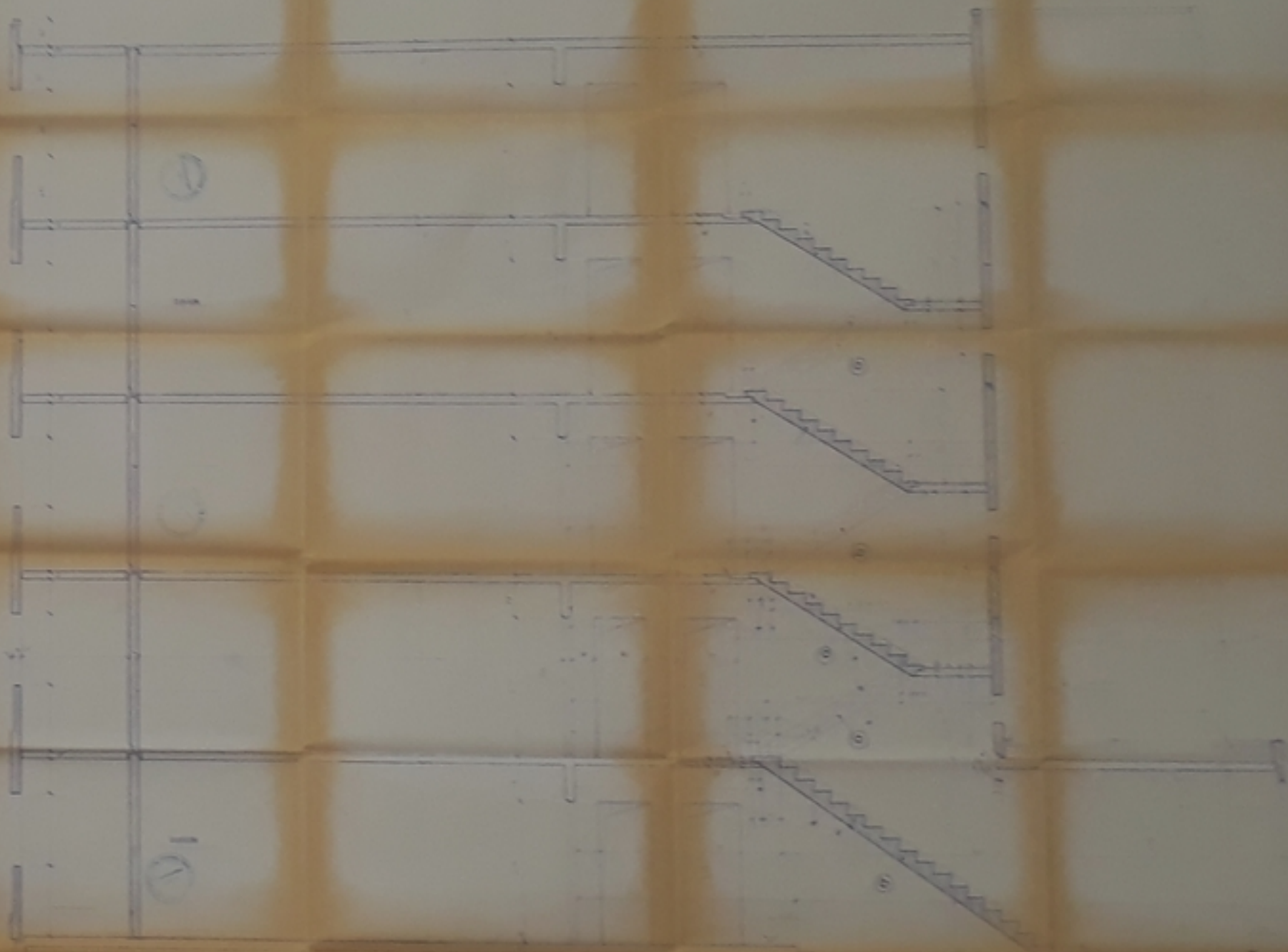
- E N P -
 COFFRAGE ET
 FERRAILLAGE
 D'ESCALIERS
 BERGHOUT - M
 LAICHI - A

COUPE 4.1



SECTION 3

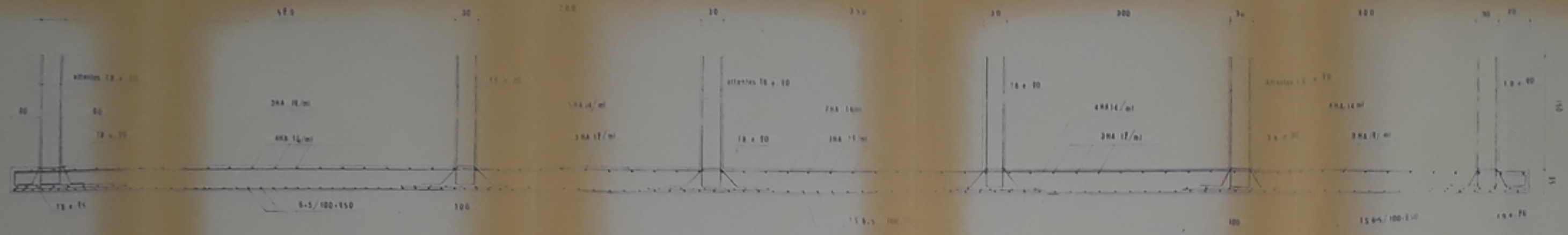
CHANGE HORIZONTE



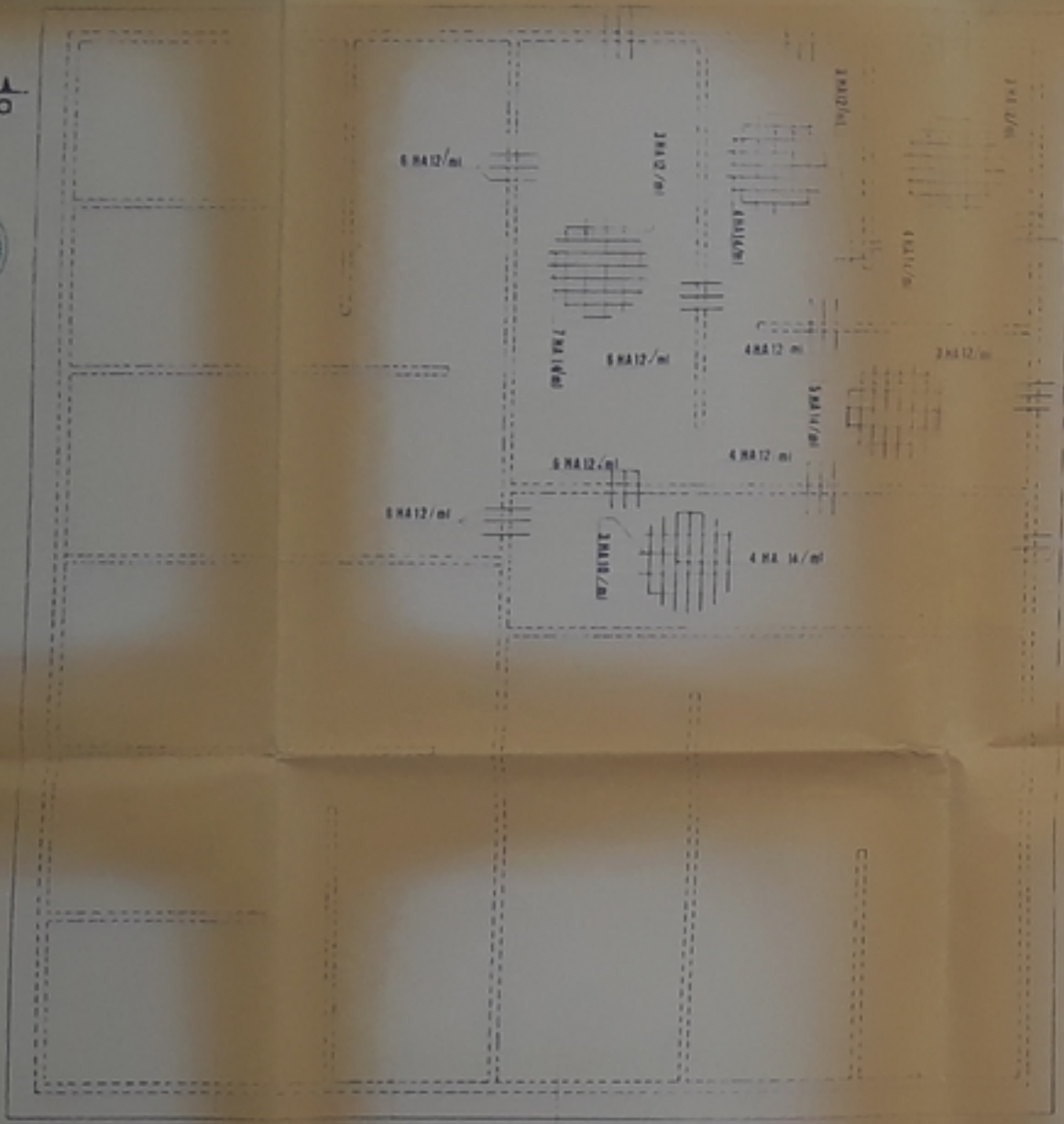
1.17
DIPLOME ET
FERRAILLAGE
DESIGNER

PROJET N
PAGE 3

coupe da



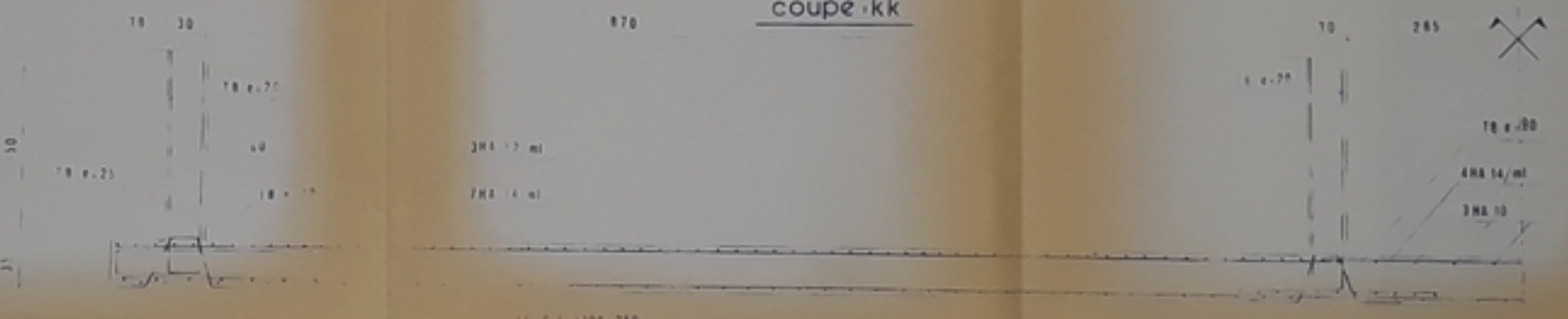
VUE EN PLAN Echelle 1/50



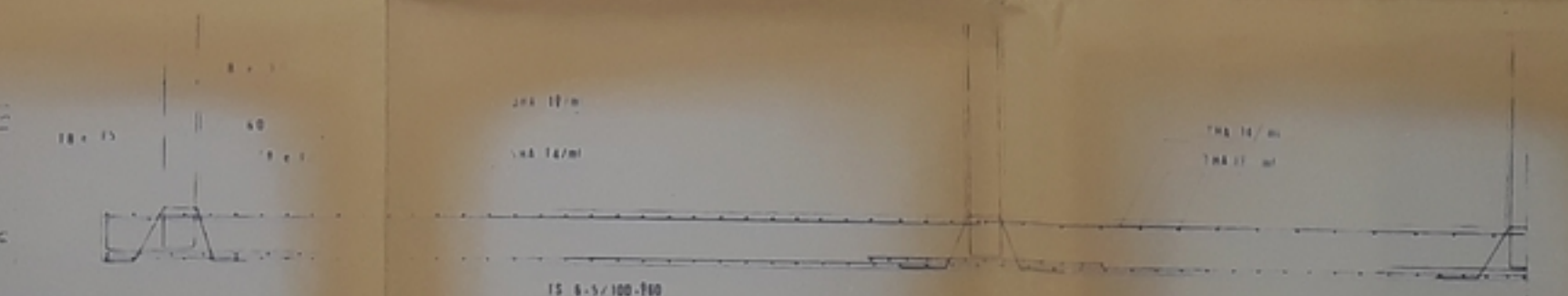
coupe bb



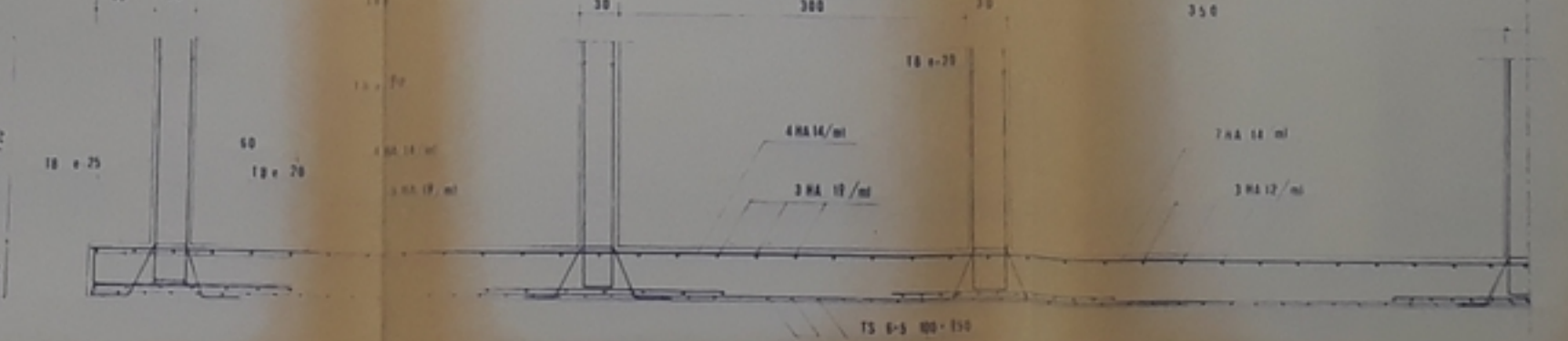
coupe kk



coupe ff



coupe hh



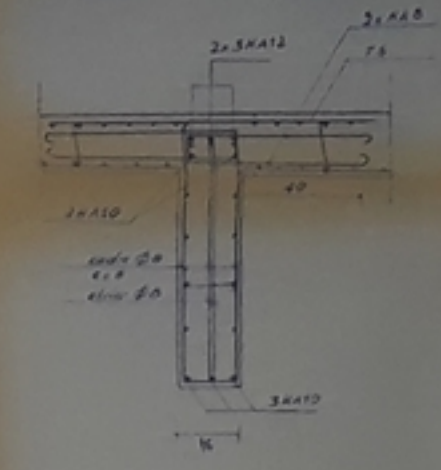
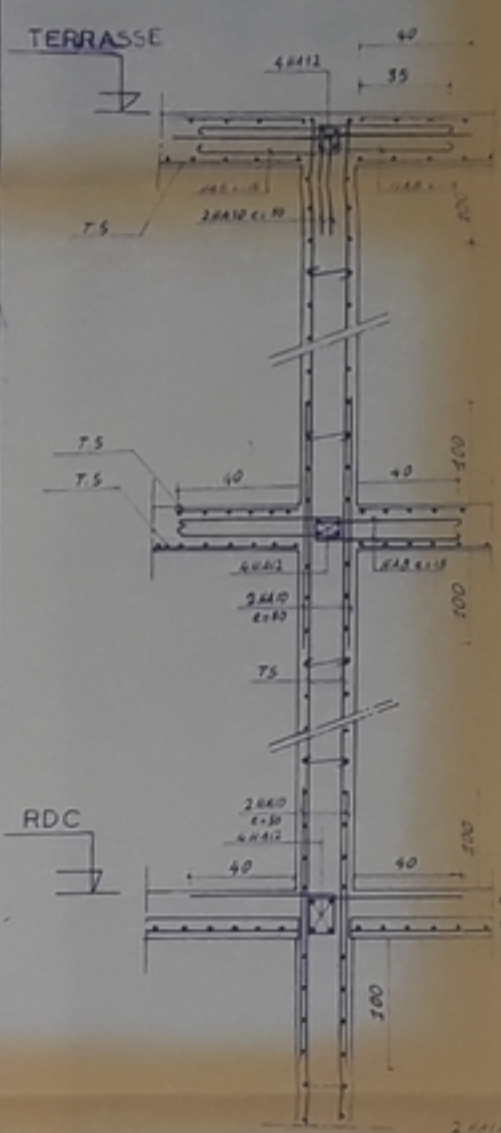
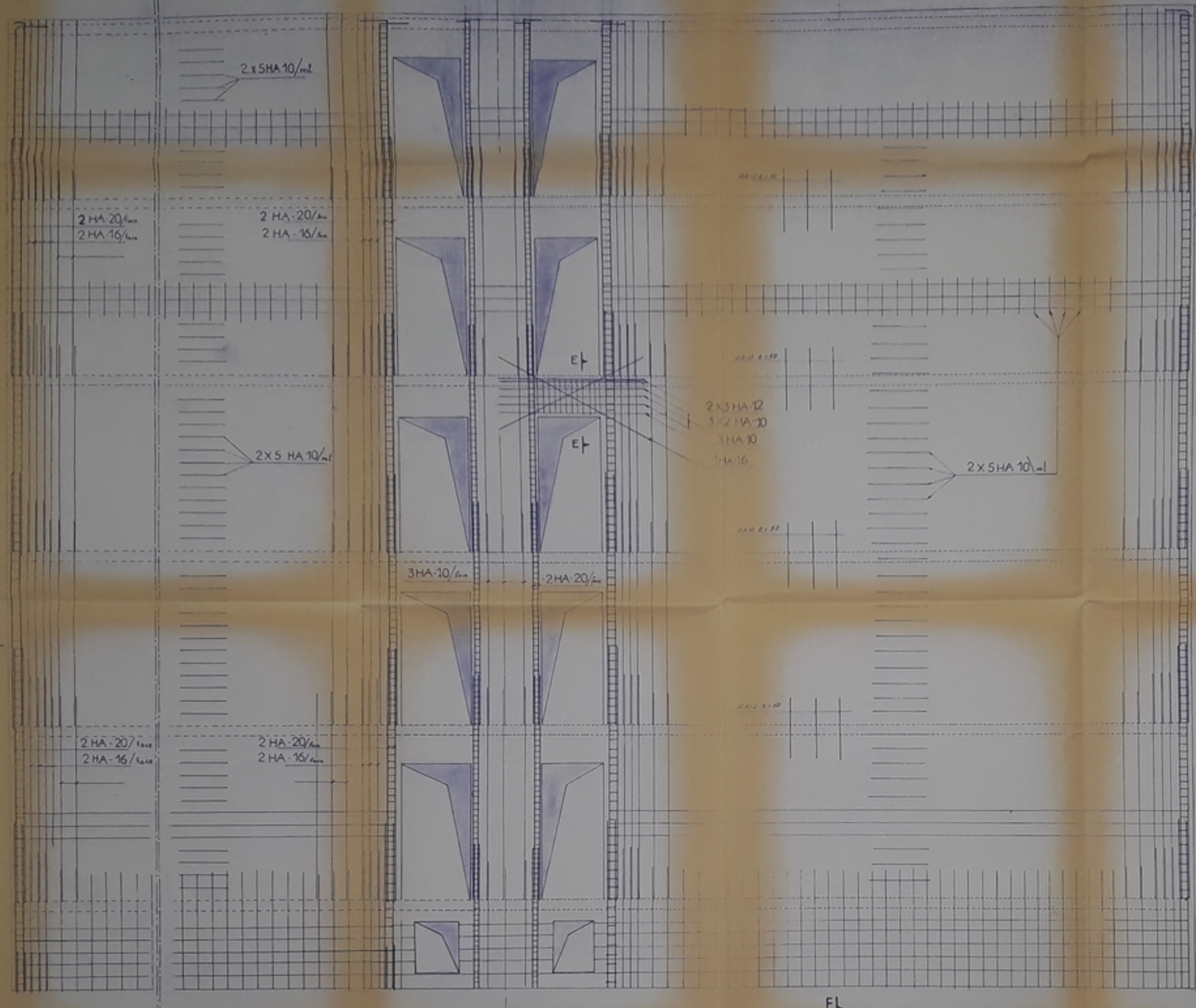
REPUBLIQUE ALGERENNE
 LE MINISTRE DE L'INDUSTRIE ET DU PETROLE
- E N P -
**FERRAILLAGE
 ET COFFRAGE
 DU RADIER**
 ELEVES **BERGHOUT · M**
 INGENIEURS **LAICHI · A**
 ECHELLE 1/50
 PROMOTION - JAN - 1988

VOILE VL2

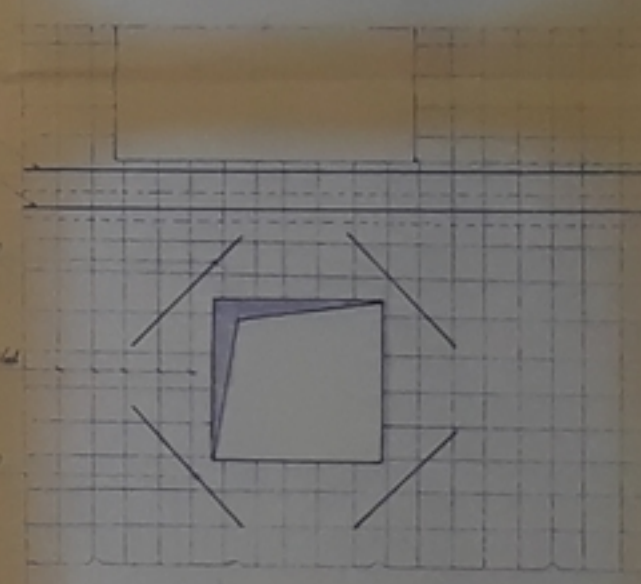
F

coupe FF

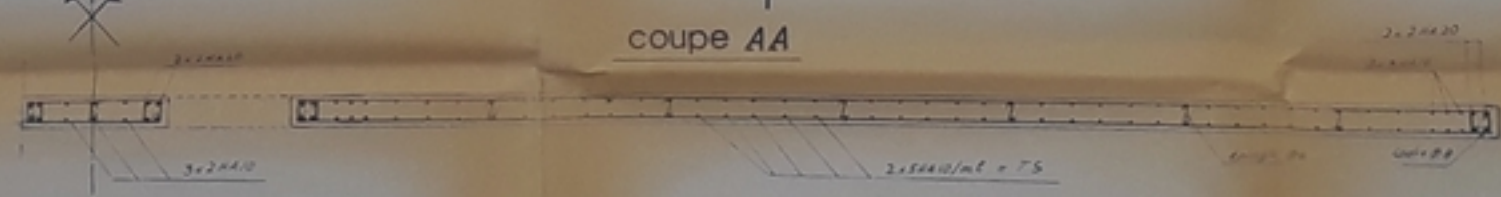
coupe EE



detail d'un trou d'homme



coupe AA



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENP G.CIVIL

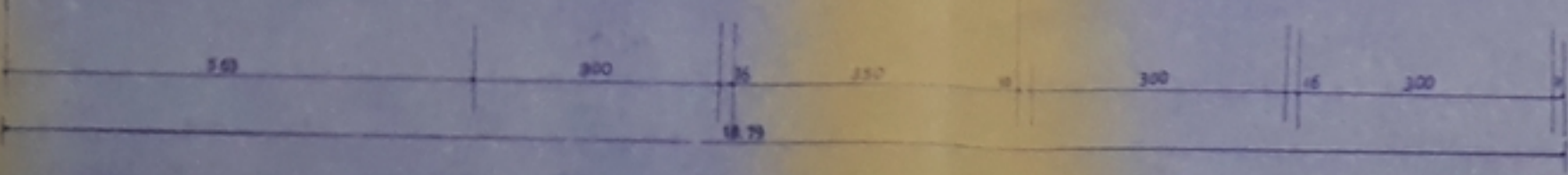
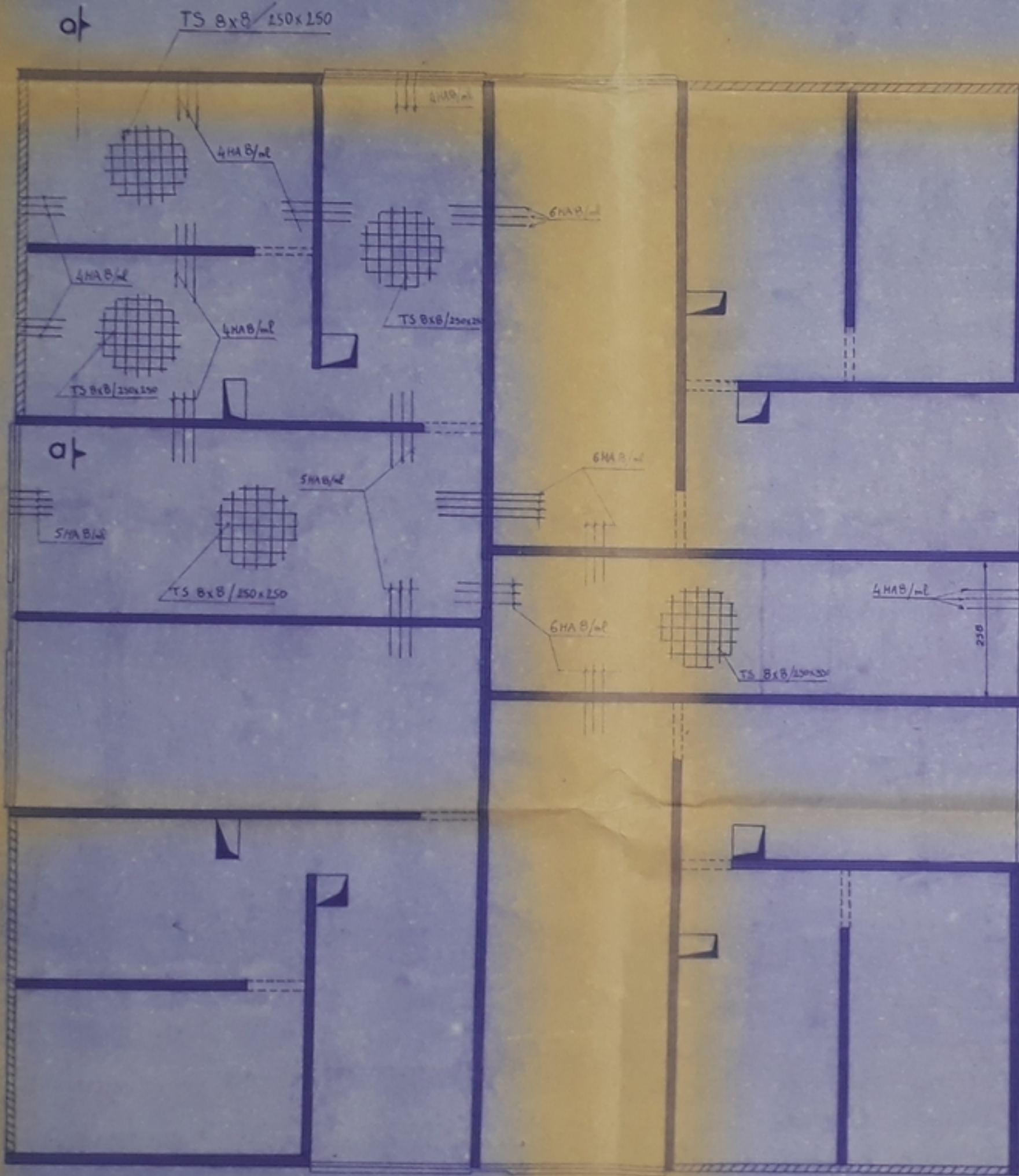
PLAN DE FERRAILLAGE ET
DETAILS DU VOILE VL2

ECHELLE: 1/25

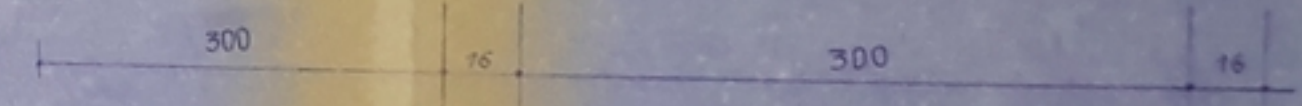
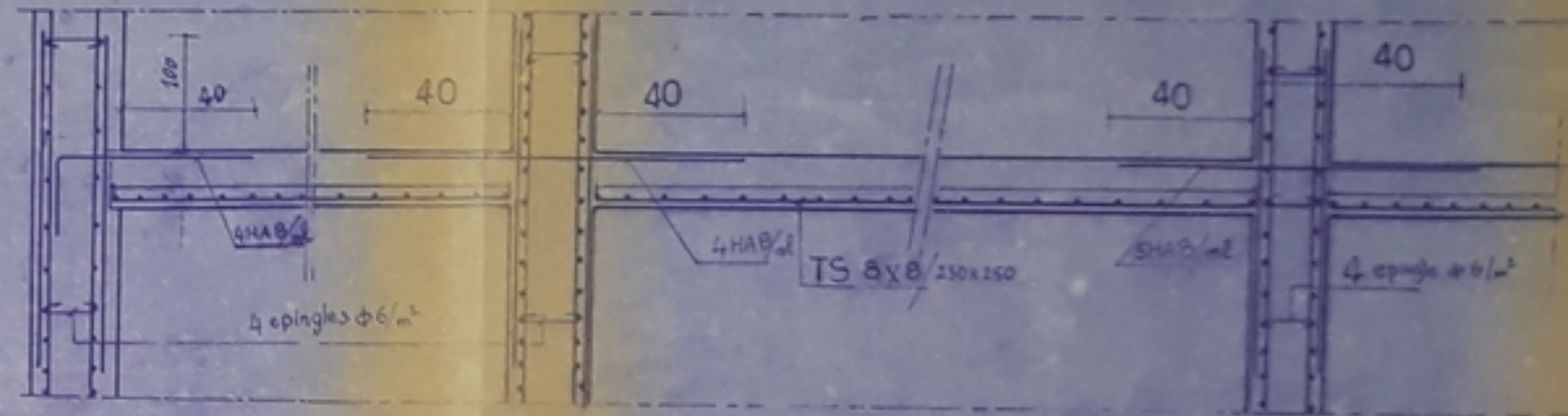
ELEVES	BERGHOUT - M
INGENIEUR	LAICHI - A

PROMOTION - JAN 87

VUE EN PLAN

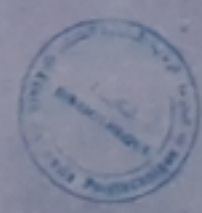


coupe d'une dalle (a a)

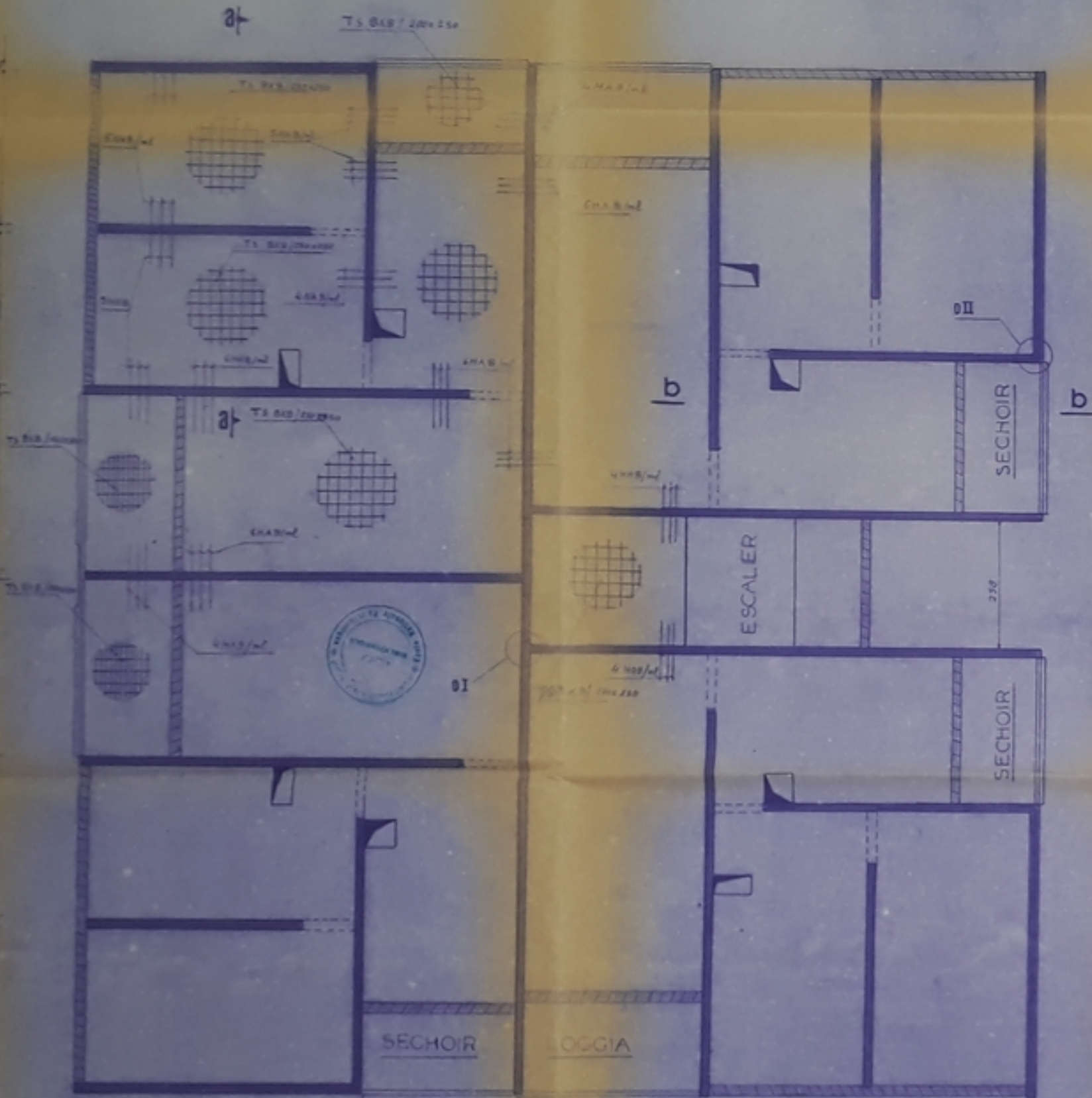


PB02888
-5-

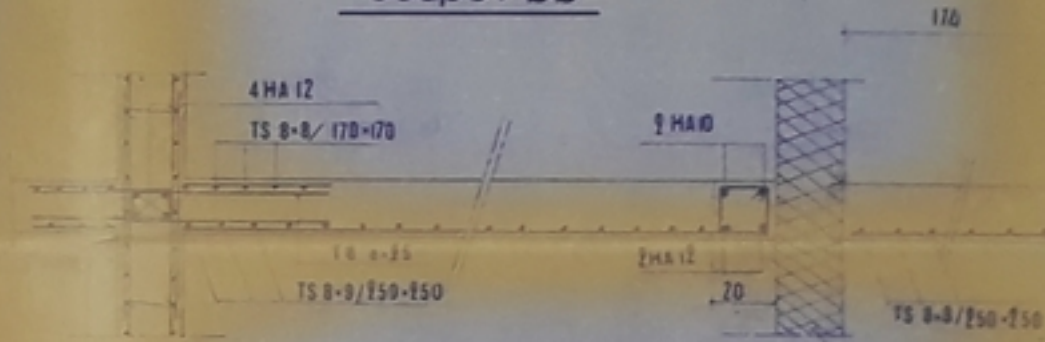
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRAT. ET POPULAIRE	
« ENP »	
Ferrailage du PLANCHER R.D.C Dalle prefabrique	
ELEVES INGENIEURS	BERGHOUT · M LAICHI · A
ECHELLE: 1/50	
PROMOTION · JAN · 1987	



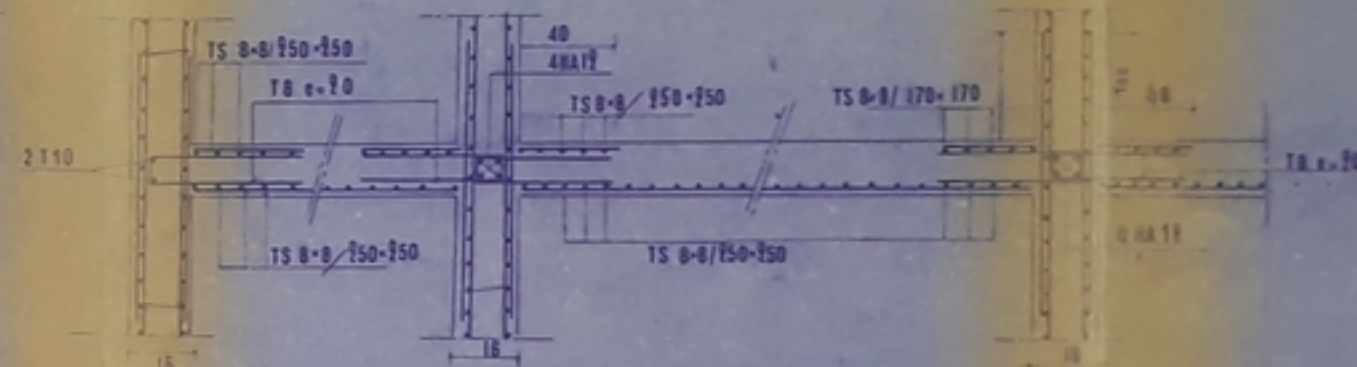
VUE EN PLAN



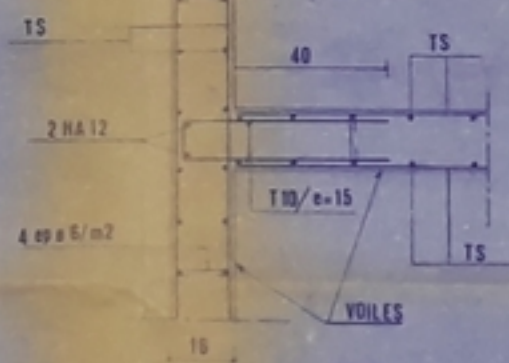
coupe : bb



coupe : aa



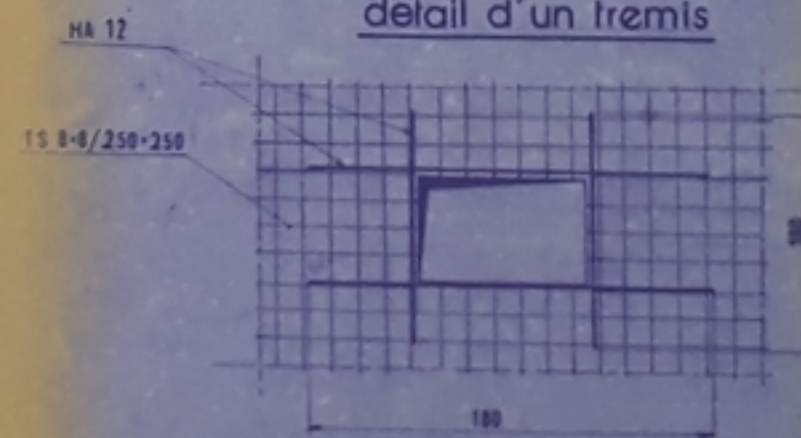
detail I



detail II



detail d'un treillis



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

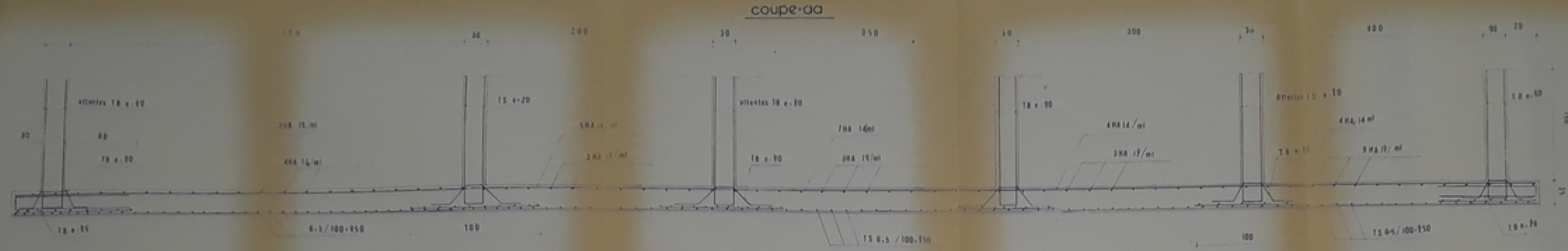
**FERRAILLAGE DU
PLANCHER
COURANT &
TERRASSE**

ELÈVES
INGÉNIEURS

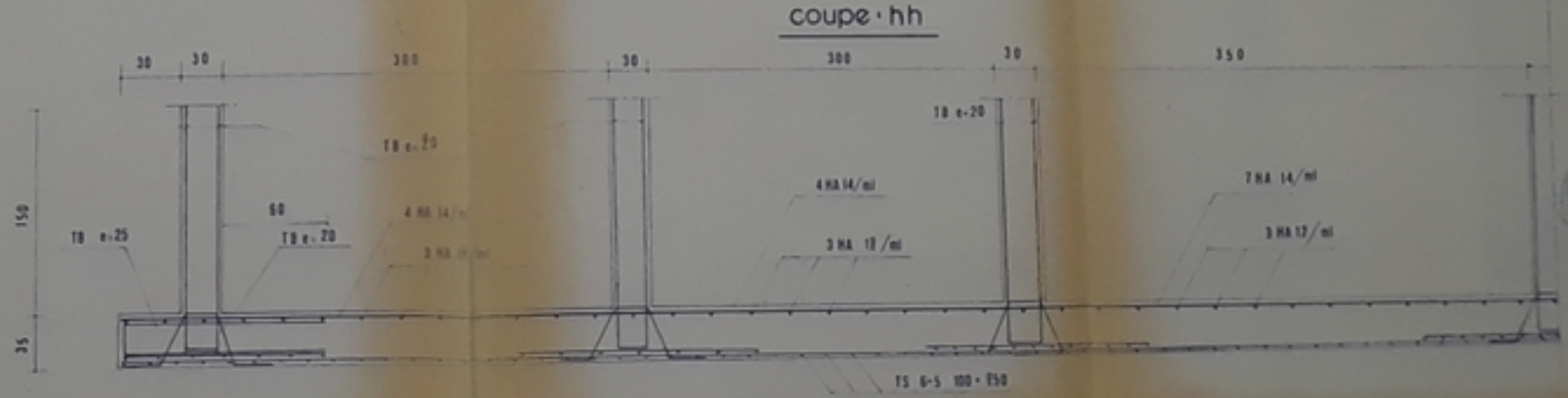
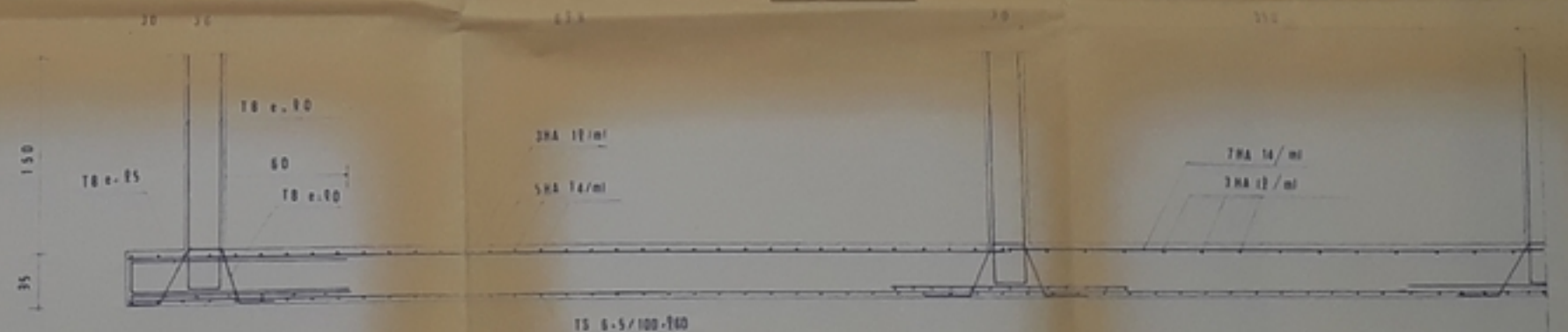
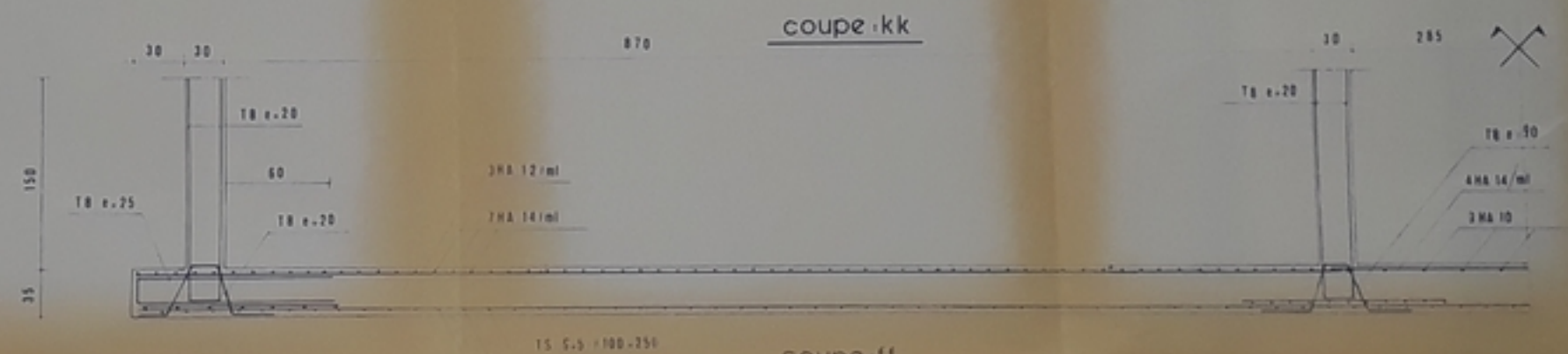
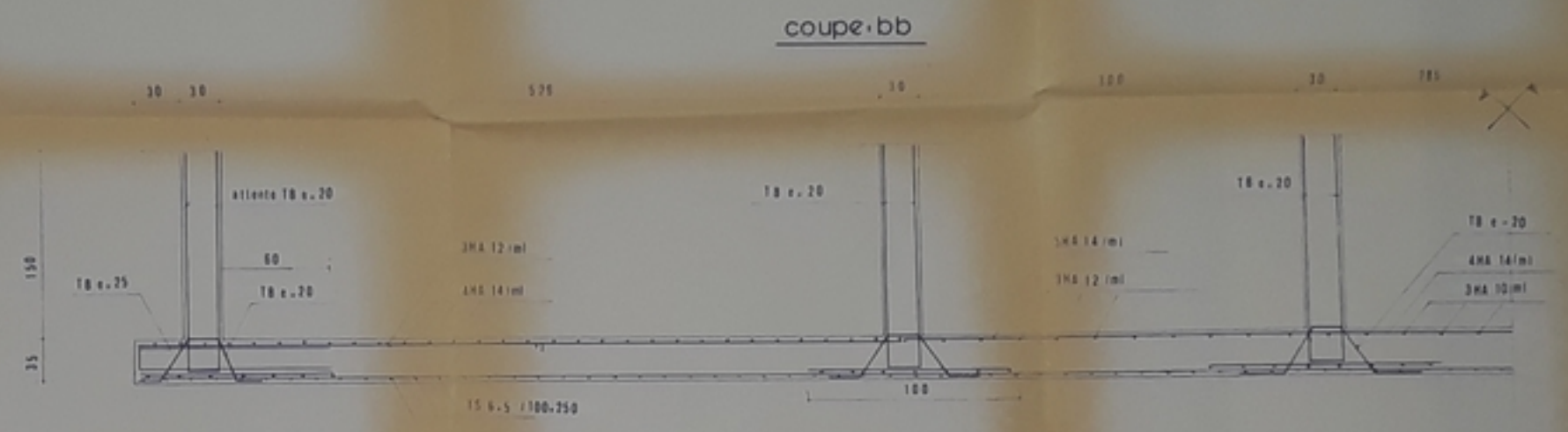
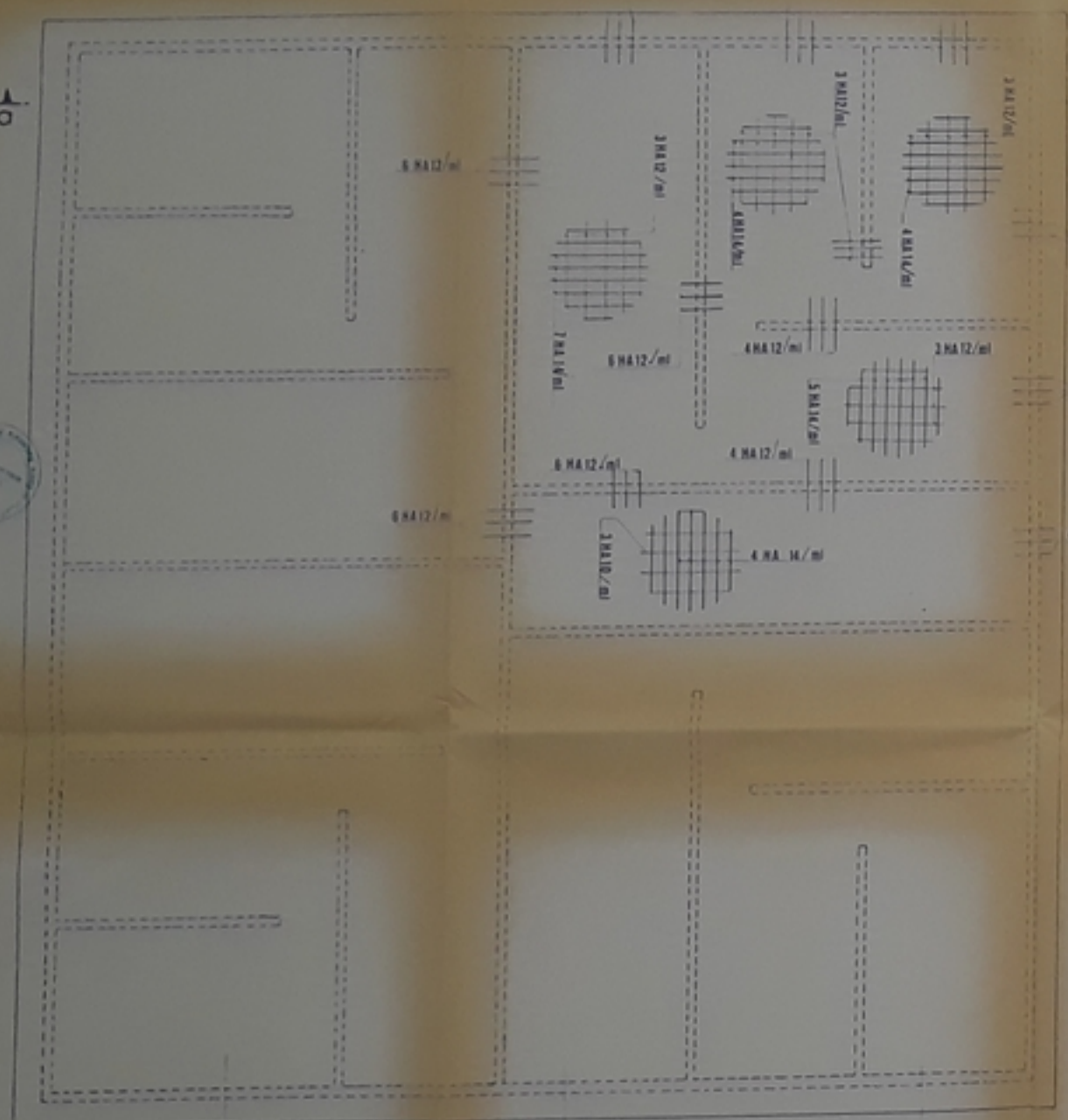
**BERGHOUT · M
LAICHI · A**

ECHELLE 1/50

PROMOTION : JANVIER 1987



VUE EN PLAN Echelle 1:50



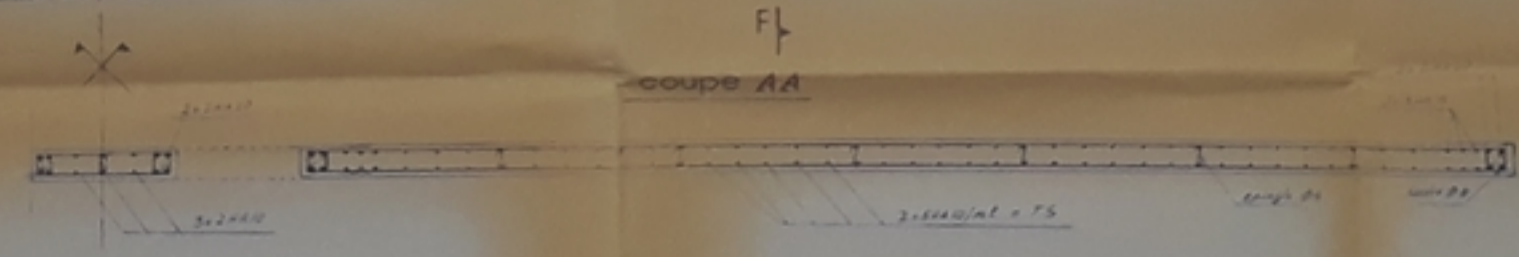
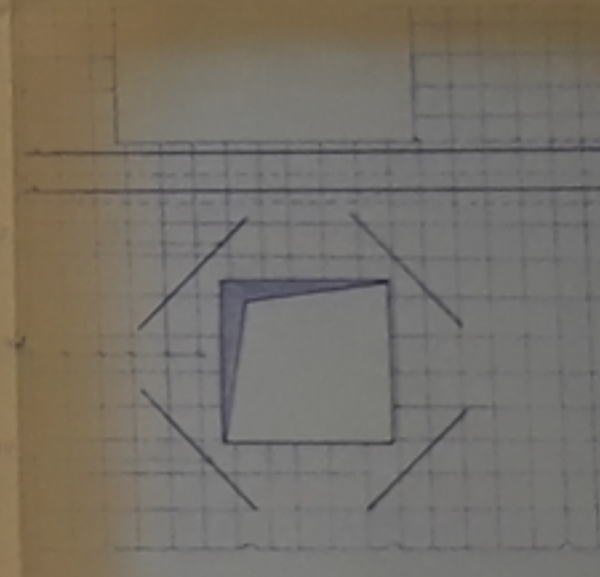
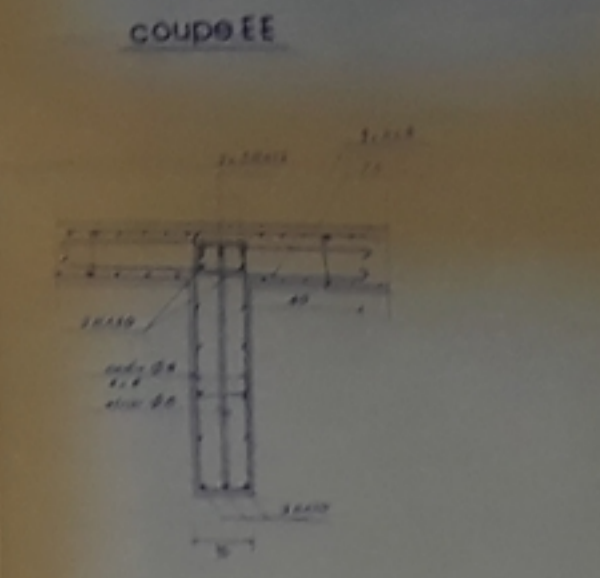
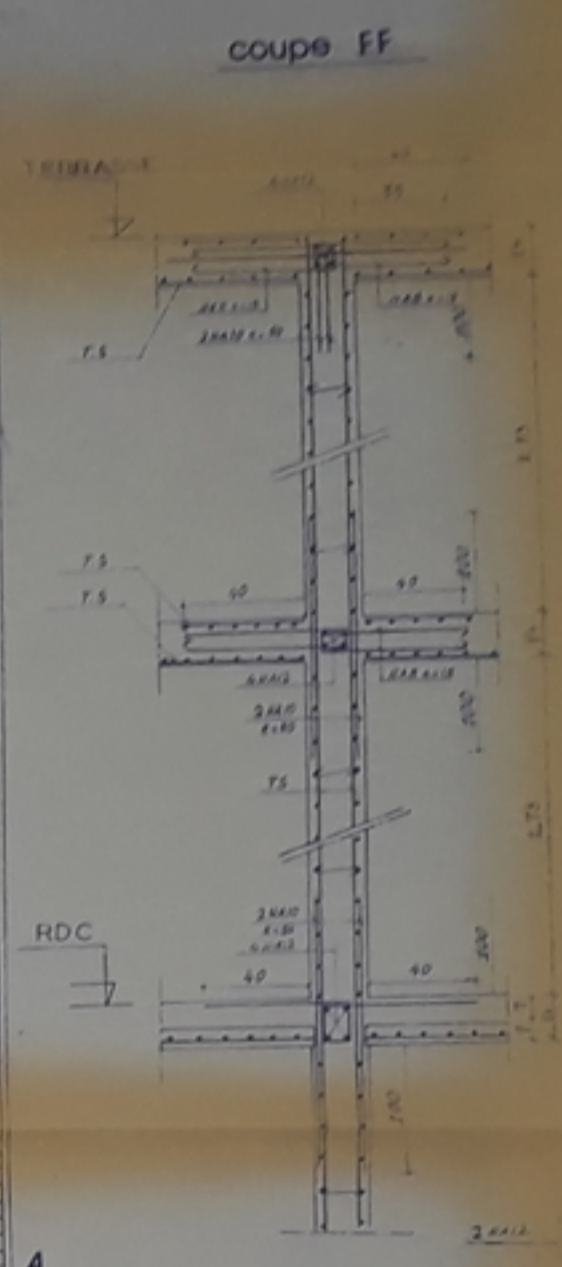
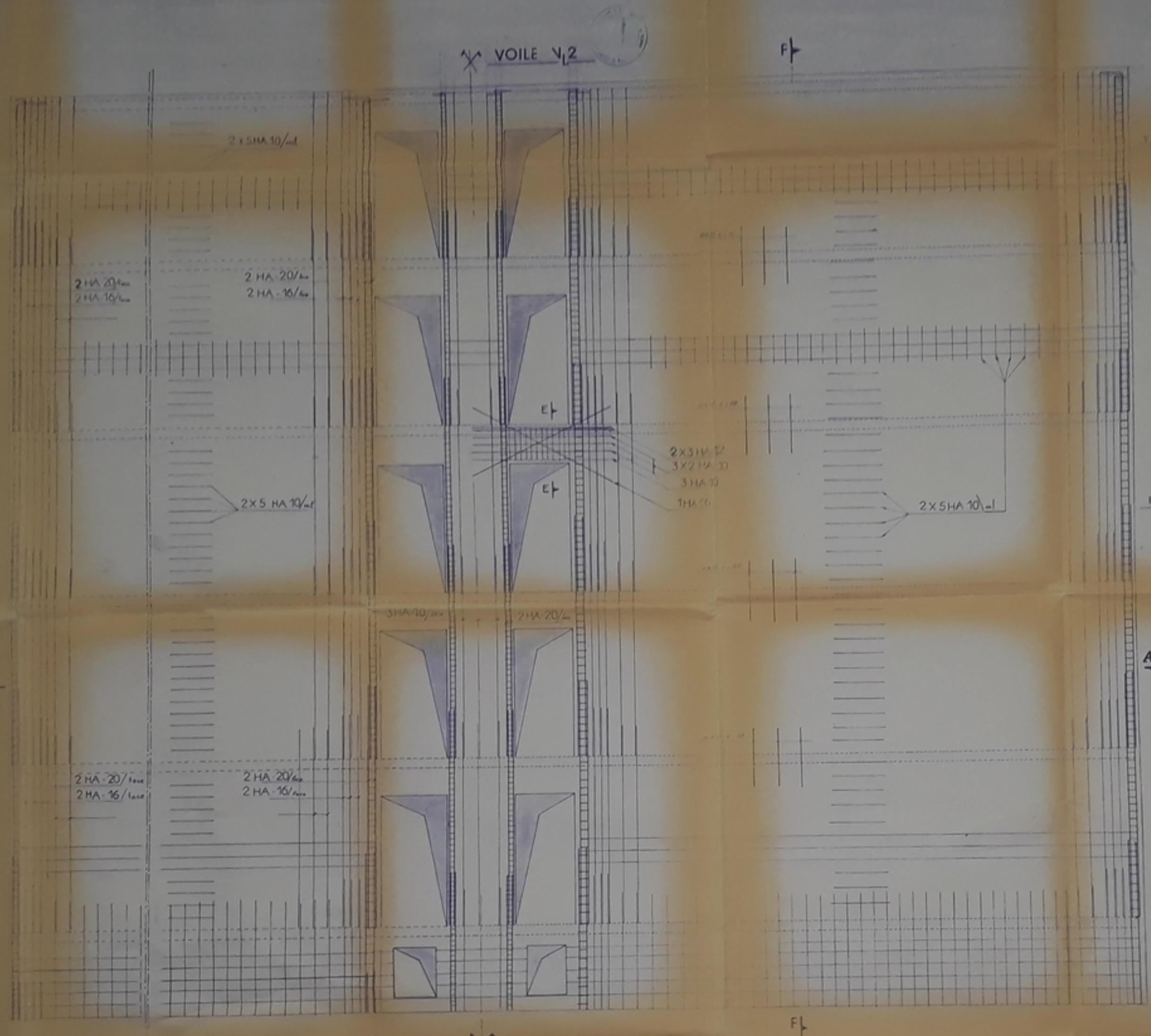
REPUBLICQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

- E N P -

**FERRAILLAGE
ET-COFRAGE
DU RADIER**

ELEVES **BERGHOUT · M**
INGENIEURS **LAICHI · A**

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENP G.CIVIL

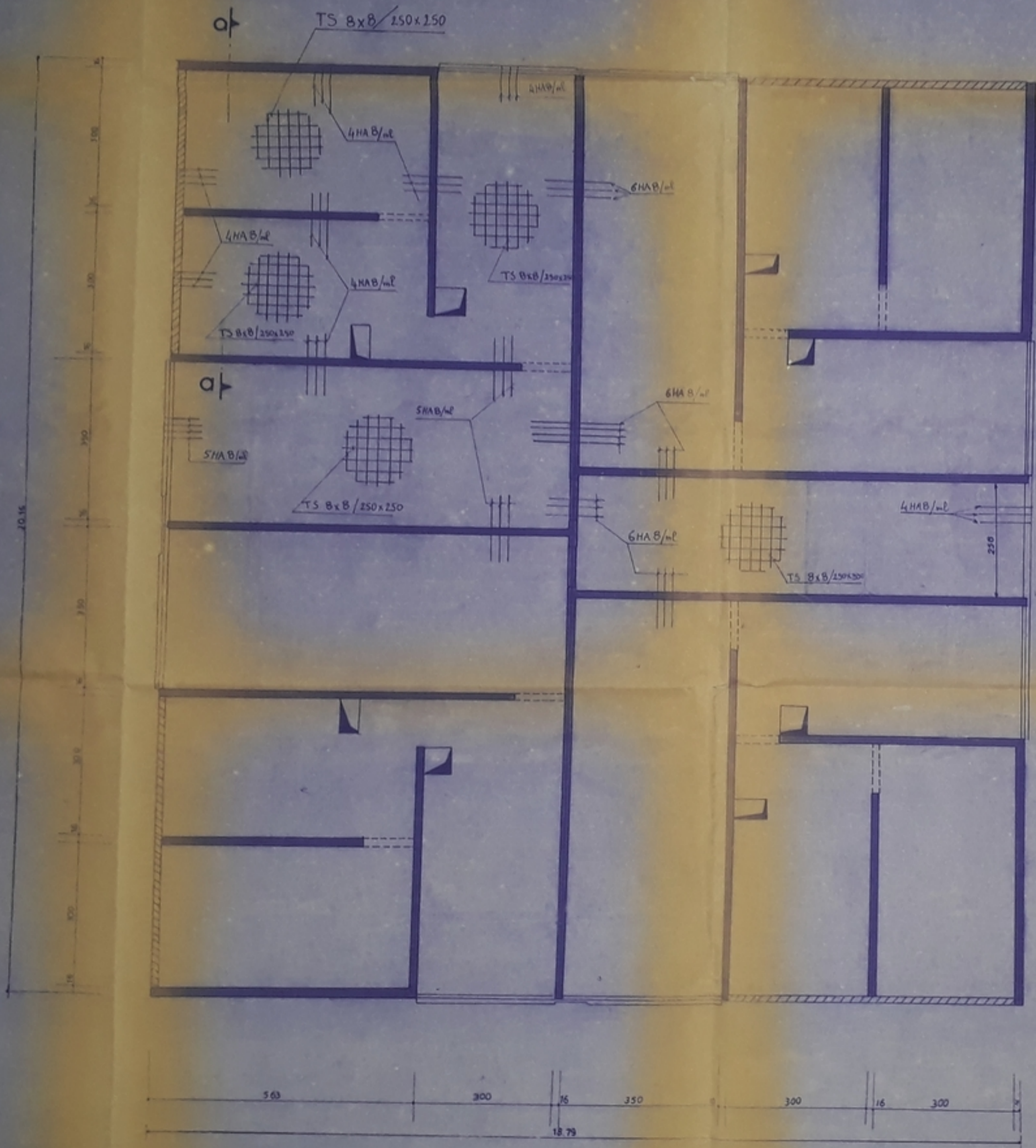
PLAN DE FERRAILLAGE ET
DETAILS DU VOILE VL 2

ECHELLE: 1/25

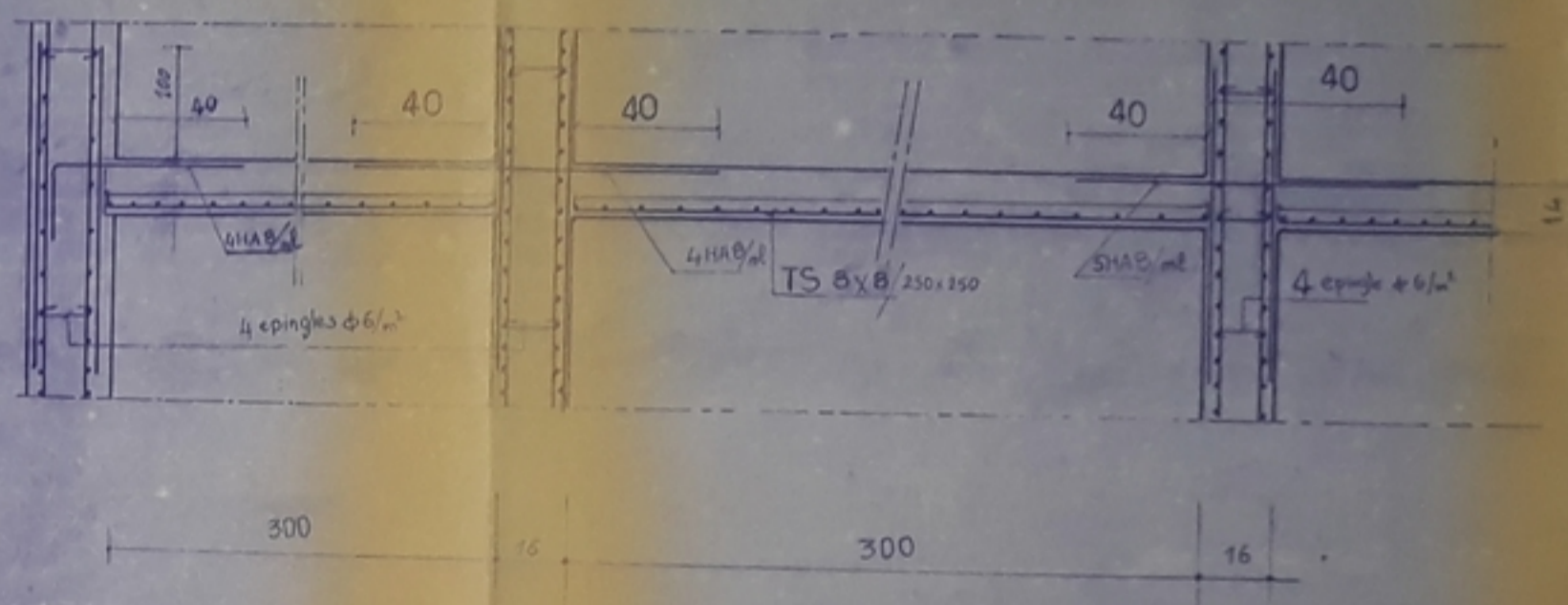
ELEVES	BERGHOUT - M
INGENIEUR	LAICHI - A

PROMOTION: JAN 87

VUE EN PLAN



coupe d'une dalle (a a)

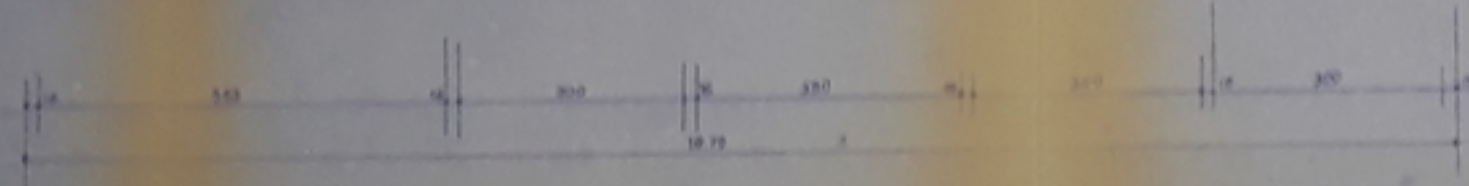


PB 02882
-9-

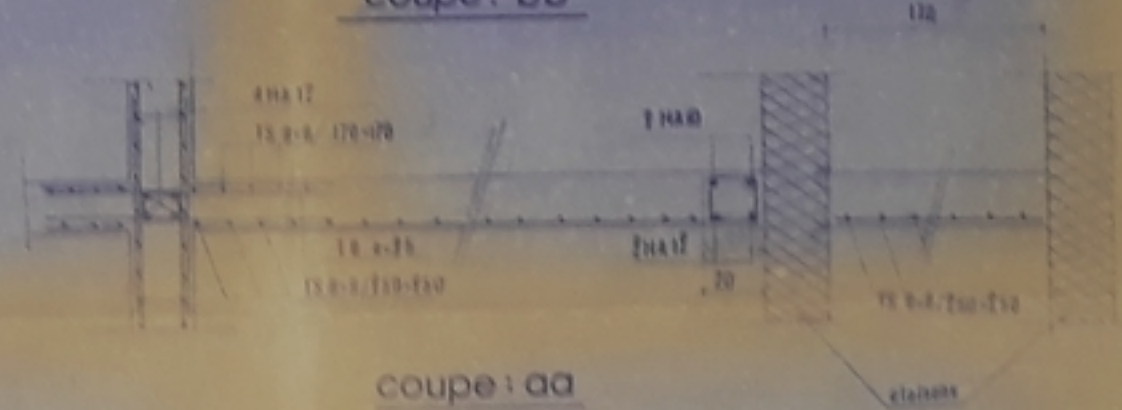
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRAT. ET POPULAIRE	
« E N P »	
Ferrailage du PLANCHER R.D.C	
Dalle prefabriquee	
ELEVES INGENIEURS	BERGHOUT · M LAICHI · A
ECHELLE: 1/50	
PROMOTION · JAN · 1987	



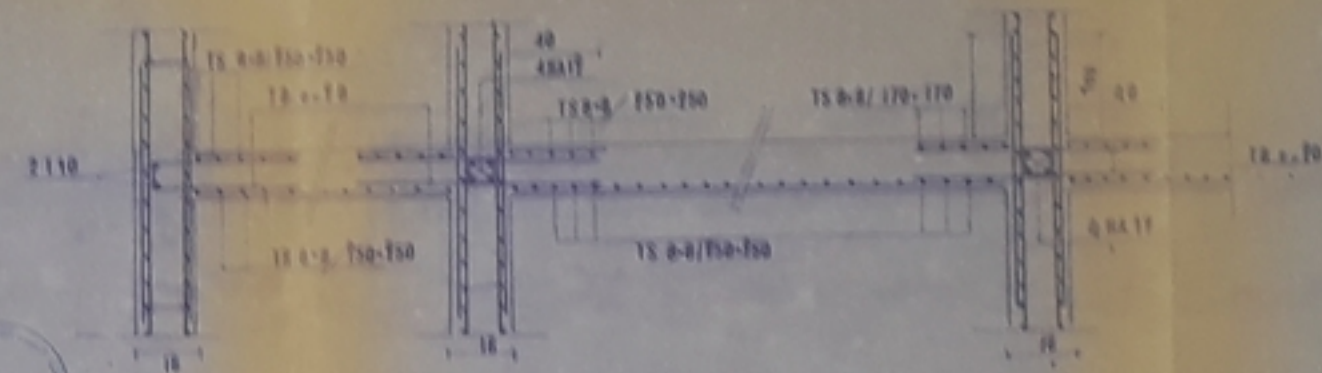
VUE EN PLAN



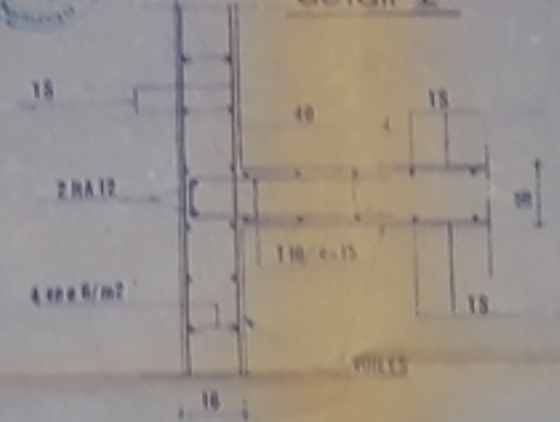
coupe : bb



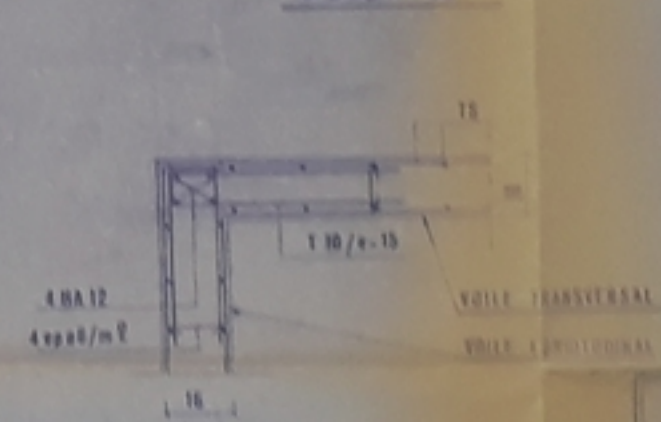
coupe : aa



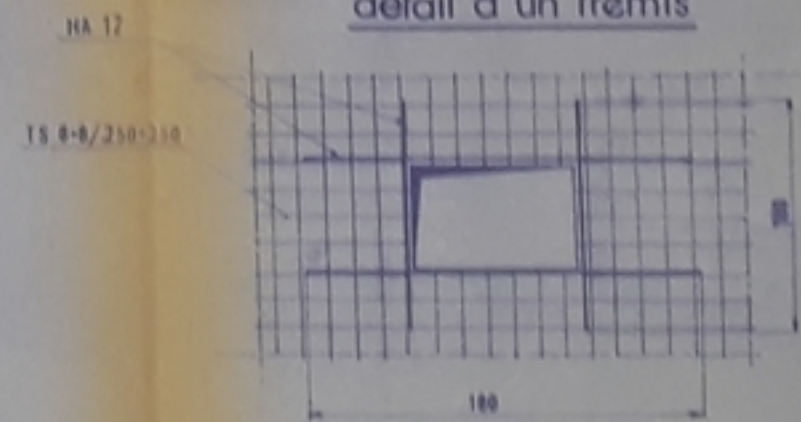
detail I



detail II



detail d'un treillis



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

**FERRAILLAGE DU
PLANCHER
COURANT &
TERRASSE**

ELEVES
INGENIEURS

**BERGHOUT - M
LAICHI - A**

ECHELLE 1/50

PROMOTION JANVIER 1967

