

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

86/85

2 ex

وزارة التعليم العالى والبحث العلمى
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GÉNIE - CIVIL



SUJET

BATIMENT ADMINISTRATIF

11 PLANS

Proposé par S. N. T. F.

Etudie par :

CHIKH Saïd

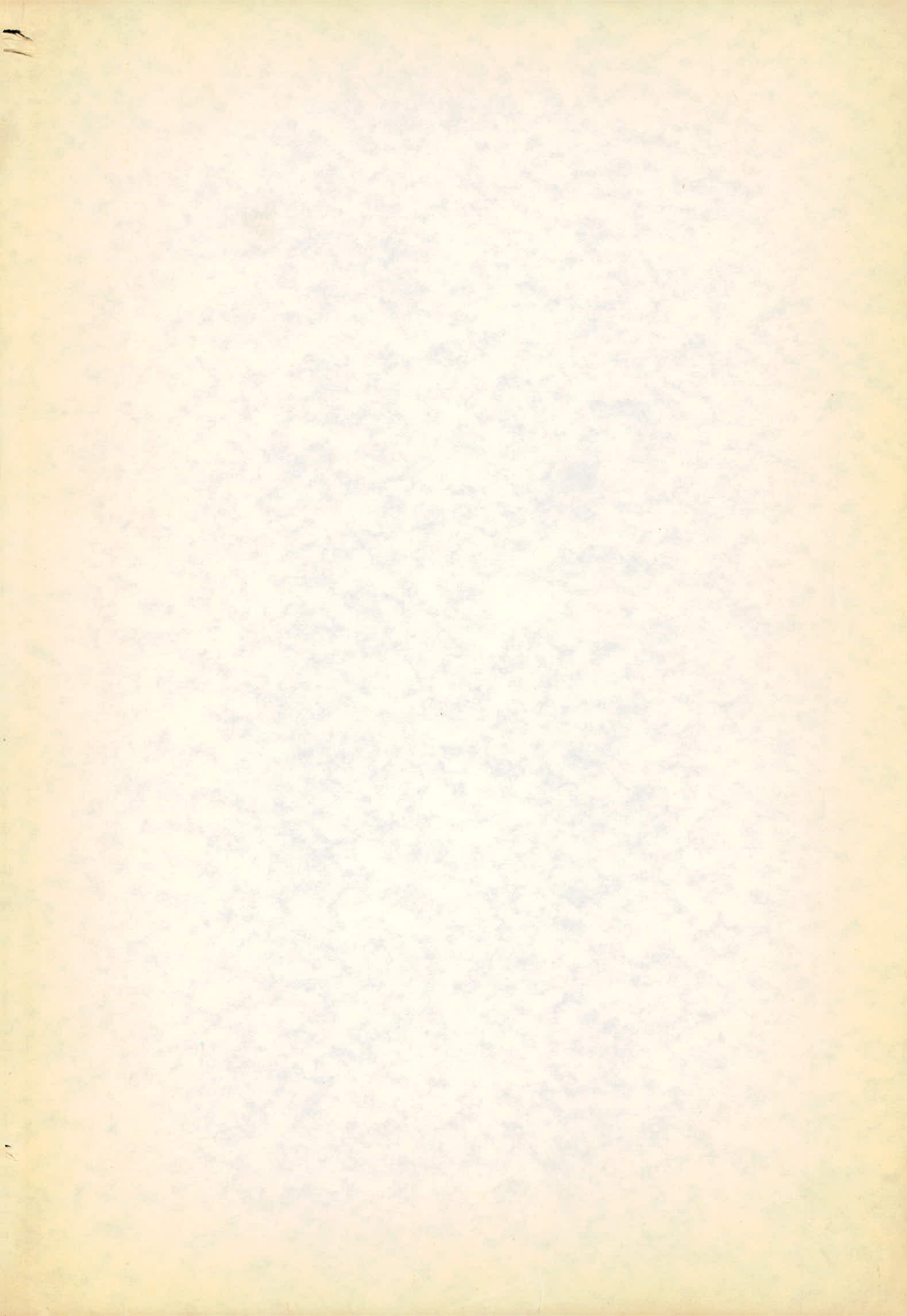
AMGHAR Mohammed Seghir

Dirigé par

BAZA A.

ZEGHLACH B.

Promotion : Juin 1985



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT ADMINISTRATIF

Proposé par S. N. T. F.

Etudie par :
CHIKH Saïd
AMGHAR Mohammed Seghir

Dirigé par
BAZA A.
ZEGHLACH B.

Promotion : Juin 1985

« DEDICACES »

« بسم الله الرحمن الرحيم »

Je dédie ce modeste travail à :

- Ma mère et mon père pour leurs sacrifices et leurs soins
- Mes soeurs et mes deux frères MAAMAR et DJAMEL en leur souhaitant bonheur et réussite.
- Toute ma famille
- Tous mes amis (chacun par son NOM)

CHIKH Said

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père.
- Ma mère.
- Mes frères et soeurs.
- A tous mes amis .

AMGHAR Med Seghir

REMERCIEMENTS

Nos remerciements sincères à notre promoteur Mr ZEGHLACH pour son aide tout au long de l'élaboration de notre mémoire.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Mr BAZA (Ingénieur à la S.N.T.F) pour son aimable collaboration, ses conseils et son incomparable compétence qu'il a bien voulu mettre à notre service .

Nos remerciements à Mr ARAB, Directeur des Projets à la SNTF.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation .

Notre profonde gratitude à toutes les personnes ayant participé d'une manière ou d'une autre à la réalisation de notre thèse en particulier .

- Notre ami et frère BOUKAIS Djamel

- Mme DJIGOUADI T. Directrice du C.E.M ALI MEKKI.

- Mr AGGAD , Mr MEKIDECHE, Mr TARZALT, Mr YAZID, et Mr ZIDANE pour leur très précieuse aide dans la réalisation de ce polycopie.

Nous exprimons notre reconnaissance au JURY qui nous honorerà en jugeant notre travail .

CHIKH Saïd

AMGHAR Med Seghir,

-- SOMMAIRE --

	page
INTRODUCTION	
PRESENTATION DU PROJET	1
CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX	2
CHARGES ET SURCHARGES	5
PREDIMENTIONNEMENT	6
CALCUL DES ELEMENTS	
CALCUL DE L'ACROTERE	10
CALCUL DU PLANCHER	12
CALCUL DES ESCALIERS PRINCIPAUX	18
CALCUL DES ESCALIERS EXTERIEURS	28
ETUDE AU SEISME	
ETUDE AU SEISME : INTRODUCTION	39
CALCUL DES RIGIDITES	40
CARACTERISTIQUES GEOMETRI.	43
ETUDE STATIQUE : INTRODUCTION	46
ACTIONS SISMIQUES	48
ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE :	49
DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :	
A) effet de translation	56
B) effet de torsion	57
C) effet résultant	58
VERIFICATION DES DEFORMATIONS HORIZONTALES :	59
(calcul de joints)	
CALCUL DES SOLLICITATIONS	
CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M, N, T)	60
SUPERPOSITIONS DES EFFORTS (G, P, E)	
FERRAILLAGE DES PORTIQUES	
poutres : METHODE DE CALCUL	71
CALCUL ET VERIFICATIONS	77
poteaux : METHODE DE CALCUL	84
CALCUL ET VERIFICATIONS	87
FONDATIONS	91
LONGRINES	99
BIBLIOGRAPHIE	100

Matériau: GENIE... CIVIL.....
Auteur: M^r. ZEGHLACH. et M^r. BAZA
Ingénieur: M^r. AMGHAR.....
M^r. CHIKH.

صناعة... الهندسة المدنية
موجه السيد: زغلاش و السيد بازه
تلميذ مهندس السيد أمغار
السيد شخ.

الموضوع -
الملف -
الغرض: دراسة مقارنتية بين النظامين المضادين للزلازل الجزائري والفرنسي؛ فيما يخص الجهود الناتجة عن العناصر المقاومة لبناية إدارية تحتوي على طابقين وثلاثة طوابق (R+3) في منطقة متوسطة الزلازل لصالح الشركة الوطنية للنقل السلك الحديدية والهيكل (المشاه) يكون مقاوما للزلازل، البلاطة المعصبة مكونة من الحدي، أما الأساس فيكون من الإسمنت (البيطون) المسلح.

* دراسة مقارنتية بين النظامين المضادين للزلازل الجزائري والفرنسي؛ فيما يخص الجهود الناتجة.

Objet: ...BATIMENT... ADMINISTRATIF.....

Résumé: Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment administratif (R+3) qui sera implanté à "BOUZAREAH", Zone de moyenne Sismicité au profit de la S.N.T.F.
La structure est auto-stable, le plancher est à hourdis + corps creux (16+5).
La fondation sera en semelles isolées en béton armé.
* Etude comparative entre les règlements parasismiques algérien (81-83) et français (P.S.69), au point de vue efforts.

Subject: ...ADMINISTRATIVE... BUILDING.....

Abstract: The project consists in the study and the calculation of firm elements of an administrative building (GROUND FLOOR + 3 FLOORS) which will be implanted at "BOUZAREAH" mean seismic district to the benefit to S.N.T.F.
The structure is self-stable, the floor is in rough-casting.
The foundation will be isolated with reinforced concrete.
Comparative study between Algerian (81-83) parasismical rules and the French ones (69) as regards efforts.

PRESENTATION DU PROJET

Ce projet, consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage administratif (R+3) qui sera implanté à " BOUZAREAH ", zone de moyenne sismicité, au profit de la Société Nationale des Transports Ferroviaires (SNTF).

Le Bâtiment, en forme d'étoile, est composé de quatre blocs à 3 étages, de structures identiques, séparés par des joints de dilatation.

Pour cela, on a étudié le bloc "NORD" qui a été jugé plus intéressant vu qu'il comporte les escaliers principaux du bâtiment, et que le rez de chaussée est aménagé en salles de conférences et de réunions.

La structure est autostable: Le système de contreventement consiste en ossatures à noeuds rigides en béton armé avec deux travées.

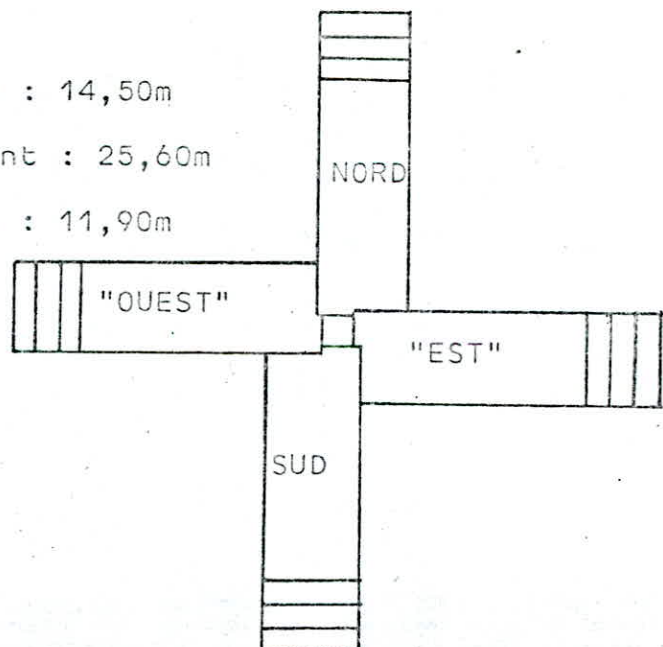
Le plancher tendu dans le sens de la longueur est à hourdis plus corp creux (16+5), dont le R.D.C est sur terre plein.

La fondation sera en semelles isolées en béton armé.

Hauteur du bâtiment : 14,50m

Longueur du bâtiment : 25,60m

Largeur du bâtiment : 11,90m



CONTRAINTES ADMISSIBLES

1. béton:

Le béton est dosé à 350 kg/m³ à base de ciment C.P.A 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de Compression à 28 jours est: $\sigma'_{28} = \sigma'_{28} = 270$ bars.

La résistance nominale de traction à 28 jours est: $\sigma'_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,2$ bars.

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge.

Dosage pour 1 m³ de béton:

- 800 l de gravillons (gravillons dur et propre : dimension max. Cg : 25 mm)
- 400 l de sable (sable propre).
- 350 kg de ciment C.P.A 325
- 175 l d'eau.

Contrainte admissible de compression: selon (C.C.B.A 68/70 Art 9-4)

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

- α : dépend de la classe du ciment utilisé : C.P.A 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
- β : dépend de l'efficacité du contrôle par le béton : Contrôle atténué $\Rightarrow \beta = 5/6$
- γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments (h_{lm}) et des dimensions des granulats (C_g) : $h_{lm} > 4 C_g \Rightarrow \gamma = 1$
- δ : dépend de la nature de la sollicitation et la distribution des contraintes
 - Compression Simple : $\delta = 0,30$
 - flexion Simple : $\delta = 0,60$
 - flexion Composée :
 - avec N traction : $\delta = 0,60$
 - avec N Compression : $\delta = \delta_1$ si $\delta_1 < 0,60$
 - $\delta = 0,60$ si $\delta_1 \geq 0,60$

$$\text{avec } \delta_1 = 0,3 \cdot \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right)$$

$$\text{Note: } \delta(SP2) = 1,5 \delta(SP1)$$

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

e_1 : rayon directeur, de même signe que e_0 , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

ϵ : dépend de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ dans le cas d'une compression quelque soit la forme de la section.

$0,5 < \epsilon \leq 1$ dans les autres cas.

ϵ est déterminé par la condition : $\sigma'_{lm} = \frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b$

F'_b : résultante des forces de Compression.

B' : Section du béton comprimé.

Valeurs numériques des Contraintes admissibles :

1. Contraintes admissibles en C.S :

- Sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 63,85 \text{ kg/cm}^2$
- Sollicitation du 2^o genre : $\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25 \text{ bars} = 103,27 \text{ kg/cm}^2$

2. Contraintes admissibles en F.S ou F.D :

avec traction pour les sections rectangulaires et les sections en T dont l'axe neutre tombe dans la table.

- Sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2$
- Sollicitation du 2^o genre : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ kg/cm}^2$

3. Contraintes de traction de référence : (art. 9,5 C.C.B.A 6/70)

Cette contrainte est nommée "de référence" et "non admissible" comme l'usage n'en était établi, parce que l'on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitations (béton tendu négligé)
 $\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$

Les facteurs α, β, γ gardent les mêmes significations et valeurs décrites précédemment ;

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \Rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

- Sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$
 $= 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$
- Sollicitation du 2^o genre : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars} = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

Tableau récapitulatif :

Contraintes (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_{bo}$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$
Sous (SP ₁)	63,85	137,7	5,9
Sous (SP ₂)	103,27	206,55	8,85

Déformations : (art. 9,6 C.C.B.A 68/70)

A défaut de mesures, on peut admettre qu'à l'âge de j jours

Le module de déformation instantanée : $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$ bars = 378000 kg/cm²

Le module de déformation différée : $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$ bars = 126000 kg/cm²

σ'_j représente la résistance du béton à l'âge de j jours et il est exprimé en bars.

$$\sigma'_j = 1,20 \sigma'_{28}$$

2. aciers:

a) aciers doux (R.L).

de nuance FeE24 $\phi \leq 20$ mm $\sigma_{eu} = 2350$ bars = 2400 kg/cm².
 Les contraintes admissibles (de traction $\bar{\sigma}_a$ et de Compression $\bar{\sigma}_a'$).
 Sous (SP1): $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{eu} = \frac{2}{3} \cdot 2350 = 1867$ bars = 1600 kg/cm².
 Sous (SP2): $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 1 \cdot \sigma_{eu} = 1 \cdot 2350 = 2350$ bars = 2400 kg/cm².

b) aciers à Haute adhérence: (H.A)

de nuance FE E40 si $\phi \leq 20$ mm $\sigma_{eu} = 4120$ bars = 4200 kg/cm²
 si $\phi > 20$ mm $\sigma_{eu} = 3920$ bars = 4000 kg/cm².
 Les contraintes admissibles (de traction $\bar{\sigma}_a$ et de Compression $\bar{\sigma}_a'$)
 Sous (SP1): $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{eu}$ { - si $\phi \leq 20$ mm $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2800$ kg/cm².
 - si $\phi > 20$ mm $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2670$ kg/cm².
 Sous (SP2): $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 1 \cdot \sigma_{eu}$ { - si $\phi \leq 20$ mm $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200$ kg/cm².
 - si $\phi > 20$ mm $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4000$ kg/cm².

3. condition de fissuration:

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_3}{1 + 10\bar{\omega}_3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 : Contrainte de fissuration systématique due à la supériorité de l'effort transmis au béton lors de la mise en traction, par rapport à son effort de rupture.

σ_2 : Contrainte de fissuration accidentelle due aux effets de retrait et de variation de température.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton. (en bars).

ϕ : diamètre nominal en mm, de la plus grosse des barres tendues de la section d'encastrement.

η : coefficient de fissuration, dépend de l'acier:

$\eta = 1$ acier doux ; $\eta = 1,6$ acier H.A.

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible.

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable.

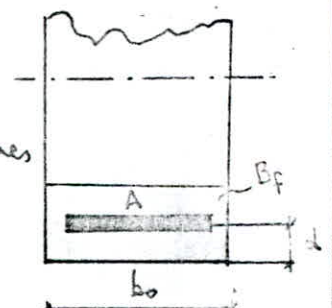
$K = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\omega}_3 = \frac{A}{B_f}$$

A: section totale des barres tendues.

B_f : section d'encastrement des barres tendues

$$B_f = 2 \cdot d \cdot b_0$$



Pour limiter la fissuration on doit avoir:

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left[\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

charges et surcharges

Plancher terrasse inaccessible :

Protection mécanique gravillons 15/25	90	kg/m ²
(épaisseur 5 cm à 1800 kg/m ³ .)		
Étanchéité multicouches : (3 couches 365 + 3 E.A.C) réparties comme suit : 1.365 + 1.E.A.C + 1.365 + 1.E.A.C + 1.365 + 1.E.A.C + papier Kraft]	50	kg/m ²
Isolation thermique en liège ep. 5 cm	20	kg/m ²
pare Vapeur E.I.F + E.A.C + 1.365 + 1.E.A.C pour coller le liège	5	kg/m ²
forme de pente	175	kg/m ²
Dalle de Compression + Hourdis (5+16 cm)	290	kg/m ²
faux plafond (fibre agglomérée)	40	kg/m ²
Charge permanente	g = 670	kg/m ²
Surcharge d'exploitation	p = 100	kg/m ²

Plancher terrasse accessible ou Balcon :

Carrelage	33	kg/m ²
Mortier de pose ep. 1 cm	40	kg/m ²
lit de sable fin sec (ep. 2 cm)	32	kg/m ²
Étanchéité multicouches	50	kg/m ²
Isolation thermique en liège ep. 5 cm	20	kg/m ²
pare Vapeur E.I.F + E.A.C + 1.365 + 1.E.A.C pour coller le liège	5	kg/m ²
forme de pente	175	kg/m ²
Dalle de Compression + Hourdis (5+16 cm)	290	kg/m ²
faux plafond (fibre agglomérée)	40	kg/m ²
Charge permanente	g = 685	kg/m ²
Surcharge d'exploitation	p = 400	kg/m ²

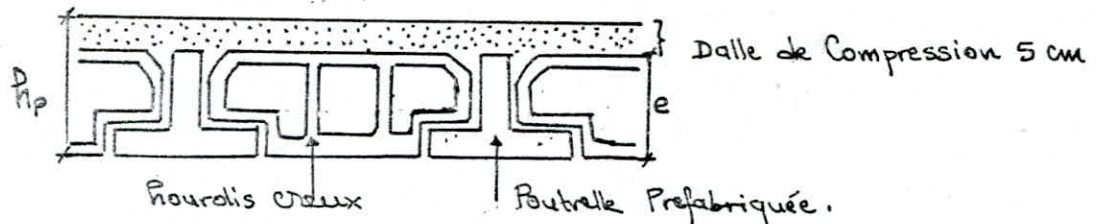
Plancher Courant :

Carrelage	33	kg/m ²
Mortier de pose (ep. 1 cm)	40	kg/m ²
lit de sable fin sec (ep. 2 cm)	32	kg/m ²
Dalle de Compression + Hourdis ep. (5+16 cm)	290	kg/m ²
faux plafond (fibre agglomérée)	40	kg/m ²
Cloisons	75	kg/m ²
Charge permanente	g = 510	kg/m ²
Surcharge d'exploitation	p = 250	kg/m ²

PREDIMENSIONNEMENT

1. Plancher:

Étant donné que le bâtiment est à usage administratif (Surcharges modérées), On optera pour des planchers à Corps creux qui sont plus économiques et plus légers.



Pour un panneau du plancher, l'épaisseur (e) doit être comprise entre les valeurs suivantes: $\frac{L_x}{22} \leq e-d \leq \frac{L_x}{23}$ en prenant $e-d \approx \frac{L_x}{22,5} = \frac{320}{22,5} \approx 14 \text{ cm}$

$$\text{d'où } e = \frac{L_x}{22,5} + d \Rightarrow e = 14 + 2 = 16 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{On prendra } e = 16 \text{ cm} \\ \text{dalle de compression: } 5 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow h_p = 16 + 5 = 21 \text{ cm.}$$

Pour tous les niveaux ce sera un plancher (16+5).

2. Poutres:

La poutre sera prédimensionner pour les sollicitations du 1^{er} genre: $q = q + 1,2P +$ poids de poutre/ml.

q: charge permanente du plancher / ml de poutre

P: surcharge / ml de poutre.

q et p: sont évalués par estimation suivant l'usage de notre bâtiment.

Usage administratif: estimation de $q + 1,2P$ entre: 750 et 900 kg/m².

On prendra $q + 1,2P = 800 \text{ kg/m}^2$ soit $0,8 \text{ t/m}^2$.

Vu qu'on a un plancher à Corps creux, alors chaque poutre reçoit la moitié de la charge et de la surcharge agissant sur chaque panneau qu'elle supporte de part et d'autre. Ceci en considérant la poutre la plus défavorable qui est la poutre intermédiaire.

$$\left. \begin{array}{l} q + 1,2p = 0,8 \times 3,20 = 2,56 \text{ t/ml} \\ \text{+ poids de poutre/ml} = 0,8 \text{ t/ml (estimé)} \end{array} \right\} \Rightarrow q = 3,36 \text{ t/ml.}$$

On considère le schéma statique suivant:

équation des 3 moments:

$$M_0 \cdot l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 = \frac{q \cdot l_1^3}{4} + \frac{q l_2^3}{4}$$

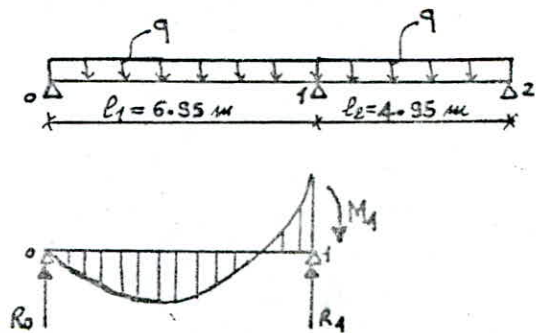
$$M_0 = M_2 = 0$$

$$\text{d'où } M_1 = \frac{q \cdot (l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2)}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$R_0 \cdot l_1 + M_1 - q \cdot \frac{l_1^2}{2} = 0$$

$$q = 3,36 \text{ t/ml} \Rightarrow M_1 = 3,36 \cdot \frac{(6,95^3 + 4,95^3)}{8(6,95 + 4,95)} = 16,13 \text{ t.m}$$



$$6,95 R_0 + 16,13 - 3,36 \cdot \frac{6,95^2}{2} = 0 \Rightarrow 6,95 R_0 = 65 \text{ t} \Rightarrow R_0 = 9,35 \text{ t.}$$

$$\text{D'où } M(l/2) = M(3,475) = \frac{2}{2} (9,35 \times 3,475) - 3,36 \frac{(3,475)^2}{2} = 12,2 \text{ t.m}$$

Pour un équilibre entre moment résistant M_{rb} et moment sollicitant M ,
 $M = M_{rb} \Rightarrow M = R \cdot b \cdot R^2 \Rightarrow R_{\min} = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$

On est en présence d'une flexion simple,

$$R = \frac{1}{2} \sqrt{b} \cdot \alpha \cdot \delta \Rightarrow \alpha = \frac{15 \sqrt{b}}{15 \sqrt{b} + \sqrt{g}} = \frac{15 \times 137,7}{15 \times 137,7 + 2800} = 0,42$$

$$\text{D'où } \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86 \Rightarrow R = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \times 0,42 \times 0,86 = 24,87 \rightarrow \frac{1}{\sqrt{R}} = 0,201$$

Généralement $25 \leq b \leq 35$ on prendra $b = 30 \text{ cm}$

$$\text{D'où } R_{\min} = 0,201 \sqrt{\frac{122 \cdot 10^3}{30}} = 41 \text{ cm}$$

Choix : $R_t = 60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

poutres 30x60

Vérifications Rapides:

• Prescription du R.P.A (81/83):

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes:

- $b \geq 20 \text{ cm}$	en zone II	$b = 30$	Vérifiée.
- $R_t \geq 30 \text{ cm}$		$R_t = 60$	Vérifiée.
- $\frac{R_t}{b} \leq 3$		$\frac{R_t}{b} = \frac{60}{30} = 2 < 3$	Vérifiée.

• Règle de Pierre Charon:

- $\frac{R}{15} \leq R_t \leq \frac{R}{10}$	$46,4 \leq R_t \leq 69,5$	$R_t = \frac{R}{12} = 60 \text{ cm}$	Vérifiée
- $0,3 \cdot R_t \leq b \leq 0,7 \cdot R_t$	$18 \leq b = 30 \leq 42$		Vérifiée

• flèche:

Si $\frac{R_{\min}}{R_{\max}} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{\max}^{\max}}{M_0}$ on aura pas de problème de flèche.

$$M_{\max}^{\max} = 12,2 \text{ t.m} ; M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,36 \times 6,95^2}{8} = 20,3 \text{ t.m}$$

$$\frac{R_{\min}}{R_{\max}} = \frac{60}{695} = 0,0864 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{\max}^{\max}}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{12,2}{20,3} = 0,06 \quad \text{- Vérifiée -}$$

3. chainages:

Un prédimensionnement analogue à celui des poutres donne:

$$R_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm.}$$

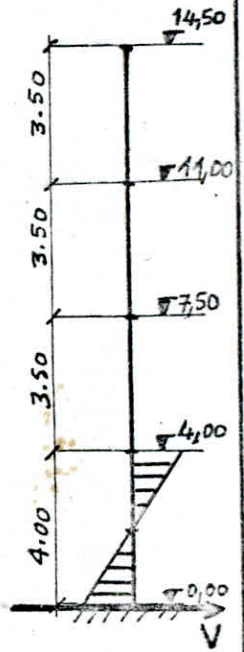
4. poteaux:

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'aide d'une pré-étude sismique qui nous permettra de dimensionner nos éléments avec une bonne approximation.

Les poteaux travaillent en flexion composée, mais afin d'obtenir le cas le plus défavorable, on supposera 2 cas:

1. Cas où le poteau est sollicité à 1 moment M^{max} sans que l'effort N ne s'applique: poteau de rive (flexion simple).
2. Cas où le poteau est sollicité par un effort N^{max} sans que M ne s'applique: poteau central (compression simple).

En combinant les 2 cas (en prenant M^{max} et N^{max}), le dimensionnement sera fait avec sécurité.



1^{er} cas A la base du poteau on a : $M = \frac{V}{n} \cdot \frac{h}{2}$

- $h/2$: on suppose le moment maximale à mi-hauteur.
- V : effort tranchant à la base (effort sismique).
- h : distance entre niveau : 4,00 m
- n : nombre total de poteau : 27

D'après le R.P.A (81/83) art. 3-1 $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$
 W : poids total de la structure
 on estime la charge par m^2 à $0,9 t/m^2$. D'où $W = 1085 t$

= A : coefficient d'accélération de zone.
 dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique
 groupe d'usage 2 } $\Rightarrow A = 0,15$
 Zone II

= B : facteur de comportement de la structure.
 dépend de son type et de la nature de ses contreventements.
 Portique autostable en B.A $\Rightarrow B = 0,25$

= D : facteur d'amplification dynamique moyen.
 Il est fonction du sol et de la période du bâtiment.

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

Hauteur du bâtiment = 14,50 m
 L : dimension du bâtiment de la sens de l'acton sismique.

- sens long. $L = 25,60 m \Rightarrow T_L = \frac{0,09 \times 14,50}{\sqrt{25,6}} = 0,258 s$
- sens trans. $L = 11,90 m \Rightarrow T_t = \frac{0,09 \times 14,50}{\sqrt{11,9}} = 0,378 s$

Graphiquement, on obtient pour un pot muble : $D_p = 2,8$; $D_t = 2,3$

Q : facteur de qualité, dépend de :

q	Valeur de P_q	
	critère obser	critère non obs.
1 Conditions minimales de files porteuses		0,1
2 Surabondance en plau		0,1
3 Symetrie en plau	0	
4 régularité en elevation	0	
5 contrôle de la qualité des matériaux.		0,1
6 contrôle de la qualité de la construction.		0,1

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad Q = 1 + 0,4 = 1,4$$

Donc : Dans le sens long. $V = 0,15 \times 2,8 \times 0,25 \times 1,4 \times 1085 = 159,5 t$
 Dans le sens trans. $V = 0,15 \times 2,3 \times 0,25 \times 1,4 \times 1085 = 131 t$

Prevoins donc le poteau longitudinal pour l'effort sismique.

Dans ce 1^{er} cas : le poteau est sollicité à un moment M^{max} , ($N=0$).

$$M = \frac{159,5}{27} \cdot \frac{4,00}{2} = 11,8 t \cdot m \quad \text{en fixant } b = 30 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 0,201 \sqrt{\frac{11,8 \cdot 10^5}{30}} = \underline{\underline{39,9 \text{ cm}}}$$

2^e cas :

Le poteau est sollicité à un effort N^{max} , ($M=0$)
Compression simple.

$$\text{on doit avoir } \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{b0} \quad \text{donc } S_{min} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{b0}}$$

$$\text{on estime l'effort normal à : } N = 0,9 \left[\left(\frac{6,95 + 4,95}{2} \right) \times 3,2 \right] \times 4 = 68,6 t$$

avec une majoration de 10% (Art 5,3 II C.C.B.A 68/70). $N = 75,5 t$

On prendra $\overline{\sigma}_{b0} = 55 \text{ kg/cm}^2$ ainsi on ne fera pas travailler le béton à sa contrainte admissible, en raison du risque de mauvaise réalisation (mauvais alignement des poutres et des poteaux).

$$\text{Donc } S_{min} \geq \frac{75,5 \cdot 10^3}{55} = 1373 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comme } h_{min} = 39,9 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \left(\begin{array}{l} S_{min} \geq 1373 \text{ cm}^2 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right)$$

$$\text{on a } h_e \geq \frac{1373}{30} = 46 \text{ cm}$$

on prendra alors $h_e = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

Choix poteaux 30x50 $S = 1500 \text{ cm}^2$.

CALCUL de L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse. Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes: $e = 10\text{ cm}$; $h = 85\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$.

Les charges sollicitant l'acrotère sont:

- poids propre: $G = 0,10 \times 0,85 \times 2500 = 212,5 \text{ kg/ml}$ (compression)
- Surcharge due à la main courante (appliquée horizontalement): $P = 100 \text{ kg/ml}$.

Le calcul de l'acrotère revient à considérer

une section rectangulaire ($1\text{ m} \times 0,10\text{ m}$) sollicitée en flexion composée pour les éléments de réduction suivants:

L'effort normal: $N = G = 212,5 \text{ kg/ml}$

Le moment de flexion: $M = F \cdot h = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \times 100 \times 0,85$

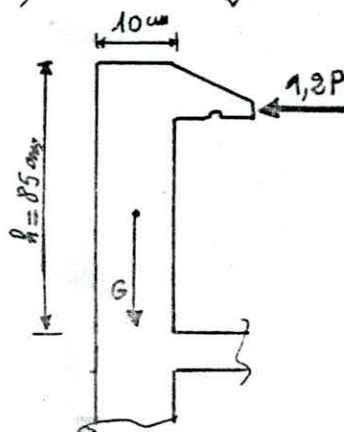
$$M = 102 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

L'excentricité du centre de pression: $e_0 = \frac{M}{N} = 40 \text{ cm}$

La limite du noyau central: $e_1 = \frac{e}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.



- Calcul du moment fictif: M_f

$$M_f = N \cdot e_c \quad e_c = e_0 + \frac{h_t}{2} - d$$

(distance du centre de pression aux armatures tendues). $h_t = e = 10\text{ cm}$; $d = 2\text{ cm}$.

$$M_f = 212,5 \left(0,40 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 91,375 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Calcul des sections fictives en flexion simple pour $M_f = 91,375 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha} \cdot \alpha \cdot \bar{\sigma} \cdot b \cdot h^2$$

$$\alpha = \frac{n \cdot \sigma_s}{n \cdot \sigma_s' + \sigma_b} = \frac{15 \times 137,7}{15 \times 137,7 + 2800} = 0,424 \quad ; \quad \bar{\sigma} = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,858$$

$$h = e - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \cdot 0,858 \cdot 100 \cdot 8^2 = 160584 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1605,8 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1,6058 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

- Calcul des armatures tendues: (tables de Charon)

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 91,375 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0076 \Rightarrow (\epsilon_s = 0,9606 ; \eta = 1,2)$$

$$A_s = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \epsilon_s \cdot h} = \frac{91,375 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9606 \times 8} = 0,424 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_s - \delta \frac{N}{\sigma_a} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \delta = 1 & \text{si } N \text{ est une compression.} \\ \delta = -1 & \text{si } N \text{ est une traction.} \end{cases}$$

$$A_c = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 0,424 - \frac{212,5}{2800} = 0,348 \text{ cm}^2$$

Verification des conditions:

* Condition de non fragilité (Art 52 - C.C.B. A 68/70)

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \cdot b \cdot h \quad \text{d'où} \quad A \geq 0,69 \cdot \frac{5190}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,775 > 0,348$$

La section d'acier nécessaire est donc insuffisante, on disposera 4T6/ml

($A = 1,13 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

On prévoit aussi des armatures perpendiculaires aux armatures principales (celles sont constructives).

* Vérification de la contrainte du béton:

$$\sigma'_b = \frac{\overline{M}}{K} = \frac{2800}{112} = 25 \text{ kg/cm}^2 \ll \overline{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérifiée}).$$

* Condition de non fissuration: (Art. 49-22 - C.C.B.A 68/70)

$$\overline{\omega}_g = \frac{A}{B_g} = \frac{A}{2.d.b} \implies \overline{\omega}_g = \frac{1,13}{2 \times 2 \times 100} = 0,00283$$

$K = 10^6 \implies$ fissuration préjudiciable ; $\eta = 1,6$ (acier H.A) ; $\phi = 6 \text{ mm}$.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\overline{\omega}_g}{1 + 10 \overline{\omega}_g} = \frac{10^6 \times 1,6}{6} \cdot \frac{0,00283}{1 + 10 \times 0,00283} = 734 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \overline{\sigma}'_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,6}{6} \times 5,9} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

* Vérification de l'effort tranchant:

on doit vérifier que l'effort tranchant transmis par les armatures tendues soit supérieur à l'effort tranchant. $A \cdot \overline{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm}$.

$$T + \frac{M}{z} = 1,2 \times 100 + \left(\frac{-102 \cdot 10^2}{7} \right) = -1337 \text{ kg} < 0 \quad (\text{Vérifications inutiles})$$

- la relation est donc vérifiée -

* Vérification au Seisme local de l'acrotère: (Art. 3.3.9 R.P.A 81/83)

L'acrotère doit être vérifiée à l'action horizontale: $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

$W_p = G$: poids de l'élément (acrotère) = 212,5 kg.

$$Z = \frac{\text{Valeur de A (groupe d'usage 2; zone II)}}{\text{Valeur de A (groupe d'usage 2; zone III)}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

Les valeurs de A sont données par le tableau 1 (Art. 3.3.1-1 R.P.A 81/83).

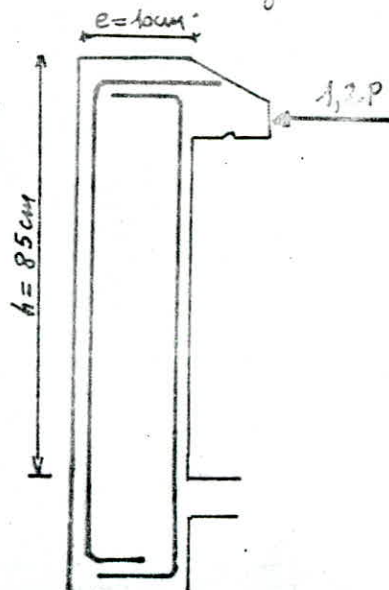
$C_p =$ facteur de force horizontale (tableau 4 art 3.3.9 R.P.A 81/83)
 $C_p = 0,8$

$$\text{D'où } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \implies F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 212,5 = 102 \text{ kg/ml} < 100 \text{ kg/ml}$$

Conclusion:

L'acrotère a été calculé pour un effort horizontal supérieur à F_p .
Donc il est automatiquement capable au Seisme local.

schéma de ferrailage



PLANCHER :

Les planchers sont à corps creux et poutrelles préfabriquées associées aux corps de dimension 21×65 et la table a une épaisseur de 5 cm.

a) Plancher courant :

Charge revenant au plancher : $G + 1,2P = 510 + 1,2 \times 250 = 810 \text{ kg/m}^2$.

Charge revenant à la poutrelle : $q = 810 \times 0,65 = 527 \text{ kg/ml}$.

- Principe de Calcul :

Avant coulage de la table de Compression, la poutrelle est considérée simplement appuyée. Elle supporte son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le corps creux.

Calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre reposant sur plusieurs appuis.

1^{re} étape :

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- poids du Corps Creux : $0,65 \times 244 = 156 \text{ kg/ml}$
- Surcharge : $1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

288 kg/ml

- Moment max. en travée M_E :

$$M_E = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 288 \times \frac{3,2^2}{8} = 369 \text{ kg.m}$$

- Effort tranchant max (sur appui)

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = 288 \times \frac{3,2}{2} = 461 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_c \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 369 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 4,118$$

$$K = \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{f_c}} = \frac{2000}{1377} = 20,23 > 1,15 \Rightarrow \text{nécessité d'armatures de Compression.}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_c}{K} = \frac{2800}{1,15} = 2434 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' = 1377 \text{ kg/cm}^2.$$

Il est pratiquement impossible de placer les armatures de Compression du fait que la section du béton est trop faible. Alors, il est nécessaire de prévoir un renfortage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant coulage de la table de Compression.

2^e étape :

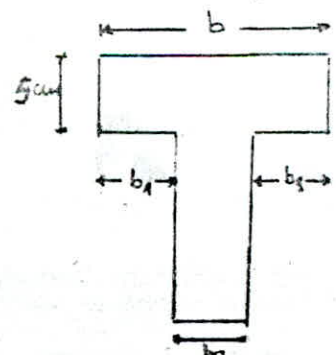
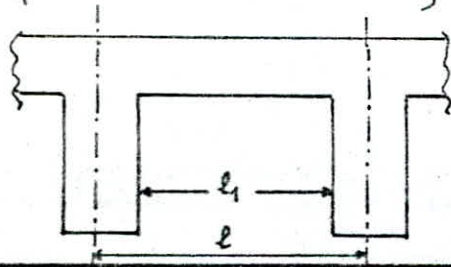
largeur de la table de Compression :

l_1 : distance entre nus intérieurs des poutrelles.

l : portée de la poutrelle (entre nus des appuis).

b_0 : distance entre points de moments nuls (largeur efficace de la table de compression définissant la dimension de la zone comprimée participant à la capacité de résistance).

$$l_1 = 65 - 12 = 53 \text{ cm} ; \quad l = 320 \text{ cm}$$



$$M_t = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \Rightarrow l_0 = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}} ; M_t = 0,65 M_0 = 0,65 \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ d'où } l_0 = l \sqrt{0,65}$$

$$\text{Soit } l_0 = 320 \cdot \sqrt{0,65} = 258 \text{ cm.}$$

La largeur de la table doit satisfaire aux conditions suivantes :

- $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l_1}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.}$
- $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm.}$
- $\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{l_0}{2}\right) = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{258}{2}\right) = 86 \text{ cm.}$

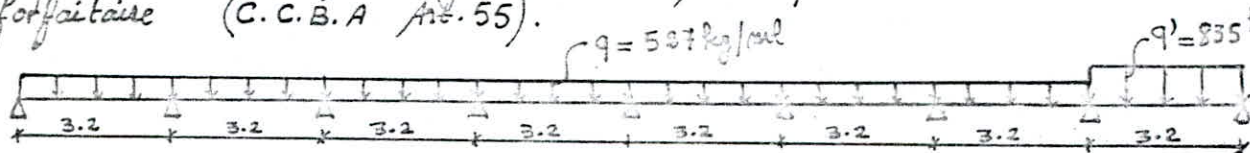
Pour éviter de faire la vérification au cisaillement, on prendra en général $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = (6 \div 8) l_0 = (30 \div 40) \text{ cm}$

La 1^{re} condition est restrictive on prendra donc : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$
d'où $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$

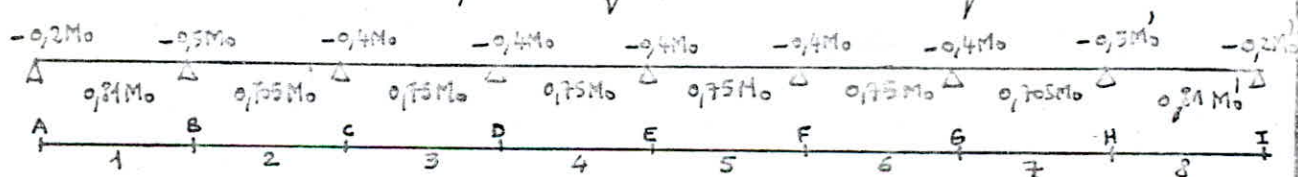
Evaluation des moments dans les poutrelles :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue à plusieurs travées. Dans notre plancher nous distinguons 4 types de nervures :
nervure à 8, 7, 6 ou 5 travées égales.

Le plancher est à surcharges modérées, on peut utiliser la méthode forfaitaire (C.C.B.A Art. 55).



La dernière travée étant plus chargée, elle doit être renforcée.



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{527 \cdot 3,2^2}{8} = 675 \text{ kg.m} ; M_0' = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{835 \cdot 3,2^2}{8} = 1069 \text{ kg.m}$$

Moments entravés :

$$M_1 = 0,81 M_0 = 547 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,705 M_0 = 476 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,75 M_0 = 506 \text{ kg.m}$$

$$M_8 = 0,81 M_0' = 866 \text{ kg.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = -0,2 M_0 = 109,5 \text{ kg.m}$$

$$M_B = -0,5 M_0 = 337,5 \text{ kg.m}$$

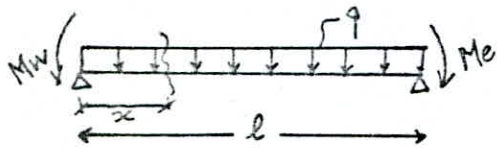
$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = -0,4 M_0 = 270 \text{ kg.m}$$

$$M_{H_w} = -0,5 M_0' = 534,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{H_e} = -0,5 M_0' = 534,5 \text{ kg.m}$$

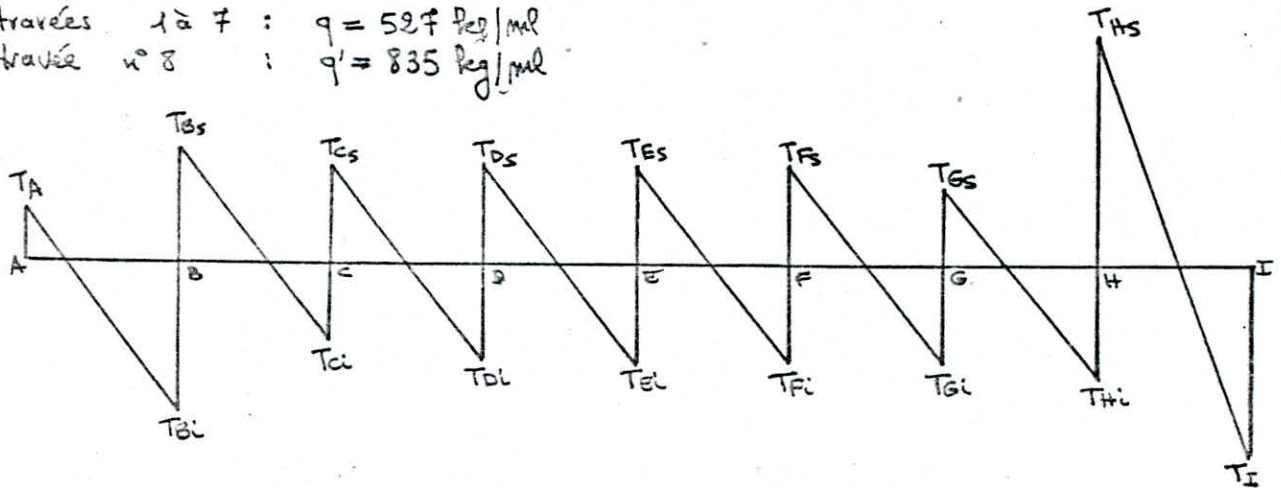
$$M_I = -0,2 M_0' = 213,8 \text{ kg.m}$$

Evaluation des efforts tranchants:



$$T(x) = T_0(x) + \frac{Mw - Me}{l} = \pm \frac{q \cdot x}{2} + \frac{Mw - Me}{l}$$

travées 1 à 7 : $q = 527 \text{ kg/ml}$
travée n° 8 : $q' = 835 \text{ kg/ml}$



$$\begin{aligned} T_A &= 771,95 \\ T_{Bi} &= -914,5 \\ T_{Ci} &= -822,1 \\ T_{Di} &= -843,2 \\ T_{Ei} &= -843,2 \\ T_{Fi} &= -843,2 \\ T_{Gi} &= -843,2 \\ T_{Hi} &= -864,3 \\ T_I &= -1236 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Bs} &= 864,3 \\ T_{Cs} &= 843,2 \\ T_{Ds} &= 843,2 \\ T_{Es} &= 843,2 \\ T_{Fs} &= 843,2 \\ T_{Gs} &= 822,1 \\ T_{Hs} &= 1436,3 \end{aligned}$$

Determination des armatures longitudinales:

La poutrelle est une poutre en T' ayant pour dimensions :

$$h_e = 21 \text{ cm}; \quad h_o = 5 \text{ cm}; \quad b = 65; \quad b_o = 12 \quad d = 2 \text{ cm}; \quad h = 19 \text{ cm}.$$

travées de 1 à 7 : $M_t = 0,81 M_o = 547 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 547 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 19^2} = 0,0127; \quad \beta = \frac{b_o}{b} = \frac{12}{65} = 0,185$$

$$\theta = \frac{h_o}{h} = \frac{5}{19} = 0,263$$

Après les tableaux Charon p. 148.

$$\mu = 0,0127 \rightarrow \alpha = 0,1507 \rightarrow K = 84,5 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,9498.$$

$$x = \alpha \cdot h = 0,1507 \cdot 19 = 2,863 < h_o = 5 \text{ cm}.$$

Plaxe neutre tombe dans la table de compression et on a une section rectangulaire $b \times h_e$.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{84,5} = 33,17 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{547 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9498 \cdot 19} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

$$2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

travée $u=8$ (Hz): $M_t = 0,81 M_0 = 866 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 866 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 19^2} = 0,0197 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1840 \\ K = 66,5 \\ \varepsilon = 0,9387 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K} = \frac{2800}{66,5} = 42,1 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{866 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9387 \cdot 19} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$1T12 + 1T10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

Appuis: Section rectangulaire $b \times h_t = 12 \times 21$ avec $d = 4 \text{ cm}$.

* appui A à G: $M_a = 0,5 M_0 = 337,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 337,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0521 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,2874 \\ K = 37,2 \\ \varepsilon = 0,9042 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K} = \frac{2800}{37,2} = 75,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{337,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9042 \cdot 17} = 0,784 \text{ cm}^2$$

1T10 (A=0,785 cm²)

* appui H et I: $M_a = 0,5 M_0 = 535 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 535 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 17^2} = 0,0826 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,3488 \\ K = 28 \\ \varepsilon = 0,8837 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K} = \frac{2800}{28} = 100 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{535 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8837 \cdot 17} = 1,27 \text{ cm}^2$$

2T10 (A=1,57 cm²)

Verifications:

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \cdot b \cdot h$$

Travée: $A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 65 \cdot 19 = 1,157 \text{ cm}^2$

Appui: $A \geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 12 \cdot 17 = 0,198 \text{ cm}^2$

Condition de non entrainement aux appuis:

Contrainte d'adhérence admissible: $\bar{\sigma}_d = 2 \sigma_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte d'adhérence des barres: $\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$; $\sigma_{d1} = 17,5$; $\sigma_{d2} = 8,4$

$$\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d \quad (\text{vérifiée})$$

- Contraintes de non fissuration :

Travée : $\sigma_1 = \frac{K \cdot M}{\phi} \cdot \frac{\omega_g}{1 + 10 \omega_g}$ $\omega_g = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{1,57}{2 \cdot 12 \cdot 2} = 0,033$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,033}{1 + 10 \cdot 0,033} = 5955 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 5955 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifiée)

Appui : $\omega_g = \frac{0,785}{2 \cdot 12 \cdot 2} = 0,0164$

$\sigma_1 = \frac{1,57 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0164}{1 + 10 \cdot 0,0164} = 3381 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3381 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifiée)

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Armatures inférieures : $A \geq \frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a}$

$M_{max} = -0,5 M_0 = 535 \text{ kg.m}$

$T_{max} = 1436,3 \text{ kg}$

$z = \frac{7}{8} \cdot 19 = 16,63 \text{ cm}$

$\frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1436,3 + \frac{535 \cdot 10^3}{16,63}}{2800} = -0,64 < 0$

- Vérifiée -

de même pour $M_{max} = 337,5 \text{ kg.m}$
 $T_{max} = 914,5 \text{ kg}$

$\frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a} = \frac{914,5 + \frac{337,5 \cdot 10^3}{16,63}}{2800} = -0,4 < 0$

- Vérifiée -

Largeur d'appui :

$c \geq \frac{2 T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}'_a}$

• appui Het I : $c \geq \frac{2 \times 1436,3}{12 \times 68,85} = 3,48 \text{ cm} < 17 \text{ cm}$

• appui A à B : $c \geq \frac{2 \times 914,5}{12 \times 68,85} = 2,21 \text{ cm} < 17 \text{ cm}$

- Condition de flèche :

• $h_t = 21 \text{ cm}$

• $h_t \geq \frac{e}{22,5} = \frac{320}{22,5} = 14,22 \text{ cm}$

• $h_t \geq \frac{e}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{320}{15} \cdot 0,81 = 17,28 \text{ cm}$

• $A < 36 \cdot \frac{b \cdot h}{\bar{\sigma}_a}$ $A = 1,92 \text{ cm}^2 < \frac{3,6}{4200} \times 12 \times 19 = 1,95 \text{ cm}^2$

de même $A = 1,57 \text{ cm}^2 < 1,95 \text{ cm}^2$ - Vérifiée -

Les 3 conditions étant vérifiées il n'est pas nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Armatures transversales:

- Contraintes tangentielle du béton: $\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z}$

Les travées courantes: $\sigma_b = \frac{914,5}{12 \times 16,63} = 4,58 \text{ kg/cm}^2$; $\tau_b' = \frac{V_b}{K} = 38,03$

La travée terrasse acc: $\sigma_b = \frac{1436,5}{12 \times 16,63} = 7,18 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 3,5 \tau_b' = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

Donc les armatures transversales droites suffisent, on choisit des Cadres $\phi 6$ ($A_b = 0,565 \text{ cm}^2$) en axes d'axe.

- Contrainte admissible des armatures transversales:

Il ya repris de bétonnage: $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{br} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

- Espacement admissible:

L'espacement des Cadres est au plus égale à la hauteur des bords: 16 cm.

D'après C.C.B.A 68/70

D'après le R.P.A 81/83

$$z = \max \left[0,2 l; l \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right]$$

$$t = \frac{A_b \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

- Les travées courantes:

$$z = \max [0,2 \times 19 = 3,8 \text{ cm}; 19 \left(1 - 0,3 \frac{4,58}{20,65} \right) = 14,5 \text{ cm}]$$

$$t = \frac{0,565 \times 16,63 \times 1600}{914,5} = 16 \text{ cm}; \text{ on prend } t = 14 \text{ cm}$$

- La travée terrasse acc:

$$z = \max [0,2 \times 19 = 3,8 \text{ cm}; 19 \left(1 - 0,3 \frac{7,18}{20,65} \right) = 12 \text{ cm}]$$

$$t = \frac{0,565 \times 16,63 \times 1600}{1436,5} = 10,47 \text{ cm}; \text{ on prend } t = 10 \text{ cm}$$

Dalle de Compression:

(Art. 58,2 C.C.B.A 68/70)

- Armatures \perp aux nervures: A_{1N}

Largeur d'éclaircie de cette dalle aux nervures de compression: $50 < l_n < 80 \text{ cm}$

A_{1N} doit vérifier: $A_{1N} \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{br}}$

$l_n = 65 \text{ cm}; \sigma_{br} = 5200 \text{ kg/cm}^2; \phi \leq 6 \text{ mm}$ $A_{1N} \geq 0,02 \cdot 65 \cdot \frac{2160}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2$

ou choisit: $5 \phi 6 / \text{ml}$ ($1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

avec un espacement de 20 cm (écartement limite)

- Armatures // aux nervures: $A_{//N}$

$$A_{//N} \geq \frac{A_{1N}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$
 . on choisit: $3 \phi 6 / \text{ml}$ ($1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

Avec un écartement de 30 cm (écartement limite = 33 cm), la ferraille de la dalle de compression se fera en treillis soudés (T.S) formé de barres d'acier rond lisse (R.L) de diamètre ϕ .

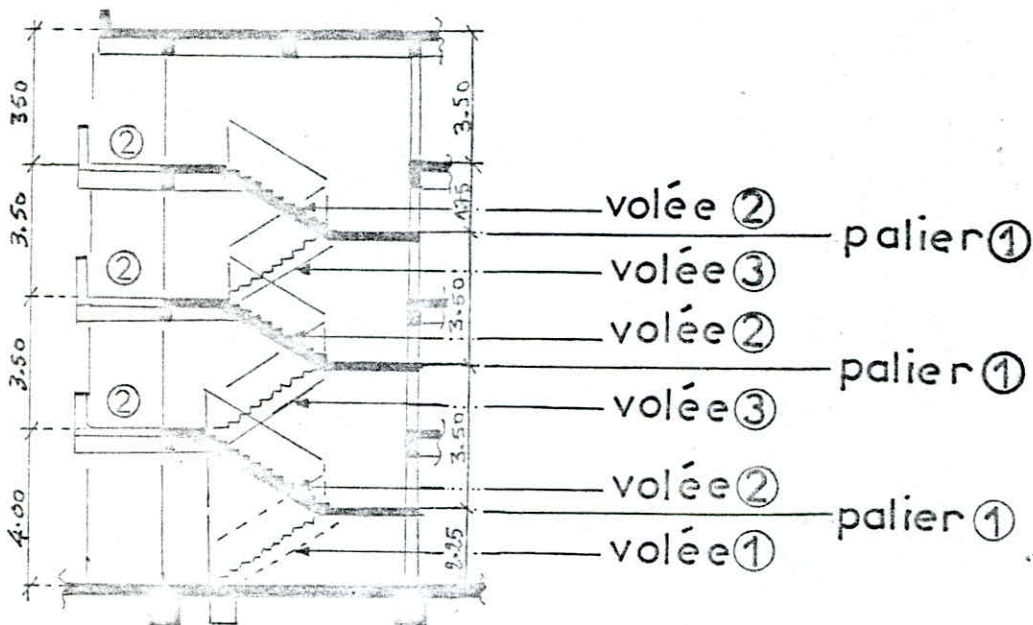
Les panneaux de ce treillis soudés seront de $20 \times 30 \text{ cm}$.

II Plancher terrasse: on adoptera la même ferraille pour la planche terrasse

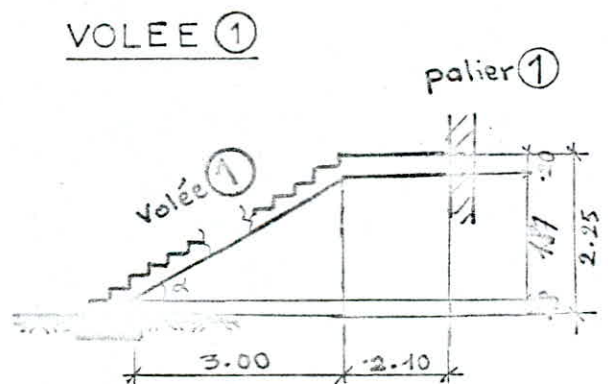
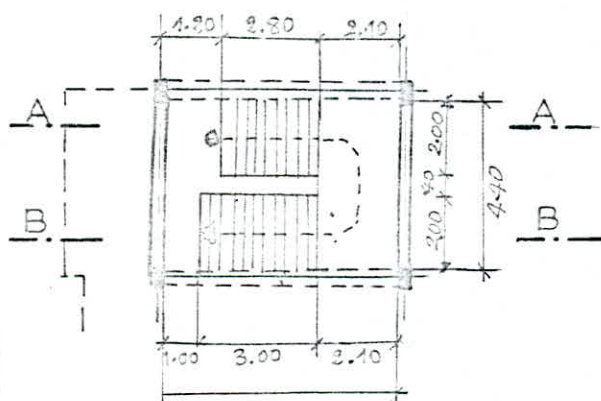
III Plancher R.D.C: on optera pour des dalles flottantes: à joints sec.

CALCUL DES ESCALIERS

1. ESCALIERS PRINCIPAUX :



Le calcul se ramène à l'étude d'une paillasse à double palier.



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{187}{300} = 0,624$$

$$\rightarrow \alpha = 32^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,530$$

$$\cos \alpha = 0,848$$

Hauteur de la marche $h = 17,5 \text{ cm}$

largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

$$n = \frac{217}{17,5} = 11,83 \rightarrow n' = 12$$

$$L = g(n'-1) = 30(12-1) = 330 \text{ cm}$$

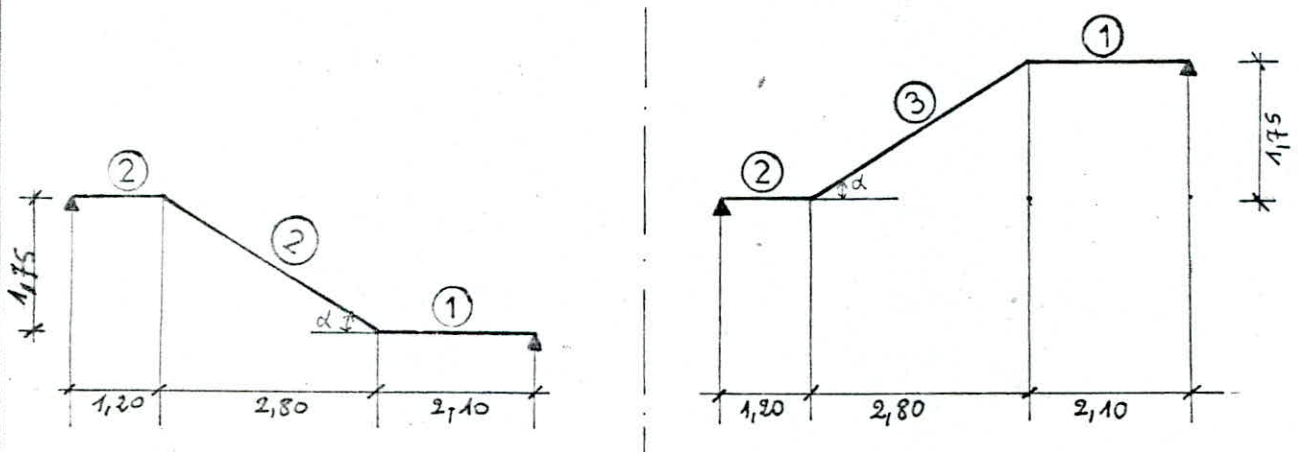
La relation de Blondel est ainsi vérifiée : $59 \leq g + 2h \leq 66$
 $g + 2h = 30 + 2(17,5) = 65 \text{ cm}$.

L'épaisseur de la paillasse (e) sera tel que $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

c'est à dire : $\frac{510}{30} \leq e \leq \frac{510}{20} \rightarrow (17 \leq e \leq 25,5) \text{ cm} \rightarrow e = 17 \text{ cm}$

l'épaisseur du palier est donc $e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 20 \text{ cm}$.

SCHEMAS STATIQUES : (VOLEES: ① idém. ②)



$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,75}{2,80} = 0,625 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$

$\sin \alpha = 0,530 ; \cos \alpha = 0,848$

Hauteur de la marche : $h = 17,5 \text{ cm}$

Largeur de la marche : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur d'étage : $H = 350 \text{ cm}$

Nombre de marches : $n = \frac{175}{17,5} = 10 \text{ marches} \Rightarrow n' = 10$

$g + 2h = 30 + 2(17,5) = 65 \text{ cm}$; $L = g(n'-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm}$
 La relation de Blondel est ainsi vérifiée : $59 \leq g + 2h \leq 66$

Épaisseur de la palette : $e = \frac{L}{35} = 17 \text{ cm}$

Épaisseur du palier : $e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 20 \text{ cm}$

CHARGES ET SURCHARGES :

VOLEES : ①, ②, ③. (largeur 2 m)

- poids propre en B.A : $(2500 \times 0,17) / 0,848 = 501 \text{ kg/m}^2$
 - poids du mortier : $(2500 \times 0,02) / 0,848 = 47 \text{ " "}$
 - poids du marbre : $2800 \times 0,03 = 84 \text{ " "}$
 - poids des marches : $(2200 \times 0,175) / 2 = 193 \text{ " "}$
 - enduit : $(0,02 \times 1300) / 0,848 = 42 \text{ " "}$
 - garde corps (en acier) : - - - - - = 50 " "
- $g = 917 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1 m de large de marbre :

$g = 917 \text{ kg/ml}$

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

$g + 1,2P = 1537 \text{ kg/ml}^2$

PALIER : ①, ②. (largeur 2,2 m)

- poids propre en B.A : $2500 \times 0,20 = 500 \text{ kg/m}^2$
 - poids du mortier : $2000 \times 0,02 = 40 \text{ " "}$
 - poids du marbre : $2800 \times 0,03 = 84 \text{ " "}$
 - enduit : $1800 \times 0,02 = 36 \text{ " "}$
 - poids de garde corps (acier) : - - - - - = 50 " "
- $g = 710 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1 m de large de Palier :

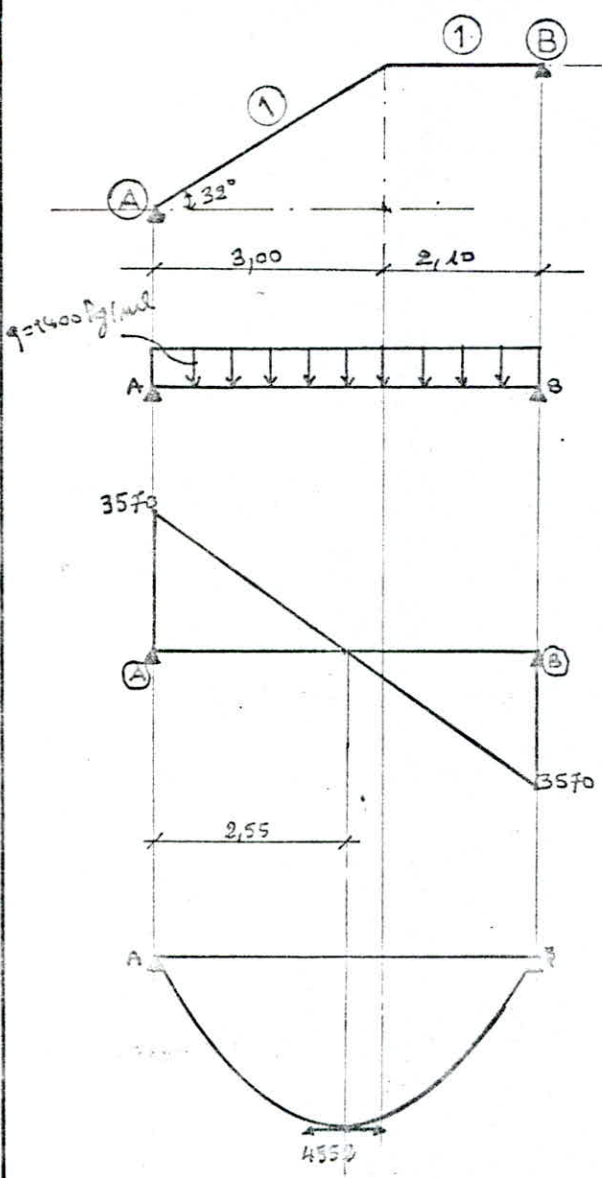
" " " " " " de Volees :

$g + 1,2P = 1190 \text{ kg/ml}^2$

$g + 1,2P = \frac{1190 \times 2,2}{2} = 1309 \text{ kg/ml}^2$

CALCUL DES VOLEES:

VOLEE: ①

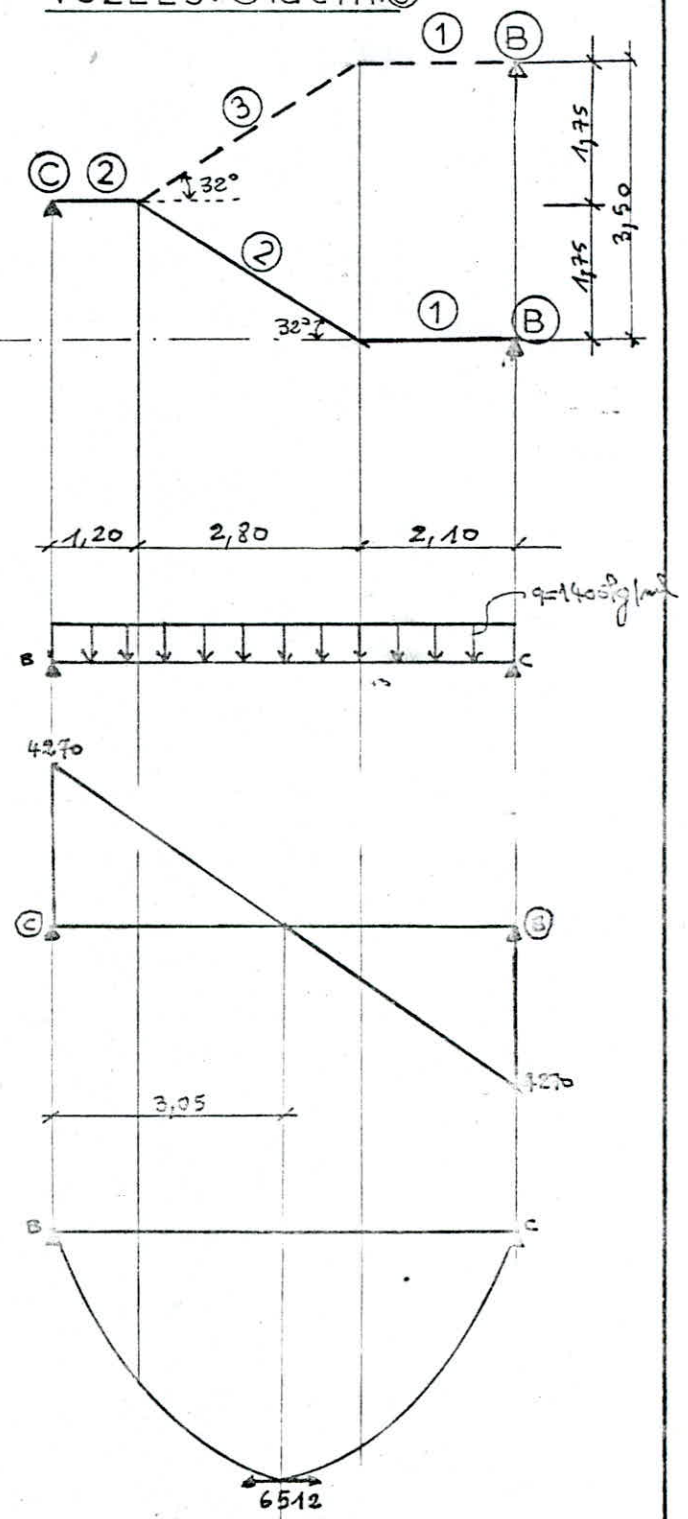


Par simplification on a pris un chargement uniforme de 1400 kg/m de volée.
 $T_{max} = \frac{qL}{2} = 3570 \text{ kg}$
 $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 4552 \text{ kg.m}$

en tenant compte des petits encastrement des appuis:

$M_E = 0,75 M_0 = 3414 \text{ kg.m}$
 $M_A = 0,5 M_0 = 2276 \text{ kg.m}$

VOLEES: ② idém. ③



$T_{max} = \frac{qL}{2} = 4270 \text{ kg}$
 $M_0 = \frac{qL^2}{2} = 6512 \text{ kg}$

en tenant compte des encastrement des appuis:

$M_E = 0,75 M_0 = 4884 \text{ kg.m}$
 $M_A = 0,5 M_0 = 3256 \text{ kg.m}$

ferraillage de la volée ①:

* calcul des armatures principales: (D'après tables de P. CHARON)
 $M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 4552 = 3414 \text{ kg.m}$ $h_t = 17$; $d = 2$; $h = 15 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3414 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 15^2} = 0,0812 \longrightarrow \begin{cases} K = 28,3 \\ \epsilon = 0,8845 \end{cases}$$

$$K = 28,3 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_b}{K} = \frac{2800}{28,3} = 99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\epsilon = 0,8845 \longrightarrow A = \frac{M}{\sigma_b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3414 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8845 \times 15} = 9,19 \text{ cm}^2 / \text{ml de largeur de volée}$$

pour une largeur de volée de 2 m $A = 2 \times 9,19 = 18,38 \text{ cm}^2.$

Choix: 13T14 (A = 20,02 cm²) $e = 16, 16, 17, 16, 16, 17, 16, 16, 17, 16, 16, 17.$

* calcul des armatures de répartition:
 $A_r \geq \frac{A}{4} = 2,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Choix 5T10/ml (A = 3,92 cm²/ml)
 $e = 25 \text{ cm}.$

* calcul des armatures aux appuis:

A l'appui ④ et ⑤ la section d'armature correspond à:
 $M_a = 0,5 M_0 = 2276 \text{ kg.m}$ $h_t = 20 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}.$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 2276 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0376$$

$$K = 45,4 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_b}{K} = \frac{2800}{45,4} = 62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon = 0,9172 \longrightarrow A = \frac{M}{\sigma_b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2276 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9172 \times 18} = 4,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

pour une largeur de volée de 2 m: $A = 2 \times 4,92 = 9,84 \text{ cm}^2.$
 Choix: 13T10 (A = 10,2 cm²) ne vérifie pas la fonction, on prendra
 alors 13T12 (A = 14,7 cm²) e idem en travée.

vérifications diverses: volée ①.

1. Contraintes: (D'après tables de P. CHARON)

a) en travée:
 $M_t = 3414 \text{ kg.m}$
 $A_t = 20,02 \text{ cm}^2$
 $d = 22$; $h = 14,8$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times A_t}{b \cdot h} = \frac{100 \times 20,02}{200 \times 14,8} = 0,676 \longrightarrow \begin{cases} K = 26,6 \\ \epsilon = 0,8798 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{K} = \frac{2800}{26,6} = 105,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{M_t}{A_t \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3414 \cdot 10^2}{20,02 \times 0,8798 \times 14,8} = 1310 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) sur appui:
 $M_a = 2276 \text{ kg.m}$
 $A_a = 14,7 \text{ cm}^2$
 $d = 1,5 + 0,6 = 2,1 \text{ cm}$
 $h = 17,9 \text{ cm}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 14,7}{200 \times 17,9} = 0,410 \longrightarrow \begin{cases} K = 36 \\ \epsilon = 0,9020 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{36} = 78,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{2276 \cdot 10^2}{14,7 \times 0,9020 \times 17,9} = 959 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2 - Condition de non fragilité.

* entravée : $A = 20,02 > 0,69 \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_{ctk}} \cdot b \cdot d = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 200 \times 14,8 = 2,87 \text{ cm}^2$

* sur appui : $A = 14,7 \text{ cm}^2 > 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \cdot 200 \times 17,9 = 3,47 \text{ cm}^2$ - Vérifiée -
- Vérifiée -

3 - Condition de flèche :

Par la flèche en travée, il suffit de vérifier l'inégalité :
 $A = 20,02 \text{ cm}^2 \leq 43 \cdot b \cdot d / \sqrt{f_{ctk}} = 43 \times 200 \times \frac{14,8}{4200} = 30,30 \text{ cm}^2$ - Vérifiée -

4 - Condition de fissuration :

* en travée : $\bar{\omega}_s = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{20,02}{2 \times 200 \times 2,2} = 0,02275$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_s}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_s)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,02275}{14 (1 + 10 \times 0,02275)} = 3177,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k}{\phi} \cdot K \cdot \sqrt{f_c}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2413,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left(\begin{array}{l} \sigma_a = \frac{2}{3} f_{ctk} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3177,2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

* sur appui : $\bar{\omega}_s = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{14,7}{2 \times 200 \times 2,1} = 0,0175$ - Vérifiée -

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_s}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_s)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0175}{12 (1 + 10 \times 0,0175)} = 2978,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k}{\phi} \cdot K \cdot \sqrt{f_c}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left(\begin{array}{l} \sigma_a = \frac{2}{3} f_{ctk} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2978,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

⑤ Condition aux appuis :

ou doit vérifier que $A \cdot \sigma_a \geq T + \frac{M}{3}$
 $14,7 \times 2800 = 41160 > 2 \times 3570 = 7140 \text{ kg}$ - Vérifiée -

⑥ Armatures transversales :

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{T_{\max}}{100 \times \frac{7}{8} \times h} = \frac{3570}{100 \times \frac{7}{8} \times 17,9} = 228,8 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b = 1,15 \times 228,8 = 263,1 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ferraillage de la volée ② : ③

* calcul des armatures principales : (d'après tables de P. Charon)
 $M_e = 0,75 M_0 = 4884 \text{ kg.m}$ $R_t = 17 \text{ cm}$; $d = 2$; $R_s = 15 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{15 \times 4884 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 15^2} = 0,1163 \rightarrow \begin{cases} K = 22,4 \\ \varepsilon = 0,8663 \end{cases}$$

$$K = 22,4 \rightarrow \overline{\sigma}_s' = \frac{\overline{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{22,4} = 125 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon = 0,8663 \rightarrow A = \frac{M}{\overline{\sigma}_s \cdot \varepsilon \cdot d} = \frac{4884 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8663 \cdot 15} = 13,42 \text{ cm}^2 / \text{ml de largeur de volée}$$

Pour une largeur de volée de 2 m : $A = 2 \times 13,42 = 26,85 \text{ cm}^2$.

Choix : 18 T 14 ($A = 27,72 \text{ cm}^2$) est : $(1 \times 11 + 3 \times 12) \times 4 + 1 \times 11 + 1 \times 12 = 200 \text{ cm}$

* calcul des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{13,42}{4} = 3,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

pour une longueur de 3,30 m
 $A_r \geq 3,46 \times 3,30 = 11,42 \text{ cm}^2$ on choisit $A_r = 15 \text{ T } 10$ $e = 22 ; 23 \text{ cm}$.

* calcul des armatures par appuis

A l'appui ② et ③ la partie d'armature correspond à : $M_a = 0,5 M_0 = 3256 \text{ kg.m}$
 $R_t = 20 \text{ cm}$; $R_s = 15 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{15 \times 3256 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0538 \rightarrow \begin{cases} K = 36,6 \\ \varepsilon = 0,9031 \end{cases}$$

$$K = 36,6 \rightarrow \overline{\sigma}_s' = \frac{\overline{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{36,6} = 76,5 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon = 0,9031 \rightarrow A = \frac{M}{\overline{\sigma}_s \cdot \varepsilon \cdot d} = \frac{3256 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9031 \times 18} = 7,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour une largeur de volée de 2 m : $A = 2 \times 7,15 = 14,30 \text{ cm}^2$.

Choix : 18 T 12 ($A = 20,34 \text{ cm}^2$) espacement idem en travée.

vérifications diverses volées ②, ③

1. Contraintes : (d'après tables de P. Charon)

a) entravée :

$$M_e = 4884 \text{ kg.m}$$

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

$$d = 22 ; R_s = 14,8 \text{ cm}$$

$$\overline{\omega} = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 27,72}{250 \times 14,8} = 0,936 \quad \begin{cases} K = 21,8 \\ \varepsilon = 0,8641 \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{M}{A_t \cdot \varepsilon \cdot d} = \frac{4884 \cdot 10^2}{27,72 \times 0,8641 \times 14,8} = 137,8 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s = 2800$$

$$\overline{\sigma}_s' = \frac{\overline{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{21,8} = 128,5 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérifié -

b) Sur appuis:

$$\begin{aligned} M_a &= 3256 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ A_a &= 20,34 \text{ cm}^2 \quad (18T12) \\ d &= 1,5 + \frac{3,2}{2} = 2,1 \text{ cm} \\ h &= 17,9 \end{aligned}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times A_a}{b \times h} = \frac{100 \times 20,34}{200 \times 17,9} = 0,568 \rightarrow \begin{cases} K = 29,6 \\ \varepsilon = 0,8879 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3256 \cdot 10^2}{20,34 \times 0,8879 \times 17,9} = 2014,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,6} = 94,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

2. Condition de non fragilité:

* en travée: $A = 27,72 \text{ cm}^2 > 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 200 \times 14,8 = 2,87 \text{ cm}^2$ - vérifiée -

* sur appuis: $A = 20,34 \text{ cm}^2 > 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 200 \times 17,8 = 3,47 \text{ cm}^2$ - vérifiée -

3. Condition de flecte:

Pour la flèche en travée il suffit de vérifier l'inégalité:

$$A = 27,72 \text{ cm}^2 \leq 43 \cdot b \cdot h / \bar{\sigma}_{sm} = 43 \times 200 \times \frac{14,8}{4200} = 30,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

4. Condition de fissuration:

* en travée: $\bar{\omega}_g = \frac{A_s}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{27,72}{2 \times 200 \times 2,2} = 0,0315$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{\omega}_g}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_g)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0315}{14 \times (1 + 10 \times 0,0315)} = 4106,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2413,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{sm} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1; \bar{\sigma}_2) = 4106,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

- Pas de risque de fissuration.

* sur appuis: $\bar{\omega}_g = \frac{A_s}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{20,34}{2 \times 200 \times 2,1} = 0,0242$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{\omega}_g}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_g)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0242}{12 (1 + 10 \times 0,0242)} = 3897 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2507,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{sm} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1; \bar{\sigma}_2) = 3897 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

- Pas de risque de fissuration.

⑤ Armatures transversales:

La contrainte de cisaillement est: $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{42 \text{ kN}}{100 \times \frac{2}{3} \times 17,9} = 2,73 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_{b0} = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

- pas besoin d'armatures transversales.

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

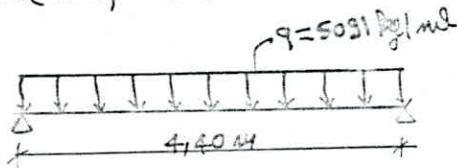
La poutre palier est une poutre pemi-encastree dans les poteaux, elle reprend les efforts provenant de son poids propre + les efforts provoques par la pailleuse à double palier + le poids du mur qu'elle supporte.

dimensions : portée libre : $l = 4,40 \text{ m}$
 épaisseur : $b = 30 \text{ cm}$
 hauteur : $h = 45 \text{ cm}$

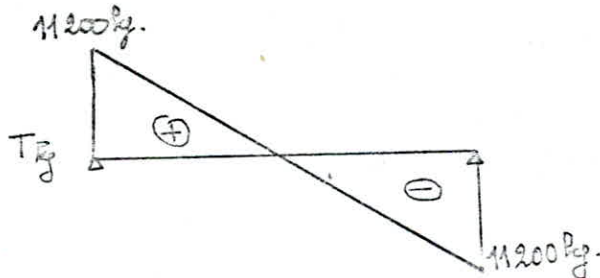
Charge du mur revenant à la poutre palier :

- épaisseur du mur : 30 cm ; hauteur du mur = $1,75 - 0,60 = 1,15 \text{ m}$
- densité du parpaing : 1400 kg/m^3 .
- charge uniforme du mur : $0,30 \times 1,15 \times 1400 = 483 \text{ kg/ml}$.
- charge uniformément répartie du poids de la poutre : $0,30 \times 0,45 \times 2500 = 337,5$
- charge linéaire provenant des escaliers : $R_B = 4270 \text{ kg/ml}$.

Pour le calcul des éléments de réduction (M, T) sollicitant la poutre on admet que l'encastrement aux appuis est partiel $M_{appui} = 0,3 M_0$ et $M_E = 0,85 M_0$.

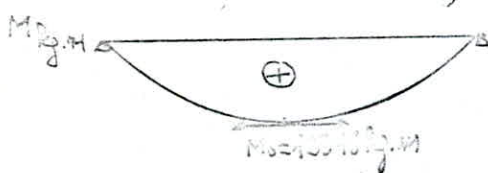


$$q = 4270 + 337,5 + 483 = 5091 \text{ kg.}$$



$$T_{\text{max}} = \frac{q l}{2} = \frac{5091 \times 4,4}{2} = 11200 \text{ kg.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{5091 \times 4,4^2}{8} = 12318 \text{ kg.m}$$



$$M_E = 0,85 M_0 = 10470 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 3695 \text{ kg.m}$$

Ferraillage:

* entravée: la section d'armature correspond à :
 $M_E = 10470 \text{ kg.m}$; $h_E = 45 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_E}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 10470 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 45^2} = 0,106 \longrightarrow \left| \begin{array}{l} K = 23,8 \\ E = 0,8711 \end{array} \right.$$

$$K = 23,8 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{2800}{23,8} = 117,65 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b} = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 0,8711 \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot E \cdot h} = \frac{10470 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8711 \times 42} = 10,22 \text{ cm}^2.$$

Choix : 6T16 ($A = 12,06 \text{ cm}^2$) en deux nappes $e = 12 \text{ cm}$.

* Sur appuis: la section d'armature correspond à $M^a = 3695 \text{ kg.m}$
 $h_t = 45 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$; $h = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M^a}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3695 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 42^2} = 0,0374 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 45,6 \\ \epsilon = 0,9175 \end{array} \right.$$

$$K = 45,6 \quad \rightarrow \quad \sigma'_b = \frac{2800}{45,6} = 61,4 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$\epsilon = 0,9175 \quad \rightarrow \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3695 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9175 \times 42} = 3,43 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14 ($A = 4,62 \text{ cm}^2$) $e = 12,3 \text{ cm}$

VERIFICATIONS DIVERSES :

1. Contraintes :

a) entravée :

$$\begin{aligned} M_t &= 10470 \text{ kg.m} \\ A_t &= 12,06 \text{ cm}^2 \\ d &= 3,6 \text{ ; } h = 41,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\omega} &= \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot h} = \frac{100 \times 12,06}{30 \times 41,4} = 0,971 \quad \downarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 21,3 \\ \epsilon = 0,8623 \end{array} \right. \\ \sigma'_b &= \frac{2800}{21,3} = 131,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_s &= \frac{10470 \cdot 10^2}{12,06 \times 0,8623 \times 41,4} = 2432 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2800 \end{aligned}$$

- vérifiée -

b) sur appuis :

$$\begin{aligned} M_a &= 3695 \text{ kg.m} \\ A &= 4,62 \text{ cm}^2 \\ d &= 2,7 \text{ ; } h = 42 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\omega} &= \frac{100 \cdot A^a}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 42,3} = 0,364 \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 38,6 \\ \epsilon = 0,9067 \end{array} \right. \\ \sigma'_b &= \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{38,6} = 72,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \\ \bar{\sigma}_s &= \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3695 \cdot 10^2}{4,62 \times 0,9067 \times 42,3} = 2035 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \end{aligned}$$

- vérifiée -

2. Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\begin{aligned} \text{entravée} \quad A &= 12,06 \geq 0,69 \times 30 \times 41,4 \times \frac{5,9}{4200} = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{sur appuis} \quad A &= 4,62 \geq 0,69 \times 30 \times 42 \times \frac{5,9}{4200} = 1,22 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- vérifiée -

3. Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{4200} \quad ; \quad \frac{12,06}{30 \times 41,4} = 0,0097 < 0,010$$

- vérifiée -

4- Verification de la fissuration:

* en travée : $\bar{\omega}_g = \frac{A}{2.b.d} = \frac{12,06}{2 \times 30 \times 3,6} = 0,0558$

$\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_g}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_g)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0558}{16 (1 + 0,558)} = 5372,3 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{16}} = 2258 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left[\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{eu} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max (\sigma_1, \sigma_2) = 5372 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right]$

Pas de risque de fissuration. - vérifiée -

* sur appuis:

$\bar{\omega}_g = \frac{A}{2.b.d} = \frac{4,62}{2 \times 30 \times 2,7} = 0,0285$

$\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_g}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_g)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0285}{14 (1 + 0,285)} = 3802 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2414 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{eu} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max (\sigma_1, \sigma_2) = 3802 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$

Pas de risque de fissuration. - vérifiée -

5- Armatures transversales:

Effort tranchant max $T = 11200 \text{ kg}$. $M_{corresp} = 3695 \text{ kg.m}$.
 $\bar{\sigma}_{b0} < \bar{\sigma}'_b = 72,54 \text{ kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}_{b0}$

$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{11200}{30 \times 7/8 \times 423} = 10,07 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{b0}} \right) \times \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{72,54}{68,85} \right) \times 5,9 = 20,34 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\epsilon}_b \leq \bar{\epsilon}_b$ on peut utiliser des armatures droites sur 1 cadre + 1 étrépage
 $A_t = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$. Supposons que les poutres palières et les palières sur
 coülées sans reprise de bétonnage, donc: $\rho_a = \left(1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) = \left(1 - \frac{20,34}{9 \times 5,9} \right) = 0,81$
 $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{eu} = 0,81 \times 4200 = 3402 \text{ kg/cm}^2$

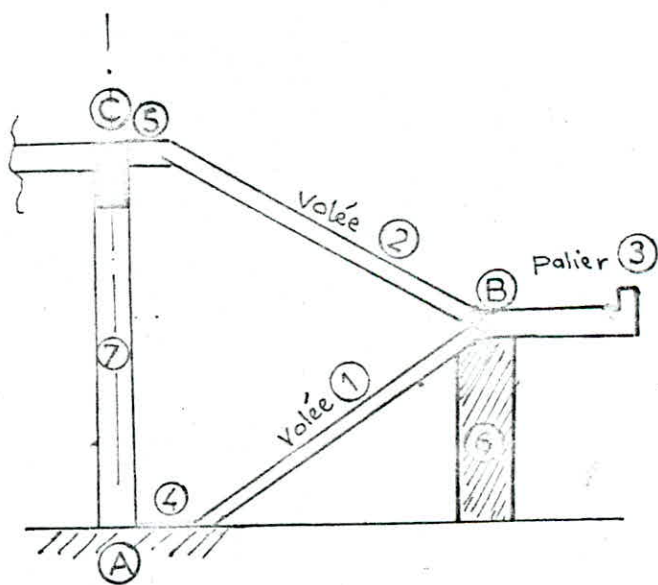
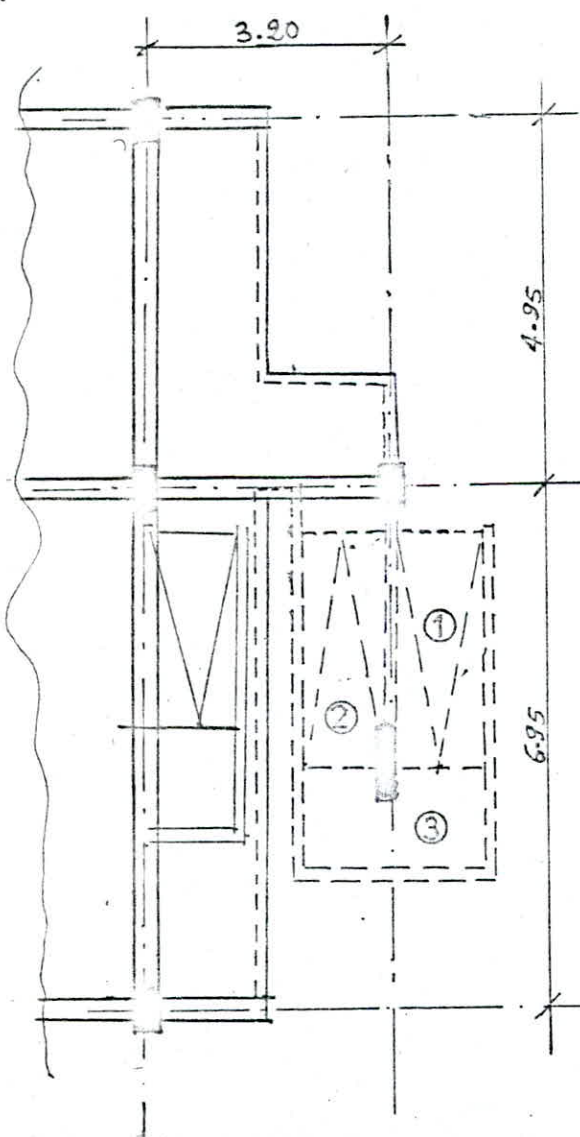
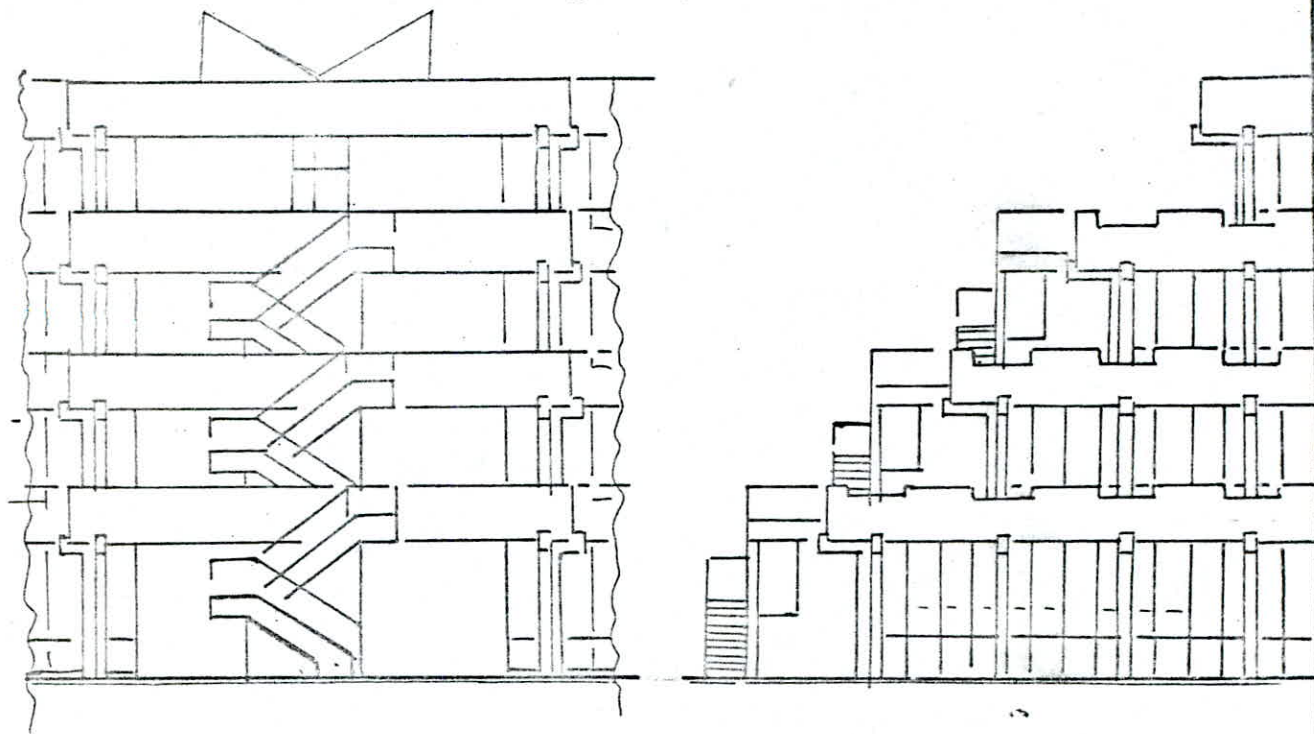
espacements: $\bar{x} \leq \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) l_1; 0,2 l_1 \right] = \max (20,64 \text{ cm}; 8,46 \text{ cm})$

Donc $\bar{x} \leq 20,6 \text{ cm}$

$l \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,13 \times 3402 \times 7/8 \times 423}{11200} = 12,7 \text{ cm}$

ou prendra $l = 12 \text{ cm}$

2. ESCALIERS EXTERIEURS *



* appuis: (A); (B); (C)

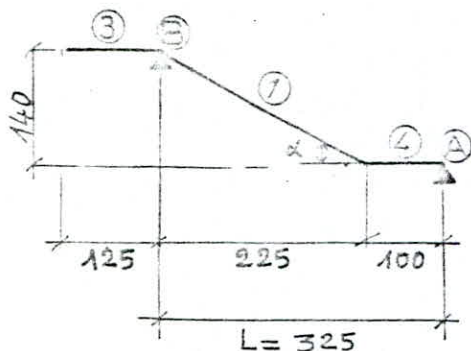
* Volées: (1); (2)

* paliers: (3); (4); (5)

* poteaux: (6); (7)

SCHEMAS STATIQUES

VOLEE ①



$$L = 225 + 40 + 35 + 25 = 325$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (140)/225 = 0,623$$

d'où $\alpha = 32^\circ$

$$\sin \alpha = 0,530 ; \cos \alpha = 0,848$$

Hauteur de la marche : $h = 17,5 \text{ cm}$

Largeur de la marche : $g = 28 \text{ cm}$

Hauteur d'étage : $H = 350 \text{ cm}$

Hauteur à monter $H' = \frac{H}{2} = 175 \text{ cm}$

nombre de marches : $n = \frac{H'}{h} = \frac{175}{17,5} = 10$ marche $\rightarrow n' = 10$

$$L = g(n' - 1) = 28(10 - 1) = 252 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 28 + 2(17,5) = 63 \text{ cm}$$

La relation de Blondel est ainsi vérifiée : $59 \leq g + 2h = 63 \leq 66$

L'épaisseur de la poutre sera tel que :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad \frac{325}{30} < e < \frac{325}{20} \quad \text{soit } (10,84 < e < 16,25) \text{ cm}$$

on prendra $e = 12 \text{ cm}$.

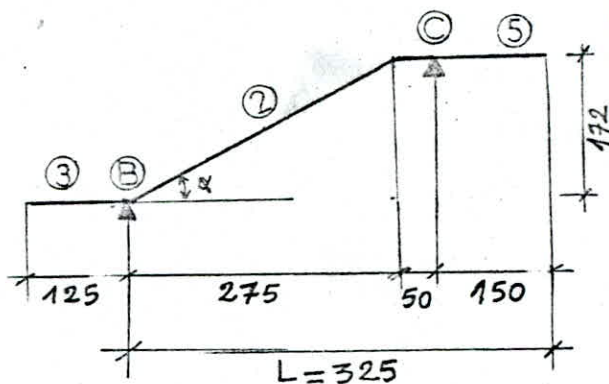
L'épaisseur du palier est donc : $e' = \frac{e}{\cos \alpha} = 15 \text{ cm}$.

c'est le cas du palier ⑤

L'épaisseur du palier ③ est $e' \approx 2e = 2 \times 12 = 24 \text{ cm}$
(à cause de la poutre noyée). soit $e' = 25$

Le palier ③ sera appuyé sur la poutre noyée qui sera portée par le poteau (voile) n° ⑥.

VOLEE ②

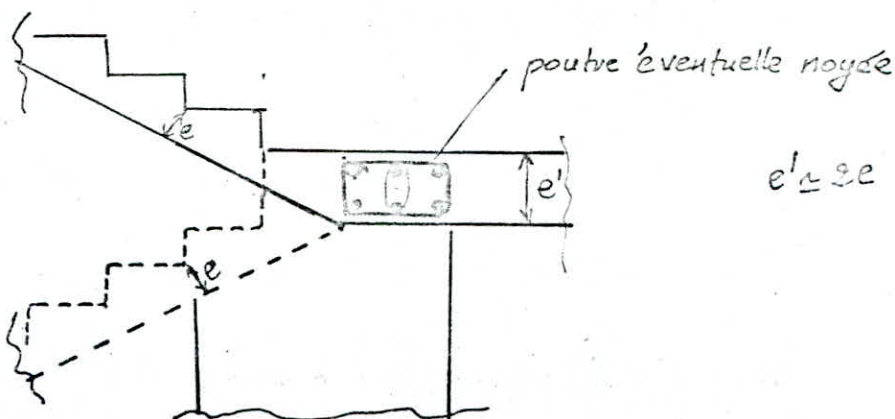


$$L = 275 + 35 + 15 = 325 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (172)/275 = 0,625$$

d'où $\alpha = 32^\circ$

$$\sin \alpha = 0,530 ; \cos \alpha = 0,848$$



$$e' \approx 2e$$

CHARGES ET SURCHARGES :

VOLEES: ① idém. ②

- poids propre en B.A	:	2500 x 0,12 / 0,848	-----	354
- poids du mortier	:	2000 x 0,02 / 0,848	-----	47
- poids du marbre	:	2800 x 0,03	-----	84
- poids des marches	:	2200 x 0,175 / 2	-----	193
- poids d'étanchéité	:	-----	-----	50
- poids de murette en B.A	:	$(2500 \times 0,10 \times 0,38 \times 2,75 \times 2) / 0,848$	-----	172
		$2,75 \times 1,30$		

$$g = 900 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de large de Volée :

$$g = 900 \text{ kg/ml} ; P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2P = 1380 \text{ kg/ml}$$

PALIER ④

- poids propre en B.A	:	2500 x 0,15	=	375
- poids du mortier	:	2000 x 0,02	=	40
- poids du marbre	:	2800 x 0,03	=	84
- poids d'étanchéité	:		=	50
- murette en B.A	:		=	172
- poids des marches	:	2200 x 0,175 / 2	=	193

$$g = 914 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de large de Volée :

$$g = 914 \text{ kg/ml} ; P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2P = 1394 \text{ kg/ml}$$

PALIER ⑤

-----	2500 x 0,15	=	375
-----	2000 x 0,02	=	40
-----	2800 x 0,03	=	84
-----		=	50
-----	$2500 \times 0,10 \times 0,30 \times (4,1)$	=	118
-----	$1,30 \times 2,00$	=	103

$$g = 770 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 770 \text{ kg/ml} ; P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2P = 1250 \text{ kg/ml}$$

PALIER ③

- poids propre en B.A	:	2500 x 0,25	-----	=	625
- poids du mortier	:	2000 x 0,02	-----	=	40
- poids du marbre	:	2800 x 0,03	-----	=	84
- poids d'étanchéité	:	-----	-----	=	50
- poids de murette en B.A	:	$2500 \times 0,10 \times 0,25 (2,60 + 2 \times 1,25)$	-----	=	98
		$1,25 \times 2,60$			

$$g = 897 \text{ kg/m}^2$$

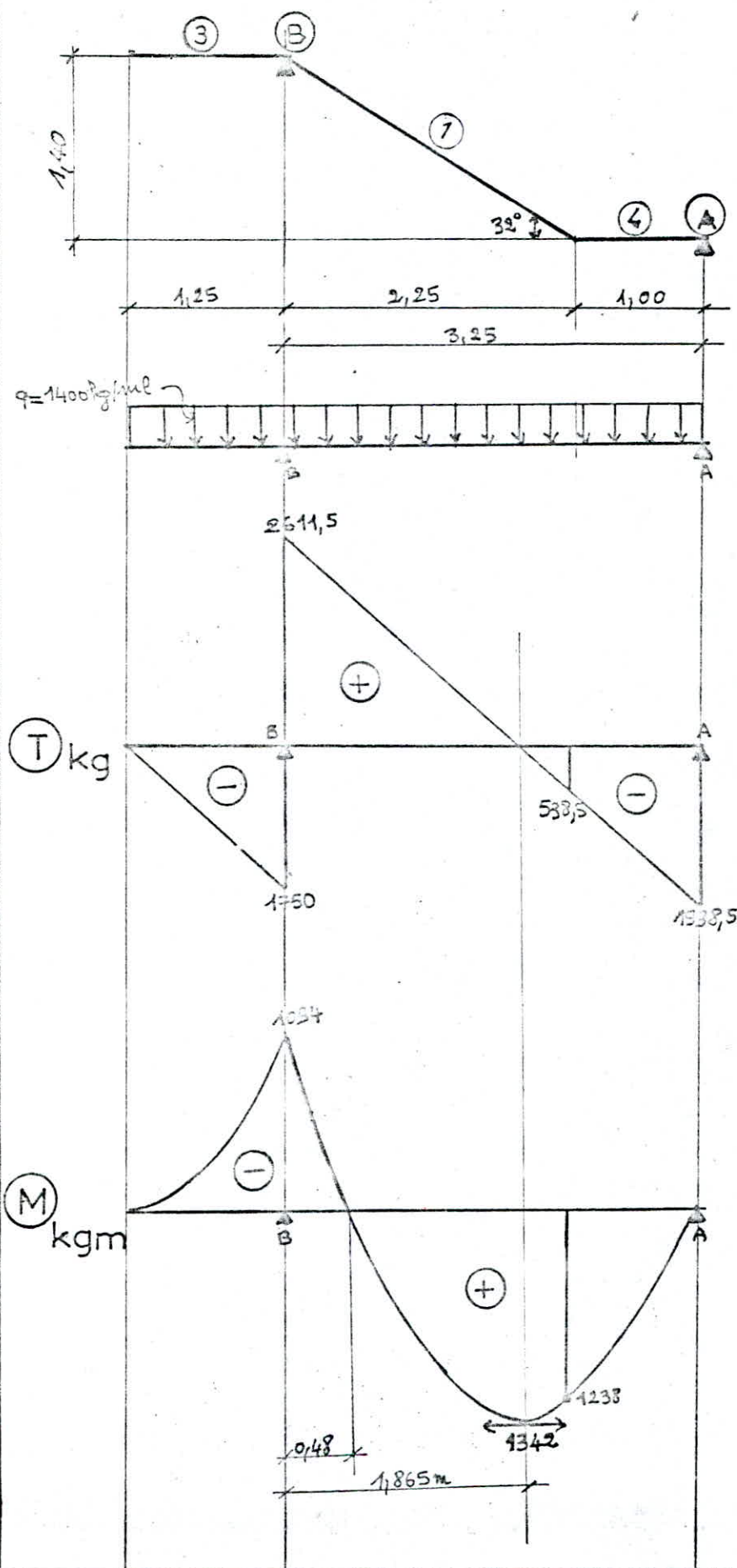
Pour une bande de 1 m de large de Volée :

$$g = 897 \text{ kg/ml} ; P = 400 \text{ kg/ml}$$

$$g + 1,2P = 1377 \text{ kg/ml}$$

Remarque : D'après ces résultats, on prendra partout un chargement uniforme de $g + 1,2P = 1400 \text{ kg/ml}$

CALCUL DE LA VOLEE ① :



Par simplification, on prendra un chargement uniforme de 1400 kg/ml .

$$T^{\text{max}} = 4361,5 \text{ kg}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,865 \text{ m}$$

à partir de l'appui B.

$$M^{\text{min}} = M(1,865) = 1342 \text{ kg.m}$$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{1400 \times 3,25^2}{8} = 1548,5 \text{ kg.m}$$

au point A on accordera un encastrement partiel de $0,25 M_0$

$$M_A^a = 537 \text{ kg.m}$$

$$M_B^a = 1094 \text{ kg.m} \sim 0,59 M_0$$

$$M_C = 1342 \text{ kg.m} \sim 0,73 M_0$$

* Calcul des armatures principales : (d'après tables de P. Charon)

$$h_t = 12 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; M_t = 0,8 M^{\max} = 0,8 \times 1342 = 1074 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1074 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0575 \quad K = 35,2 \quad ; \quad E = 0,9004$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{35,2} = 79,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2; \quad A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour une largeur de volée de 1,30 m, $A = 4,26 \times 1,30 = 5,54 \text{ cm}^2$

Choix : 6T12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)

$$e = \frac{(130-4)}{5} = 25 \text{ cm.}$$

* Calcul des armatures de répartition :

on prendra 4T8/ml ($4,02 \text{ cm}^2$)

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4,26}{4} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Calcul des armatures pour appuis :

à l'appui (A) : La section d'encastrement correspond à : $M_a^{\text{max}} = 0,4 M^{\max} = 537 \text{ kg.m}$
 $h_t = 12$; $h = 10 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 537 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0289$$

$$K = 53 \rightarrow \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{53} = 52,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E = 0,9265 \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{537 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9265 \times 10} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pour une largeur de volée de 1,30 m, $A = 2,07 \times 1,30 = 2,69 \text{ cm}^2$

Choix : A = 6T8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

$$e = 25 \text{ cm.}$$

à l'appui (B) :

La section d'encastrement correspond à : $M_a^{\text{max}} = 1094 \text{ kg.m}$

- pour $h_t = 12 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1094 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0586$$

$$K = 34,7 \rightarrow \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{34,7} = 80,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 0,8934 \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{1094 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8934 \times 10} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pour une largeur de volée de 1,30 m ; $A = 4,35 \times 1,30 = 5,66 \text{ cm}^2.$

Choix : 6T12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)

$$e = 25 \text{ cm.}$$

- pour $h_t = 25 \text{ cm}$; $h = 23 \text{ cm}$

$$\mu = 0,0111 \rightarrow K = 91; \quad E = 0,9528$$

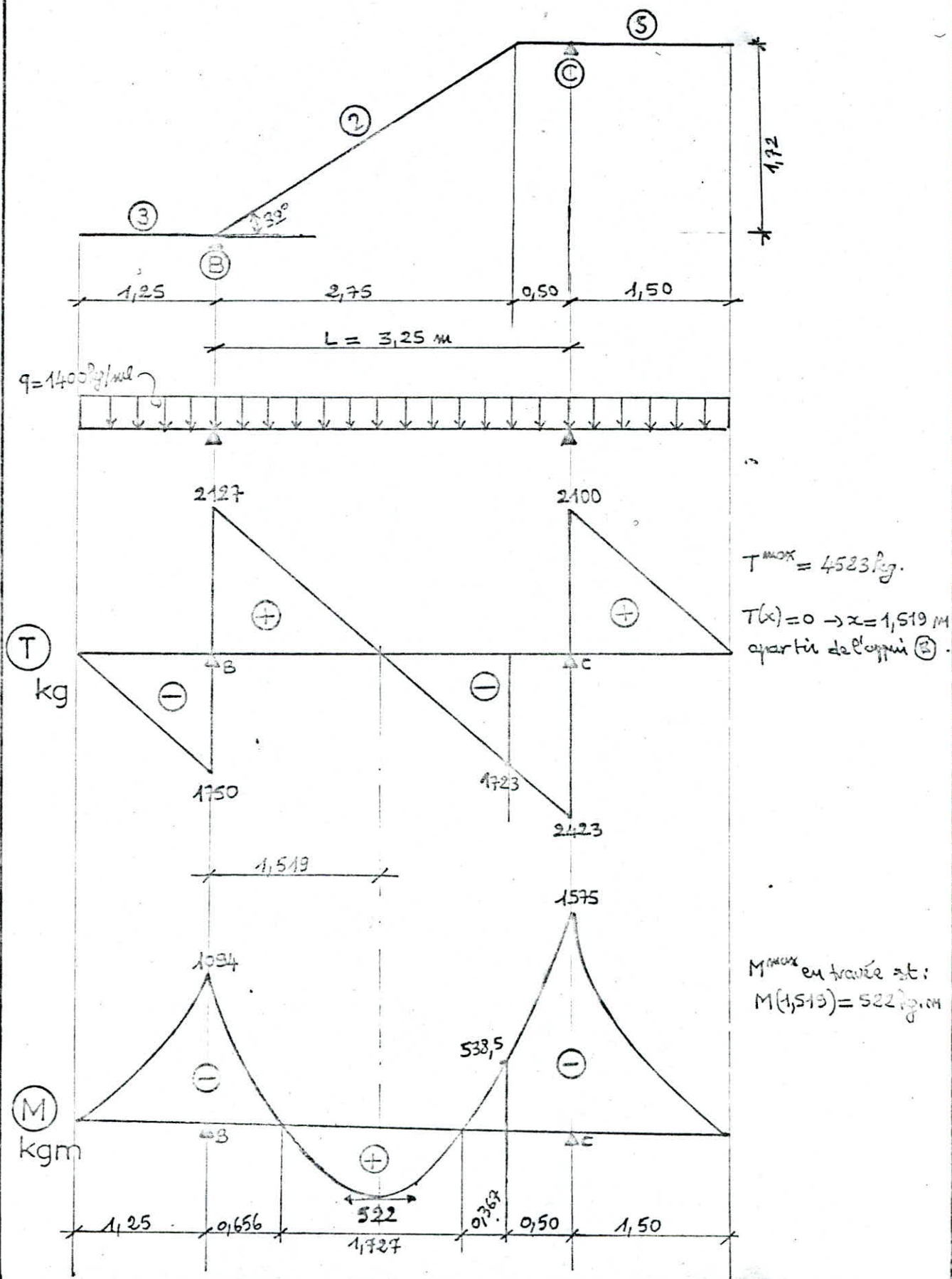
$$\text{Sait: } \sigma_b' = 30,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2; \quad A = \frac{1094 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9528 \times 23} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour une largeur de volée de 1,30 m ; $A = 1,30 \times 1,79 = 2,32 \text{ cm}^2$

Choix : A = 6T8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

$$e = 25 \text{ cm.}$$

CALCUL DE LA VOLEE (2) :



* Calcul des armatures principales : (D'après tables de P. Charon)

$$h_t = 12 \text{ cm}, h_i = 10 \text{ cm}; M_t = 522 \text{ kg.m}$$

Vu que le moment est faible on utilisera des aciers ronds lisses
 $\sigma_{su} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 522 \cdot 10^2}{1600 \times 100 \times 10^2} = 0,0489$$

$$k = 38,8 \rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_b}{k} = \frac{1600}{38,8} = 41,5 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b} = 127,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 0,9071 \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_b \cdot E \cdot h} = \frac{522 \cdot 10^2}{1600 \times 0,9071 \times 10} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pour une largeur de vée de 1,30 m

$$A = 3,6 \times 1,3 = 4,68 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 ϕ 10 ($A = 4,71 \text{ cm}^2$) $e = 25 \text{ cm}$.

* Calcul des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,6}{4} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra 4 ϕ 8 / ml ($2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)
 $e = 25 \text{ cm}$.

* Calcul des armatures sur appuis :

à l'appui (B) même ferrailage trouvé lors du calcul de la vée (A).

- pour $h_t = 12 \text{ cm}; h_i = 10 \text{ cm}$
 pour une largeur de vée de 1,30 m. Choix : 6 T 12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$) $e = 25 \text{ cm}$

- pour $h_t = 25 \text{ cm}; h_i = 23 \text{ cm}$
 Choix : 6 T 8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$) $e = 25 \text{ cm}$.

à l'appui (C) La section d'armature correspond à : $M_a^{\text{C}} = 1575 \text{ kg.m}$.

- pour $h_t = 15 \text{ cm}; h_i = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \times 1575 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,499 \rightarrow k = 38,4 \rightarrow \sigma'_b = 75 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b}$$

$$E = 0,9064 \rightarrow A = 4,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pour une largeur de vée de 1,30 m

$$A = 6,206 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 T 12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$) $e = 25 \text{ cm}$.

- pour $h_t = 12 \text{ cm}; h_i = 10 \text{ cm}$ $M_a = 538,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 538,5 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0288 \rightarrow k = 53 \rightarrow \sigma'_b = 54 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_b}$$

$$E = 0,9265 \rightarrow A = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pour une largeur de vée de 1,30 m

$$A = 2,7 \text{ cm}^2$$

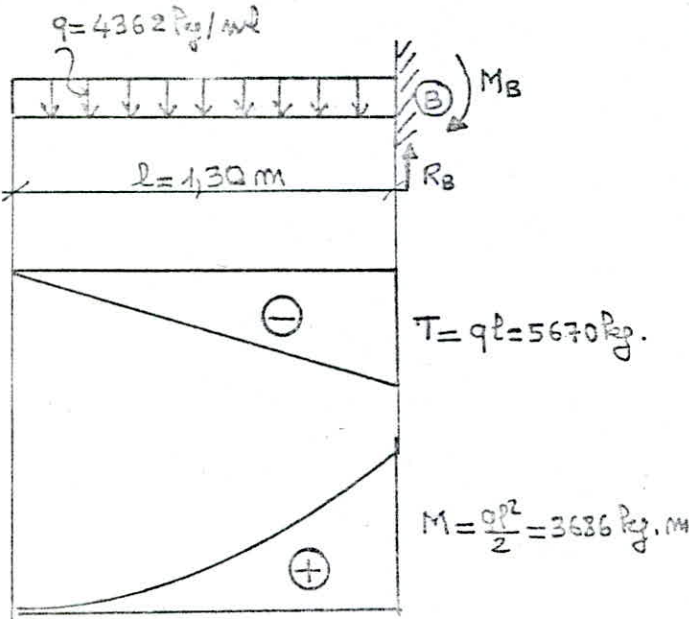
Choix 6 T 8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

CALCUL DE LA POUTRE NOYÉE :

1. dimensionnement :

à l'appui (B) $R_B^{\max} = 4362 \text{ kg/ml}$ pour une bande de largeur de 1 m de large

schéma statique :



Pour un équilibre entre moment résistant M_r et moment sollicitant $M = M_r \Rightarrow M = K \cdot b \cdot h^2$.
on est en présence d'une flexion simple.

$$K = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot \gamma$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_b}{15 \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137.7}{15 \times 137.7 + 2800} = 0.42$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.86$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \cdot 137.7 \cdot 0.42 \cdot 0.86 = 24.86$$

$$\frac{1}{\sqrt{\bar{K}}} = 0.201$$

$$b_{\min} = \frac{M}{\bar{K} \cdot h^2}$$

en faisant $f_{te} = 25 \text{ cm}$
 $d = 5 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$

$$b_{\min} = \frac{3686 \cdot 10^2}{24.86 \times 20^2} = 37 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \boxed{b = 40 \text{ cm}}$$

2. ferrailage :

$$M = 3686 \text{ kg.m} \quad f_{te} = 25 \text{ cm} \quad d = 5 \quad h = 20 \text{ cm}$$

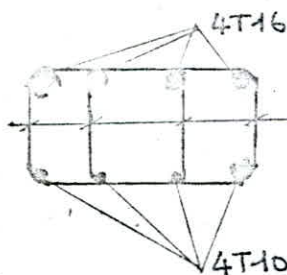
$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3686 \cdot 10^2}{2800 \times 40 \times 20^2} = 0.1234 \Rightarrow K = 21.5$$

$$\varepsilon = 0.8630$$

$$K = 21 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{K} = \frac{2800}{21.5} = 130.23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 0.8641 \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3686 \cdot 10^2}{2800 \times 0.8630 \times 20} = 7.63 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T16 ($A = 8.04 \text{ cm}^2$) $e = 12 \text{ cm}$
 armatures de montage : 4T10 ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)



2 cadres $\phi 8$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

3. vérifications diverses :

a) Contraintes :

$$M = 3686 \text{ kg.m}$$

$$A = 4 \times 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 1,005 \rightarrow \begin{cases} K = 20,8 \\ \varepsilon = 0,8603 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3686 \cdot 10^2}{8,04 \times 0,8603 \times 20} = 2665 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20,8} = 134,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,77 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérifié -

b) Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\bar{\sigma}_b'}{\sigma_{ex}} = 0,69 \times 40 \times 20 \times \frac{5,9}{4200} = 0,775 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 > 0,775 \text{ cm}^2$$

- Vérifiée -

c) fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{8,04}{2 \times 40 \times 5} = 0,0402$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0402}{16 (1 + 10 \times 0,0402)} = 4301 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,7 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{16}} = 2258 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 4301 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{ex} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) = 4301 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

relation vérifiée

Pas de risque de fissuration.

d) Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{b0}' < \bar{\sigma}_b' = 130,23 \text{ kg/cm}^2 \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}'$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{130,23}{60,10}\right) \times 5,9 = 15,17 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant max. $T = 5670 \text{ kg}$ $\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5670}{40 \times 7,7 \times 20} = 9,1 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{- Vérifiée -} \quad \text{Dnc on peut utiliser des armatures droites}$$

soit 2 cadres $\phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)

La poutre voilée est coulée avec le palier sous reprise de bitonnage :

$$\rho_{at} = \left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - \frac{9,1}{5 \times 5,9}\right) = 0,73 ; \quad \bar{\rho}_{at} = 0,73 \times 2400 = 1752 \text{ kg/m}^3$$

espacements des cadres : $E \leq \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h ; 0,2 h \right]$

soit $E \leq \max [11,76 \text{ cm} ; 4 \text{ cm}]$

donc $E \leq 11,76 \text{ cm}$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\rho}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2,01 \times 1752 \times 7,7 \times 20}{5670} = 10,87 \text{ cm} \quad \boxed{\text{on prendra } t = 10 \text{ cm}}$$

CALCUL DU POTEAU ⑥

1. dimensionnement:

Le poteau est soumis à une force primitive locale: $F_p = \gamma \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$

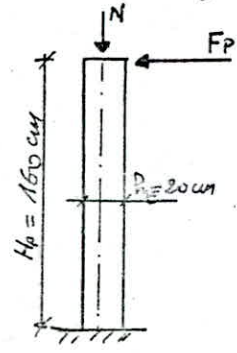
$$\gamma = \frac{\text{valeur de A (groupe d'usage 2; zone II)}}{\text{valeur de A (groupe d'usage 2; zone III)}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,60$$

Les valeurs de A sont données par le tableau 1 (Art. 33-11 R.P.A 81/83)

C_p : facteur de force horizontale

$I = 1$

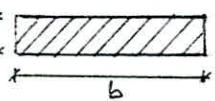
W_p : poids de l'élément.



En supposant que F_p est appliquée à l'appui ② (en tête du poteau)

Les efforts normaux dans le poteau ⑥:

pour les efforts tranchants ramenés par le palier ③ et les deux vifs ① et ②. (les deux réactions)



au point ③ $N = R_{s1} + R_{s2} = 4361,5 + 3877 = 8238,5 \text{ kg}$ pour une bande d'escalier de 1 m de large.

puisque la largeur est: 1,30

au point ③ $N = 8238,5 \times 1,30 = 10710 \text{ kg} = 10,71 \text{ t}$

Le poids propre du poteau étant estimé à: $0,20 \times 0,70 \times 2500 \times 1,60 = 560 \text{ kg}$

$W_p = 10,71 + 0,56 = 11,27 \text{ t}$

$F_p = 0,6 \times 1 \times 0,8 \times 11,27 = 5,41 \text{ t}$

Le poteau est soumis à une flexion composée: $N = 11,27 \text{ t}$

à la base le moment d'encastrement: $M = F_p \cdot H_p = 5,41 \times 1,60 = 8,66 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\sigma'_b = \frac{M \cdot v}{I} + \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}'_b$; $v = \frac{r_g}{2}$; $I = \frac{b \cdot r_g^3}{12}$; $S = b \cdot r_g$

d'où $\frac{M \cdot \frac{r_g}{2}}{b \cdot \frac{r_g^3}{12}} + \frac{N}{b \cdot r_g} \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \left(\frac{6M}{r_g^2} + \frac{N}{r_g} \right) \cdot \frac{1}{b} \leq \bar{\sigma}'_b$

soit $b \geq \frac{1}{\bar{\sigma}'_b} \left(\frac{6M}{r_g^2} + \frac{N}{r_g} \right)$ en fixant $r_g = 20 \text{ cm}$

$b \geq \frac{1}{10777} \left(\frac{6 \times 8,66 \cdot 10^5}{400} + \frac{11,27 \cdot 10^3}{20} \right) = 98,5 \text{ cm}$

En tenant compte des aciers, on prendra $b = 90 \text{ cm}$

2. ferrailage:

$M = 8,66 \text{ t} \cdot \text{m}$; $N_{\text{steel}} = 11,42 \text{ t} > 0$ compression.

$r_g = 20 \text{ cm}$; $d = 2,5 \text{ cm}$; $R = 17,5 \text{ cm}$

$e_0 = M/N = 75,83 \text{ cm}$
 $e_1 = \frac{r_g}{6} = 3,34 \text{ cm}$
 } $e_0 > e_1$ section partiellement comprimée.

$f = e_0 + \frac{r_g}{2} - d = 75,83 + \frac{20}{2} - 2,5 = 83,33 \text{ cm}$

Le moment fictif : $M_f = N \cdot f = 951628,6 \text{ kg.cm}$

$$\alpha = \frac{n\bar{v}_b'}{n\bar{v}_b' + \bar{v}_a} = \frac{15 \times 137,7}{15 \times 137,7 + 2800} = 0,42 ; \quad \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86$$

$$K = \frac{1}{2} \cdot \bar{v}_b' \cdot \alpha \cdot \delta = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \times 0,42 \times 0,86 = 24,87.$$

Le moment résistant du béton : $M_{rb} = K \cdot b \cdot d^2 = 24,87 \times 90 \times 17,5^2 = 685479,4 \text{ kg.cm}$

$$M_f > M_{rb} \Rightarrow A'_{fictif} \neq 0 \quad \Delta M = M_f - M_{rb} = 266149,2 \text{ kg.cm}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(\bar{h} - d') \bar{v}_a} \quad \text{avec } \bar{v}_a = n\bar{v}_b' \left(1 - \frac{d'}{\alpha \cdot \bar{h}}\right) = 15 \times 137,7 \left(1 - \frac{2,5}{0,42 \times 17,5}\right) = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } A'_f = \frac{266149,2}{(17,5 - 2,5) \times 1363} = 13 \text{ cm}^2.$$

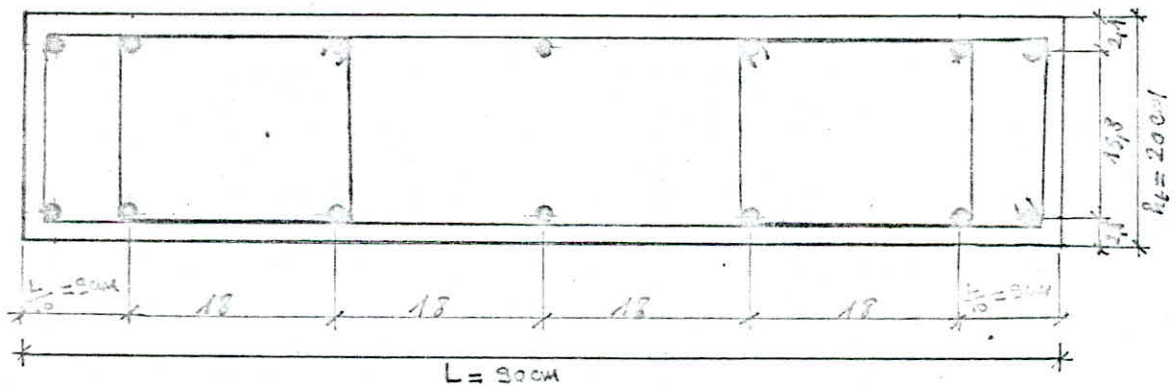
$$A_p = \frac{M_{rb}}{\delta \cdot \bar{h} \cdot \bar{v}_a} + \frac{\Delta M}{(\bar{h} - d') \bar{v}_a} \Rightarrow A_p = \frac{685479,4}{0,86 \times 17,5 \times 2800} + \frac{266149,2}{(17,5 - 2,5) \times 2800} = 22,6 \text{ cm}^2$$

$$A'_{aéel} = A'_{fictif} = 13 \text{ cm}^2 ; \quad A_{aéel} = A_{fictif} - \frac{N}{\bar{v}_a} \rightarrow \text{avec } N > 0 \text{ compr.}$$

$$A_{aéel} = 22,6 - \frac{1142 \cdot 10^3}{2800} = 18,52 \text{ cm}^2.$$

On ferroville symétriquement :

$$A = A' = 7T20 \quad (21,39 \text{ cm}^2)$$



ETUDE AU SEISME

Règlement utilisé : Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 81/83)

Introduction :

Le but du R.P.A est de prévoir les mesures nécessaires à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Suivant le R.P.A les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales sont considérées appliquées successivement (et non simultanément) suivant deux directions orthogonales caractéristiques données par les axes principaux du plan horizontal de la structure engendrant une énergie minimale. Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se développeraient dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême, car on tient compte du phénomène d'adaptation plastique ; cette prise en compte est justifiée puisque les structures sont généralement hyperstatiques et sortent du domaine élastique pour passer au domaine plastique lors d'un tremblement de terre.

CALCUL DES RIGIDITES :

Le calcul des rigidités ainsi que le calcul des efforts pour les Charges Horizontales se fera par la méthode de MUTO.

étapes de calcul :

1. calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

$$K_{\text{poteau}} = \left(\frac{I}{h_e} \right)$$

I : inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre)

h_e : hauteur du poteau considéré.

$$K_{\text{poutre}} = \left(\frac{I}{L} \right)$$

L : portée de la poutre considérée.

2. calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques transv. et longitudinaux :

(Voir polycopie O.P.U " Conception des structures soumises aux séismes " page 19).

3. calcul des coefficients connecteurs a_j dans les deux sens :

a) étage courant ou niveau courant :
$$a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

b) premier niveau (R.D.C) avec poteaux encastrés :
$$a_j = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

4. calcul des raideurs corrigées des poteaux $a_j \cdot K_j$ dans les deux sens :

$$r_j = a_j \cdot \frac{12 \cdot E \cdot I}{h_e^3} = a_j \cdot \left(\frac{I}{h_e} \right) \cdot \frac{12 \cdot E}{h_e^2} = a_j \cdot K_p \cdot \frac{12 \cdot E}{h_e^2}$$

E : Module de Young longitudinal du béton.

I : inertie du poteau pivotant le plus considéré

5. calcul des rigidités relatives de niveau des portiques dans les deux sens :

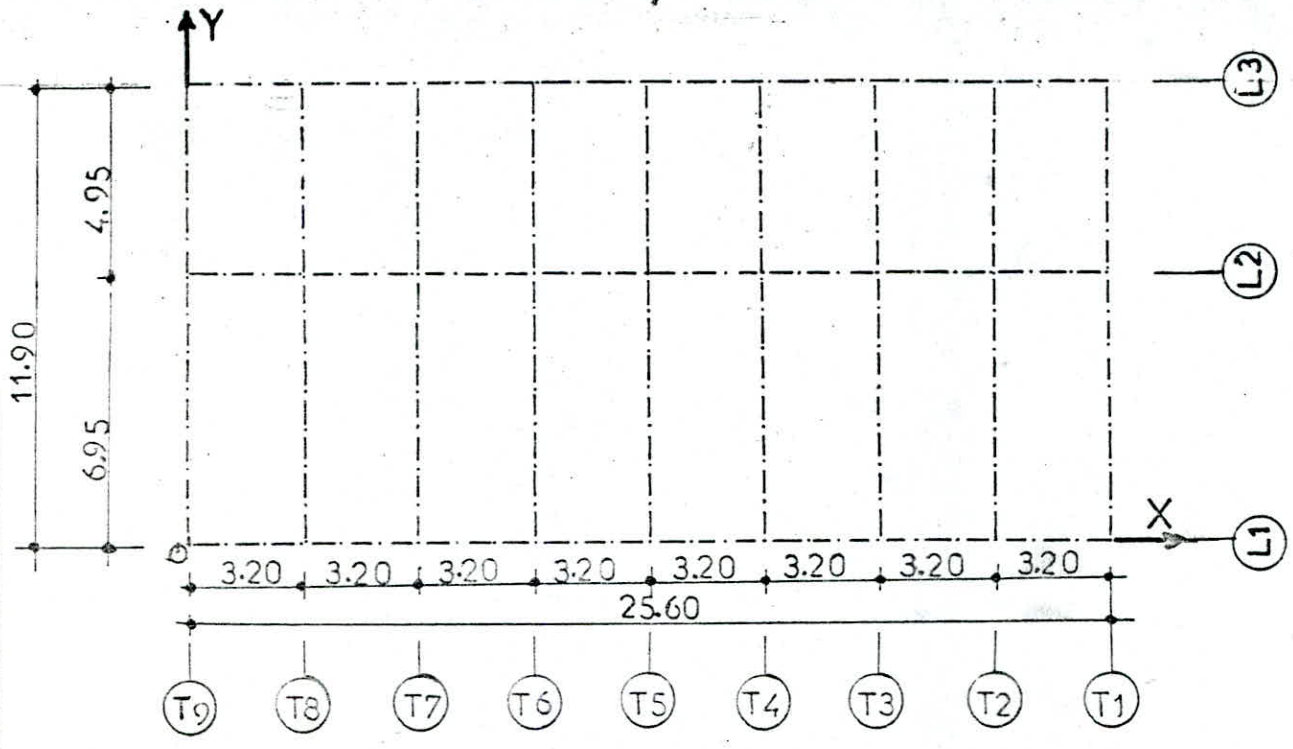
$$R_j = \sum r_j = \sum a_j \cdot \left(\frac{I}{h_e} \right) \cdot \frac{12 \cdot E}{h_e^2} = \frac{12 \cdot E}{h_e^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p = \frac{12 \cdot E}{h_e^2} \cdot D_j$$

R_{jx} : rigidité relative d'un portique longitudinal au niveau "j"

R_{jy} : rigidité relative d'un portique transversal au niveau "j"

6. calcul des rigidités de niveau d'étage :

$$R_j = \sum R_j$$

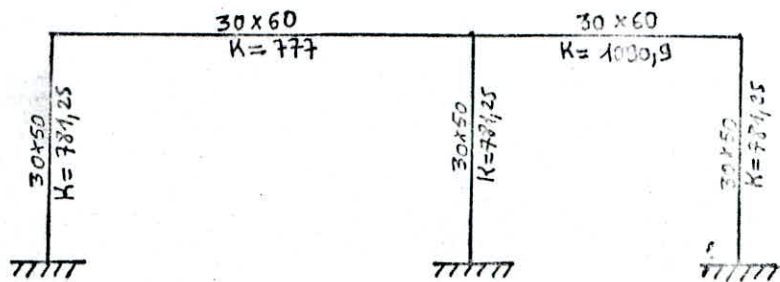


vue en plan

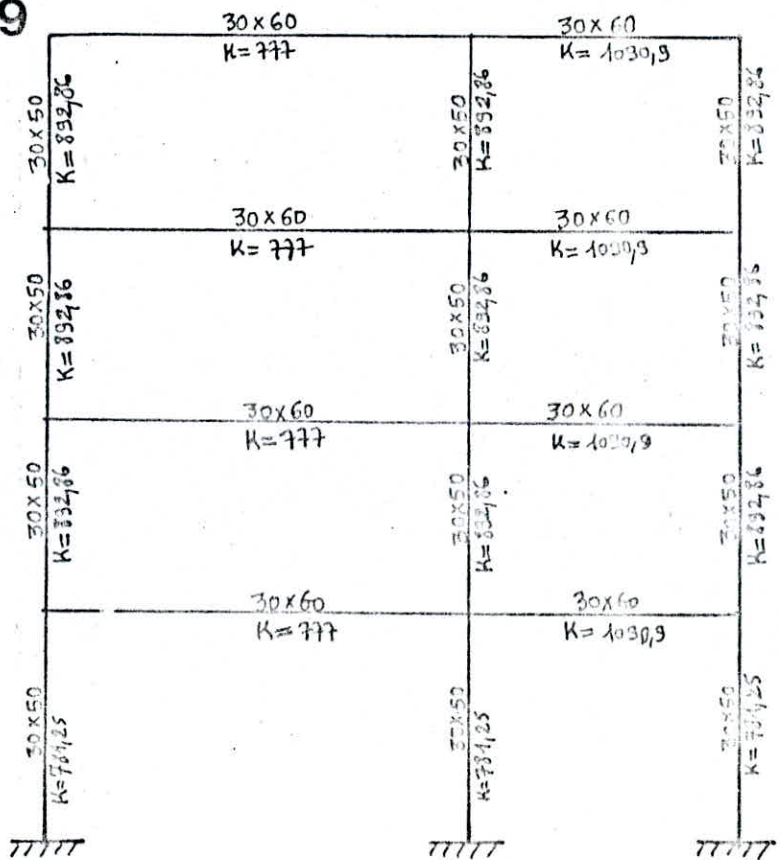


portique longitudinal

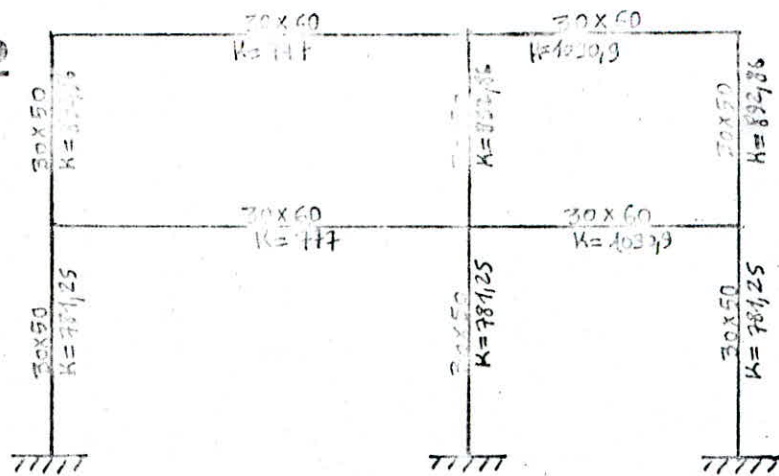
T1



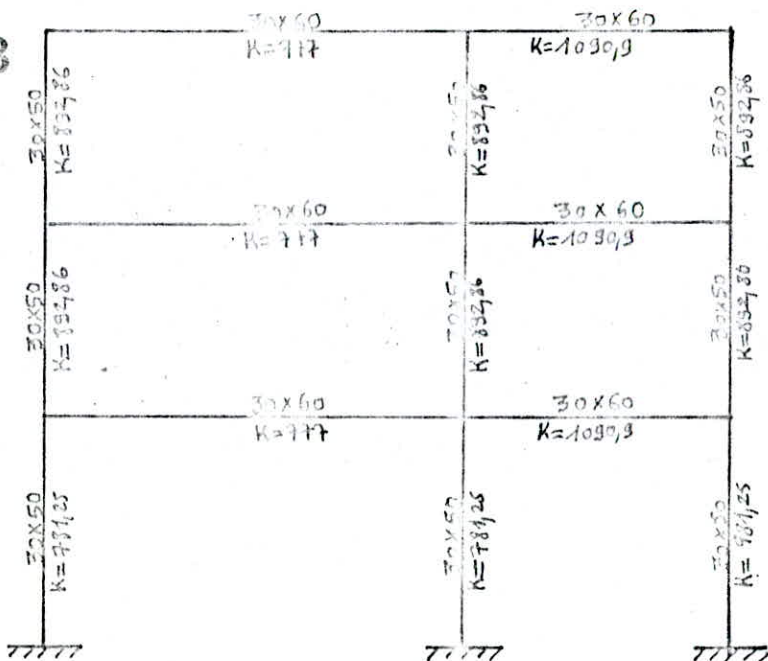
T4/9



T2



T3



les différents portiques transversaux

Détermination des masses de niveaux W_j :

D'après l'article 3.3.15 du "R.P.A 81/83", la masse de niveau est définie comme suit :

$W_j = G + 0,25P$: plancher logement
 $W_j = G + 0,50P$: pour salles et magasins accessibles au public.

où G : totalité des charges permanentes.
 P : Surcharges d'exploitation.

Dans notre cas, on prendra 50% P du fait qu'on a un bâtiment accessible au public et possède des salles de conférence.

N_i	$G(t)$	$0,50P(t)$	$W_i(t)$
4	257.6383	25,00	282.88
3	269.04	39.69	308.73
2	305.07	44.36	349.43
1	352.12	34.14	386.26

CALCUL des CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

1. Centre de Masse : C_G $X_G = \frac{\sum X_i \cdot W_i}{\sum W_i}$; $Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot W_i}{\sum W_i}$

Niveau	4	3	2	1
$X_G (m)$	7.69	10.57	12.4	13.05
$Y_G (m)$	6.57	6.46	6.10	6.24

2. Centre de Torsion : C_C $X_C = \frac{\sum X_k \cdot R_k}{\sum R_k}$; $Y_C = \frac{\sum Y_k \cdot R_k}{\sum R_k}$

où X_k, Y_k sont les coordonnées du portique k par rapport aux axes principaux.

Niveau	4	3	2	1
$X_C (m)$	6.23	6.23	6.23	6.23
$Y_C (m)$	6.23	6.23	6.23	6.23

3. Excentricités :

D'après le R.P.A(81/83) Article 3.3.5

$$\left\{ \begin{aligned} e_x &= \max(|X_G - X_C| ; 5\% \cdot L) \\ e_y &= \max(|Y_G - Y_C| ; 5\% \cdot L) \end{aligned} \right.$$

où L est la plus grande dimension au niveau considéré.

Niveau	4	3	2	1
$ X_G - X_C $	0.31	0.87	1.20	0.25
5%L	0.82	0.98	1.14	1.30
$e_x (m)$	0.82	0.98	1.20	1.30

Niveau	4	3	2	1
$ Y_G - Y_C $	0.09	0.42	0.43	0.04
5%L	0.82	0.98	1.14	1.30
$e_y (m)$	0.82	0.98	1.14	1.30

SENS	Niveau	Paléau	K	aj	Kp	aj·Kp	Dj	Rj	Rj (Pg/cm)
PORT. TRANS. (15-15)	4	L1	0.870	0.503	892.86	270.66	1065.76	39463.57	221739.33
		L2	2.092	0.511	892.86	456.47			
		L3	1.222	0.379	892.86	338.63			
	3	L1	0.870	0.303	892.86	270.66	1065.76	39463.57	261202.90
		L2	2.092	0.511	892.86	456.47			
		L3	1.222	0.379	892.86	338.63			
	2	L1	0.870	0.303	892.86	270.66	1065.76	39463.57	300666.47
		L2	2.092	0.511	892.86	456.47			
		L3	1.222	0.379	892.86	338.63			
	1	L1	0.335	0.499	781.25	383.35	1340.6	38006.01	326524.45
		L2	2.391	0.658	781.25	514.37			
		L3	1.337	0.558	781.25	436.28			

PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE (L1&L3) ET INTERMED. (L2)								
4	T1	/	/	/	/	1096.67	40608.12	121824.36
	T2	/	/	/	/			
	T3	/	/	/	/			
	T4	2.34	0.539	321.43	173.3			
	T5	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T6	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T7	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T8	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T9	1.56	0.437	321.43	140.85			
3	T1	/	/	/	/	1290.30	47852.02	143556.06
	T2	/	/	/	/			
	T3	2.34	0.539	321.43	173.3			
	T4	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T5	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T6	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T7	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T8	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T9	1.56	0.437	321.43	140.85			
2	T1	/	/	/	/	1427.30	55093.93	165287.79
	T2	/	/	/	/			
	T3	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T4	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T5	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T6	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T7	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T8	3.11	0.609	321.43	195.63			
	T9	1.56	0.437	321.43	140.85			
1	T1	1.78	0.471	281.25	132.44	1701.56	48239.23	144717.69
	T2	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T3	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T4	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T5	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T6	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T7	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T8	3.55	0.730	281.25	205.24			
	T9	1.78	0.471	281.25	132.44			

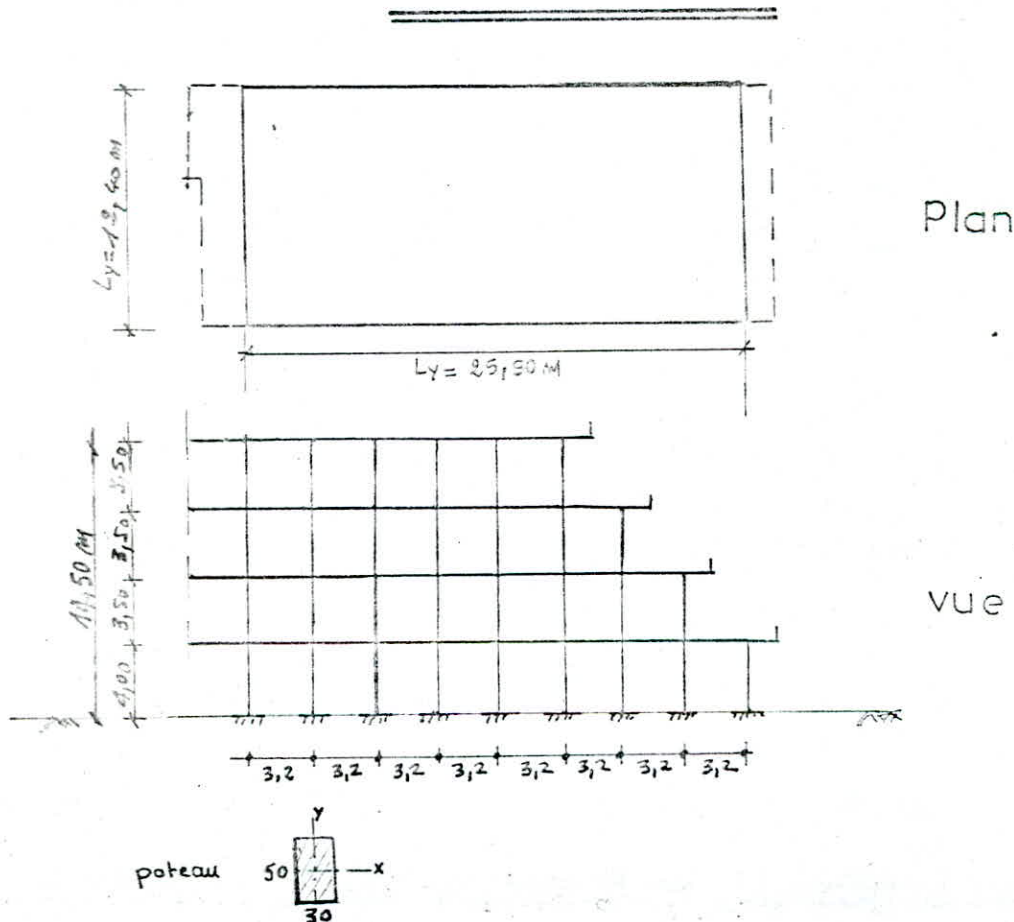
4. Calcul des Moments d'inertie Polaire: I_p
 (Rigidité à la torsion à l'étage j : $R_{j\theta}$)

$$I_p = \sum_{j,k} [R_{jkx} \cdot d_{jkx}^2 + R_{jky} \cdot d_{jky}^2] \quad \text{où } d_{jkx} = (X_c - X_k)$$

$$d_{jky} = (Y_c - Y_k)$$

avec $C_c(X_c; Y_c)$ et $C_k(X_k; Y_k)$
 respectivement Coordonnées du centre de torsion et du portique K.

SENS		NIV. PART.	1	2	3	4
LONG.	L 1		6,28	6,28	6,28	6,28
	L 2		-0,67	-0,67	-0,67	-0,67
	L 3		-5,62	-5,62	-5,62	-5,62
TRANSVERSAL	T 1		-12,80			
	T 2		-9,60	-11,20		
	T 3		-6,40	-8,00	-9,60	
	T 4		-3,20	-4,80	-6,40	-8,00
	T 5		-0,00	-1,60	-3,20	-4,80
	T 6		3,20	1,60	0,00	-1,60
	T 7		6,40	8,00	9,60	1,60
	T 8		9,60	8,00	6,40	4,80
	T 9		12,80	11,20	9,60	8,00
I_p (k.m)			2675563,23	2051023,4	1473306	957420,31



ETUDE STATIQUE * Article 3.2-1.1 R.P.A (81/83)

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions ci-après :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, a une hauteur au plus égale à 45 m en zones I et II et 30 m en zone III ;

Dans notre cas on est en zone II et la hauteur totale du bâtiment est : 14,50 m

• condition vérifiée !

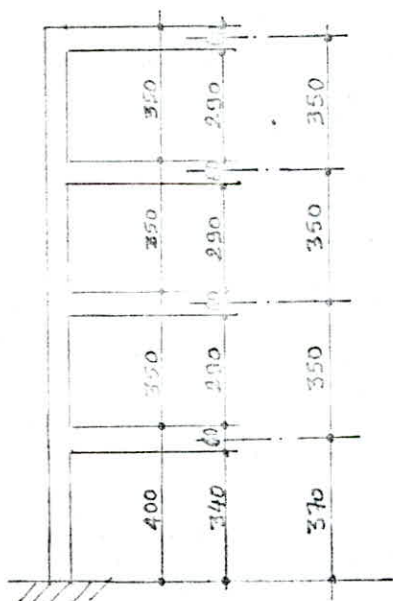
- b) La forme en plan du bâtiment ou bloc étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions globales conformément à l'article 2.3.11;

Niv. j	1	2	3	4	Niv. j	1	2	3	4
L_x	23,90	22,70	19,50	16,30	L_y	12,40	12,40	12,40	12,40
$\Delta x_j \%$		12,36	14,10	16,41	$\Delta y_j \%$		0	0	0

$$\text{Avec } -\Delta_{(j;j+1)}\% = \frac{L_j - L_{(j+1)}}{L_j} \times 100$$

$$\Delta_{adm} = 25\% \quad \bullet \text{ Condition Vérifiée!}$$

- c) Dans le cas de décroissements en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.



Niveau j	1	2	3	4
Nombre de portiques	9	8	7	6
Hauteur de niveau entre autres (m)	3,70	3,50	3,50	3,50
$\Delta_{(j;j+1)}\%$		5,01	12,50	14,29

$$\text{avec } \Delta_{(1;2)} = \frac{\frac{8}{(3,50)^3} - \frac{9}{(3,70)^3}}{\frac{9}{(3,70)^3}} \times 100 = 5,01\%$$

$$\Delta_{(2;3)} = \frac{\frac{7}{(3,50)^3} - \frac{8}{(3,50)^3}}{\frac{8}{(3,50)^3}} \times 100 = \frac{7-8}{8} \times 100 = -12,5\%$$

$$\Delta_{(3;4)} = \frac{\frac{6}{(3,50)^3} - \frac{7}{(3,50)^3}}{\frac{7}{(3,50)^3}} \times 100 = \frac{6-7}{7} \times 100 = -14,29\%$$

$$\Delta_{adm} = 25\%$$

• Condition Vérifiée !

d) La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique. Condition Vérifiée!

Niveau i	1	2	3	4
$ X_G - X_{C_i} $	0.25	1.30	0.97	0.31
L_{ix} (m)	25.50	22.70	19.50	16.30
Δ_{j_x} %	0.97	5.29	4.97	1.90

Niveau j	1	2	3	4
$ Y_G - Y_{C_j} $	0.04	0.18	0.12	0.09
L_{jy} (m)	12.40	12.40	12.40	12.40
Δ_{j_y} %	0.32	1.45	0.97	0.73

avec $\Delta_j \% = \frac{|X_G - X_{C_j}|}{L_j} \times 100$ et $\Delta_j \text{ adm.} = 20\%$

• Condition Vérifiée!

e) Le rapport masse par rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Niveau	1	2	3	4
W_j (t)	386,25	349,43	308,73	282,88
R_{j_x} (t/m)	1147,169	1652,873	11355,606	12182,436
$\frac{W_j}{R_{j_x}}$ (m)	0,00337	0,00211	0,00215	0,00232
Δ_{j_x} %	/	0,56	0,04	0,17

Niveau j	1	2	3	4
W_j (t)	386,25	349,43	308,73	282,88
R_{j_y} (t/m)	32652,445	30066,647	26120,29	22173,933
$\frac{W_j}{R_{j_y}}$ (m)	0,0118	0,0116	0,0118	0,0127
Δ_{j_y} %	/	0,02	0,02	0,09

Avec $\Delta_{(j,j+1)} \% = \left(\frac{W_{j+1}}{R_{j+1}} - \frac{W_j}{R_j} \right) \times 100$ et $\Delta_{(j,j+1)} \text{ adm.} = 25\%$

• Condition Vérifiée!

f) Le bâtiment ou bloc étudié présente un degré d'avertissement voisin à tous les niveaux. En particulier, dans le cas des ossatures autoportantes avec remplissage en béton, les remplissages insérés entre les poteaux d'ossature ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre. • Condition Vérifiée!

g) La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées. • Condition Vérifiée!

h) La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Niveau i	1	2	3	4
R_{i_x} (t/m)	1147,169	1652,873	11355,606	12182,436
Δ_{i_x} %	/	14,21	12,45	15,14

Niveau j	1	2	3	4
R_{j_y} (t/m)	32652,445	30066,647	26120,29	22173,933
Δ_{j_y} %	/	7,92	13,12	15,11

avec $\Delta_{(j,i+1)} \% = \frac{R_i - R_{i+1}}{R_i} \times 100$ et $\Delta_{(j,i+1)} \% \text{ adm.} = 25\%$ • Condition Vérifiée!

conclusion:

Toutes les conditions de l'article 3.2-1.1 du R.P.A (81/83) sont réunies. On peut alors utiliser la méthode statique équivalente pour la détermination des forces de niveau.

ACTIONS SISMIQUES

Article 3-3 R.P.A (81/83).

3.3.1 Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

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

3.3.1.1 A: coefficient d'accélération des zones.

dépend du groupe d'usage de la structure défini en annexe n° 1 et de la zone sismique.

groupe d'usage: 2
zone: II $\rightarrow A = 0.15$

3.3.1.2 D: facteur d'amplification dynamique moyen.

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

sol meuble $\rightarrow D = 2 \cdot \sqrt{0.5/T}$

3.3.1.3 B: facteur de comportement de la structure.

dépend du type de la structure et de la nature de ses liaisons.

Portique autostable en béton armé $\rightarrow B = 0.25$

3.3.1.4 Q: facteur de qualité.

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance des systèmes, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

Sa valeur est donnée par la formule:

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

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation du critère de qualité q. Si le critère est observé alors $P_q = 0$

Si le critère est non observé alors $P_q = 0.1$

Dans notre cas:

	P_q
1. Conditions minimales des fûts porteurs	0.1
2. Surabondance en plan	0.1
3. Symétrie en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.1
6. Contrôle de la qualité de la construction	0.1
	<u>0.4</u>

d'où $Q = 1.4$

3.3.1.5 W: Poids de la structure. $W = \sum W_j = 1327.30 \text{ t}$

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE :

Introduction:

Lorsque une structure se trouve soumise à une excitation variable dans le temps elle présente une réponse correspondant aux modes de vibration de celle-ci.

Pour pouvoir faire une approche plus réaliste de la réponse de la structure, on a fait une analyse détaillée du calcul de la période en utilisant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques de déformation participant à la substance.

analyse modale: étude du mode fondamental.

Méthode de calcul de la période:

On utilise la méthode énergétique "RAYLEIGH".
Celle méthode approchée ramène l'étude de la structure réelle à une structure ne possédant qu'un seul degré de liberté, elle est généralement utilisée pour trouver la première pulsation propre.

La méthode de RAYLEIGH repose sur le principe de conservation de l'énergie; l'énergie totale d'un système non amorti et libre de se mouvoir est constante:

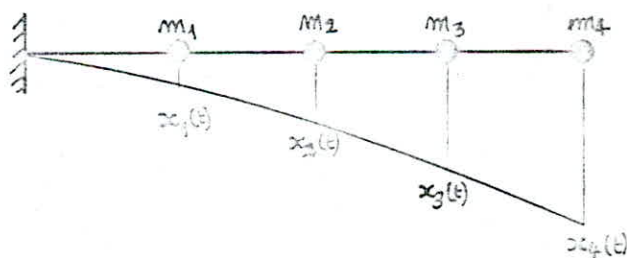
$$E_{\text{totale}} = E_C(t) + E_p(t) = C^{\text{te}} \quad (1)$$

$E_C(t)$: énergie cinétique fonction du temps.

$E_p(t)$: énergie potentielle fonction du temps.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté.

Les masses $m_1; m_2; m_3; \dots; m_n$; auront les elongations $x_1(t); x_2(t) \dots$ mesurées à partir des directions des degrés de liberté et de la position de l'équilibre statique.



Les deux énergies pourront être exprimées sous la forme:

$$E_C(t) = \frac{1}{2} \sum_j W_j \cdot \dot{x}_j^2(t) \quad (2) \quad : W_j : \text{Masse du niveau } j.$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_j G_j \cdot x_j^2(t) \quad (3) \quad : G_j = W_j \cdot g, \text{ Charge gravitationnelle correspondant à la masse du niveau } j.$$

Dans le cas du mode fondamental les solutions sont des harmoniques simples:

$$x_j(t) = x_j \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (4) \quad j = 1, 2, 3, \dots, n$$

où x_j représente l'amplitude maximale, ω_1 la pulsation fondamentale et φ_1 le déphasage du mode fondamental.

En substituant (4) dans les expressions des énergies (2) et (3) on aboutit à :

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \cdot \omega_1^2 \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \cdot \sum_{j=1}^n W_j \cdot x_j^2 = E_{c, \max} \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (5)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \cdot \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \cdot \sum_{j=1}^n G_j \cdot x_j = E_{p, \max} \cdot \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (6)$$

On constate que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant $E_c = 0$ car $\dot{x}(t) = 0$ et E_p est maximum ($x(t) = x$: élongation maximale du mouvement) ;

de même le système passe par la position d'équilibre statique, à cet instant E_c est maximum ($\dot{x}(t) = \dot{x}$: vitesse max.) tandis que l'énergie potentielle à ce moment est nulle $E_p = 0$ ($x(t) = 0$).

Enfin, on aura :

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0 = \text{conste} ; \text{ d'où } E_c^{\max} = E_p^{\max} \quad (7)$$

En remplaçant les valeurs maximales des énergies dans l'expression (7)

on obtient :

$$\frac{1}{2} \cdot \omega_1^2 \cdot \sum_{j=1}^n W_j \cdot x_j^2 = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^n G_j \cdot x_j$$

De là RAYLEIGH a pu tirer l'expression de la pulsation fondamentale.

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^n G_j \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot x_j^2} \quad \text{d'où la période fondamentale: } T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n W_j \cdot x_j^2}{\sum_{j=1}^n G_j \cdot x_j}}$$

étapes de calcul :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_j^2}{g \cdot \sum W_j \cdot \Delta_j}}$$

En première itération on prendra les poids de niveau comme distributions de forces latérales (en conformité avec l'hypothèse émise par RAYLEIGH).

détermination des déplacements absolues de niveau : Δ

Les déplacements sont calculés à partir des rigidités relatives d'étages (R_i).
Pour déterminer ces rigidités relatives d'étage nous devons d'abord calculer les rigidités relatives de niveau de chaque portique (R_j).

a) rigidité relative de niveau d'un portique : R_j

La rigidité relative de niveau d'un portique (R_j) représente l'effort tranchant de niveau qui produit un déplacement relatif du niveau égal à l'unité.

$$R_j = \frac{T_j^v}{\delta_j}$$

b) rigidité relative d'étage : R

$$R = \sum_{m=1}^m R_{jm} \quad m: \text{ nombre de portique dans une direction.}$$

c) déplacements absolues de niveau :

$$\delta_j = \frac{T_{jw}}{R} \rightarrow \begin{cases} \Delta_1 = \delta_1 \\ \Delta_j = \delta_j + \Delta_{j-1} \end{cases} \quad \text{avec } T_{jw}: \text{ effort tranchant relatif aux masses de niveau.}$$

On calcule la période T
 La précision des résultats obtenus dépend du choix des forces latérales, cette précision peut-être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction des déplacements.

Procédé itératif :

- Après avoir déterminé la période T on tire le coefficient D correspondant.
- On adopte une autre distribution des forces latérales telle que

$$F_j = \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \cdot (V - F_j) \quad \text{Article 3.3.3 R.P.A(81/83).}$$

où F_j : étant l'effort horizontal au niveau j .

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W = F_f + \sum_{j=1}^n F_j \quad ; \text{ étant la force latérale totale.}$$

$$\left. \begin{array}{l} F_f = 0,07 \cdot T \cdot V \\ F_f \max = 0,25 \cdot V \\ F_f = 0 \text{ si } T \leq 0,7 \text{ secondes} \end{array} \right\} F_f : \text{ étant la force concentrée au sommet de la structure.}$$

h_j : hauteur du niveau j .

- On tire les effets tranchants correspondant à ces forces latérales.
- On calcule les nouveaux déplacements (Δ_{j1}) qui on compare aux déplacements (Δ_j)
- Si chaque Δ_j est telle que : $\Delta_{j1} = \Delta_j$

alors la convergence est atteinte et la période est égal à : $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_j \cdot \Delta_j^2}{g \cdot \sum F_j \cdot \Delta_j}}$

- Sinon on pose $\Delta_j = \Delta_{j1}$ et on reitère.

détermination des déplacements absolus de niveau :

Niveau	$R_x = \sum R_{jx}$	$R_y = \sum R_{jy}$	$T_{jw}^{(0)}$	$S_j^x (m)$	$\Delta_{jx}^{(0)}$	$S_j^y (m)$	$\Delta_{jy}^{(0)}$
1	14471,769	32352,445	1327,30	0,0917	0,0917	0,0407	0,0407
2	13528,779	30066,647	941,04	0,0569	0,1486	0,0313	0,0720
3	14355,606	26120,290	591,61	0,0412	0,1838	0,0227	0,0947
4	12182,436	22173,933	282,88	0,0332	0,2130	0,0183	0,1075

Rappel : $S_j^x = \frac{T_j}{R_x}$ et $\Delta_{jx} = S_j^x + \Delta_{(j-1)x}$

$S_j^y = \frac{T_j}{R_y}$ et $\Delta_{jy} = S_j^y + \Delta_{(j-1)y}$

* 1^{er} itération:

NIVEAU	Δ_{jx} (m)	Δ_{jy} (m)	W_j (t)	$W_j \cdot \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jx}^2$ (t.m ²)	$W_j \cdot \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jy}^2$ (t.m ²)
1	0,0947	0,0407	386,26	35,4200	3,2480	15,7208	0,6398
2	0,1486	0,0720	349,43	51,9253	7,7161	25,1590	1,8114
3	0,1898	0,0947	308,73	58,5970	11,1217	29,2367	2,7687
4	0,2430	0,1075	282,88	60,2534	12,8340	30,4096	3,2690
			Σ	206,1957	34,9198	100,5261	8,4879

$$D'où : T_x = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jx}^2}{g \cdot \sum W_j \cdot \Delta_{jx}}} \longrightarrow T_x = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{34,9198}{9,81 \cdot 206,1957}} = 0,826s$$

$$et : T_y = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jy}^2}{g \cdot \sum W_j \cdot \Delta_{jy}}} \longrightarrow T_y = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{8,4879}{9,81 \cdot 100,5261}} = 0,583s$$

sens longitudinal:* 2^e itération:

$$T_x = 0,826s \longrightarrow D_x = 1,556 \longrightarrow V_x = 108,43t$$

$$T_x > 0,7s \longrightarrow F_e \neq 0 \quad F_e = 0,07 \cdot T \cdot V = 0,07 \cdot 0,826 \cdot 108,43 = 6,27t. < 0,25V$$

$$V - F_e = 102,16t.$$

$$au niveau j : F_{jx} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V - F_e)$$

Niveau	W_j (t)	h_j (m)	$W_j \cdot h_j$ (t.m)	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	$= \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V - F_e)$ en tonne
4	282,88	1,5	424,32	0,3517	35,93
3	308,73	1,5	463,10	0,3822	39,75
2	349,43	7,5	2620,73	0,2247	22,95
1	386,26	4,0	1545,04	0,1253	13,53
	Σ		11663,56		

Niveau	F_{jx} (t)	T_{jx} (s)	S_x (m)	Δ_{jx} (m)	W_j (t)	$F_{jx} \cdot \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jx}^2$ (t.m ²)
1	13,53	103,46	0,0071	0,0071	386,26	0,0961	2,7424	0,0495
2	22,95	88,63	0,0054	0,0125	349,43	0,2869	4,3679	0,0576
3	39,75	65,68	0,0046	0,0171	308,73	0,5087	5,2793	0,0503
4	35,93	35,93	0,0029	0,0200	282,88	0,7186	5,6576	0,1132
	Σ					1,6103	18,0472	0,2776

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jx}^2}{g \cdot \sum F_{jx} \cdot \Delta_{jx}}} = 0,833s$$

* 3^e itération :

$$T_x = 0,833 \text{ s} \longrightarrow D_x = 1,550 \longrightarrow V_x = 108,009 \text{ t}$$

$$T_x > 0,7 \text{ s} \longrightarrow F_t \neq 0 \quad F_t = 0,07 \cdot T \cdot V = 0,07 \times 0,833 \times 108,009 = 6,298 \text{ t} < 0,25 \cdot V = 27 \text{ t}.$$

$$V - F_t = 108,009 - 6,298 = 101,711 \text{ t}.$$

au niveau j : $F_{jx} = \frac{W_j \cdot P_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot P_i} \cdot (V - F_t)_x$; $\frac{W_j \cdot P_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot P_i}$ calculés précédemment.

Niveau j	$\frac{W_j \cdot P_j}{\sum W_i \cdot P_i}$	$F_j = \frac{W_j \cdot P_j}{\sum W_i \cdot P_i} (V - F_t)$
1	0,1325	13,47
2	0,2247	22,84
3	0,2942	29,62
4	0,3547	35,77

Niveau j	F_{jx} (t)	T_{jx} (t)	δ_{jx} (m)	Δ_{jx} (m)	W_j (t)	$F_j \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \Delta_{jx}^2$ (t.m ²)
1	13,47	101,7	0,0070	0,0070	386,26	0,0943	2,7038	0,0473
2	22,84	88,23	0,0053	0,0123	349,43	0,2809	4,2950	0,0529
3	29,62	65,39	0,0046	0,0169	308,73	0,5006	5,2175	0,0882
4	35,77	35,77	0,0029	0,0198	282,88	0,7095	5,6010	0,1109
					Σ	1,5840	17,8003	0,2709

$$T_x = 2 \sqrt{\frac{0,2709}{9,81 \cdot 1,5840}} = 0,8330 \text{ s}$$

* 4^e itération :

$$T_x = 0,8330 \text{ s} \longrightarrow D_x = 1,553 \longrightarrow V_x = 108,22 \text{ t}$$

$$T_x > 0,7 \text{ s} \longrightarrow F_t \neq 0 \quad F_t = 0,07 \cdot T \cdot V = 0,07 \cdot 0,8330 \cdot 108,22 = 6,288 \text{ t} < 0,25 \cdot V = 27,055 \text{ t}.$$

$$V - F_t = 108,22 - 6,288 = 101,93 \text{ t}.$$

au niveau j : $F_{jx} = \frac{W_j \cdot P_j}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot P_i} (V - F_t)_x$

Niveau j	$\frac{W_j \cdot P_j}{\sum W_i \cdot P_i}$	$F_j = \frac{W_j \cdot P_j}{\sum W_i \cdot P_i} (V - F_t)$ (t)
1	0,1325	13,50
2	0,2247	22,85
3	0,2942	29,63
4	0,3547	35,85

Niveau j	F_{jx} (t)	T_{jx} (t)	δ_{jx} (m)	Δ_{jx} (m)	W_j (t)	$F_{jx} \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \Delta_{jx}$ (t.m)	$W_j \Delta_{jx}^2$ (t.m ²)
1	13,50	101,91	0,0070	0,0070	386,26	0,0945	2,7038	0,0473
2	22,85	88,41	0,0053	0,0123	349,43	0,2817	4,2950	0,0529
3	29,63	65,53	0,0046	0,0169	308,73	0,5016	5,2175	0,0882
4	35,85	35,85	0,0029	0,0198	282,88	0,7095	5,6010	0,1109
					Σ	1,5873	17,8203	0,2709

finalment, la période dans le sens longitudinal est : $T_x = 0,829 \text{ s}$

sens transversal :

* 2° itération: $T_y = 0,583s \longrightarrow D_y = 1,852 \longrightarrow V_y = 129,05 \text{ t}$

$T_y < 0,7s$, on peut prendre $F_t = 0$, au niveau j : $F_{jy} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V_y - 0)$.

Avec $\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$ déjà calculés pour chaque niveau.

Niveau j	W_j (t)	h_j (m)	$W_j \cdot h_j$ (t.m)	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	$F_{jy} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} (V_y - 0)$	$F_{t=0}$ (t)
4	282,88	14,5	4101,76	0,3517	45,38	
3	308,73	11,0	3396,03	0,2918	37,57	
2	349,43	7,5	2620,73	0,2247	29,00	
1	386,26	4,0	1545,04	0,1325	17,09	
	Σ		11663,56			

Niveau j	F_{jx} (t)	T_{jx} (t)	Δ_{jy} (m)	Δ_{jy} (m)	W_j (t)	$F_{jy} \cdot \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jy}^2$ (t.m ²)
1	17,09	139,04	0,0020	0,0040	386,26	0,0684	1,5450	0,0062
2	29,00	111,95	0,0037	0,0077	349,43	0,2233	2,6906	0,0207
3	37,57	82,95	0,0032	0,0103	308,73	0,4095	3,3653	0,0367
4	45,38	45,38	0,0020	0,0123	282,88	0,5754	3,4923	0,0471
	Σ					1,2866	11,2500	0,1107

$$T_y = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{\sum W_j \cdot \Delta_{jy}^2}{9 \sum F_{jy} \cdot \Delta_{jy}}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{0,1107}{9,81 \times 1,2866}} = 0,583s$$

* 3° itération:

$T_y = 0,583s \longrightarrow D_y = 1,844 \longrightarrow V_y = 128,5 \text{ t}$

$T_y < 0,7s$ on peut prendre $F_t = 0$, au niveau j : $F_{jy} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot (V_y - 0)$

$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$ déjà calculés.

Niveau j	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	$F_j = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} (V - 0)$
1	0,1325	17,09
2	0,2247	29,00
3	0,2918	37,57
4	0,3517	45,38

	F_{jy} (t)	T_{jy} (t)	Δ_{jy} (m)	Δ_{jy} (m)	W_j (t)	$F_{jy} \cdot \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \cdot \Delta_{jy}^2$ (t.m ²)
1	17,09	128,49	0,0039	0,0039	386,26	0,0664	1,5064	0,0059
2	29,00	111,47	0,0037	0,0076	349,43	0,2194	2,6557	0,0208
3	37,57	82,60	0,0032	0,0108	308,73	0,4040	3,3343	0,0360
4	45,38	45,38	0,0020	0,0128	282,88	0,5784	3,6209	0,0463
	Σ					1,2682	11,1173	0,1084

$$T_y = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{0,1084}{9,81 \times 1,2682}} = 0,5836s$$

4^e itération:

$$T_y = 0,586 \text{ s} \longrightarrow D_y = 1,847 \longrightarrow V_y = 1283,7 \text{ t}$$

$T_y < 0,7 \text{ s}$, on peut prendre $F_t = 0$; Au niveau j : $F_{jy} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot h_i} \cdot (V_y - 0)$.
avec $\frac{W_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot h_i}$ déjà calculés.

Niveau j	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	$F_{jy} = \frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i} (V_y - 0)$ (t)
1	0,1325	17,05
2	0,2247	28,98
3	0,2912	37,47
4	0,3517	45,26

Niveau j	F_{jy} (t)	T_{jy} (t)	δ_{jy} (m)	Δ_{jy} (m)	W_j (t)	$F_{jy} \Delta_{jy}$ (t.m)	$W_j \Delta_{jy}^2$ (t.m)	$W_j \Delta_{jy}^2$ (t.m ²)
1	17,05	131,70	0,0033	0,0033	376,26	0,0665	1,5064	0,0053
2	28,98	111,65	0,0037	0,0076	349,43	0,2198	2,6557	0,0209
3	37,47	82,73	0,0032	0,0108	308,73	0,4047	3,3343	0,0360
4	45,26	45,26	0,0020	0,0108	283,88	0,5793	3,6253	0,0463
					$\sum_{i=1}^4$	1,2703	11,1173	0,1084

finalment, la période dans le sens transversal est : $T_y = 0,586 \text{ s}$

conclusion:

après plusieurs itérations, on a obtenu les résultats suivants pour le mode fondamental:

≈ dans le sens longitudinal: $T_x = 0,829 \text{ s}$

avec une participation de : $\varepsilon_x = \frac{(\sum W_j \cdot \Delta_{jx})^2}{(\sum W_j) \cdot (\sum W_j \cdot \Delta_{jx}^2)} = 88\%$

≈ dans le sens transversal: $T_y = 0,586 \text{ s}$

avec une participation de : $\varepsilon_y = \frac{(\sum W_j \cdot \Delta_{jy})^2}{(\sum W_j) \cdot (\sum W_j \cdot \Delta_{jy}^2)} = 86\%$

Le premier mode participe donc pour 88% de l'ensemble des modes. C'est une participation très importante, par conséquent suffisante pour le calcul des efforts.

DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE:

La force sismique qui agit au niveau du centre de masse d'un niveau quelconque en considérant l'effet de translation engendre un effet de torsion, crée par le moment de torsion dû à l'excentricité entre le centre de masse (C_G) et le centre de torsion (C_C). Pour cela la force sismique totale est donnée par la somme des forces due aux deux effets.

$$\bar{F}_{kj} = \bar{F}_{kj}^{tr.} + \bar{F}_{kj}^{tor.} \quad \text{où } F_{kj} \text{ est la force sismique qui agit sur le portique } k \text{ au niveau } j.$$

A: effet de translation:

L'effort au niveau j :
$$F_j = \frac{\sum w_i h_j}{\sum w_i h_i} (V - F_1)$$

Avec $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$ et $W = \sum_{i=1}^4 w_i$

$$F_1 = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,25 V \quad F_1 = 0 \text{ si } T \leq 0,7 \text{ s}$$

a) distribution de la force sismique sur niveau:

SENS \ NIVEAU j	1	2	3	4
LONGITUDIN- F_x (t)	13,50	23,88	29,68	35,85
TRANSVERS- F_y (t)	17,05	28,93	37,47	45,96

b) distribution de la force sismique sur les portiques:

Sous l'action de la force F_j , on a sur le portique k un effet de niveau j qui sera:

$$F_{kj} = F_j \cdot \frac{R_{ik}}{\sum_k R_{jk}}$$

	L1	L2	L3
1	4,5	4,5	4,5
2	7,63	7,63	7,63
3	9,95	9,95	9,95
4	11,95	11,95	11,95

$$\leftarrow F_{kj} = \frac{F_x}{3}$$

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
1	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,74	1,98
2		3,79	3,79	3,79	3,79	3,79	3,79	2,35	3,79
3			5,66	5,66	5,66	5,66	5,66	3,50	5,66
4				8,05	8,05	8,05	8,05	4,95	8,05

B. effet de torsion:

a) calcul des moments de torsion :

Le moment de torsion est défini par l'expression : $M_t = F_j \cdot e$ (t.m)
 où F_j : est la force sismique au niveau des étages,
 et e : l'excentricité (du centre de masse par rapport au centre de torsion).

Ces moments de torsion sont équilibrés par les portiques longitudinaux et transversaux caractérisés par l'inertie polaire I_p .

Niveau j	Sens longitudinal (x)		
	F_{jx} (k)	e_x (m)	M_{tx} (t.m)
1	13,50	1,30	17,55
2	22,83	1,20	27,46
3	29,63	0,98	29,09
4	35,85	0,83	29,74

Niveau j	Sens transversal (y)		
	F_{jy} (k)	e_y (m)	M_{ty} (t.m)
1	17,05	1,30	22,165
2	28,93	1,14	32,97
3	37,47	0,98	36,72
4	45,26	0,82	37,11

b) détermination des forces sismiques dues à la torsion:

$$F_{kj}^{tors.} = \frac{R_{kj} \cdot d_{kj} \cdot M_t}{I_p}$$

où les composantes de F_{kj} sont définies précédemment.

Niveau	Sens transversal									
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈	T ₉	T ₁₀
1	0,1402	0,1302	0,051	0,0141	0	0,1001	0,051	0,001	0,1001	0,1001
2		0,139	0,139	0,139	0,0035	0,0035	0,0035	0,139	0,139	0,139
3			0,144	0,139	0,015	0	0,139	0,139	0,144	0,144
4				0,175	0,065	0,035	0,035	0,065	0,175	0,175

Niveau	Sens longitudinal		
	L ₁	L ₂	L ₃
1	0,1001	0,1001	0,1001
2	0,139	0,139	0,139
3	0,139	0,139	0,139
4	0,175	0,175	0,175

c) effet résultant:

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure. (R.P.A 81 Art. 3.3.1).

La force sismique totale, F_{kj}^{tot} , est définie par: $F_{kj}^{tot.} = F_{kj}^{trava.} + F_{kj}^{tors.}$

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion sont négligés (R.P.A Article 3.3.5).

Tableau récapitulatif :

les valeurs sont exprimées en tonnes.

Sens	Pois	Niveau F _{ij}	1	2	3	4
			Longitudinal			
	L ₁	F _{trans.}	4.5	7.63	9.89	11.95
		F _{tors.}	0.20	0.45	0.53	0.75
		F _{tot.}	4.70	8.08	10.48	12.70
	L ₂	F _{trans.}	4.5	7.63	9.89	11.95
		F _{tors.}	-0.021	-0.048	-0.063	-0.080
		F _{tot.}	4.50	7.63	9.89	11.95
	L ₃	F _{trans.}	4.5	7.63	9.89	11.95
		F _{tors.}	-0.178	-0.407	-0.531	-0.673
		F _{tot.}	4.50	7.63	9.89	11.95
Transversal						
T ₁	F _{trans.}	1.98				
	F _{tors.}	-0.402				
	F _{tot.}	1.98				
T ₂	F _{trans.}	1.98	3.73			
	F _{tors.}	-0.302	-0.967			
	F _{tot.}	1.98	3.73			
T ₃	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66		
	F _{tors.}	-0.201	-0.453	-0.944		
	F _{tot.}	1.98	3.73	5.66		
T ₄	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
	F _{tors.}	-0.101	-0.899	-0.623	-1.175	
	F _{tot.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
T ₅	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
	F _{tors.}	0.00	-0.093	-0.345	-0.705	
	F _{tot.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
T ₆	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
	F _{tors.}	0.101	0.093	0.00	-0.235	
	F _{tot.}	2.03	3.83	5.66	8.05	
T ₇	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
	F _{tors.}	0.201	0.299	0.345	0.235	
	F _{tot.}	2.18	3.89	6.01	8.29	
T ₈	F _{trans.}	1.74	2.35	3.50	4.95	
	F _{tors.}	0.303	0.453	0.623	0.705	
	F _{tot.}	2.04	2.85	4.13	5.66	
T ₉	F _{trans.}	1.98	3.73	5.66	8.05	
	F _{tors.}	0.402	0.967	0.944	1.175	
	F _{tot.}	2.38	4.76	6.60	9.23	

Vérification des Déformations Horizontales

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

DEPLACEMENTS RELATIFS D'ÉTAGES:

Le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par $\frac{1}{2B}$ pour obtenir le déplacement relatif (Art. 3.3.7.1 R.P.A.81)

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} \times \frac{1}{2 \cdot B} ; \text{ avec}$$

$$\delta_j : \text{déplacement relatif du niveau } j/j-1$$

$$\frac{1}{2 \cdot B} \geq 1 : \text{ Dans notre cas } \frac{1}{2 \cdot B} = 2$$

B : facteur de comportement de la structure
(rappel $B = \frac{1}{4}$)

T_j : effort tranchant au niveau j

R_j : rigidité du niveau j

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage :

$$(\text{Art. 3.3.7.1 R.P.A. 81/83}) \quad \bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot h_j$$

NIVEAU	Sens longitudinal				Sens transversal			
	T_{jx} (t)	R_{jx} (t/m)	δ_{jx} (cm)	$\bar{\delta}_{jx}$ (cm)	T_{jy} (t)	R_{jy} (t/m)	δ_{jy} (cm)	$\bar{\delta}_{jy}$ (cm)
4	95,75	1217,406	0,78	1,63	15,71	22,123,533	0,71	2,53
3	65,65	47333,606	0,14	2,63	10,75	26120,230	0,41	2,63
2	87,41	16533,779	1,04	2,63	111,65	30066,647	0,37	2,63
1	121,21	1117,1760	1,08	3,40	122,70	30352,475	0,40	3,40
			$\Sigma 3,98$				$\Sigma 2,57$	

conclusion: La rigidité de la structure vis-à-vis des forces sismiques est adéquate. En effet les déplacements horizontaux dus aux forces sismiques vérifient la condition admissible dans les deux sens.

largeur des joints entre blocs:

La largeur des joints ne doit en aucun cas être inférieure à 2 cm.

Elle doit être telle que deux constructions ou deux blocs voisins ne puissent se heurter au cours de leur mouvement.

Le déplacement effectif maximal égale à 3,98 cm par conséquent la largeur du joint sera de: $e = 4,0 \text{ cm}$

CALCUL DES SOLLICITATIONS

EFFORTS INTERNES :

Les calculs consistent à déterminer les efforts internes M , T et N dans les portiques sous l'influence des différentes sollicitations intérieures et extérieures. Les sollicitations intérieures représentent les différents poids propres de tous les éléments du bâtiment et les surcharges d'exploitation.

Par contre les sollicitations extérieures sont liées aux surcharges sismiques.

L'étude ne se fera que pour les portiques jugés les plus défavorables en tenant compte, bien sûr, des deux sens du bâtiment : sens long. et sens transversal.

CHARGES VERTICALES :

On calculera les efforts dans le sens porteur (transversal) et la distribution des charges sur les poutres se fera par demi-plancher, puisque ces derniers sont à corps creux, nous supposons que les chaînages ne reprennent rien.

L'encastrement est supposé au niveau du sol et il ne sera pas tenu compte du plancher R.B.C. puisque le dernier repose sur un terre plein.

SUPERPOSITION des EFFORTS :

1. NOTATIONS : Dans ce qui suit on utilisera les notations suivantes :

- G : sollicitation liée à la charge permanente
- P : sollicitation liée aux surcharges d'exploitation.
- E : sollicitation liée aux surcharges sismiques.

2. SOLLICITATIONS TOTALES PONDEREES :

1^{er} genre : $G + 1,2P$

2^e genre :

POUTRES

- | | | |
|---|---------------------|---|
| { | $0,8 \cdot G \pm E$ | donne le ferrailage inférieur (dans le cas où $M > 0$) au niveau des appuis. |
| | $G + P \pm E$ | donne le ferrailage supérieure au niveau des appuis. |

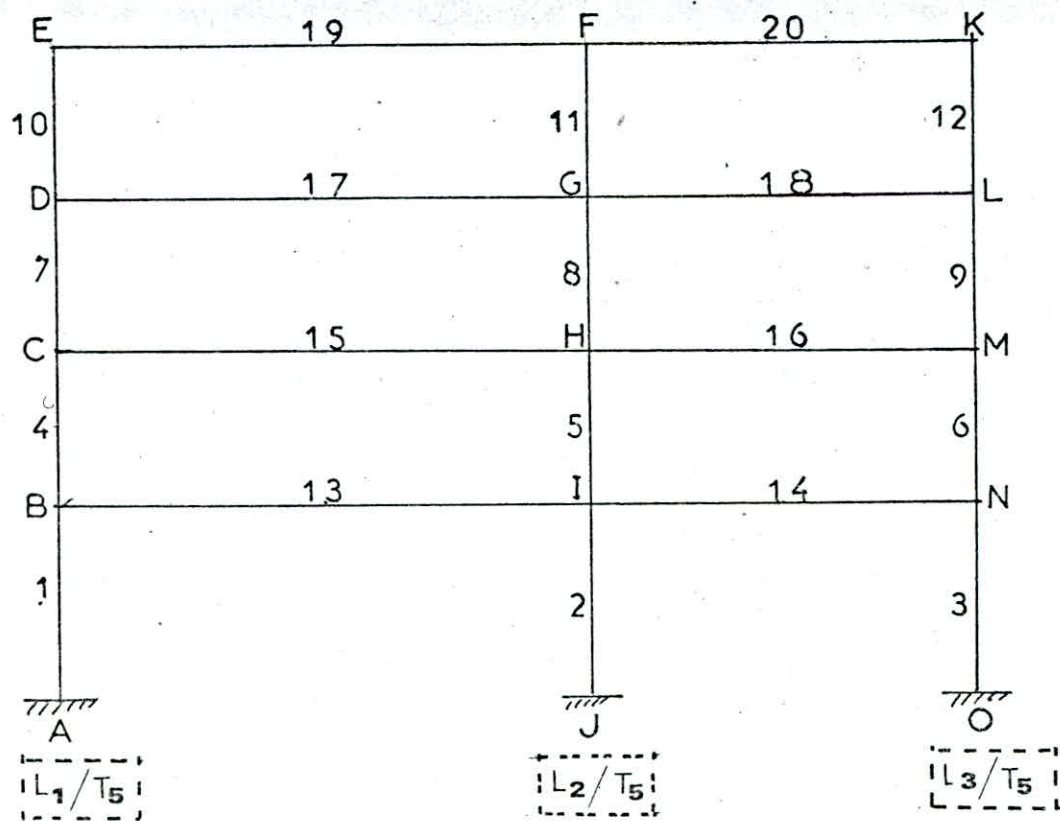
POTEAUX

- | | | |
|---|---------------------|--|
| { | $0,8 \cdot G \pm E$ | donne (N^{\min} , M_{corr}), elle dimensionne les sections d'acier ($\sigma_a \max$) |
| | $G + P \pm 1,2E$ | donne (N^{\max} , M_{corr}) ou (M^{\max} , N_{corr}), elle dimensionne le coffrage des sections de béton |

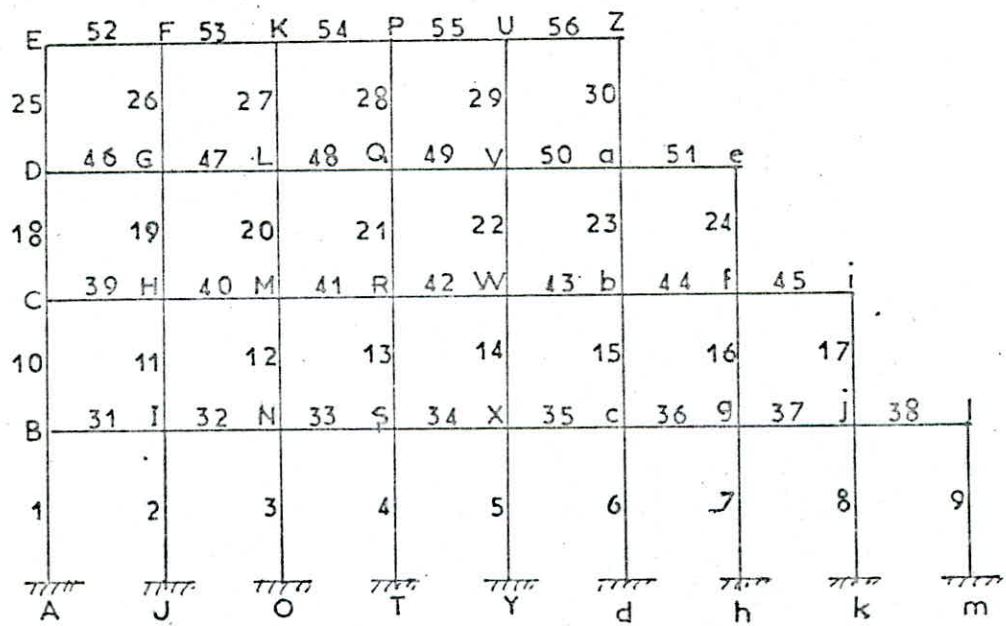
3. EFFORTS TOTALES PONDERES :

Les efforts internes totaux pondérés : M , N , T seront calculés en tenant compte des superpositions indiquées précédemment et ceci dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Dans le calcul du ferrailage des éléments de structure : poutres, poteaux on ne considérera que les superpositions (combinaisons) les plus défavorables des deux genres.



PORTIQUE TRANSVERSAL (T₅)



PORTIQUE LONGITUDINAL (L₁)

PORTIQUE TRANSVERSAL: <T₅>

Sollicitations		M <tm>			T <t>			N <t>		
		G	P	E	G	P	E	G	P	E
AB	1	1.233	0.465	-14.315	-0.953	-0.363	5.676	-29.934	-9.271	11.091
		-2.530	-0.986	8.390						
JI	2	-0.674	-0.265	-16.911	0.463	0.179	7.628	-54.230	-16.635	7.506
		-1.177	0.451	13.600						
ON	3	-0.719	-0.273	-14.964	0.491	0.184	6.176	-20.853	-6.463	-18.597
		1.244	0.461	9.741						
BC	4	4.046	1.515	-6.625	-2.233	-0.829	4.106	-23.004	-6.596	7.145
		-3.770	-1.388	7.745						
IH	5	-1.895	-0.724	-14.432	1.073	0.405	8.281	-41.224	-11.597	4.602
		1.862	0.693	14.553						
NM	6	-2.012	-0.745	-8.549	1.150	0.425	5.113	-16.039	-4.655	-11.747
		2.047	0.741	9.347						
CD	7	3.593	1.386	-5.173	-1.973	-0.807	3.411	-15.840	-3.863	3.677
		-3.343	-1.438	6.766						
HG	8	-1.557	-0.646	-10.476	0.868	0.380	6.270	-28.699	-6.731	2.105
		1.482	0.683	11.470						
ML	9	-1.938	-0.723	-6.340	1.105	0.427	4.029	-11.034	-2.734	-5.782
		1.929	0.765	7.760						
DE	10	4.674	1.324	-2.420	-3.340	-0.700	1.995	-8.542	-1.123	1.187
		-6.911	-1.124	4.233						
GF	11	-2.363	-0.530	-6.040	1.559	0.310	2.850	-16.594	-1.863	0.515
		3.094	0.504	7.466						
LK	12	-2.715	-0.636	-3.000	1.751	0.390	2.205	-5.686	-0.817	-1.702
		3.415	0.669	4.717						

Sollicitations		M <tm>			T <t>			M _t <tm>		
		G	P	E	G	P	E	G	P	E
BI	1	-6.686	-2.501	16.011	6.930	2.674	-2.946	5.106	1.060	1.000
		-7.239	-3.235	-13.200						
IN	12	-5.207	-2.059	15.619	5.542	2.152	-6.850	2.139	0.817	-1.336
		-3.255	-1.606	-13.200						
CH	15	-7.363	-2.774	12.317	7.163	2.733	-3.467	4.971	1.832	0.866
		-7.812	-3.101	-11.187						
HM	16	-4.393	-1.762	13.842	5.231	2.023	-5.265	2.132	0.834	-0.922
		-3.985	-1.470	-15.687						
DG	17	-7.983	-2.762	9.256	7.299	2.741	-2.490	4.816	1.931	0.605
		-7.437	-3.036	-2.046						
GL	18	-3.653	-1.773	3.434	4.943	2.043	-4.050	2.222	0.853	-0.663
		-4.644	-1.461	-12.760						
EF	19	-6.911	-1.124	4.493	8.543	1.123	-1.187	7.134	0.845	0.368
		-10.099	-1.049	-3.757						
FK	20	-7.003	-5.447	3.709	7.135	0.767	-1.702	2.724	0.373	-0.504
		-3.415	-0.669	-4.717						

Nota : N(-) : compression
N(+) : traction

PORTIQUE TRANSVERSAL

M (tm)		moments dans les poteaux					
Goutte	Poteau	E	G+1,2 P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1	BA	-3.764	6.325	-10.454	6.501	-13.624	
2	JI	-0.992	-17.450	16.371	-21.233	13.354	
2	IJ	1.719	14.542	-12.659	17.949	-14.692	
3	ON	-1.047	-15.539	14.389	-18.943	16.265	
3	NO	1.797	10.796	-8.746	13.394	-9.984	
4	BC	5.864	-3.388	9.861	-2.388	13.510	
4	CB	-5.435	4.729	-10.761	4.437	-14.451	
5	IH	-2.764	-15.948	12.916	-13.937	14.699	
5	HI	2.693	16.043	-13.064	20.018	-14.912	
6	NM	-2.906	-10.158	6.940	-13.015	7.502	
6	MN	2.936	10.284	-7.709	14.004	-8.477	
7	CD	5.257	-2.293	8.048	-1.228	11.427	
7	DC	-5.038	4.116	-9.416	3.363	-12.810	
8	HG	-2.333	-11.721	9.230	-14.774	10.207	
8	GH	2.302	12.655	-10.285	15.929	-11.509	
9	ML	-2.813	-7.890	4.790	-10.275	4.941	
9	LM	2.847	9.303	-6.216	12.006	-6.617	
10	DE	6.264	1.250	6.230	3.012	8.997	
10	ED	-8.260	-1.036	-10.021	-2.644	-13.487	
11	GF	-3.058	-7.900	4.120	-10.154	4.270	
11	FG	3.699	9.942	-4.991	12.558	-5.361	
12	LK	-3.519	-5.172	0.828	-7.010	0.190	
12	KL	4.218	7.449	-1.984	9.744	-1.576	

N (t)		efforts normaux dans les poteaux					
Goutte	Poteau	E	G+1,2 P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
1	BA						
2	J.I	-74.452	-35.278	-50.899	-61.858	-73.872	
2	IJ						
3	ON	-28.608	-35.279	+1.945	-49.632	-49.989	
3	NO						
4	BC	-30.919	-11.258	-25.543	-21.026	-38.174	
4	CB						
5	IH	-55.438	-22.315	-37.590	-47.296	-58.341	
5	HI						
6	NM	-21.658	-24.626	-1.132	-34.851	-6.658	
6	MN						
7	CD	-20.476	-8.326	-16.340	-15.232	-24.116	
7	DC						
8	HG	-36.776	-20.824	-25.007	-32.903	-37.956	
8	GH						
9	ML	-14.314	-14.609	-3.045	-20.706	-6.830	
9	LM						
10	DE	-9.889	-5.617	-8.021	-8.240	-11.089	
10	ED						
11	GF	-17.835	-11.760	-13.729	-17.843	-13.080	
11	FG						
12	LK	-6.666	-6.351	-2.846	-8.545	-4.460	
12	KL						

Note : N (-) : Compression
N (+) : Traction

PORTIQUE TRANSVERSAL

M^Q (t.m)		moments aux nœuds des poutres				
Combi.		G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
poutre	N°					
BI	13	-9.638	9.713	-20.315	5.887	-24.141
IB		-12.161	-19.037	5.730	-23.928	0.891
IN	14	-7.678	11.453	-19.784	8.352	-29.885
NI		-4.703	-20.894	15.685	-22.751	13.823
CH	15	-10.692	7.028	-18.803	2.781	-23.095
HC		-11.553	-17.437	4.937	-22.100	0.277
HM	16	-6.508	10.327	-17.357	7.687	-19.997
MH		-5.749	-18.875	12.499	-21.142	10.812
DG	17	-11.302	2.866	-15.646	-1.493	-20.006
GD		-11.141	-14.044	2.048	-18.579	-2.177
GL	18	-5.781	6.512	-12.357	4.008	-14.851
LG		-6.326	-14.474	7.045	-16.864	4.605
EF	19	-8.260	-1.036	-10.021	-3.543	-12.553
FE		-11.355	-11.835	-4.320	-14.903	-7.327
FK	20	-7.656	-1.893	-9.311	-3.838	-11.296
KF		-4.218	-7.449	1.384	-8.801	0.632

M_t (t.m)		moments en travées des poutres				
Combi.		G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
poutre	N°					
BI	13	7.461	5.305	2.785	8.368	5.768
IB						
IN	14	3.130	0.376	3.047	1.621	4.232
NI						
CH	15	7.243	4.843	3.111	7.730	5.938
HC						
HM	16	3.133	0.303	2.660	2.093	3.938
MH						
DG	17	7.134	4.458	3.243	7.353	6.142
GD						
GL	18	3.232	1.115	2.440	2.393	3.718
LG						
EF	19	8.113	6.015	5.340	8.347	7.612
FE						
FK	20	3.172	1.675	2.683	2.593	3.601
KF						

T (t)		efforts tranchants: ~ poteaux ~				
Combi. poteau	n°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
		AB	1	-1,389	4,913	-6,439
BA						
JI	2	0,678	7,998	-7,258	3,795	-8,512
IJ						
ON	3	0,711	6,569	-5,784	8,086	-6,737
NO						
BC	4	-3,228	2,319	-5,892	1,864	-7,989
CB						
IH	5	1,559	9,140	-7,423	11,416	-8,460
HI						
NM	6	1,669	6,041	-4,185	7,720	-4,550
MN						
CD	7	-2,941	1,833	-4,990	1,314	-6,874
DC						
HG	8	1,324	6,965	-5,576	8,772	-6,276
GH						
ML	9	1,617	4,912	-3,145	6,366	-3,302
LM						
DE	10	-4,150	-0,653	-4,643	-1,616	-6,404
ED						
GF	11	1,931	5,098	-2,603	6,489	-2,752
FG						
LK	12	2,213	3,606	-0,804	4,787	-0,504
KL						

T (t)		efforts tranchants: ~ poutres ~				
Combi. poutre	n°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
		BI	13	10,109	1,646	3,529
IB		-10,929	-9,313	-2,026	-14,298	-6,405
IN	14	8,125	-2,416	11,284	0,844	11,545
NI		-6,323	-10,693	3,017	-13,412	0,289
CH	15	10,143	2,262	9,199	6,428	13,365
HC		-10,655	-9,303	-2,366	-13,588	-6,651
HM	16	7,677	-1,781	10,159	1,304	13,235
MH		-7,371	-4,018	1,913	-12,352	-1,021
DG	17	10,587	2,349	8,358	7,550	12,529
GD		-10,541	-8,215	-3,237	-12,466	-7,488
GL	18	7,100	-0,131	8,037	2,912	11,071
LG		-7,678	-8,398	-0,199	-11,344	-3,185
EF	19	9,889	5,647	8,021	8,478	10,852
FE		-10,780	-8,754	-6,380	-11,747	-9,373
FK	20	8,055	4,006	7,410	6,200	9,604
KF		-6,666	-6,251	-2,846	-8,205	-4,801

PORTIQUE LONGITUDINAL

M (t.m)		moments dans les poteaux				
Poteau	Combi. n°	G+1,2 P	0,8 G+E	0,8 G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
		AB	1	-0.643	-8.414	7.681
BA		1.334	6.510	-4.969	8.160	-5.615
JI	2	0.105	-8.974	9.108	-10.748	10.951
IJ		-0.154	7.677	-7.863	9.176	-9.471
ON	3	0.035	-8.856	8.911	-10.625	10.695
NO		-0.008	7.487	-7.510	8.989	-9.007
TS	4	0.045	-8.828	8.893	-10.588	10.676
ST		-0.024	7.477	-7.514	8.971	-9.018
YX	5	0.050	-8.779	8.850	-10.529	10.626
XY		-0.030	7.425	-7.471	8.908	-8.968
dc	6	0.042	-8.744	8.806	-10.489	10.573
cd		-0.013	7.401	-7.426	8.883	-8.910
hg	7	0.077	-8.677	8.774	-10.397	10.545
gh		-0.081	7.312	-7.406	8.753	-8.908
kj	8	-0.081	-8.746	8.676	-10.528	10.379
ik		0.235	7.496	-7.254	9.071	-8.629
ml	9	0.566	-8.330	8.927	-9.820	10.888
lm		-1.063	6.706	-7.802	7.705	-9.705
BC	10	-1.989	-5.429	3.122	-7.028	3.233
CB		1.919	5.797	-3.558	7.445	-3.781
IH	11	0.407	-7.203	7.691	-8.547	9.306
HI		-0.343	7.318	-7.734	8.702	-9.360
NM	12	0.198	-6.972	7.223	-8.326	8.703
MN		-0.191	7.114	-7.386	8.533	-8.903
SR	13	0.201	-6.983	7.233	-8.336	8.722
RS		-0.183	7.137	-7.366	8.526	-8.859
XW	14	0.192	-6.957	7.197	-8.308	8.678
WX		-0.164	7.123	-7.330	8.514	-8.831
cb	15	0.210	-6.910	7.164	-8.244	8.646
bc		-0.236	7.010	-7.291	8.354	-8.806

N (t)		efforts normaux dans les poteaux				
Poteau	Combi. n°	G+1,2 P	0,8 G+E	0,8 G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
		AB	1	-20.236	-6.246	-25.277
BA						
JI	2	-12.724	-15.321	-6.459	-15.373	-9.539
IJ						
ON	3	-15.398	-10.578	-10.644	-15.003	-15.082
NO						
TS	4	-15.368	-10.617	-10.565	-15.044	-14.982
ST						
YX	5	-15.020	-10.070	-10.676	-14.325	-15.126
XY						
dc	6	-15.186	-11.980	-8.827	-16.659	-12.995
cd						
hg	7	-14.713	-11.128	-6.320	-18.168	-10.310
gh						
kj	8	-10.638	-11.418	-2.683	-15.364	-5.242
jk						
ml	9	-7.406	-8.237	0.031	-12.270	-1.440
lm						
BC	10	-22.561	-4.935	-24.801	-10.010	-33.799
CB						
IH	11	-9.500	-7.870	-5.417	-10.753	-7.842
HI						
NM	12	-11.306	-7.971	-7.773	-11.158	-10.959
MN						
SR	13	-11.366	-7.888	-7.886	-11.116	-11.113
RS						
XW	14	-11.043	-7.964	-8.711	-10.345	-11.241
WX						
cb	15	-11.211	-7.970	-6.212	-12.736	-9.125
bc						

PORTIQUE LONGITUDINAL

M (tm)		moments dans les poteaux				
Combi. poteau	no	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
		gf	16	0.039	-7.025	7.151
fg		0.100	7.328	-7.236	8.831	-8.646
jl	17	0.443	-6.731	7.202	-7.942	8.773
ji		-1.142	6.342	-7.526	7.246	-9.396
CD	18	-1.808	-4.754	2.684	-6.185	2.711
DC		1.732	5.215	-3.225	6.765	-3.363
HG	19	0.270	-5.944	6.247	-7.058	7.571
GH		-0.218	6.308	-6.523	7.494	-7.903
ML	20	0.226	-5.829	6.116	-6.918	7.385
LM		-0.218	6.175	-5.070	7.367	-7.787
RQ	21	0.196	-5.849	6.092	-6.976	7.393
QR		-0.169	6.216	-6.419	7.419	-7.743
WV	22	0.212	-5.799	6.069	-6.916	7.386
VW		-0.226	6.092	-6.373	7.264	-7.701
ba	23	0.162	-5.830	6.080	-7.027	7.337
ab		0.002	6.431	-6.419	7.713	-7.707
fe	24	0.488	-5.513	6.034	-6.467	7.382
ef		-1.217	5.117	-6.391	5.757	-8.051
DE	25	-2.103	-3.347	0.651	-4.132	0.315
ED		2.623	4.726	-0.871	5.996	-0.700
GF	26	0.533	-3.433	4.150	-4.031	5.068
FG		-0.676	3.877	-4.859	4.576	-5.908
LK	27	0.407	-3.439	4.038	-4.127	4.967
KL		-0.401	4.135	-4.650	4.883	-5.699
QP	28	0.370	-3.511	3.999	-4.147	4.865
PQ		-0.402	4.070	-4.612	4.812	-5.606
VU	29	0.353	-3.563	4.019	-4.211	4.894
UV		-0.222	4.351	-4.691	5.155	-5.653
aZ	30	0.457	-3.116	3.786	-3.690	4.593
Za		-0.833	3.817	-4.125	3.280	-5.051

N (t)		efforts normaux dans les poteaux				
Combi. poteau	no	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
		gf	16	-10.310	-10.663	-3.666
fg		-4.074	-8.771	-0.220	-11.910	-1.733
jl	17	-15.073	-5.210	-15.775	-8.606	-20.804
ji		-5.360	-4.685	-3.672	-6.445	-5.230
CD	18	-7.305	-5.248	-6.474	-7.270	-7.055
DC		-7.340	-5.115	-5.113	-7.200	-7.186
HG	19	-7.063	-4.512	-5.379	-6.437	-7.393
GH		-7.011	-6.108	-3.478	-8.635	-5.107
ML	20	-7.028	-7.839	-1.000	-10.871	-2.688
LM		-7.658	-4.239	-7.232	-5.751	-9.415
RQ	21	-2.242	-4.684	-1.156	-2.331	-2.059
QR		-3.357	-3.560	-2.157	-3.282	-3.259
WV	22	-3.351	-2.546	-2.793	-3.395	-3.219
VW		-2.881	-4.532	-2.712	-2.135	-3.551
ba	23	-3.484	-4.446	-0.660	-5.685	-1.179
ab						
fe	24					
ef						
DE	25					
ED						
GF	26					
FG						
LK	27					
KL						
QP	28					
PQ						
VU	29					
UV						
aZ	30					
Za						

T (t)	efforts tranchants dans ~ poteaux					
	Combi. poteau n°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
AB	1	0.494	3.731	-3.163	4.607	-3.669
BA						
J I	2	-0.065	4.163	-4.213	4.981	-5.105
I J						
ON	3	-0.011	4.086	-4.105	4.904	-4.926
NO						
TS	4	-0.017	4.076	-4.102	4.890	-4.924
ST						
YX	5	-0.020	4.051	-4.080	4.859	-4.893
XY						
dc	6	-0.014	4.036	-4.058	4.843	-4.874
cd						
hg	7	-0.040	3.997	-4.045	4.788	-4.863
gh						
kj	8	0.079	4.064	-3.983	4.900	-4.770
jk						
ml	9	-0.407	3.759	-4.182	4.381	-5.148
lm						
BC	10	1.116	3.207	-1.909	4.135	-2.007
CB						
I H	11	-0.214	4.149	-4.407	4.908	-5.330
H I						
NM	12	-0.111	4.033	-4.174	4.847	-5.031
MN						
SR	13	-0.110	4.034	-4.171	4.848	-5.029
RS						
XW	14	-0.100	4.033	-4.151	4.806	-5.002
WX						
cb	15	-0.137	3.977	-4.130	4.743	-4.985
bc						

T (t)	efforts tranchants dans ~ poteaux					
	Combi. poteau n°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+1,2E	G+P-1,2E
gf	16	-0.003	4.174	-4.111	4.911	-4.928
fg						
J I	17	-0.153	3.735	-4.218	4.940	-5.133
I J						
CD	18	1.039	3.848	-1.618	3.700	-4.744
DC						
HG	19	-0.133	3.500	-3.618	4.158	-4.431
GH						
ML	20	-0.124	3.430	-3.501	4.020	-4.335
LM						
RQ	21	-0.104	3.477	-3.574	4.113	-4.343
QR						
WV	22	-0.135	3.307	-3.596	4.051	-4.293
VW						
ba	23	-0.016	3.620	-3.511	4.211	-4.238
ab						
fe	24	-0.137	3.037	-3.530	3.403	-4.411
ef						
DE	25	1.268	3.207	-0.435	2.979	-0.310
ED						
GF	26	-0.246	2.689	-2.514	2.459	-3.136
FG						
LK	27	-0.331	2.171	-2.402	2.574	-3.023
KL						
QP	28	-0.323	2.166	-2.460	2.560	-2.992
PQ						
VU	29	-0.171	2.263	-2.419	2.676	-3.025
UV						
dz	30	-0.288	1.635	-2.210	1.304	-2.755
Zd						

PORTIQUE LONGITUDINAL

M _k (tm)		moments aux nœuds des poutres				
Combi. Poutre	N°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
		BI	31	-3.007	8.141	-11.853
IB		-0.452	-8.539	7.806	-8.626	7.749
IN	32	-1.043	6.341	-7.748	6.054	-2.025
NI		-0.997	-7.916	6.578	-8.246	6.217
NS	33	-1.203	6.544	-8.155	6.179	-2.529
SN		-0.950	-7.959	6.667	-8.239	6.301
SX	34	-1.174	6.501	-8.080	6.147	-8.473
XS		-0.972	-7.953	6.663	-8.241	6.345
XC	35	-1.194	6.429	-8.025	6.070	-2.325
CX		-0.932	-7.857	6.590	-8.132	6.345
Cg	36	-1.154	6.454	-8.004	6.104	-8.321
gc		-1.048	-7.941	6.533	-8.257	6.217
gj	37	-1.228	6.387	-8.024	6.018	-8.403
jg		-0.633	-7.640	6.672	-7.784	6.529
jl	38	-0.841	6.587	-7.785	6.361	-8.042
lj		-2.816	-8.850	5.658	-3.358	1.550
CH	39	-2.603	6.783	-10.041	5.894	-10.909
HC		-0.649	-7.546	6.568	-7.700	6.445
HM	40	-1.261	5.715	-7.412	5.336	-7.732
MH		-0.836	-7.202	6.057	-7.445	5.814
MR	41	-1.253	5.771	-7.444	5.383	-7.826
RM		-0.884	-7.212	6.000	-7.469	5.743
RW	42	-1.243	5.774	-7.453	5.338	-7.845
WR		-0.867	-7.203	6.043	-7.458	5.765
Wb	43	-1.243	5.713	-7.386	5.339	-7.753
bw		-0.967	-7.214	5.951	-7.539	5.657

M _k (tm)		moments en travées des poutres				
Combi. Poutre	N°	G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
		BI	31	-0.423	0.704	-0.941
IB						
IN	32	0.613	0.208	0.501	0.431	0.687
NI						
NS	33	0.531	0.378	0.311	0.536	0.499
SN						
SX	34	0.524	0.359	0.302	0.543	0.522
XS						
XC	35	0.514	0.371	0.363	0.534	0.526
CX						
Cg	36	0.506	0.342	0.351	0.483	0.499
gc						
gj	37	0.677	0.164	0.409	0.622	0.628
jg						
jl	38	0.053	0.067	0.115	0.032	0.010
lj						
CH	39	-0.0187	0.104	-0.636	0.661	-0.678
HC						
HM	40	0.559	0.242	0.108	0.511	0.576
MH						
MR	41	0.533	0.365	0.263	0.526	0.524
RM						
RW	42	0.542	0.268	0.263	0.531	0.526
WR						
Wb	43	0.502	0.320	0.268	0.466	0.514
bw						

PORTIQUE LONGITUDINAL

M ^a (tm)		moments aux nœuds des Poutres				
poutre	n°	G+1,2 P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
		bf	44	-1.366	5.656	-7.443
fb		-0.487	-6.826	6.045	-6.941	5.930
fi	45	-0.875	6.045	-7.256	5.777	-7.494
if		-2.467	-8.486	5.382	-9.562	4.305
DG	46	-2.435	4.794	-7.644	3.893	-8.545
GD		-0.713	-5.708	4.613	-5.869	4.453
GL	47	-1.464	4.033	-6.059	3.645	-6.477
LG		-0.700	-5.547	4.607	-5.758	4.396
LQ	48	-1.324	4.196	-5.885	3.743	-6.207
QL		-0.783	-5.535	4.457	-5.761	4.231
QV	49	-1.322	4.492	-5.961	3.731	-6.367
VQ		-0.873	-5.741	4.544	-5.935	4.230
VA	50	-1.453	3.919	-5.854	3.474	-6.299
AV		-0.480	-5.065	4.374	-5.191	4.217
ae	51	-0.936	4.482	-5.831	4.236	-6.077
ea		-0.269	-7.261	4.247	-8.311	3.491
EF	52	-3.705	-0.058	-5.655	-0.884	-6.481
FE		-0.180	-2.161	2.012	-2.252	1.921
FK	53	-0.357	1.716	-2.847	1.450	-3.113
KF		-0.686	-2.782	1.697	-2.925	1.555
KP	54	-1.057	1.353	-2.252	1.080	-3.225
PK		-0.700	-2.734	1.673	-2.897	1.509
PU	55	-1.409	1.336	-2.939	1.047	-3.229
UP		-0.527	-2.387	1.579	-2.506	1.460
UZ	56	-0.808	1.964	-3.112	1.745	-3.331
ZU		-1.535	-1.641	2.301	-1.934	1.949

M _t (tm)		moments en travées des Poutres				
poutre	n°	G+1,2 P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
		bf	44	0.654	0.99	0.313
fb						
fi	45	0.076	-0.937	0.211	-0.063	0.236
if						
DG	46	0.033	0.628	-0.420	0.578	-0.480
GD						
GL	47	0.525	0.378	0.359	0.494	0.525
LG						
LQ	48	0.554	0.551	0.379	0.544	0.535
QL						
QV	49	0.540	0.311	0.373	0.464	0.529
VQ						
VA	50	0.641	0.543	0.346	0.407	0.540
AV						
ae	51	0.083	-0.101	0.406	-0.207	0.390
ea						
EF	52	-0.627	-0.137	-0.848	-0.269	-0.981
FE						
FK	53	0.544	0.410	0.398	0.562	0.520
KF						
KP	54	0.432	0.273	0.333	0.391	0.441
PK						
PU	55	0.408	0.417	0.293	0.540	0.415
UP						
UZ	56	0.415	-0.206	0.567	-0.325	0.608
ZU						

PORTIQUE LONGITUDINAL

T(i)		efforts tranchants dans les poutres				
poutre	n°	Combi.				
		G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
BI	31	2.807	-3.865	7.502	-2.965	8.402
IB		-1.210	-6.578	4.788	-6.879	4.488
IN	32	2.014	-3.098	5.833	-2.502	6.429
NI		-2.004	-5.812	3.220	-6.416	2.515
NS	33	2.088	-3.175	5.989	-2.549	6.615
SN		-1.930	-5.889	3.275	-6.462	2.701
SX	34	2.072	-3.160	5.954	-2.539	6.575
XS		-1.946	-5.874	3.241	-6.453	2.661
XC	35	2.091	-3.108	5.927	-2.481	6.553
CX		-1.927	-5.821	3.213	-6.395	2.640
cg	36	2.042	-3.142	5.898	-2.531	6.509
gc		-1.975	-5.855	3.185	-6.445	2.595
gj	37	2.195	-3.030	5.949	-2.356	6.623
ig		-1.823	-5.743	3.236	-6.270	2.709
jl	38	1.745	-3.326	5.699	-2.812	6.213
lj		-2.998	-6.322	2.703	-7.387	1.637
CH	39	2.620	-3.121	6.538	-2.290	7.268
HC		-1.398	-5.835	3.824	-6.204	3.454
HM	40	2.142	-2.680	5.566	-3.037	6.208
MH		-1.876	-5.393	2.852	-5.951	2.285
MR	41	2.124	-2.700	5.558	-2.061	6.197
RM		-1.894	-5.414	2.844	-5.975	2.285
RW	42	2.133	-2.700	5.567	-2.057	6.209
WR		-1.885	-5.414	2.853	-5.971	2.296
wb	43	2.095	-2.692	5.525	-2.068	6.149
bw		-1.923	-5.406	2.811	-5.981	2.236

T(i)		efforts tranchants dans les Poutres				
poutre	n°	Combi.				
		G+1,2P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+E	G+P-E
bf	44	2.284	-2.544	5.555	-1.823	6.266
fb		-1.734	-5.257	2.841	-5.746	2.352
fi	45	1.780	-3.034	5.447	-2.506	5.975
if		-2.962	-6.029	2.452	-7.082	1.399
DG	46	2.547	-1.925	5.187	-1.094	6.180
GD		-1.471	-4.639	2.474	-5.007	2.105
GL	47	2.248	-1.637	4.689	-0.972	5.355
LG		-1.770	-4.350	1.976	-4.886	1.441
LQ	48	2.178	-1.662	4.589	-1.005	5.245
QL		-1.840	-4.376	1.875	-4.919	1.331
QV	49	2.149	-1.747	4.639	-1.101	5.286
VQ		-1.869	-4.461	1.926	-5.015	1.372
va	50	2.313	-1.451	5.553	-0.751	5.252
av		-1.705	-4.164	1.839	-4.665	1.339
ea	51	1.822	-2.172	4.647	-1.633	5.186
ae		-2.920	-5.167	1.652	-6.209	0.610
EF	52	2.746	0.558	3.612	1.196	4.249
FE		-0.543	-1.873	1.180	-2.052	1.001
FK	53	1.698	-0.189	2.636	0.257	3.082
KF		-1.591	-2.622	0.204	-2.991	-0.165
KP	54	1.765	-0.061	2.661	0.381	3.103
PK		-1.524	-2.492	0.229	-2.867	-0.144
PU	55	1.827	0.052	2.628	0.514	3.089
UP		-1.463	-2.379	0.196	-2.734	-0.158
UZ	56	1.418	-0.848	2.908	-0.482	3.234
ZU		-1.872	-3.280	0.475	-3.730	0.025

FERRAILLAGE DES POUTRES

ARMATURES LONGITUDINALES :

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple (il ne sera pas fait état, dans les calculs, des efforts normaux : A 15 C.C.B.A 68/70).

La section d'acier sera donnée par la plus défavorable des sollicitations, du premier genre (max SP1) et du second genre (max SP2).

- Si $1,5 M(SP1) > M(SP2) \implies$ On calcule A sous SP1
- Si $1,5 M(SP1) < M(SP2) \implies$ On calcule A sous SP2

On adoptera, toujours, la plus grande des quantités d'acier entre celle nécessaire déterminée par le calcul et celle minimale exigée par la réglementation (R.P.A 81).

Méthode de calcul :

- On calcule $\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_b}$: grandeur adimensionnelle exprimant la position de l'axe neutre dans une section soumise à $\bar{\sigma}'_b$ ($n=15$: Art 21 C.C.B.A 68)
- On déduit : $\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3}$: grandeur adimensionnelle du bras de levier.
- D'où $\bar{K} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot \gamma$
- On obtient $M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2$: Moment maximal que peut équilibrer la section c'est le moment résistant du béton.
- On compare : On note M le moment sollicitant la section.
 - Si $M \leq M_{rb}$ alors $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b$: Pas d'armatures comprimées.
 - Si $M > M_{rb}$ alors $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$: Armatures comprimées nécessaires.

- On opte :

1) séction sans armatures comprimées :

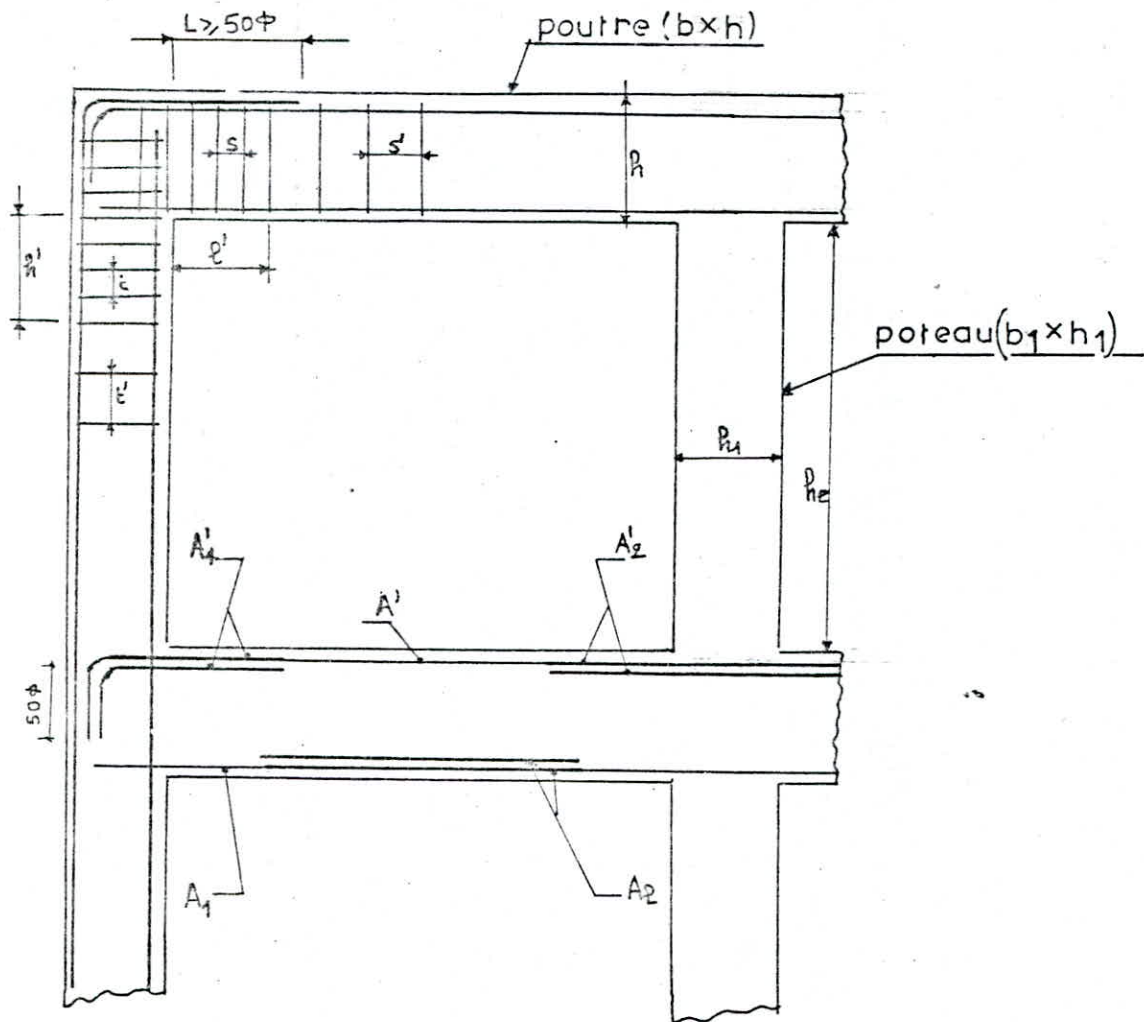
$$k = \frac{M}{b \cdot h^2} \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_b} \left\{ \begin{array}{l} \alpha \\ \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} \\ \bar{\sigma}'_b \end{array} \right\} \rightarrow A = \frac{M}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

2) séction avec armatures comprimées :

$$A = \frac{M_{rb}}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_b} + \frac{M - M_{rb}}{(h - d') \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

$$A' = \frac{M - M_{rb}}{(h - d') \cdot \bar{\sigma}'_b} \quad \text{avec } \bar{\sigma}'_b = n \cdot \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{d'}{\alpha \cdot h}\right)$$

Précriptions du R.P.A (É31/É33) : (Art 4-2-3-2-1)



Zône nodale :

$$\begin{cases} p' = 2 \cdot p \\ p' = \max \left(\frac{p_1 e}{6} ; b_1 ; p_1 ; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

Ancrage des armatures longitudinales inférieures et supérieures : $L \geq 50 \cdot \phi$

- Sur toute la longueur de la poutre et en chaque section le pourcentage total des aciers longitudinaux doit être tel que :

$$\begin{cases} \min \\ A_{HA} = 0,3\% b \cdot h \\ \max \\ A_{HA} = 2,5\% b \cdot h \end{cases}$$
- Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale :

$$\begin{cases} A' \geq \max \left(\frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) \\ A \geq \max \left(\frac{A_1}{2} ; \frac{A_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) \end{cases}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales horizontales doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section par appui;

ARMATURES TRANSVERSALES:

Les armatures transversales des poutres sont calculées pour l'effort tranchant du premier genre (SP1) conformément à l'esprit de l'Art. 24,3 CCBA 68/70

La contrainte de cisaillement max. est : $\bar{\sigma}_s = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$ avec $z = \frac{7}{8} \cdot h$.
(Art. 25,11 C.C.B.A 68/70)

Les contraintes admissibles de cisaillement sont : (Art 25,12 i.C.C.B.A 68/70)

• pour $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ $\longrightarrow \bar{\sigma}_s = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b$

• pour $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ $\longrightarrow \bar{\sigma}_s = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b$

avec : $\bar{\sigma}'_{b0}$ telle que définie à l'Art 9,5 : $\bar{\sigma}'_{b0} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

• Si $\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s$ \longrightarrow Armatures d'âme droites.

• Si $\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s < 5 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ \longrightarrow Armatures d'âme droites plus barres d'âme inclinées

• Si $\bar{\sigma}_s > 5 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ \longrightarrow redimensionner la section de la poutre.

La contrainte admissible (de traction) des armatures transversales (Art 25,12)

$$\bar{\sigma}'_s = \rho_a \cdot \bar{\sigma}'_{st} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_s}{9 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} > \frac{2}{3} \text{ et pas de reprise de bétonnage.} \\ \rho_a = \frac{2}{3} : \text{ dans le cas contraire} \end{cases}$$

Espacement des zones successives d'armatures transversales d'âme :

$$s = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}'_{st}}{T} \quad \text{avec } A_t : \text{ somme des aires des sections transversales d'un cours d'âme}$$

L'espacement admissible \bar{s}_1 est : $\bar{s}_1 = \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot h ; 0,2 \cdot h \right]$

Précriptions du R.P.A (83/83) : (art. 4-2-3-2-2)

- La quantité d'armatures transversales minimale est : $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$
 - L'espacement maximum entre les armatures transversales doit être comme suit :
Dans tous les cas on prendra la valeur la plus restrictive : $\bar{s} = \min (\bar{s}_1 ; \bar{s}_2)$
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $\bar{s}_2 = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_2 \right)$
 - En dehors de la zone nodale : $\bar{s}_2 = \frac{\phi_1}{2}$
- Avec ϕ_1 : le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

VERIFICATIONS DIVERSES :

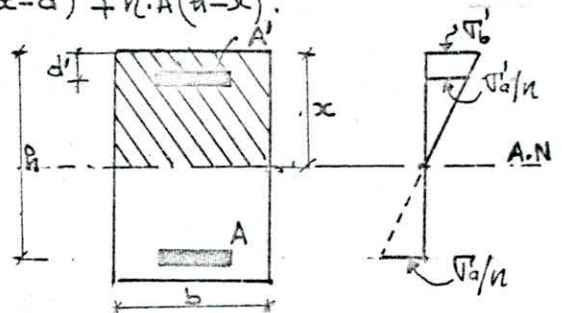
1) contraintes normales :

* Sections sans armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : équation des moments statiques; $\frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A \cdot (h - x) = 0$
d'où: $\frac{x}{2} = \dots$
- Moment d'inertie / A.N : $I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A \cdot (h - x)^2$.
- Contraintes : $\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (h - x) \leq \bar{\sigma}_a$

* Sections avec armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : $\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A' \cdot (x - d') - n \cdot A \cdot (h - x) = 0$ d'où $x = \dots$
- Moment d'inertie / A.N : $I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A' \cdot (x - d')^2 + n \cdot A \cdot (h - x)^2$.
- Contraintes : $\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b$;
 $\sigma'_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (x - d') \leq \bar{\sigma}'_a$
 $\sigma_a = n \cdot \frac{M}{I} \cdot (h - x) \leq \bar{\sigma}_a$



2) condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}}$$

3) fissuration :

ou dit aussi : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

avec $\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega}_f)}$; $\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} ; K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)} ; \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

Pour $\phi \geq 14 \text{ mm}$ ou a : $\sigma_2 \leq 2413,7 \text{ kg/cm}^2$ soit $\bar{\sigma}_a > \sigma_2$.

Il est donc exigé d'avoir : $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{\omega}_f)} \geq \bar{\sigma}_a$

Soit : $\bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{K \eta - 10 \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_a} \rightarrow \bar{\omega}_f \geq \bar{\omega}_{f0}$

ϕ (mm)	14	16	20	25
$\bar{\omega}_{f0}$ (%)	1,95	2,30	3,04	3,85

Il suffit de vérifier : $\bar{\omega}_{f \min} = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} \geq \bar{\omega}_{f0}$

4.) flèche; (Art 61,21 CCBA 68/70)

- $\alpha) f_{lt}^{min} \geq \frac{f_{max}}{16}$; f_{max} : portée libre.
 $\beta) f_{lt}^{min} \geq \frac{f_{max}}{10} \cdot \frac{M_t^{max}}{M_0}$; M_0 : Moment isostatique.
 $\gamma) A_e \leq \frac{43}{f_{ex}} b \cdot h$
- Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une vérification de la flèche des poutres.

5.) condition de non écrasement du béton: (Art 30,62 CCBA 68/70).

$$r \geq 0,10 \cdot \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b_0}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \cdot V \quad ; \quad \phi \text{ diamètre de la barre courbée.}$$

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte sollicitant la barre à l'origine de la courbe;

d : distance du centre de courbure de la barre à la partie dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton.

$V=1$: barre courbée isolée ou faisant partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit;

$V=5/3$; $7/3$; 3 respectivement lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble de barres disposées en deux, trois ou quatre lits, sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diamètre des plus grosses barres.

$$r_{min} = 5\phi = \begin{cases} 10 \text{ cm} & ; \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 12,5 \text{ cm} & ; \phi = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

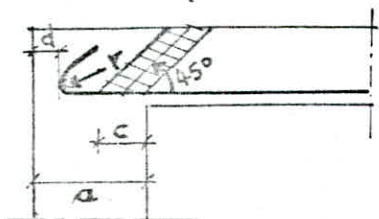
pour $\phi = 25 \text{ mm}$ et $d = 5 \text{ cm} \rightarrow r \geq 0,10 \cdot 2,5 \cdot \frac{2670}{68,85} \cdot \left(1 + \frac{2,5}{5}\right) \cdot V = 14,54 V$

pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$ et $d = 5 \text{ cm} \rightarrow r \geq 0,10 \cdot 2 \cdot \frac{2800}{68,85} \cdot \left(1 + \frac{2}{5}\right) \cdot V = 11,39 V$

Conclusion: On prendra $r = 10\phi = 20 \text{ cm}$ pour toutes les barres armées et on prendra soin de ne disposer que deux lits au maximum.

6.) conditions aux appuis:

* Béton: L'effort tranchant " T_{max} " provoque des efforts de compression dans la balle de béton inclinée à 45° .



Il est donc requis de vérifier la contrainte de compression simple dans la balle de béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{T \cdot \sqrt{2}}{b_0 \cdot c / \sqrt{2}} = \frac{2 \cdot T}{b_0 \cdot c} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Cette condition s'exprime sous la forme: $c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = c_0$

avec a : largeur du poteau
 b_0 : largeur de la poutre } $\Rightarrow c = a - (d+r)$ et $T = T_{max}$.

* Aciers: Les aciers sont soumis à des efforts de traction (Armatures inférieures).
 $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$ avec $3 = 7/8 \cdot h$ et M en valeur algébrique.

7) condition de non entrainement des barres: (Art 29,11 du CCBA 68/70)

On doit vérifier: $\Sigma d \leq \bar{\Sigma} d$

avec $\bar{\Sigma} d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{v}_b = 3 \cdot \bar{v}_b$ ($\psi_d = 1,5$ pour aciers H.A)

$$\Sigma d = \frac{T_{max} \cdot A_i}{3 \cdot R \cdot A}$$

$$\Sigma d = \frac{T_{max}}{n \cdot R \cdot z} \quad (\text{Barres identiques})$$

T : effort tranchant maximum.

A_i : section de la barre i ($A = \Sigma A_i$).

P_i : périmètre de la barre ($P = \pi \phi$).

n : nombre de barres.

$z = 7/8 \cdot h$

Ferraillage longitudinal:

On calculera la section d'acier longitudinal avec l'hypothèse que:

"Le diamètre des barres utilisées est, au plus égal à 20 mm" ($f_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$)
 mais lors du choix on utilisera des barres de diamètre 25 mm pour réserves
 des vérifications requises.

Calcul des moments résistants:

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{v}_b'}{n \cdot \bar{v}_b' + \bar{v}_a} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} = 0,425$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,425}{3} = 0,858$$

• Sollicitation du premier genre (SP1)

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \cdot \bar{v}_b' \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} = \frac{1}{2} \cdot 137,7 \cdot 0,425 \cdot 0,858 = 25,092 \text{ kg/cm}^2$$

poutres principales : Section $30 \times 60 / h = 55 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 22,77 \text{ t.m}$

poutres secondaires : Section $30 \times 40 / h = 36 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 9,76 \text{ t.m}$

• Sollicitation du second genre (SP2)

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \cdot \bar{v}_b' \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} = \frac{1}{2} \cdot 206,55 \cdot 0,425 \cdot 0,858 = 37,638 \text{ kg/cm}^2$$

poutres principales : Section $30 \times 60 / h = 55 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 34,16 \text{ t.m}$

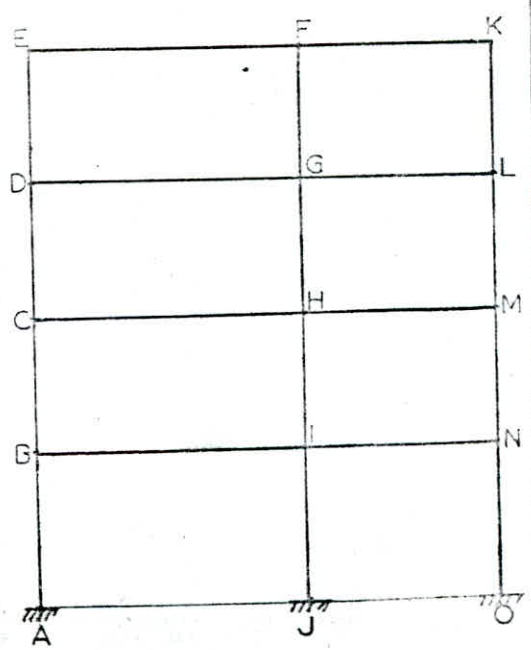
poutres secondaires : Section $30 \times 40 / h = 36 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 14,63 \text{ t.m}$

portique transversal T₅

Armatures d'appui		Armatures supérieures (m < 0)					Armatures inférieures (m > 0)				
Niveau	NOEUD	M ^s	TYPE	V _u (kN)	A (cm ²)	A _{adopté}	M ⁱ (k.m)	TYPE	V _u (kN)	A (cm ²)	A _{adopté}
4	E	42.53	2	108.82	5.98	3T14+2T16	/	/	/	/	3T16
	F	41.36	1	87.70	8.26	6T14					3T16
	K	8.90	2	88.03	4.44	3T14+2T16					4.93
3	D	20.04	2	145.56	9.78	5T16	2.87	2	46.57	1.30	3T16
	G	18.53	2	138.89	9.04	6T16	6.51	2	43.88	3.03	3T16
	L	16.86	2	130.69	8.16	5T16	7.05	2	47.36	3.29	3T16
2	C	23.06	2	153.39	11.36	3T16+2T20	7.03	2	77.24	3.23	3T16
	H	22.40	2	155.03	10.86	6T16	10.33	2	96.87	4.89	3T16
	M	21.44	2	150.77	10.36	3T16+2T20	12.50	2	108.66	5.97	3T16
1	B	24.44	2	164.18	11.92	3T16+2T20	8.71	2	93.36	4.59	3T16
	I	23.93	2	163.25	11.81	6T16	11.45	2	103.04	5.44	3T16
	N	22.83	2	157.63	11.27	3T16+2T20	15.53	2	124.93	7.54	3T16+2T12

Armatures inférieures en travée

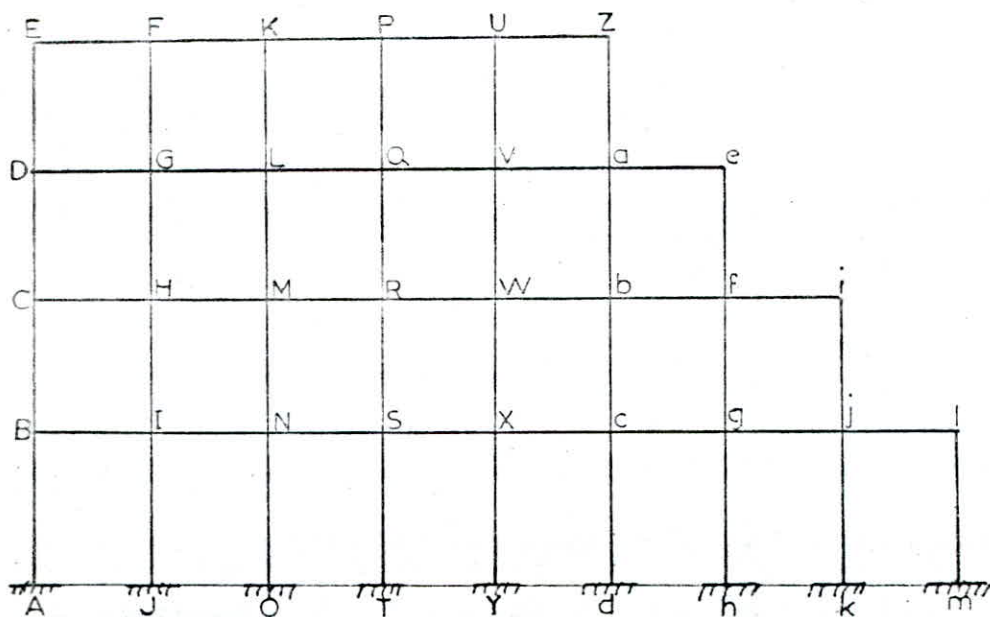
Niveau	Travée	M ^s (k.m)	TYPE	V _u (kN)	A (cm ²)	A _{adopté}
4	EF	8.45	1	71.47	5.35	3T16
	FK	3.47	1	41.77	2.43	3T16
3	DG	7.13	1	65.94	5.07	3T16
	GL	3.22	1	41.53	2.23	3T16
2	CH	7.24	1	66.55	5.45	3T16
	HM	3.48	1	41.24	2.20	3T16
1	BI	7.46	1	67.75	5.32	3T16
	IN	3.13	1	40.80	2.15	3T16



portique longitudinal: L1

Armatures d'adduit		Armatures supérieures ($M < 0$)					Armatures inférieures ($M > 0$)				
Niveau	NOEUD	M^s	TYPE	$V_{b(0.15)}$	$A_{(0.15)}$	A_{adopte}	M^i	TYPE	$V_{b(0.15)}$	$A_{(0.15)}$	A_{adopte}
4	E	6.49	2	122.18	4.77	3T14+2T12					3T14
	F	3.11	2	78.69	2.22	3T14	3.04	2	61.29	1.41	3T14
	K	3.23	2	80.44	2.31	3T14	1.70	2	55.79	1.19	3T14
	P	3.23	2	80.44	2.31	3T14	1.67	2	55.33	1.17	3T14
	U	3.33	2	81.83	2.38	3T14	1.96	2	60.42	1.38	3T14
	Z	4.99	2	104.11	3.63	3T14	2.30	2	66.45	1.62	3T14
3	D	8.55	2	145.31	6.38	3T16+2T12	4.79	2	104.58	3.48	3T14
	G	6.48	2	122.18	4.77	3T16	4.64	2	99.27	3.34	3T14
	L	6.29	2	119.90	4.63	3T16	4.61	2	99.27	3.34	3T14
	Q	6.36	2	120.78	4.68	3T16	4.46	2	97.32	3.23	3T14
	V	6.30	2	120.03	4.63	3T16	4.54	2	98.36	3.29	3T14
	a	6.08	2	117.42	4.46	3T16	4.48	2	97.58	3.24	3T14
	e	8.34	2	142.71	6.19	3T16+2T12	4.25	2	94.56	3.07	3T14
2	C	10.90	2	169.88	8.25	3T16+2T12	6.78	2	125.64	5.00	3T14+2T12
	H	7.73	2	137.04	5.79	3T16	6.53	2	123.45	4.85	3T14+2T12
	M	7.83	2	137.46	5.82	3T16	6.06	2	117.18	4.45	3T14
	R	7.85	2	137.68	5.83	3T16	6.00	2	116.47	4.40	3T14
	W	7.76	2	136.63	5.76	3T16	6.01	2	116.59	4.41	3T14
	b	7.86	2	137.73	5.84	3T16	5.05	2	115.87	4.36	3T14
	f	7.49	2	133.68	5.55	3T16	6.02	2	116.71	4.41	3T14
	i	9.56	2	156.05	7.18	3T16+2T12	5.88	2	109.87	3.92	3T14
1	B	12.31	2	179.21	9.87	5T16	7.47	2	141.13	4.09	3T16+2T12
	I	8.63	2	146.17	6.47	3T16+2T12	7.71	2	157.83	5.80	3T16
	N	8.53	2	144.93	6.36	6T16	6.58	2	123.34	4.85	3T16
	S	8.43	2	144.04	6.33	3T16+2T12	6.67	2	124.35	4.90	3T16
	X	8.40	2	143.63	6.26	3T16+2T12	6.66	2	124.26	4.91	3T16
	c	8.35	2	143.45	6.22	6T16	6.59	2	123.45	4.85	3T16
	g	8.40	2	143.63	6.26	3T16+2T12	6.53	2	122.76	4.81	3T16
	j	8.04	2	139.44	5.96	3T16	6.67	2	124.38	4.90	3T16
	l	9.56	2	156.03	7.50	3T16+2T12	5.66	2	112.32	4.14	3T16

Armatures entravées		Armatures inférieures ($m > 0$)					Armatures supérieures ($m < 0$)				
Niveau	NOEUD	$m^i_{(L-m)}$	TYPE	σ'_b (kg/cm ²)	$A_{(cm^2)}$	$A_{adopté}$	$m^s_{(L-m)}$	TYPE	σ'_b (kg/cm ²)	$A_{(cm^2)}$	$A_{adopté}$
4	EF	/				3T14	0.98	2	41.13	0.68	3T14
	FK	0.54	1	24.72	0.56	3T14	/				
	KP	0.42	1	21.60	0.43	3T14	/				
	PU	0.50	1	23.72	0.52	3T14	/				
	UZ	0.61	2	32.40	0.43	3T14	0.37	2	24.40	0.25	3T14
3	DG	0.63	2	32.40	0.43	3T14	0.43	2	26.42	0.29	3T16
	GL	0.53	1	24.47	0.55	3T14	/				
	LQ	0.55	1	24.97	0.57	3T14	/				
	QV	0.51	1	23.97	0.53	3T14	/				
	Va	0.64	1	27.11	0.66	3T14	/				
	ae	0.41	2	25.76	0.23	3T14	0.21	2	18.14	0.14	3T16
2	CH	0.70	2	34.28	0.48	3T14	0.68	2	33.75	0.47	3T16
	HM	0.56	1	25.21	0.58	3T14	/				
	MR	0.54	1	24.72	0.56	3T14	/				
	RW	0.54	1	24.72	0.56	3T14	/				
	Wb	0.50	1	23.72	0.52	3T14	/				
	bf	0.68	1	28.02	0.71	3T14	/				
	fi	0.26	2	20.28	0.13	3T14	0.06	2	9.52	0.04	3T16
1	BI	0.90	2	39.26	0.62	3T16	1.03	2	42.26	0.71	3T16
	IN	0.60	1	26.18	0.62	3T16	/				
	NS	0.53	1	24.47	0.55	3T16	/				
	SX	0.53	1	24.47	0.55	3T16	/				
	Xc	0.54	1	24.72	0.56	3T16	/				
	cg	0.51	1	23.97	0.53	3T16	/				
	gj	0.68	1	28.02	0.71	3T16	/				
	ji	0.14	2	14.72	0.03	3T16	/				



Vérification des contraintes dans chaque section :

1) portique transversal T_5 : a) armatures supérieures en appui :

	SECTION	$m_{(S-M)}^{MAX}$	h (cm)	A (cm ²)	X (cm)	$I \cdot 10^5$ (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s'$ (kg/cm ²)
E	3T14 + 2T16	12.53	56.1	8.64	18.12	2.464	92.11	206.55	2897	4200
F	6T14	11.36	56.1	9.23	18.60	2.590	81.58	137.7	2467	2800
D	5T16	20.01	56.0	10.05	19.23	2.749	140.00	206.55	4015	4200
G	6T16	18.57	55.9	12.06	20.63	3.128	122.50	206.55	3143	4200
C	3T16 + 2T20	23.06	55.9	12.31	20.79	3.175	151.01	206.55	3825.3	4200
H	6T16	22.10	55.9	12.06	20.63	3.128	145.71	206.55	3738	4200
B	3T16 + 2T20	24.14	55.9	12.31	20.79	3.175	153.08	206.55	4004.5	4200
I	6T16	23.93	55.9	12.06	20.63	3.128	157.77	206.55	4047.4	4200

b) armatures inférieures en appui :

M	3T16	12.50	56.7	6.03	15.73	1.907	103.02	206.55	4028	4200
N	3T16 + 2T12	15.69	56.1	8.29	17.82	2.328	117.05	206.55	3773	4200

c) armatures inférieures en travée :

EF	3T16	8.15	56.7	6.03	15.73	1.907	67.17	137.7	2626.5	2800
----	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	--------	------

2) portique longitudinal : armatures en appui et en travée :

C	3T14 + 2T12	6.75	36.3	6.37	12.73	0.750	110.77	206.55	3074.2	4200
M	3T14	6.06	36.8	4.63	10.93	0.594	111.46	206.55	3356	4200
C	3T16 + 2T12	10.90	36.1	8.29	13.64	0.881	168.80	206.55	4167.2	4200
j	3T16	8.01	36.7	6.03	12.16	0.735	134.50	206.55	4069	4200
B	5T16	12.31	36.0	10.05	14.65	1.002	188.82	206.55	4128.2	4200
N	6T16	8.52	35.9	12.06	15.63	1.125	118.39	206.55	2302	4200
bf	3T14	0.68	36.8	4.62	10.93	0.594	12.51	137.7	444	2800

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ty}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 56,7 \cdot \frac{8,85}{4200} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 3T14 (4,62 \text{ cm}^2) \text{ - Vérifiée -}$$

Fissuration:

Il suffit de vérifier : $\bar{\omega}_{p,\text{min}} = \frac{1}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{A}{d} \right)_{\text{min}} \geq \bar{\omega}_{p,0}$

ϕ (mm)	14	16	20
$\bar{\omega}_{p,\text{min}}$ (%)	2,41	3,05	5,00
$\bar{\omega}_{p,0}$ (%)	1,95	2,30	3,04

- Vérifiée -

Flèche:

$$\alpha) h_t^{\text{min}} = 60 \text{ cm} > \frac{f_{\text{max}}}{16} = \frac{695}{16} = 43,44 \text{ cm}$$

$$\beta) h_t^{\text{min}} = 60 \text{ cm} > \frac{f_{\text{max}}}{10} \cdot \frac{M E^{\text{max}}}{M_0} = \frac{695}{10} \cdot \frac{8,15}{13,35} = 30,87 \text{ cm}$$

$$\gamma) A_{\text{max}} = 2 \times 6,03 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{ty}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 55}{4200} = 16,89 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de justifier la flèche.

Conditions aux appuis:

a) Béton:

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_b'} = c_0 \quad \text{avec} \quad c = a - (d + r)$$

$$c_{\text{min}} \rightarrow a = a_{\text{min}} ; r = 10 \cdot \phi = 20 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

$$c_{\text{max}} \rightarrow T = T_{\text{max}} ; b_0 = 30 \text{ cm}$$

Sens	T_{max} (t)	a_{min} (cm)	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	c_0 (cm)	c (cm)
transversal	10,93	50	68,85	10,58	27,50
longitudinal	3,00	30	68,85	2,90	7,50

- Vérifiée -

b) Acier: A tout les niveaux: $h_t = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm} \rightarrow z = \frac{7}{8} \cdot h = 48,13 \text{ cm}$

On doit vérifier pour chaque appui, la condition : $A_{\text{adopté}} \geq (T + \frac{M}{z}) / \bar{\sigma}_a$

avec : $\bar{\sigma}_a$ correspondant au type de sollicitation et M en valeur algébrique.

type de sollicitation			SP ₁			SP ₂		
Niveau	Nœuds	A _{ad.}	T (t)	M (t.m)	$(T+\frac{M}{Z})/\bar{\sigma}_a$	T (t)	M (t.m)	$(T+\frac{M}{Z})/\bar{\sigma}_a$
4	E	8.64	9.89	-8.26	-2.60	10.85	-1.04	2.07
	F	9.23	10.78	-7.66	-1.83	11.75	-1.89	1.86
	K	8.64	6.67	-4.22	-0.75	8.21	1.98	2.93
3	D	10.05	10.59	-5.78	-0.51	12.53	2.87	4.40
	G	12.06	10.54	-11.14	-4.50	12.47	6.51	6.19
	L	10.05	7.65	-6.40	-2.02	11.34	7.05	6.19
2	C	12.31	10.44	-10.69	-4.20	13.37	7.03	6.66
	H	12.06	10.69	-6.51	-1.01	13.59	10.33	9.35
	M	12.31	7.37	-5.75	-1.63	12.95	12.50	9.27
1	B	12.31	10.20	-9.63	-3.50	13.61	9.71	8.04
	I	12.06	10.93	-7.68	-1.80	14.55	11.45	9.13
	N	12.31	6.92	-4.70	-1.02	13.41	15.69	10.95

Conclusion : On a fait le calcul pour tous les appuis et dans tous les cas la condition requise est vérifiée ! Donc les armatures inférieures par appuis résisteront à l'effort de traction les précédant.

condition de non-entraînement des barres :

$$\sigma_{ed} = \frac{T_{max}^{(SP1)}}{z} \cdot \frac{A_i}{P_c \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{ed} = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad (\text{Acier H.A : } \psi_d = 1,5)$$

$$T_{max} = 10,93 \text{ t} \quad ; \quad A = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ (6T16)} \rightarrow P_c = \pi \cdot \phi$$

(périmètre adhérent barres isolées)

$$z = 48,13 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \sigma_{ed} = \frac{10,93 \cdot 10^3}{6 \cdot \pi \cdot 1,6 \cdot 48,13} = 7,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{ed} = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérifiée -

ARMATURES TRANSVERSALES:

$$\sigma_{at} = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

- sens transversal : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm} \rightarrow z = \frac{7}{8} h = 48,13 \text{ cm}$
- sens longitudinal : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 36 \text{ cm} \rightarrow z = \frac{7}{8} h = 31,50 \text{ cm}$.

sens	Niveau	T_{max}	σ_{at}^1	σ_{at}^{max}	$\bar{\sigma}_c$	A_t (cm ²)	S (cm)	Sadoptée		$A_{t, min}$
								Z. nodale	Z. courante	
TRANSVERSAL	4	10.78	81.58	7.47	19.56	2.01	25.13	12	20	1.8
	3	10.53	79.02	7.33	19.78	2.01	25.57	12	20	1.8
	2	10.69	75.53	7.40	20.08	2.01	25.34	12	20	1.8
	1	10.95	80.17	7.57	16.68	2.01	24.78	12	20	1.8
LONGITUDINAL	4	8.75	60.60	2.91	20.65	2.01	64.47	10	20	1.8
	3	2.93	37.73	3.03	20.65	2.01	60.71	10	20	1.8
	2	2.96	42.90	3.13	20.65	2.01	59.89	10	20	1.8
	1	3.00	44.14	3.18	20.65	2.01	59.09	10	20	1.8

- Dans le sens transversal:

On prendra partout: (1 cadre) T8 : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$
 (+1 étrier)

- en zone nodale : $\bar{S} = 15 \text{ cm}$

- en zone courante : $\bar{S} = 30 \text{ cm}$.

- Dans le sens longitudinal:

On prendra partout: (1 cadre) T8 : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$
 (+1 étrier)

- en zone nodale : $\bar{S} = 10 \text{ cm}$

- en zone courante : $\bar{S} = 20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{a0}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 56,7 \cdot \frac{8,85}{4200} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 3T14 (4,62 \text{ cm}^2) \text{ - Vérifié -}$$

Fissuration:

Il suffit de vérifier : $\bar{\omega}_{s,\text{min}} = \frac{1}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{A}{d} \right)_{\text{min}} \geq \bar{\omega}_{s0}$

ϕ (mm)	14	16	20
$\bar{\omega}_{s,\text{min}}$ (%)	2,41	3,05	5,00
$\bar{\omega}_{s0}$ (%)	1,95	2,30	3,04

- Vérifiée -

Flèche:

- $\alpha) h_{\text{t}}^{\text{min}} = 60 \text{ cm} > \frac{f_{\text{max}}}{16} = \frac{695}{16} = 43,44 \text{ cm}$
- $\beta) h_{\text{t}}^{\text{min}} = 60 \text{ cm} > \frac{f_{\text{max}}}{10} \cdot \frac{M_{\text{E}}^{\text{max}}}{M_0} = \frac{695}{10} \cdot \frac{8,15}{18,35} = 30,87 \text{ cm}$
- $\gamma) A_{\text{max}} = 2 \times 6,03 \text{ cm}^2 < \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{a0}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 55}{4200} = 16,89 \text{ cm}^2$

Conclusion: Les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de justifier la flèche.

Conditions aux appuis:

a) Béton:

$$c \geq \frac{2 \cdot T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{a0}'} = c_0 \quad \text{avec} \quad c = a - (d + r)$$

$$C_{\text{min}} \rightarrow a = A_{\text{min}} ; r = 10 \cdot \phi = 20 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

$$C_{\text{max}} \rightarrow T = T_{\text{max}} ; b_0 = 30 \text{ cm}$$

Sens	T_{max} (t)	A_{min} (cm)	$\bar{\sigma}_{a0}'$ (kg/cm ²)	C_0 (cm)	C (cm)
transversal	10,93	50	68,85	10,58	27,50
longitudinal	3,00	30	68,85	2,90	7,50

- Vérifié -

b) Acier: A tout les niveaux: $h_{\text{t}} = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm} \rightarrow z = \frac{7}{8} \cdot h = 48,13 \text{ cm}$

On doit vérifier pour chaque appui, la condition : $A_{\text{adopté}} \geq (T + \frac{M}{z}) / \bar{\sigma}_a$

avec : $\bar{\sigma}_a$ correspondant, au type de sollicitation et M en valeur algébrique.

FERRAILLAGE DES POTEAUX

INTRODUCTION:

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Ils seront donc calculés en flexion composée sous les sollicitations du premier genre (SP1) et sous la plus défavorable des combinaisons des sollicitations du second genre (SP2) et on optera pour la plus importante section d'acier.

Pour les sollicitations du second genre on distinguera trois types d'effort :

$\left. \begin{matrix} M^{\max}, N^{\text{cor.}} \\ M^{\text{cor.}}, N^{\max} \end{matrix} \right\} \longrightarrow$ pour le calcul du béton comprimé et éventuellement des aciers comprimés.

$\left. \begin{matrix} N^{\min}, M^{\text{cor.}} \end{matrix} \right\} \longrightarrow$ pour le calcul des aciers tendus.

ARMATURES LONGITUDINALES:

Méthode de calcul

- On calcule la contrainte admissible de compression du béton en flexion composée.

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 \geq \frac{h_t}{2} ; \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} ; \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

On peut avoir deux cas de sollicitation (*):

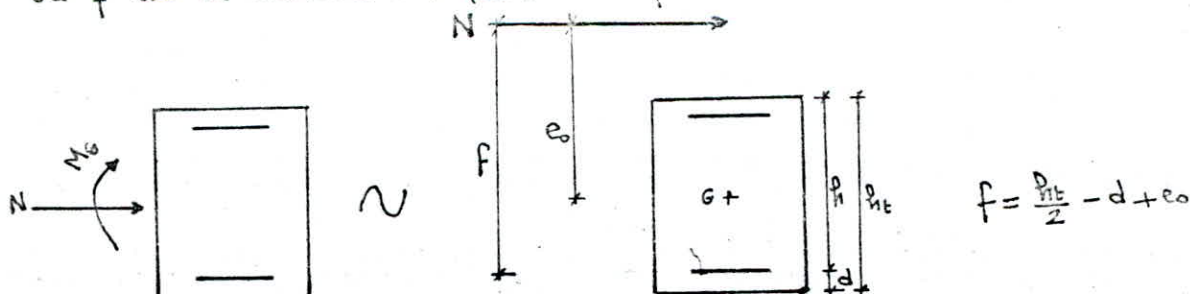
$e_0 > e_1$: Section partiellement comprimée.
 $e_0 \leq e_1$: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Section entièrement comprimée. (N compression)} \\ \text{Section entièrement tendue (N traction)} \end{array} \right.$

(*) A noter que la formule de e_1 est approchée puisqu'on néglige les armatures : donc la condition sur le type de sollicitation est suffisante. La valeur de $e_1 = \frac{h_t}{6}$ est exacte pour le calcul des contraintes.

1) séction partiellement comprimée: ($e_0 > e_1$)

On ferrillera de manière symétrique, d'où la marche à suivre est :

On calcule le moment fictif : $M_f = N \cdot f$
 où f est la distance du centre de pression de N aux aciers tendus.



- On calculera la section en flexion simple pour ce moment fictif M_f .
En calculant M_{rb} (moment résistant du béton), on peut avoir deux cas:

- $M_{rb} \geq M_f$ c-à-d $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On calculera une section d'acier $A_{g,s}$ en flexion simple pour M_f

et la section d'acier en flexion composée sera: $A_{g,cc} = A_{g,s} - \frac{N}{\sigma_a}$ $\left\{ \begin{array}{l} N < 0 \text{ en traction} \\ N > 0 \text{ en comp} \end{array} \right.$

- $M_{rb} < M_f$ c-à-d $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$: les armatures comprimées sont nécessaires.

On calculera les sections d'acier $A'_{g,s}$ et $A_{g,s}$ en flexion simple pour M_f .

et les sections d'acier en flexion composée seront: $A'_{g,c} = A'_{g,s}$

($N < 0$ en traction; $N > 0$ en compression) $A_{g,c} = A_{g,s} - \frac{N}{\sigma_a}$

Dans tous les cas si la section d'armatures tendues nécessaire est négative ou adoptera le pourcentage minimal exigé par le R.P.A 81/83 et on vérifiera les contraintes.

2.) section entièrement comprimée ($e_0 \leq e_1$) [exposée sur l'ouvrage de P. CHARON]

On fera toujours de façon symétrique;

on déterminera: $\delta' = \frac{d'}{h_t}$ (dans notre cas on prend $\delta' = 0,1$)

et on calcule les coefficients suivants définis par:

$$p = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N}; \quad \beta = \frac{6 \cdot e_0}{h_t}; \quad c = 0,27 \cdot (1 - 2\delta')^2 \cdot p$$

$$D = 0,8 \cdot (p - \beta) - 0,9(1 - p) \cdot (1 - 2\delta')^2; \quad E = -(1 + \beta - p);$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4 \cdot E \cdot c}}{2 \cdot c} \quad \text{et enfin la section d'armatures est obtenue}$$

$$\text{par: } A = A' = \bar{\omega}' \cdot \frac{b \cdot h_t}{100}$$

Si le pourcentage $\bar{\omega}'$ est négatif on disposera la section minimale et on vérifiera les contraintes.

FLAMBEMENT DES POTEAUX: (Art. 33 du CCBA 68/70).

1.) longueur de flambement: (l_e)

- Pour un pilier appartenant à un système de contreventement d'un bâtiment à étages multiples et dont ses extrémités sont:
 - soit encastrés dans un massif de fondation.
 - soit assemblés à des poutres de plancher ayant au moins même raideur que le pilier et le traversant de part et d'autre.
 on a: $l_e = 0,7 \cdot l_0$
- Pour les autres cas on a: $l_e = 0,9 \cdot l_0$
où l_0 est la longueur libre du poteau.

2.) élancement mécanique (λ): $\lambda = \frac{l_e}{i}$; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration

où $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$ ($a < b$) : moment d'inertie du poteau rectangulaire
 $B = a \cdot b$: section du poteau rectangulaire

3.) pièces chargées axialement:

Il ne sera pas tenu compte du flambement si $\lambda < 50$.

Pour une section rectangulaire, cette condition peut se mettre sous la forme: $\frac{l_e}{a} < 14,4$ avec a : la petite dimension de la section.

4.) pièces soumises à la flexion composée:

Si l'élancement du poteau est au plus égal à 35 : ($\lambda \leq 35$ $\frac{l_e}{a} \leq 10,1$)
 la pièce est justifiée en flexion composée sans qu'il soit tenu compte de l'effet de ses déformations transversales par les contraintes agissant sur ses sections droites.

Si l'élancement du poteau est supérieur à 35 et au plus égal à 50 :
 $35 < \lambda \leq 50$ la pièce est justifiée en flexion composée avec une excentricité complémentaire: $f_{1c} = 0,16 \cdot (\lambda - 35) \cdot e$
 où e : excentricité de la charge par rapport au centre de gravité du béton seul.

Pour notre part, on a une seule section de poteau $a = 30 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$
 on vérifie le cas le plus défavorable soit $l_0 = 4,00 \text{ m}$

$$\text{D'où } \frac{l_e}{a} = \frac{0,7 \cdot l_0}{a} = \frac{0,7 \times 400}{30} = 9,34 < 10,1$$

Conclusion: On ne tient pas compte du flambement.

PRESCRIPTIONS DU R.P.A (81-83) (Article 4-2-3.1-1)

- Les armatures longitudinales d'un poteau doivent être à Haute Adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de :
1% en Zone II sans toutefois dépasser en toute section 4%.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de : 14 mm (Zone II)
- La longueur minimale des recouvrements est de : $50 \phi_2^{max}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Tableau détaillé du ferroutillage des poteaux.

Superpositions.				SP1					SP2					R.P.A		
Poteau	Niveau	basse	N°	G + 1,2.P			N ^{min} ; M ^{corr.}			N ^{max} ; M ^{corr.}			M ^{max} ; N ^{corr.}			
				type de sollec.	A (cm ²)	A' (cm ²)	type de sollec.	A (cm ²)	A' (cm ²)	type de sollec.	A (cm ²)	A' (cm ²)	type de sollec.		A (cm ²)	A' (cm ²)
L1 / T5	4	ED	10	P.C	5,71	0	P.C	0	0	P.C	6,08	0	P.C	6,08	0	15
		DE	10	P.C	3,82	0	P.C	0	0	P.C	3,99	0	P.C	3,99	0	15
	3	DC	7	P.C	0,88	0	P.C	1,26	0	P.C	4,93	0	P.C	4,93	0	15
		CD	7	P.C	1,09	0	P.C	0,18	0	P.C	4,36	0	P.C	4,36	0	15
	2	CB	4	P.C	0	0	P.C	1,36	0	P.C	4,49	0	P.C	4,49	0	15
		BC	4	P.C	0	0	P.C	0,56	0	P.C	3,88	0	P.C	3,88	0	15
1	BA	1	P.C	0	7,06	P.C	2,14	0	P.C	4,19	2,34	P.C	1,19	2,34	15	
	AB	1	E.C	0	0	P.C	6,52	0	P.C	6,05	5,46	P.C	6,05	5,46	15	
L2 / T5	4	FG	11	P.C	0	0	P.C	4,40	0	P.C	0,83	0	P.C	5,48	0	15
		GF	11	P.C	0	0	P.C	3,12	0	P.C	0,17	0	P.C	3,86	0	15
	3	GH	8	E.C	0	0	P.C	5,21	0	P.C	2,66	0	P.C	6,03	0	15
		HG	8	E.C	0	0	P.C	4,62	0	P.C	1,87	0	P.C	5,27	0	15
	2	HI	5	E.C	0	0	P.C	6,59	0	P.C	3,44	2,41	P.C	6,13	6,77	15
		IH	5	E.C	0	0	P.C	6,52	0	P.C	3,24	2,29	P.C	6,05	6,78	15
	1	IJ	2	E.C	0	0	P.C	4,80	0	P.C	12,98	0	P.C	6,91	3,00	15
		JI	2	E.C	0	0	P.C	1,63	6,60	P.C	12,22	2,46	P.C	10,01	5,79	15
L3 / T5	4	KL	12	P.C	2,48	0	P.C	0,75	0	P.C	4,75	0	P.C	4,95	0	15
		LK	12	P.C	1,87	0	P.C	0,09	0	P.C	3,06	0	P.C	3,06	0	15
	3	LM	9	P.C	0	0	P.C	3,22	0	P.C	4,81	0	P.C	4,81	0	15
		ML	9	P.C	0	0	P.C	2,37	0	P.C	3,71	0	P.C	3,71	0	15
	2	MN	6	P.C	0	0	P.C	4,35	0	P.C	4,56	0	P.C	4,56	0	15
		NM	6	E.C	0	0	P.C	3,88	0	P.C	3,92	0	P.C	3,92	0	15
	1	NO	3	E.C	0	0	P.C	5,81	0	P.C	0,48	0,28	P.C	0,42	2,55	15
		ON	3	E.C	0	0	P.C	9,33	0	P.C	3,80	4,63	P.C	5,57	5,85	15

Poteau	Niveau	Barre	n°	genre	M (E.M)	N (E)	e ₀ (cm)	e ₁ (cm)	type de solli.	G ₁₇ A=A' calcul	A=A' adopté	barre adoptée par Section	A adoptée par Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) R.P.A	Max A (cm ²) R.P.A	
L1/T5	4	ED	10	2	13,427	11,089	121,08	8,33	P.C	6,08	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		DE		2	8,987	11,089	81,04	8,33	P.C	3,99	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
	3	DC	7	2	12,87	24,116	53,37	8,33	P.C	4,99	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		CD		2	11,88	24,116	49,26	8,33	P.C	4,36	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
	2	CB	4	2	14,457	38,174	37,86	8,33	P.C	4,49	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		BC		2	13,510	38,174	35,39	8,33	P.C	3,88	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
	1	BA	1	1	37,64	44,119	9,15	8,33	P.C	7,06	2T20 + 1T14	4T20 + 2T14 + 2T16	19,66	15	60	
		AB		2	13,328	12,904	103,29	8,33	P.C	6,52	2T20 + 1T14	4T20 + 2T14 + 2T16	19,66	15	60	
	L2/T5	4	FG	11	2	12,558	17,843	70,36	8,33	P.C	5,48	4T16	10T16	20,10	15	60
			GF		2	10,154	17,843	56,91	8,33	P.C	3,96	4T16	10T16	20,10	15	60
3		GH	8	2	15,929	32,553	48,14	8,33	P.C	6,03	4T16	10T16	20,10	15	60	
		HG		2	14,777	32,553	44,91	8,33	P.C	5,27	4T16	10T16	20,10	15	60	
2		HI	5	2	20,017	47,236	42,32	8,33	P.C	6,77	4T16	10T16	20,10	15	60	
		IH		2	19,937	47,236	42,15	8,33	P.C	6,72	4T16	10T16	20,10	15	60	
1		IJ	2	2	14,692	79,872	18,39	8,33	P.C	12,97	4T20	8T20 + 2T16	29,15	15	60	
		JI		2	13,354	79,872	24,23	8,33	P.C	12,22	4T20	8T20 + 2T16	29,15	15	60	
L3/T5		4	KL	12	2	27,744	85,45	114,03	8,33	P.C	4,75	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60
			LK		2	20,10	85,45	82,04	8,33	P.C	3,06	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60
	3	LM	9	2	19,006	20,706	57,98	8,33	P.C	4,81	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		ML		2	10,935	20,706	49,62	8,33	P.C	3,71	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
	2	MN	6	2	14,004	34,851	40,18	8,33	P.C	4,56	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		NM		2	19,015	34,851	37,34	8,33	P.C	3,92	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
	1	NO	3	2	87,46	1,98	44,851	8,33	P.C	5,81	2T20	4T20 + 2T16	16,58	15	60	
		ON		2	11,389	1,95	77,90	8,33	P.C	9,33	3T20	6T20 + 2T16	16,58	15	60	

ARMATURES TRANSVERSALES :

(Art. 4.2.2.1 R.P.A81/83)

- Vérification de la résistance à l'effort tranchant.

$$E_b = \frac{n \cdot T_{\text{calc}}}{b \cdot 3} \leq \bar{E}_b \quad ; \quad \bar{E}_b = 0,15 \cdot \sigma_{28}^1 = 41,3 \text{ kg/cm}^2.$$

T_{calc} : effort tranchant de calcul maximum

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_c}{i} = l_c \cdot \sqrt{\frac{B}{I}}$$

b, B, I : étant respectivement, la largeur, la section et le moment d'inertie du poteau.

D'Après le C.C.B.A 683/70 :

L'espacement doit être tel que : $t \leq \min(t_1; t_2)$

$$\text{avec : } \begin{cases} t_1 = (100 \cdot \phi_c - 15 \cdot \phi_{\text{max}}) \cdot \left(2 - \frac{\sigma_c'}{\sigma_{b0}'}\right) \\ t_2 = 15 \cdot \left(2 - \frac{\sigma_c'}{\sigma_{b0}'}\right) \cdot \phi_c^{\text{min}} \end{cases}$$

σ_c' : Contrainte du béton sous sollicitation du premier genre.

En zone de recouvrement le nombre de cours doit être tel que :

$$N \geq \left[3 \quad ; \quad 0,4 \frac{\phi_c^2 \cdot \sigma_{cu,2}}{\phi_c^2 \cdot \sigma_{cu,t}} \right]$$

Précriptions du R.P.A.831/833 : (Art. 4.2.3.1.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 \cdot T}{h_1 \cdot \sigma_{cu}} \quad \text{avec } T = \begin{cases} 2 \cdot T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 \cdot T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

où t est l'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales.

L'espacement admissible imposé est :

$$\text{En zone nodale } \bar{t} = \min(10 \phi_c^{\text{min}} ; 15 \text{ cm}).$$

$$\text{En zone courante } \bar{t} = 12 \phi_c^{\text{min}}.$$

- La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_t^{\text{min}} = 0,004 \cdot t \cdot b_1 \quad (\text{en zone II}).$$

Poteau	Niveau	b/h _t (cm)	P _c (cm)	λ	n	T _{calc} (t)	Z ₀ (kg/cm ²)
T ₅ /L ₁	2 à 4	30/50	245	16.97	2	7.99	13.50
	1	30/50	280	19.40	2	8.13	13.74
T ₅ /L ₂	2 à 4	30/50	245	16.97	2	11.42	19.30
	1	30/50	280	19.40	2	9.80	16.56
T ₅ /L ₃	2 à 4	30/50	245	16.97	2	7.72	13.01
	1	30/50	280	19.40	2	8.09	13.67

Z₀ = 41,3 kg/cm²
Vérifié.

POTEAU	NIVEAU	A _t adoptée (cm ²)	nT (calcul) (t)	t calculé (cm)	espacements admissibles			t _{adopté} (cm)		A _t min (cm ²)		
					R.P.A (81/83)		zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante
					CCBA68	zone courante						
T ₅ /L ₁	4	2.01	12.81	26.	30.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	3	2.01	13.75	25	31.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	2	2.01	15.98	21.	28.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	1	2.01	16.25	21.	28.	14.	16.8	12	16	1.44	1.92	
T ₅ /L ₂	4	2.01	12.98	26.	33.	15.	19.2	12	16	1.44	1.92	
	3	2.01	15.54	22.	33.	15.	19.2	12	16	1.44	1.92	
	2	2.01	22.83	15.	34.	15.	19.2	12	16	1.44	1.92	
	1	2.01	19.59	17.	35.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
T ₅ /L ₃	4	2.01	9.57	35.	35.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	3	2.01	12.73	27.	35.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	2	2.01	15.44	22.	33.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	
	1	2.01	16.17	21.	33.	15.	24.	12	16	1.44	1.92	


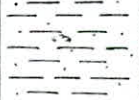


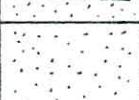



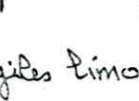

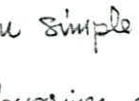


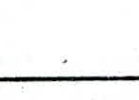
On prendra partout A_t = 4T8 (2.01 cm²) un cadre + un étrier.
ou deux cadres.

- FONDATIONS -

INTRODUCTION:

Le type de fondation qu'on adoptera est celui des semelles superficielles ancrées à deux (2) mètres au dessous de la surface du sol.

1. Rapport de sol: L'étude du sol de la zone d'implantation de notre bâtiment n'étant pas faite, on a été amené à choisir un rapport de sol établi par le (L.N.H.C) (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction) pour un terrain destiné à une construction d'un bâtiment semblable au notre.

SONDAGE		n°	1	1	1	Coupe	0,00
Profondeur (m)			1,4 - 1,6	3,3 - 3,9	4 - 4,5		
densité sèche: γ_d (t/m ³)			1,79	1,87	1,87		1,20 Argile lim. Sabl. brune
teneur en eau			15,80	14,72	15,60		2,00
degré de saturation: S_r			83,70	88,60	94,50		Argile limo. Sabl. Youâtre Compacté récupéré en carotte
densité humide: γ_h (t/m ³)			2,08	2,16	2,16		3,90
Granulométrie % passant à	2 mm		77,50	83,50	99,00		Sable arriteux rougeâtre à cailloutis récupéré en carotte
	0,080 mm		68,00	65,50	64,00		6,50
	25 μ		58,00	54,49	50,00		Sable fin jaune
	3 μ		37,46	27,70	24,67		8,00
Limites d'Atterberg	W_p (%)		39,00	42,50	33,50		Sable fin beige
	I_p (%)		19,00	27,80	13,20		9,20
Indice de consistence: I_c			1,22	0,99	1,28		10,00
Caractéristiques Odométriques	P_c (kg)		1,80	2,20	2,40		Grès compacte
	G_c		11,00	9,00	9,60		
	C_g		1,70	2,00	7,00		
Compression Simple				2,423			
Cisaillement rectiligne	W_i		13,10		13,40		
	W_f		13,10		13,80		
	C (kg/cm)		1,15		0,85		
	ϕ (degré)		3°		12°		

Conclusion: Le futur bâtiment pourra être fondé dans les argiles limoneuses sableuses.

2. calcul des semelles isolées:

Dans notre étude, les semelles seront calculées en compression simple sous les efforts normaux cumulés (dans les deux sens).

Les moments aux bases des poteaux sont repris par les longrines qui sont calculées en flexion composée.

Étapes de calcul:

- Dimensionnement de la semelle.
- Vérification des contraintes sous la semelle.
- Ferrailage de la semelle.

CONTRAİNTE ADMISSIBLE DU SOL:

La Contrainte admissible du sol doit être telle que tout risque de rupture est évité.
Le rapport de sol nous donne pour une profondeur (1,4 à 1,6) m.

$$\varphi = 3^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_c = 5,90 \\ N_q = 1,31 \\ N_\gamma = 0 \end{cases} ; c = 1,150 \text{ kg/cm}^2 ; \gamma_h = 2,08 \text{ t/m}^3 = 0,208 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$$

La Contrainte admissible pour une semelle isolée soumise à une charge verticale centrée est donnée par:

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h \cdot D + \frac{f \cdot \gamma_h \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot c \cdot N_c}{F} \quad F: \text{Coefficient de sécurité} = 3 \text{ à } 4$$

pour une semelle rectangulaire $L \times B$ ($L > B$) on a: $f = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})}$
D: Hauteur de pénétration de la semelle dans le sol.

L'expression de la Contrainte admissible pour une semelle isolée rectangulaire peut s'écrire:

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h \cdot D + \frac{(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{B}{L} \cdot \gamma_h \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + (1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}) \cdot c \cdot N_c}{F}$$

Dans notre cas $\frac{B}{L} = 0,6$; $D = 2 \text{ m}$; on prendra $F = 4$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = 0,208 \times 2 + \frac{0 + 0,208 \times 2(1,31 - 1) + (1 + 0,2 \times 0,6) \times 1,150 \times 5,90}{4} = 2,75 \text{ bars}$$

A cause de l'insuffisance du rapport de sol qui ne donne pas assez de précision à la profondeur $D = 2 \text{ m}$. On prendra $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$

CHARGES à PRENDRE EN COMPTE:

On a 3 semelles isolées à calculer, correspondant aux poteaux:
(L_1/T_5), (L_2/T_5) et (L_3/T_5).

TYPE			SP1		SP2		
			G+12P	0,8G+E	0,8G-E	G+P+12E	G+P-12E
L_1/T_5	Trans.	N_f	41,12	12,90	35,09	25,96	52,57
	Long.	N_p	15,08	10,03	10,70	14,33	15,13
	cumul.	N_c	56,20	22,93	45,79	40,29	67,70
L_2/T_5	Trans.	N_f	74,19	35,88	50,89	61,86	79,87
	Long.	N_p	15,08	10,03	10,70	14,33	15,13
	cumul.	N_c	89,27	45,91	61,59	76,19	95,00
L_3/T_5	Trans.	N_f	29,61	35,28	-1,92	49,63	42,23
	Long.	N_p	15,08	10,03	10,70	14,33	15,13
	cumul.	N_c	43,69	45,31	8,78	63,96	65,12

PRINCIPE DE CALCUL :

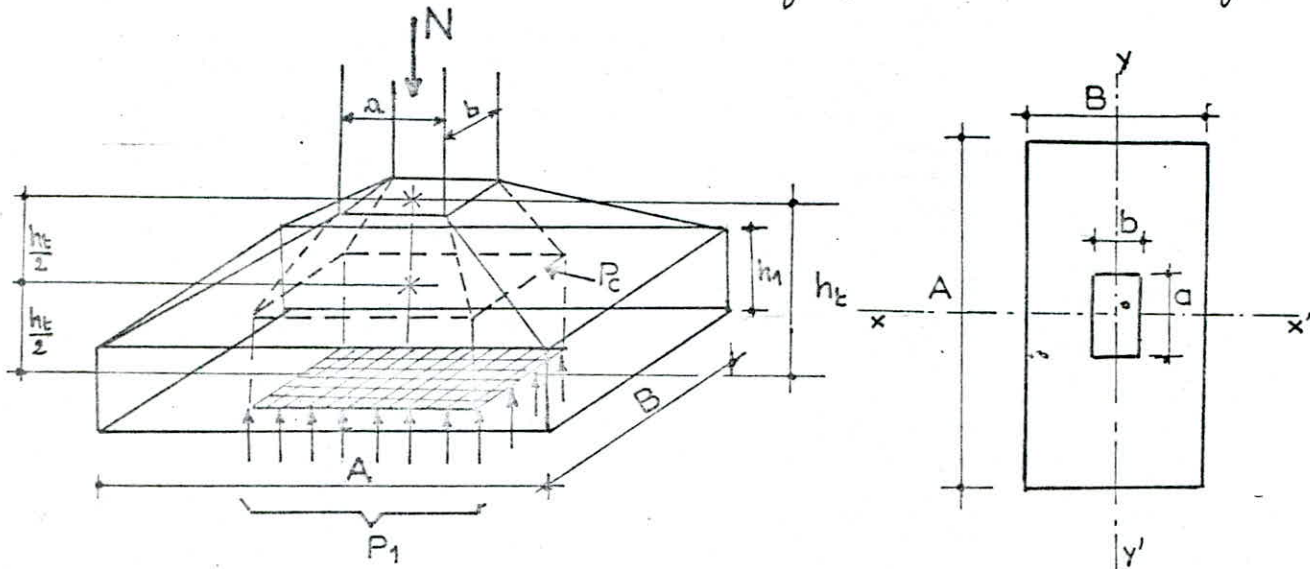
Les poteaux sont calculés en compression simple (effort normal seulement).
Les moments fléchissants aux bases des poteaux sont repris par les longrines et le voile de sous-bassement.

Soit N_1 : effort normal pour la sollicitation du 1^{er} genre.

N_2 : effort normal maximum pour les sollicitations du 2^e genre.

DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement se fait pour les sollicitations du 1^{er} genre.



En appelant A et B les côtés de la pile ($B < A$), a et b les côtés du poteau ($b < a$).

$$h_1 = \frac{P_{1e}}{2} \text{ à } \frac{P_{1e}}{3}; d' : \text{enrobage des aciers}$$

$$h_1 \geq (6\phi + 6), \quad \phi : \text{plus gros diamètre des aciers du ferrailage de la pile. } d''$$

$$A \cdot B \geq \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s}; \text{ en tenant compte du poids des terres à une profondeur } D. \text{ on prendra } (\gamma_{\text{terre}} = 2 \text{ t/m}^3)$$

$$N_1 + (D \cdot A \cdot B) \cdot \gamma_{\text{terre}} = \bar{\sigma}_s \cdot A \cdot B \quad \text{remarque } 1 \text{ bar} = 10,2 \text{ k/m}^2$$

$$N_1(\text{k}); A, D, B (\text{m}); \gamma_{\text{terre}} (\text{t/m}^3); \bar{\sigma}_s \text{ en bar on obtient multiplié par } 10^2$$

$$\text{D'où } A \times B \geq \frac{N_1}{10,2 \cdot \bar{\sigma}_s - 2D}$$

Les dimensions de la pile doivent rester homothétiques avec les dimensions du poteau. (condition obligatoire dans la méthode des bielles)

$$\text{Soit } k = \frac{B}{A} = \frac{b}{a} = \frac{30}{50} = \frac{3}{5} = 0,60$$

$$\text{D'où } B = \frac{3}{5} \cdot A = 0,6 \cdot A$$

Soit $0,6 \cdot A^2 \geq \frac{N_1}{10,2 \cdot \bar{\sigma}_s - 2D} \implies A \geq \sqrt{\frac{N_1}{(10,2 \cdot \bar{\sigma}_s - 2D) \cdot 0,6}}$

Dans cette formule N_1 : effort normal pour SPA exprimé en tonnes.
 $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du pol exprimé en bars.
 D : ancrage de la semelle en m.

Dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$ $D = 2 \text{ m}$ d'où $A \geq \sqrt{\frac{N_1}{(10,2 \cdot 2 - 2 \cdot 2) \cdot 0,6}} = \sqrt{\frac{N_1}{9,84}} = 0,32 \sqrt{N_1}$

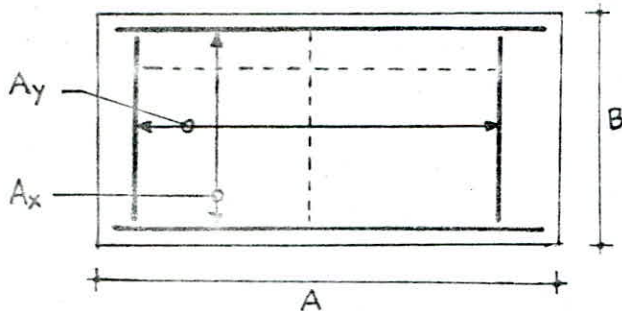
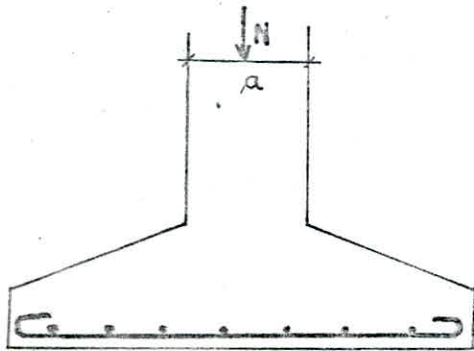
• En définitif : $A \geq 0,32 \sqrt{N_1}$ et $B \geq 0,6 \cdot A$.

• L'utilisation de la condition de hauteur, imposant de prendre pour h

La plus grande des deux valeurs : $h = h_t - d' \geq \frac{A-a}{4}$ soit $h_t \geq \frac{A-a}{4} + d'$
 $h = h_t - d' \geq \frac{B-b}{4}$ soit $h_t \geq \frac{B-b}{4} + d'$

- nous permet d'utiliser la "méthode des bielles" pour calculer les armatures du quadrillage.

$$A_x = \text{Max} \begin{cases} \frac{N_1(B-b)}{8 \cdot h \cdot 2300} \\ \frac{N_2(B-b)}{8 \cdot h \cdot 4200} \end{cases} ; \quad A_y = \text{Max} \begin{cases} \frac{N_1(A-a)}{8 \cdot h \cdot 2300} \\ \frac{N_2(A-a)}{8 \cdot h \cdot 4200} \end{cases}$$



• Les armatures supérieures de la semelle doivent être munies de retours ou crochets, capables d'équilibrer l'effort F provenant des bielles.

Les retours ou crochets présentent un rayon de courbure suffisant pour permettre à la condition de non écrasement du béton.

Les retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.



- et de supprimer toutes armatures secondaires (cadrés, étriers ou épingles) puisque l'expérience prouve qu'il n'y a aucun risque de cisaillement.

VERIFICATIONS DIVERSES:

a) FISSURATION:

On doit avoir: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{em} \leq \max(\sigma_1; \sigma_2)$

$$\text{avec } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_g}{1 + 10 \bar{\omega}_g} & ; \bar{\omega}_g = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} \quad , \quad K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (peu nuisible)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} & ; \eta = 1,6 \text{ (Acier H.A.)} \end{cases}$$

pour $\phi = 10 \text{ mm}$ on a $\sigma_2 = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$ soit $\bar{\sigma}_a < \sigma_2$ Condition de fissuration toujours déviée.

pour $\phi \geq 12 \text{ mm}$ on a $\sigma_2 \leq 2607 \text{ kg/cm}^2$ soit $\bar{\sigma}_a > \sigma_2$,

il donc exigé d'avoir: $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_g}{1 + 10 \bar{\omega}_g} \geq \bar{\sigma}_a$

Soit $\bar{\omega}_g \geq \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{K \cdot \eta - 10 \phi \bar{\sigma}_a} \rightarrow \bar{\omega}_g \geq \bar{\omega}_{g_0}$

Il suffit de vérifier: $\bar{\omega}_{g_{\min}} = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} \geq \bar{\omega}_{g_0}$

ϕ_{\min}	12	14
$\bar{\omega}_{g_0} (\%)$	1,62	1,95

b) ADHERENCE:

Pour éviter de mettre des crochets aux extrémités on doit avoir $\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$. $\bar{\sigma}_d = 2,8 \cdot \bar{\sigma}_b = 16,52 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Soit } \bar{\sigma}_d = \frac{4 \bar{\sigma}_b}{A n \pi \phi} \leq \bar{\sigma}_d \quad F_0 = A \cdot \bar{\sigma}_b = \frac{n \pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_b \rightarrow \phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_b} \cdot A$$

Remarque: On mettra les crochets réglementaire même dans le cas où l'adhérence est vérifiée.

c) POINÇONNEMENT:

On peut, aisément remarquer que « la condition de raidissement » peut conduire le projecteur à adopter des poutres

« assez plates » lorsque le pol d'assise permet d'adopter une forte contrainte, puisque, dans ces conditions, A diminue au fur et à mesure que la contrainte admissible augmente. Il y a, alors, risque de poinçonnement de la poutre.

Caquot a proposé la formule empirique $h_t - d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{h_t}{\bar{\sigma}'_{b_0}}}$

$\bar{\sigma}'_{b_0}$: contrainte admissible en compression simple.

En pratique, on s'aperçoit que dès que la contrainte au sol est voisine ou supérieure à 2 bars, il faut vérifier la poutre par la formule de CAQUOT.

2.1 CALCUL DE LA SEMELLE: (L1/T5)

a) dimensionnement:

$$A \geq 0,32 \cdot \sqrt{N_1}$$

$$B \geq 0,60 \cdot A$$

$$N_{1 \text{ cumulé}} = 56,20 \text{ t}$$

$$A \geq 2,40 \text{ m}$$

$$B \geq 1,45 \text{ m}$$

$$A = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{on prendra } B = 1,50 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{A-a}{4} + d$$

$$h_t \geq \frac{240-50}{4} + 5 = 52,5 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 55 \text{ cm}$ d'où $h = 50 \text{ cm}$; $h_1 = 20 \text{ cm}$

b) ferraillage:

"La méthode des bielles" donne: pour $N_{1 \text{ cumulé}} = 56,20 \text{ t}$

$$N_{2 \text{ cumulé}} = 67,70 \text{ t}$$

$$A_x = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1 \cdot (B-b)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{56,20 \cdot 10^3 \cdot (150-30)}{8 \cdot 50 \cdot 2800} = 6,02 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2 \cdot (B-b)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{67,70 \cdot 10^3 \cdot (150-30)}{8 \cdot 50 \cdot 4200} = 4,84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_y = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1 \cdot (A-a)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{56,20 \cdot 10^3 \cdot (240-50)}{8 \cdot 50 \cdot 2800} = 9,53 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2 \cdot (A-a)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{67,70 \cdot 10^3 \cdot (240-50)}{8 \cdot 50 \cdot 4200} = 7,66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x = 6,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ T}10 (7,80 \text{ cm}^2) \quad e = 25 \text{ cm} (7,5 \text{ cm du bord})$$

$$A_y = 9,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 13 \text{ T}10 (10,14 \text{ cm}^2) \quad e = 11 \text{ cm} (9 \text{ cm du bord})$$

c) vérifications:

1. fissuration:

Les aciers utilisés ont tous un diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$, $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 2855,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ soit } \bar{\sigma}_a < \sigma_s \text{ - condition de fissuration toujours vérifiée.}$$

2. adhérence: $\bar{\sigma}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Suivant } A_x: \phi = 1,0 \text{ cm} < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,52}{2800} \cdot 240 = 1,42 \text{ cm} \quad (\text{crochets non nécessaires})$$

$$\text{Suivant } A_y: \phi = 1,0 \text{ cm} > \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = \frac{16,52}{2800} \cdot 150 = 0,89 \text{ cm} \quad (\text{crochets nécessaires})$$

3. poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_1}{\bar{\sigma}_a}} = 1,44 \sqrt{\frac{56,20 \cdot 10^3}{68,85}} = 41,15 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} > 41,15 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Pas de rippe de poinçonnement.

(sans compter la hauteur de la couche de béton de propreté)

2.2 CALCUL DE LA SEMELLE: (L2/T5)

a) dimensionnement :

$$N_{1cum.} = 89,27 \text{ t} \quad ; \quad N_{2cum.} = 95,00 \text{ t}$$

$$A \geq 0,32 \sqrt{N_1}$$

$$\text{soit } A \geq 3,00 \text{ m}$$

$$A = 3,00 \text{ m}$$

$$B \geq 0,60 A$$

$$B \geq 1,80 \text{ m} \quad \text{on prendra } B = 1,80 \text{ m}$$

$$h_e \geq \frac{A-a}{4} + d \quad \text{soit } h_e \geq \frac{300-50}{4} + 5 = 67,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } h_e = 70 \text{ cm} \quad \text{d'où } h = 65 \text{ cm} \quad ; \quad h_1 = 25 \text{ cm}$$

b) ferraillage: "La méthode des bielles" donne :

$$A_x = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1(B-b)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{89,27 \cdot 10^3 (180-30)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 9,20 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2(B-b)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{95,00 \cdot 10^3 (180-30)}{8 \cdot 65 \cdot 4200} = 6,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_y = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1(A-a)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{89,27 \cdot 10^3 (300-50)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 15,33 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2(A-a)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{95,00 \cdot 10^3 (300-50)}{8 \cdot 65 \cdot 4200} = 10,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x = 9,20 \text{ cm}^2 \rightarrow 13 \text{ T}10 (10,14 \text{ cm}^2), \quad e = 24 \text{ cm} \quad (5 \text{ cm du bord})$$

$$d = A_y = 15,33 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ T}12 (18,08 \text{ cm}^2), \quad e = 14 \text{ cm} \quad (3,5 \text{ cm du bord})$$

c) vérifications:

1. fissuration: L'acier utilisé dans la poutre A_y est $\phi = 12 \text{ mm}$.

On doit vérifier que $\overline{\omega}_{s,max} = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\frac{A}{d} \right)_{min} \geq \overline{\omega}_{s,0} \quad \overline{\omega}_{s,0} = 1,62\%$

$$\overline{\omega}_{s,max} = \frac{1}{2 \times 180} \cdot \left(\frac{18,08}{3,1} \right) = 0,0162 = 1,62\% \quad \text{- fissuration vérifiée -}$$

2. adhérence: $\overline{\sigma}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$; $\overline{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Suivant } A_x: \phi = 1,0 \text{ cm} < \frac{\overline{\sigma}_d}{\overline{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,52}{2800} \cdot 300 = 1,77 \text{ cm} \quad (\text{crochets non nécessaires})$$

$$\text{Suivant } A_y: \phi = 1,2 \text{ cm} > \frac{\overline{\sigma}_d}{\overline{\sigma}_a} \cdot B = \frac{16,52}{2800} \cdot 180 = 1,06 \quad (\text{crochets nécessaires})$$

3. poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{bo}}} = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{89,27 \cdot 10^3}{68,85}} = 51,85 \text{ cm}$$

(Sans tenir compte de la hauteur de la couche de béton de propreté)

$$h = 65 \text{ cm} > 51,85 \text{ cm} \quad \text{- Condition vérifiée -} \quad \text{Donc pas de risque de poinçonnement.}$$

2.3 CALCUL DE LA SEMELLE: (L3/T5)

a) dimensionnement:

$$N_{cum.} = 43,69 \text{ t} \quad ; \quad N_{2cum.} = 65,12 \text{ t.}$$

$$A \geq 0,32 \cdot \sqrt{N_1}$$

$$B \geq 0,60 \cdot A$$

soit $A \geq 2,12 \text{ m}$ $A = 2,00 \text{ m}$

$B \geq 1,27 \text{ m}$ ou prendra $B = 1,50 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{A-a}{4} + d \quad \text{soit} \quad h_t \geq \frac{200-50}{4} + 5 = 42,5 \text{ cm}$$

On prendra $h_t = 55 \text{ cm}$ d'où $h = 50 \text{ cm}$ -idem la semelle (L1/T5)
 $h_1 = 20 \text{ cm}$

b) ferraillage: "La méthode des bielles" donne:

$$A_x = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1 \cdot (B-b)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{43,69 \cdot 10^3 \cdot (150-30)}{8 \cdot 50 \cdot 2800} = 4,68 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2 \cdot (B-b)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{65,12 \cdot 10^3 \cdot (150-30)}{8 \cdot 50 \cdot 4200} = 4,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_y = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} * \frac{N_1 \cdot (A-a)}{8 \cdot h \cdot 2800} = \frac{43,69 \cdot 10^3 \cdot (200-50)}{8 \cdot 50 \cdot 2800} = 5,85 \text{ cm}^2 \\ * \frac{N_2 \cdot (A-a)}{8 \cdot h \cdot 4200} = \frac{65,12 \cdot 10^3 \cdot (200-50)}{8 \cdot 50 \cdot 4200} = 5,81 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

soit: $A_x = 4,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T10 (6,28 \text{ cm}^2)$, $e = 26 \text{ cm}$ (9 cm du bord)

$A_y = 5,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T10 (6,28 \text{ cm}^2)$, $e = 20 \text{ cm}$ (5 cm du bord)

c) vérifications:

1. fissuration:

Les aciers utilisés ont tous un diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$, $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$ soit $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_s$ Condition de fissuration toujours vérifiée.

2. adhérence:

$\bar{\sigma}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$\phi = 1,0 \text{ cm} < \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,52}{2800} \cdot 200 = 1,18 \text{ cm}$ (crochets non nécessaires)

3. poinçonnement:

$h \geq 1,44 \cdot \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_b}} = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{43,69 \cdot 10^3}{68,85}} = 36,30 \text{ cm}$

sans tenir compte de la hauteur de la couche du béton de propreté,

$h = 50 \text{ cm} > 36,30 \text{ cm}$

- Condition vérifiée.

Donc Pas de risque de poinçonnement.

- LONGRINES -

Conformément à l'article 4-2-3-3 du R.P.A (81/83).

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{10}$ pour les terrains meubles.

où N est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation il faut ajouter, le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

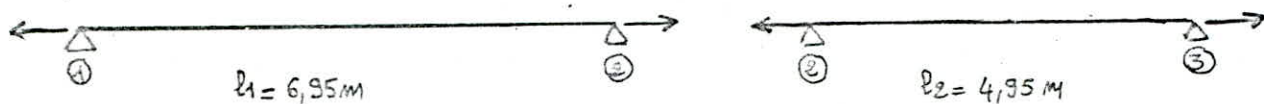
Dans notre étude on suppose que les moments à la base des poteaux sont repris par les longrines, qui ne reposent pas sur le psl.

- Les longrines seront calculées en flexion composée : $(M; \frac{N}{10}^{max})$.
- Les penelles seront calculées en compression simple : N^{max} .

Dimensions des longrines : $h_L = 60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 5 \text{ cm}$.

* Sous SP1 $\overline{\sigma}_b' = 68,85 \text{ kg/cm}^2$; $\overline{\sigma}_t' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$; $\overline{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.
 * Sous SP2 $\overline{\sigma}_b' = 103,28 \text{ kg/cm}^2$; $\overline{\sigma}_t' = 206,56 \text{ kg/cm}^2$; $\overline{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

N'étant un effort de traction, la section est entièrement tendue si $e_0 \leq e_1$
 elle est partiellement comprimée si $e_0 > e_1$ $A' = A'_p$ et $A = A_p + \frac{N}{\sigma_a}$
 (Dans le cas de traction et support négatif.)
 Dans nos calculs on feraite symétriquement ($A = A'$).



Le rapport de portée : $\alpha = \left(\frac{l_2}{l_1}\right) = \frac{4,95}{6,95} = 0,71$

		Sous SP1: $M_2 = 9,32 \text{ t.m}$			Sous SP2: $M_2 = 21,22 \text{ t.m}$		
M_{ed}	$= \alpha \cdot M_2 = 0,71 \cdot M_2$	$M_{ed} = 0,70 \text{ t.m}$		$M_{ed} = 15,07 \text{ t.m}$			
M_{eg}	$= (1-\alpha) \cdot M_2 = 0,29 M_2$	$M_{eg} = 0,99 \text{ t.m}$		$M_{eg} = 6,16 \text{ t.m}$			

Axe	SP	N	S	N _{max}	M _{ed}	M _{eg}	e ₀	e ₁	P.C	$\overline{\sigma}_b'$	$\overline{\sigma}_t'$	M _{rb}	M ₁	M ₂	A = A'
1	SP1	1,79	41,12	15,08	5,62	31,85	10,00	P.C	137,7	41,35	22,77	3,20	2,21	4,33	
	SP2	18,88	52,57	15,13	6,77	27,20	10,00	P.C	206,56	148,15	34,16	20,57	10,07	11,63	
2	SP1	0,99	74,19	15,08	8,93	11,09	10,00	P.C	94,29	41,55	12,75	3,22	2,23	5,42	
	SP2	15,07	61,56	14,33	7,62	13,77	10,00	P.C	206,56	121,24	34,16	16,53	7,02	10,03	
3	SP1	1,05	59,61	15,08	4,37	24,03	10,00	P.C	124,01	33,05	19,47	2,14	1,46	3,02	
	SP2	18,95	49,99	15,13	6,51	23,10	10,00	P.C	206,56	148,17	34,16	20,58	10,07	11,62	

$A^{max} = 11,68 \text{ cm}^2$, on choisira un ferrillage symétrique $A = A' = 6 T 16 (12,06 \text{ cm}^2)$

BIBLIOGRAPHIE

- . Cours de Béton Armé : Tome II Calcul des Ouvrages : BELAZOUGUI
- Calcul et vérification des Ouvrages en Béton Armé: P.CHARON
- Dynamique des structures et sismologie de l'Ingénieur: DOBRESCU
- Cours dispensés à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger: ENPA
- Règles Techniques de conception et de calcul du Béton Armé: CCEA68
- Règles Parasismiques Algérienne : R.P.A 81/83
- Concepton et calcul des structures soumises aux séismes
(R . P . A 81/83) : O . P . U
- Agenda du Batiment : NACHTERGAL .

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

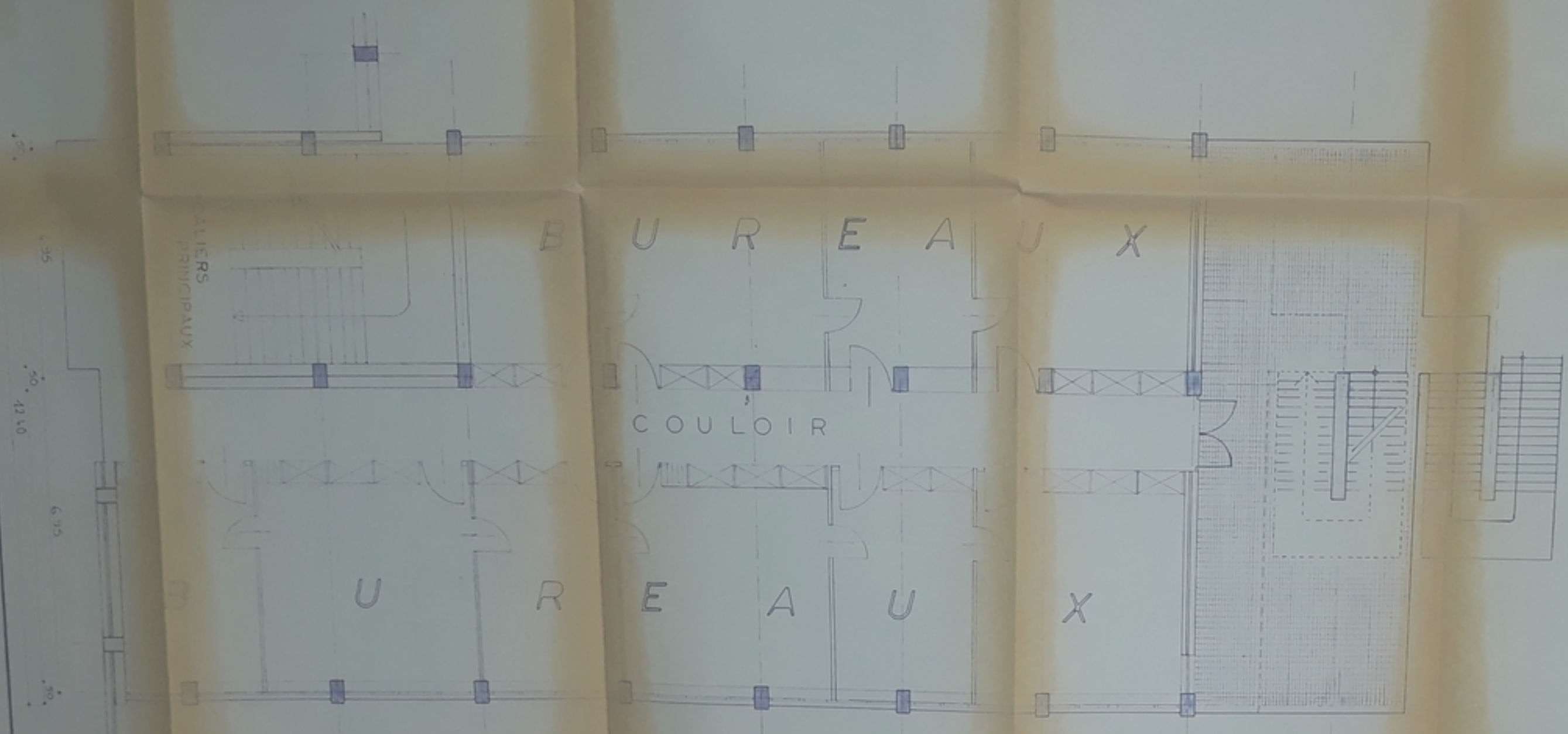
-SUJET-

BATIMENT ADMINISTRATIF

Proposé par : S.N.T.F	Etudié par : AMGHAR CHIKH	Dirigé par : BAZA A. ZEGHLACH B.
-----------------------	------------------------------	-------------------------------------

PLANS à consulter

REFERENCE N° T.Y.P.E.	TITRE DU PLAN
1. ARCH	COUPE - LONGITUDINALE - TRANSVERSALE (BLOC NORD)
2. ARCH	1 ^{er} ETAGE BLOC NORD
3. ARCH	1 ^{er} ETAGE BLOC SUD
4. ARCH	1 ^{er} ETAGE BLOC EST
5. ARCH	1 ^{er} ETAGE BLOC OUEST
1. STRU	COFFRAGE & FERRAILLAGE ESCALIERS EXTERIEURES
2. STRU	COFFRAGE & FERRAILLAGE ESCALIERS PRINCIPAUX
3. STRU	FERRAILLAGE -DALLEES -POUTRELLES
4. STRU	COFFRAGE DALLES (COUPES & DETAILS)
5. STRU	COFFRAGE & FERRAILLAGE PORTIQUE TRANSVERSAL (T ₅)
6. STRU	COFFRAGE & FERRAILLAGE PORTIQUE LONGITUDINAL (L ₁)
7. STRU	COFFRAGE -SEMELLES -LONGRINES -VOILE PERIFERIQUE
8. STRU	FERRAILLAGE -SEMELLES -LONGRINES -VOILE PERIFERIQUE



PB08635

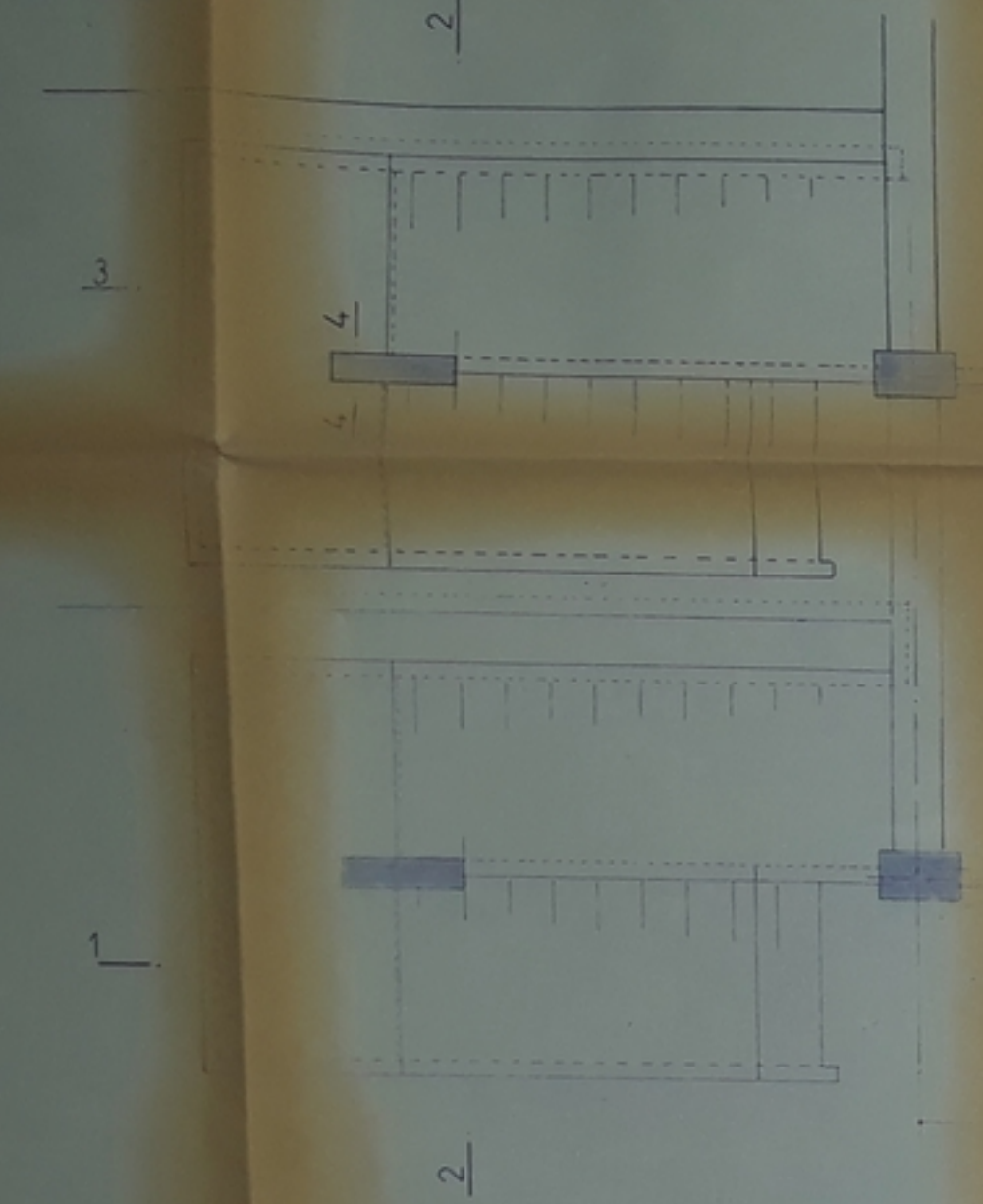
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

BATIMENT ADMINISTRATIF

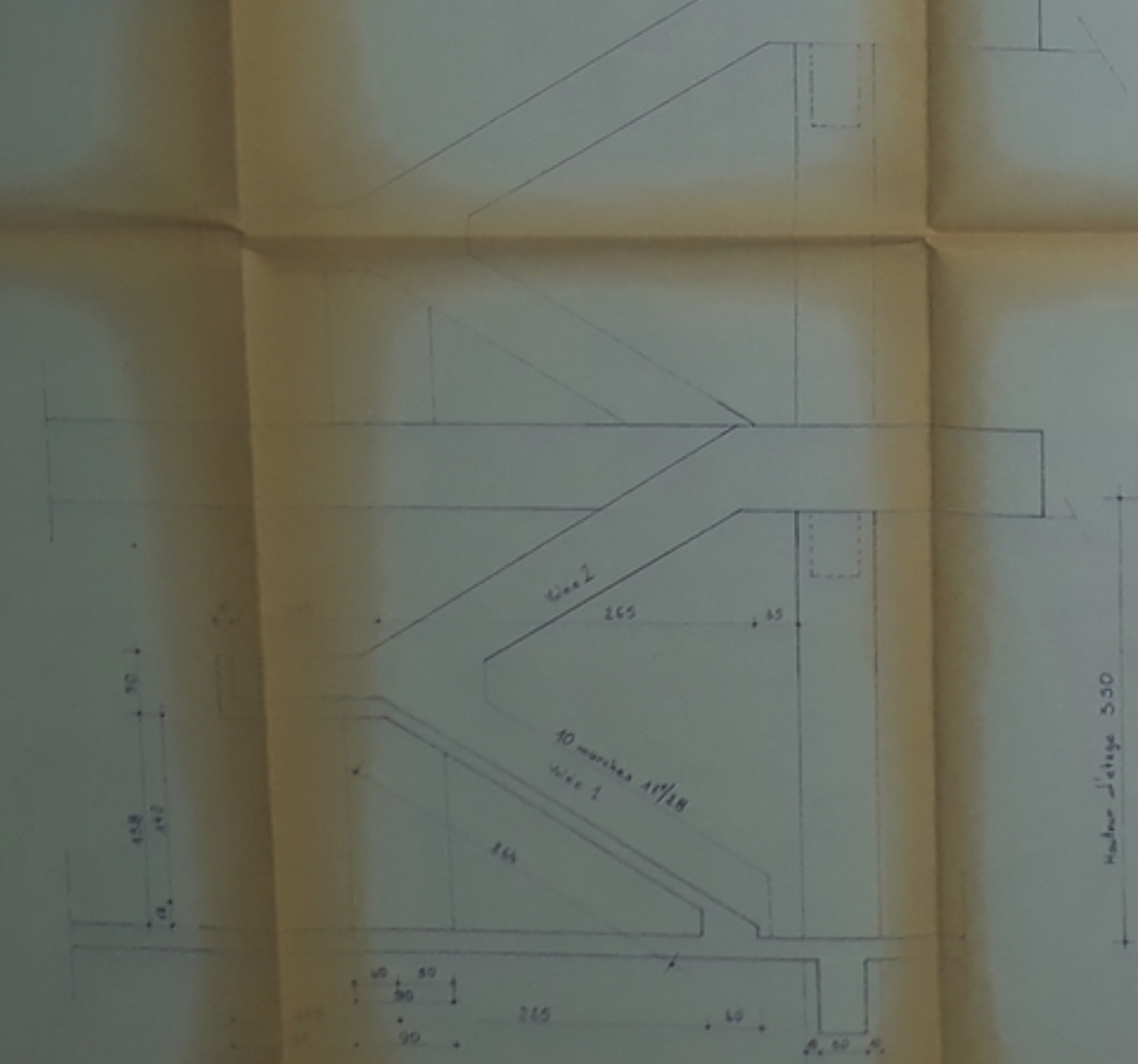
1^{er} ETAGE
BLOC NORD

ÉCHELLE	1/50
DATE	2
REVISION	

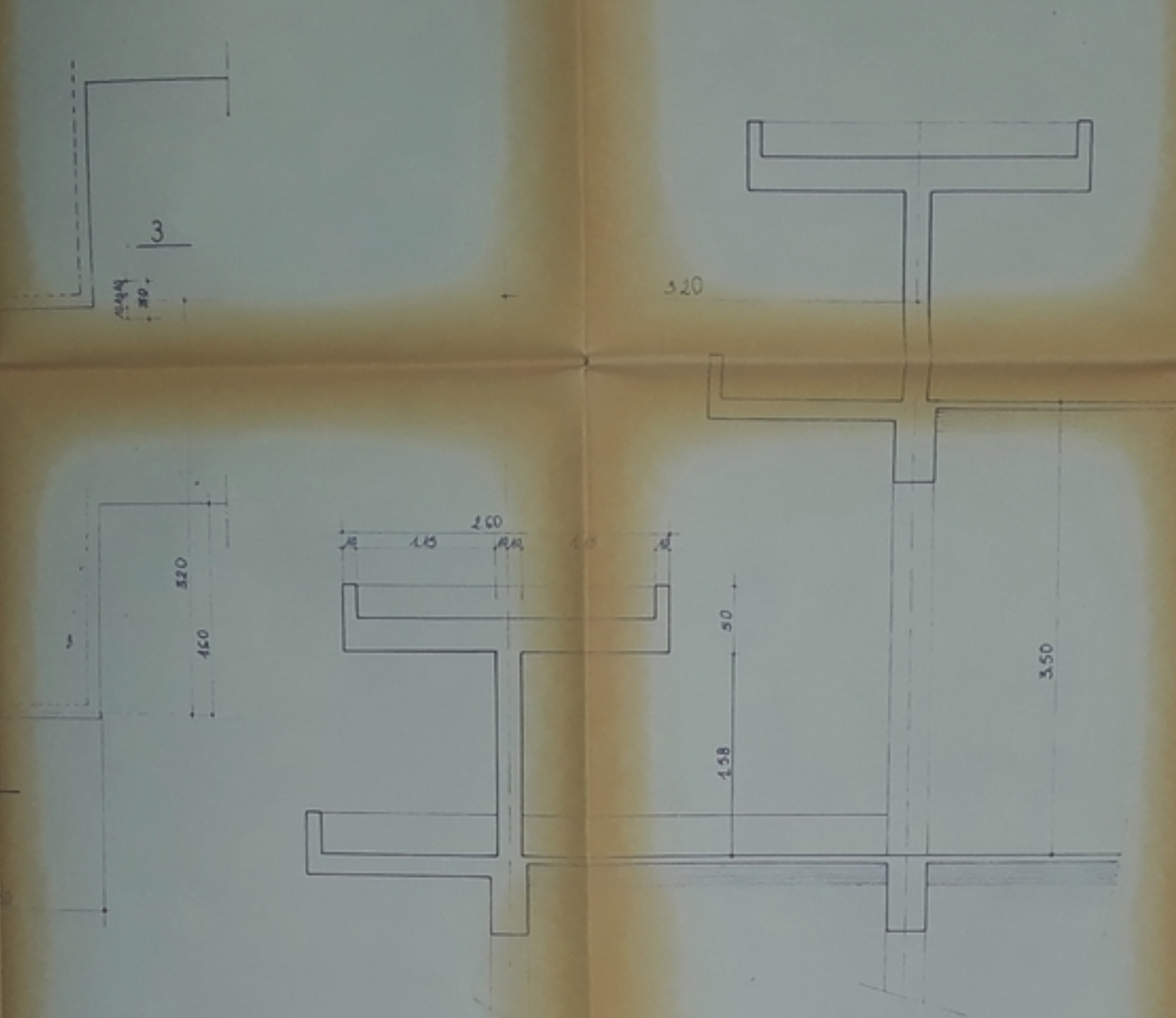
PLAN



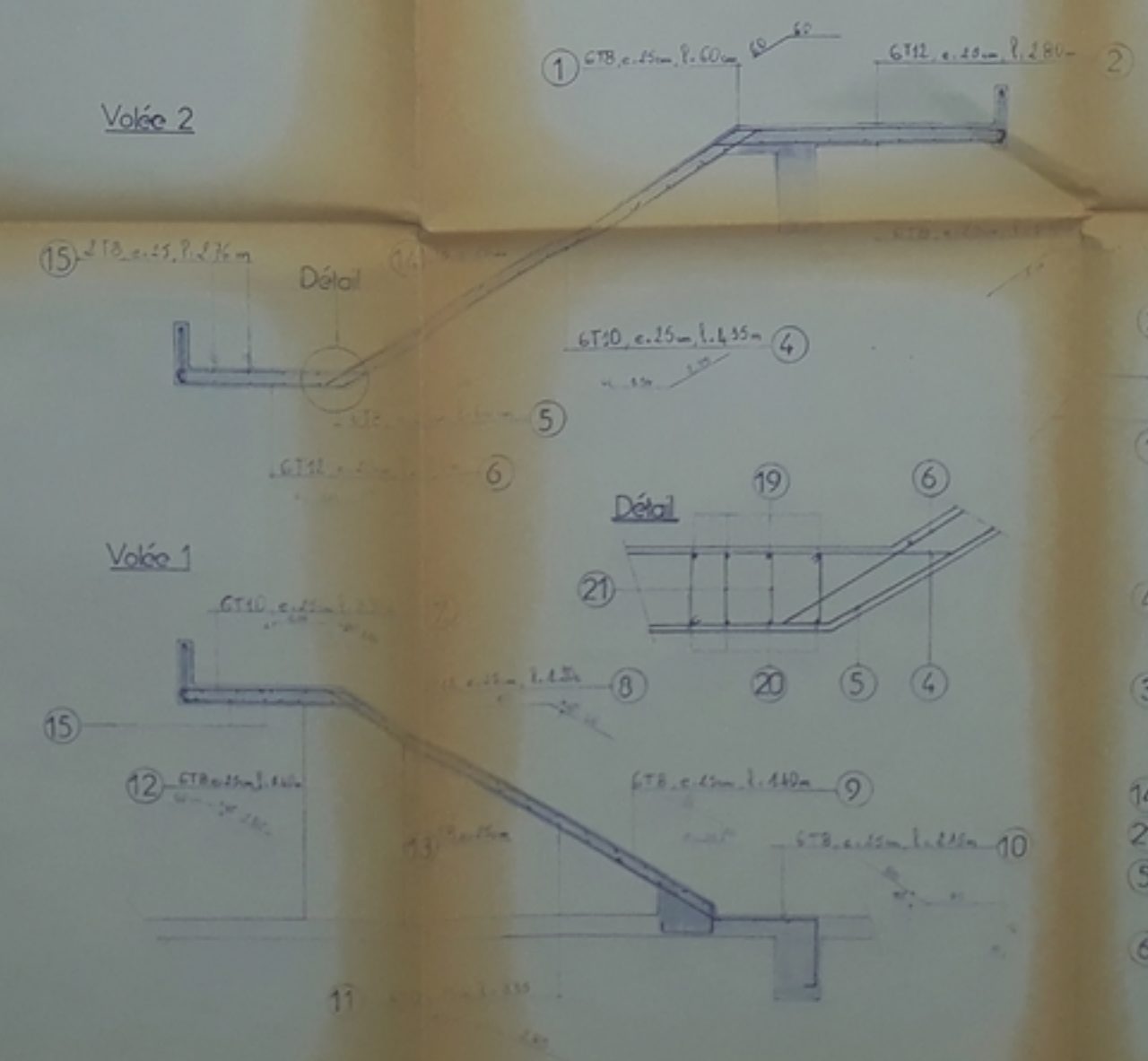
COUPE 1-1



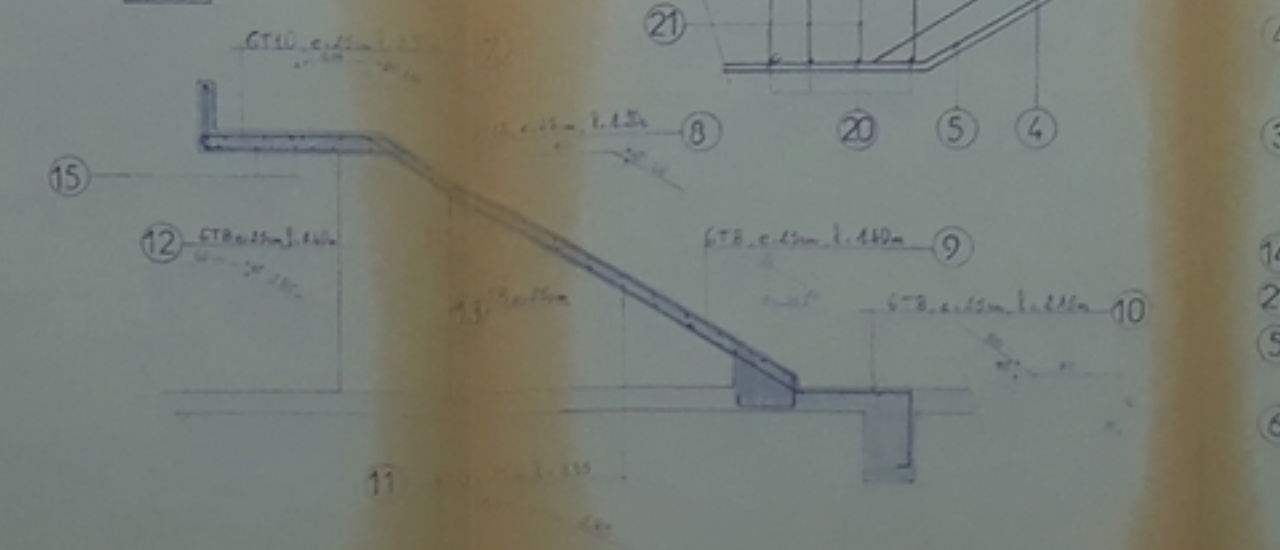
COUPE 2-2



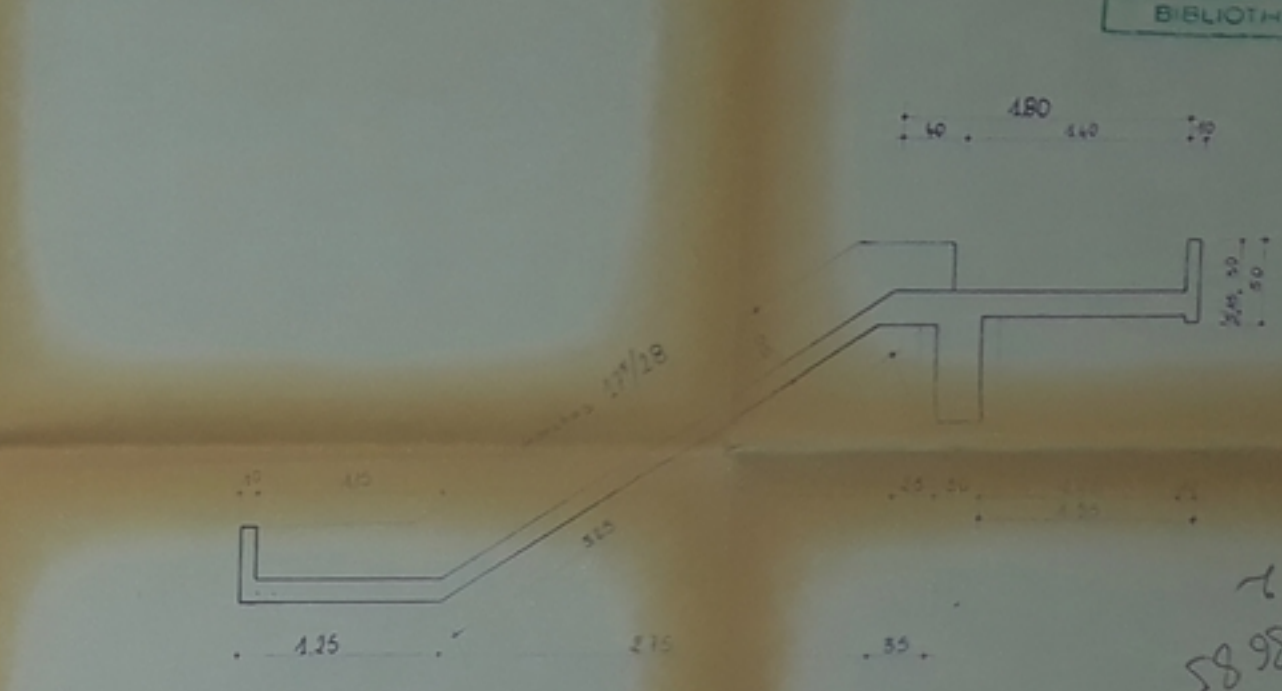
Voie 2



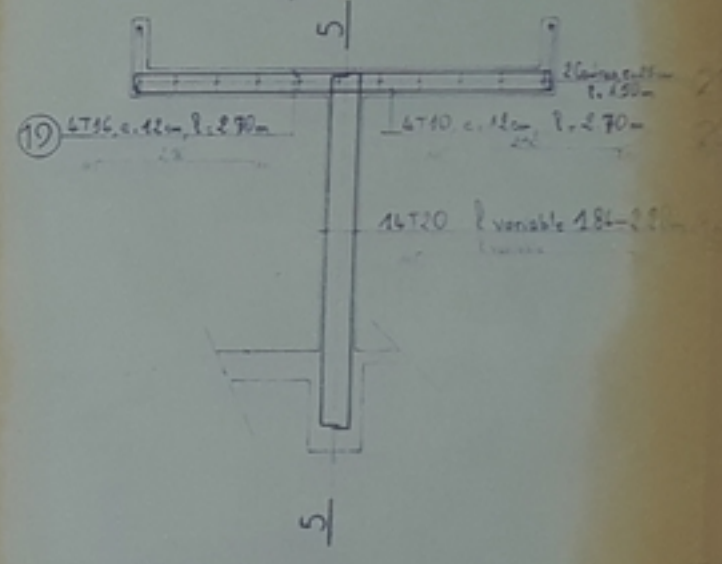
Voie 1



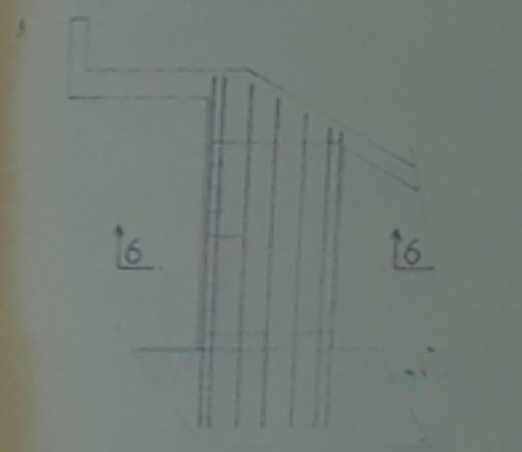
COUPE 3-3



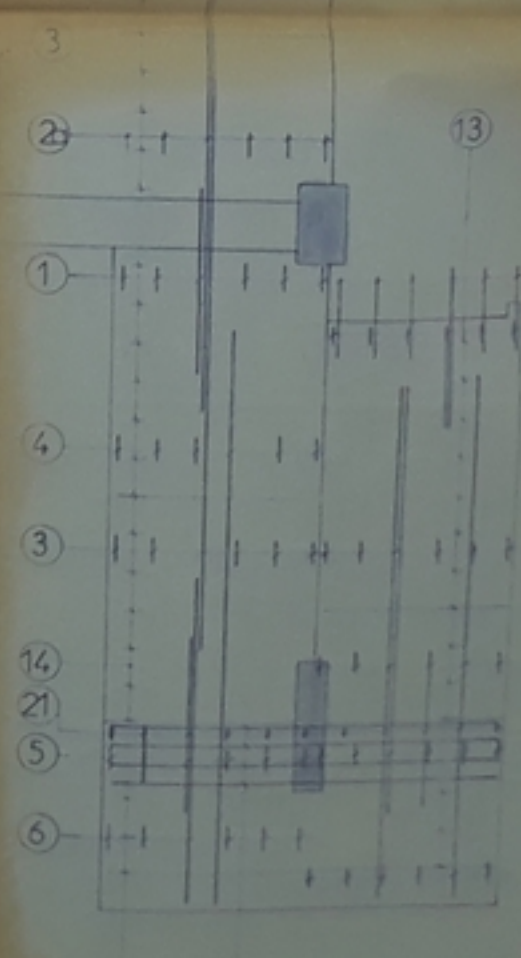
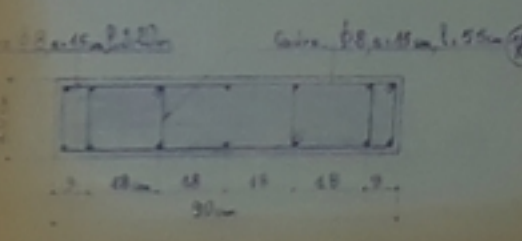
COUPE 4-4



COUPE 5-5



COUPE 6-6



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

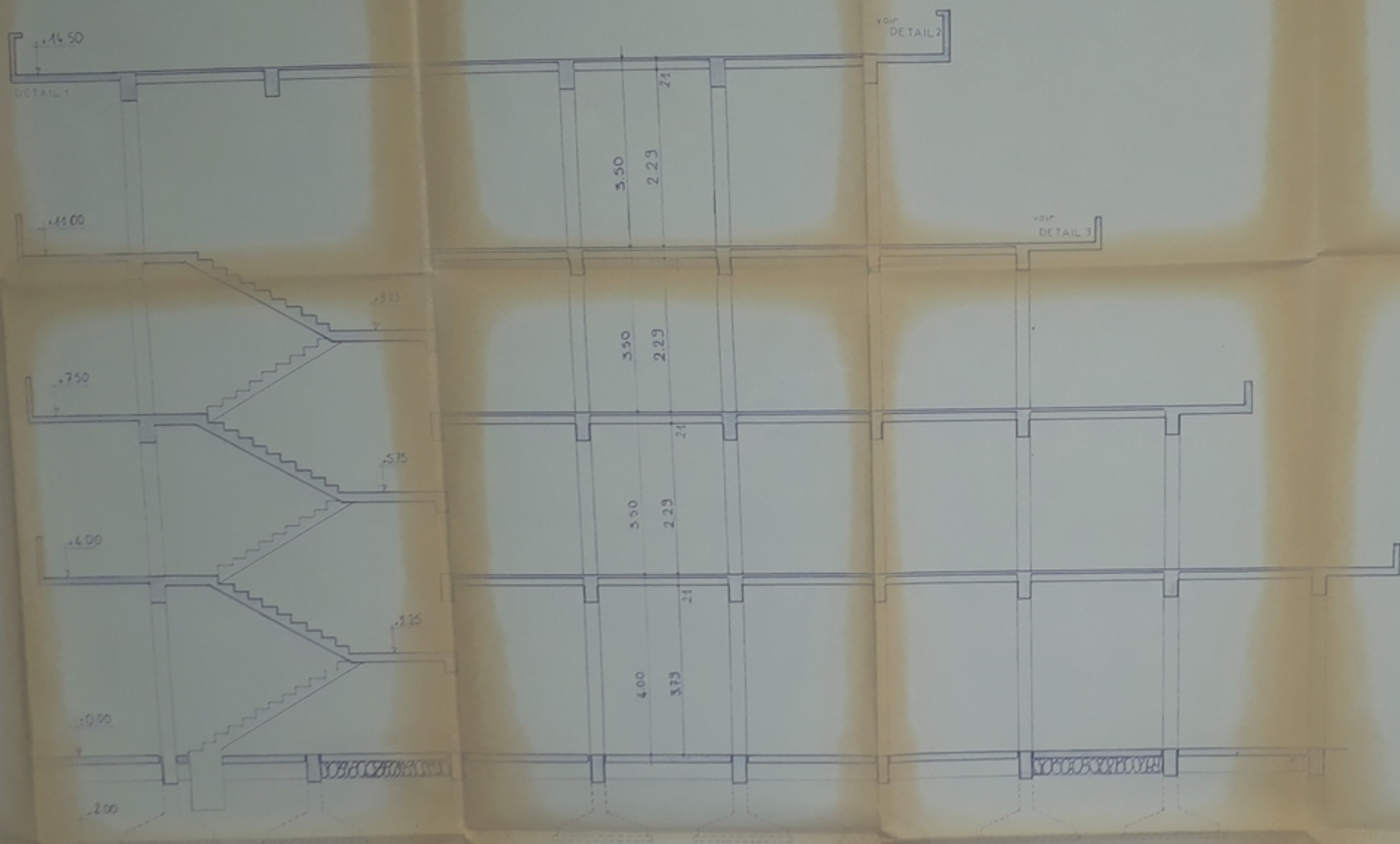
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

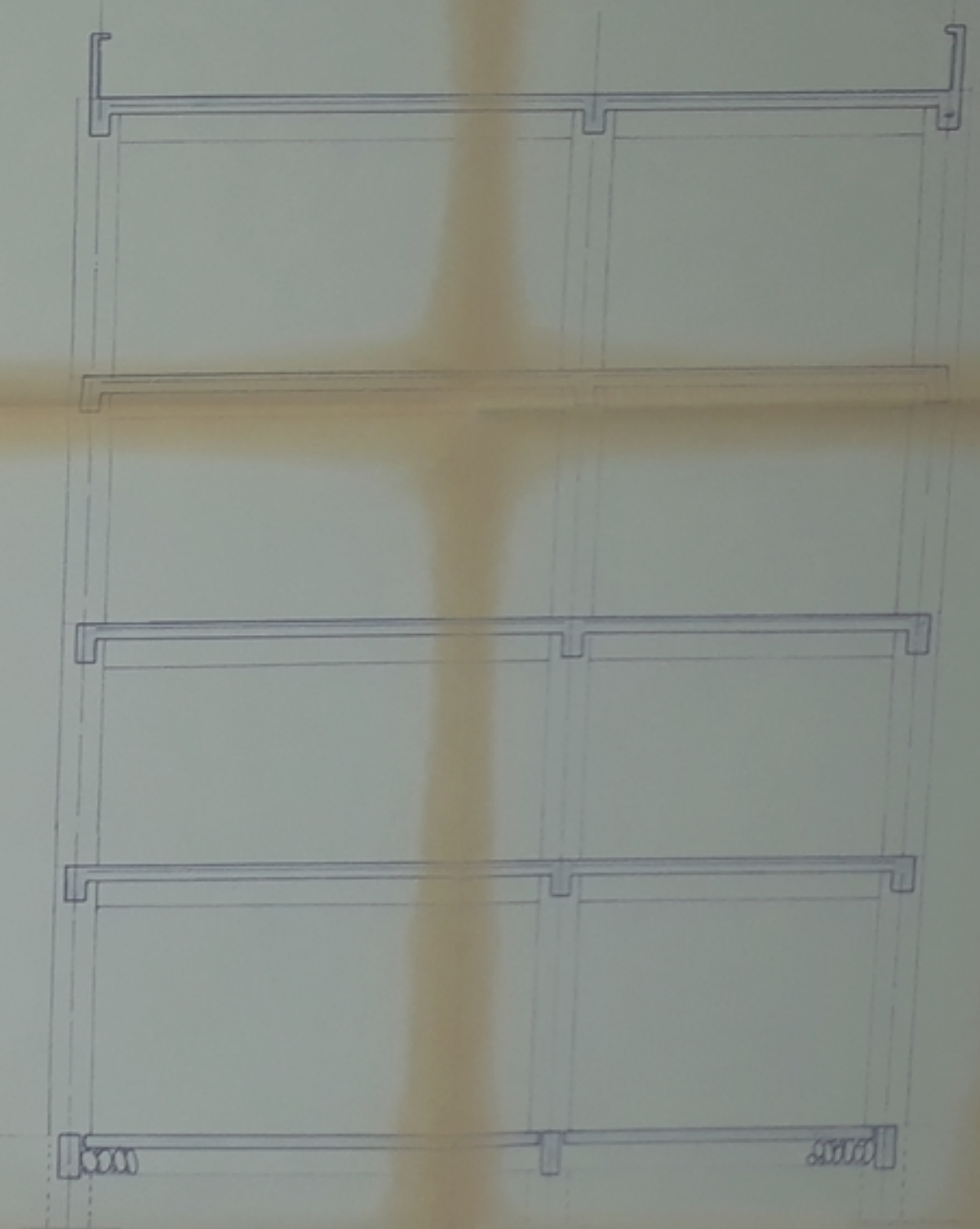
SUJET
PB 08685
BATIMENT ADMINISTRATIF

DESCRIPTION	AMOUNT	DATE
BOITAGE & FERRAILLAGE	1/25 & 1/10	
BOITERS EXTERIEURS	1	
COUPES & DETAILS		

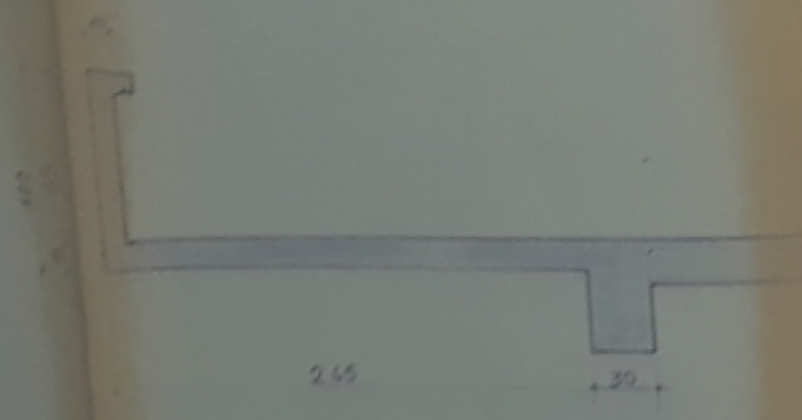
— COUPE LONGITUDINALE —



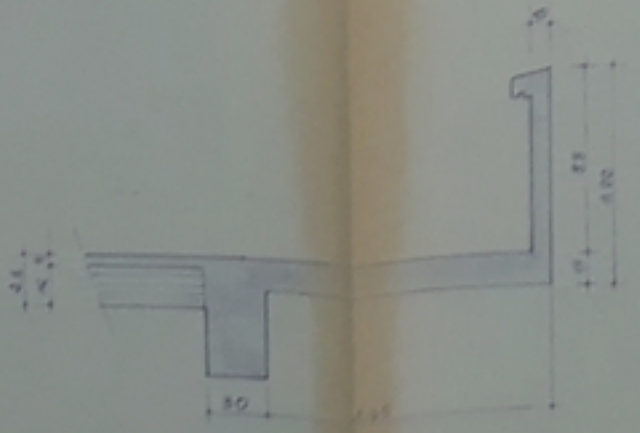
— COUPE TRANSVERSALE —



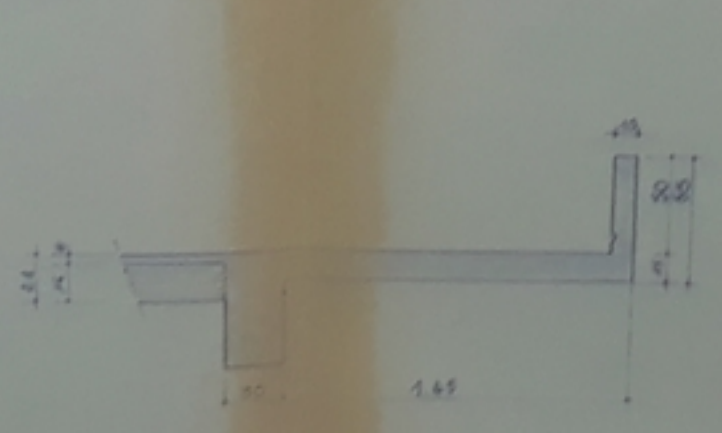
— DETAIL 1 —



— DETAIL 2 —



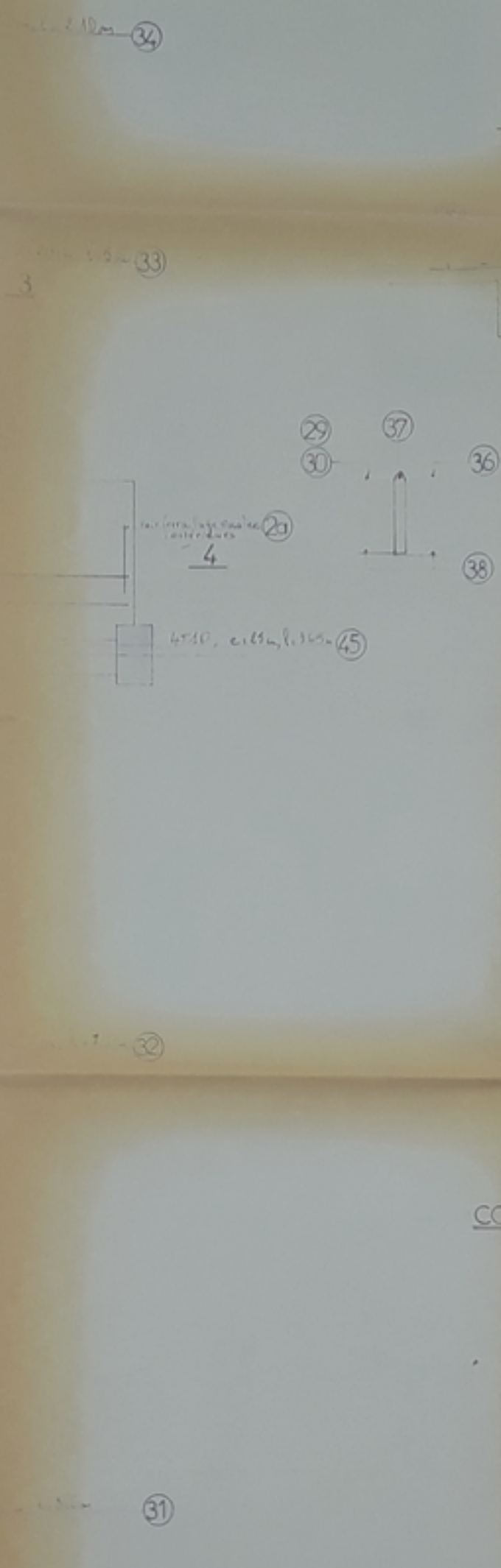
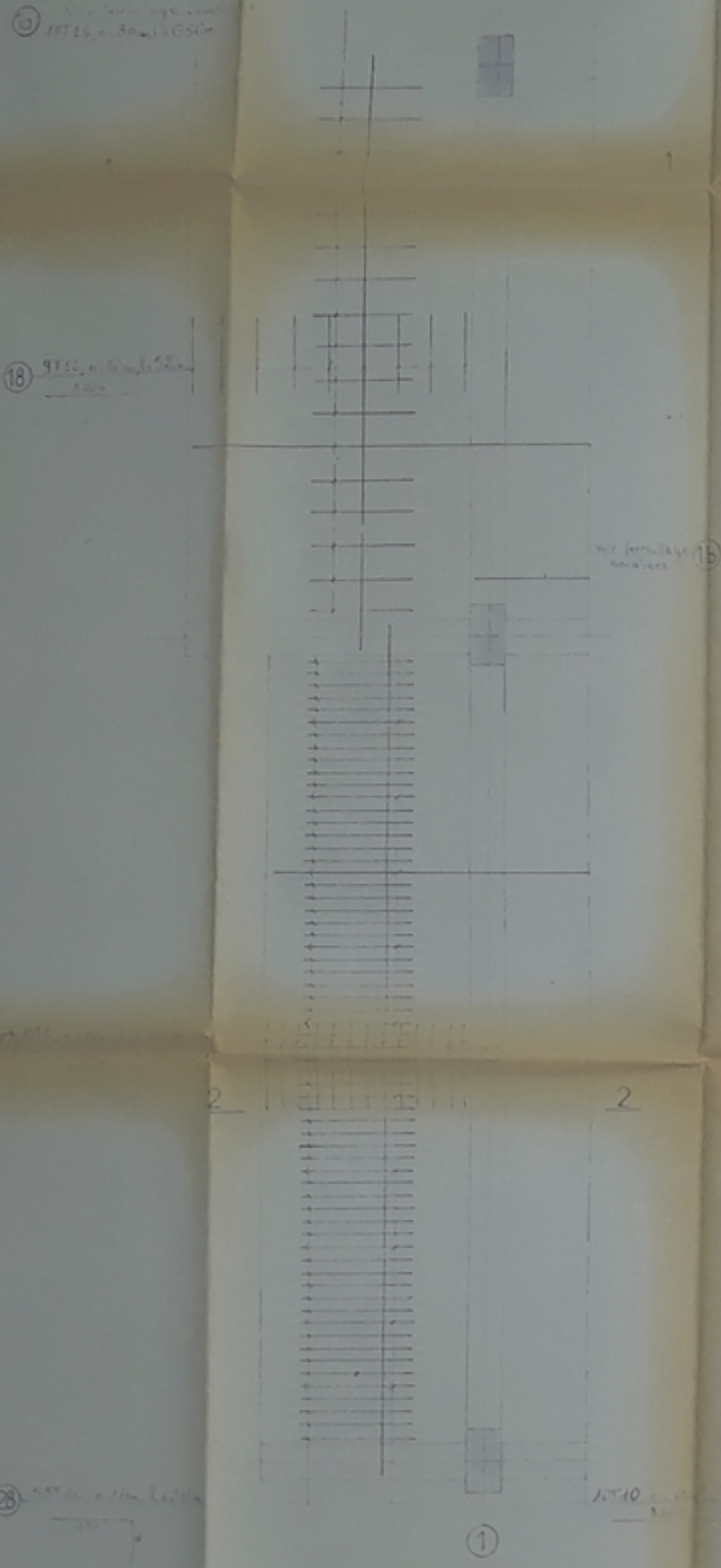
— DETAIL 3 —



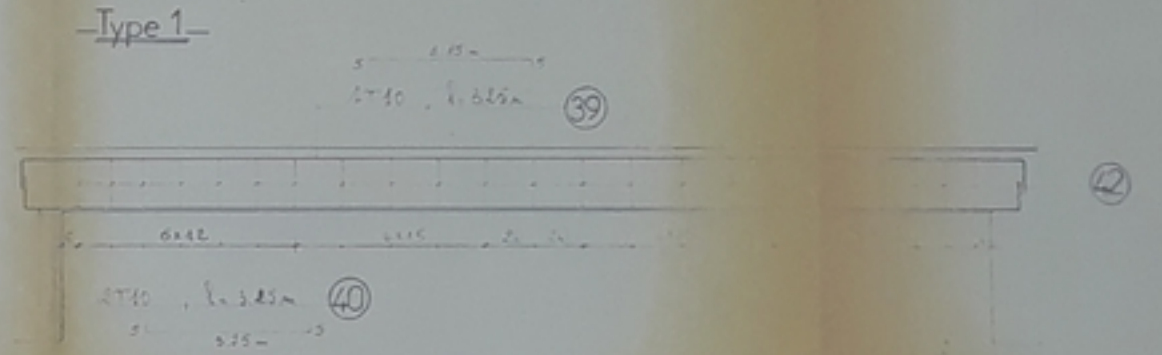
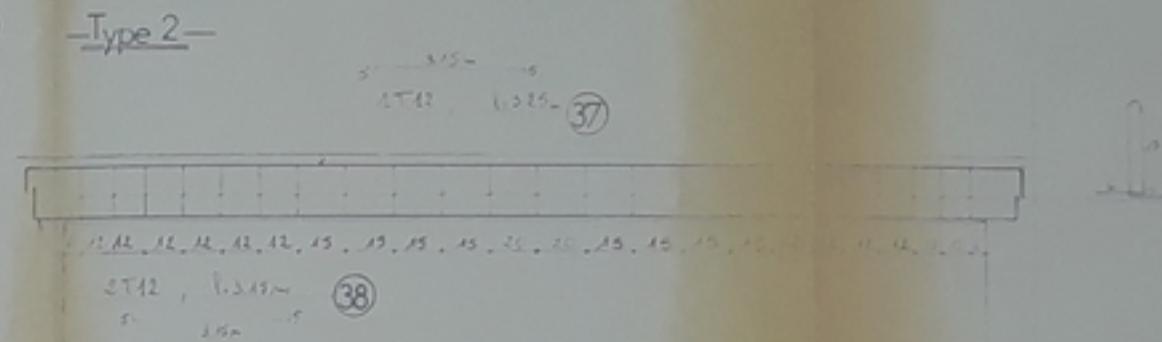
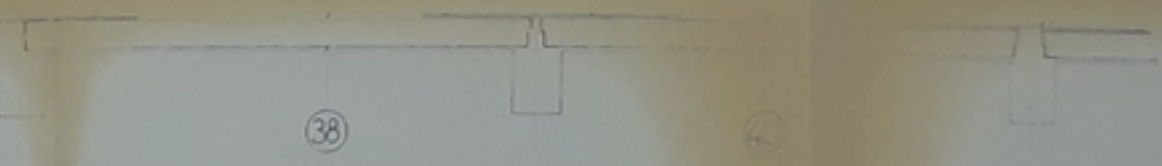
PB 08685
- 3 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 BATIMENT ADMINISTRATIF

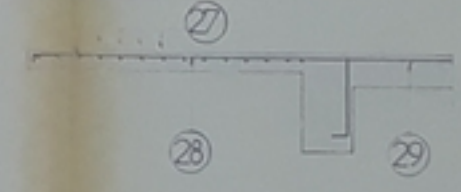
NO. DE PLAN	DATE	REVISION	REVISION
COUPE LONGITUDINAL		1/50 & 1/20	
COUPE TRANSVERSAL		1	
DETAILS		1/10 ARCH	



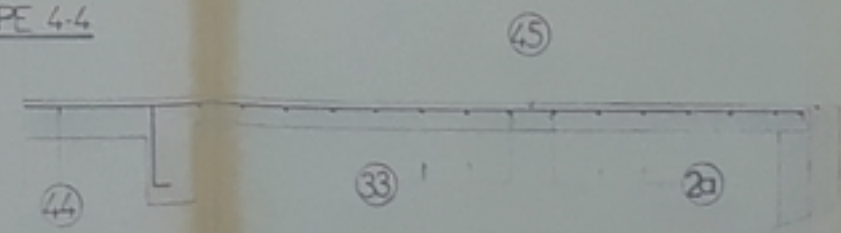
Type de poutrelles



COUPE 2-2



COUPE 4-4

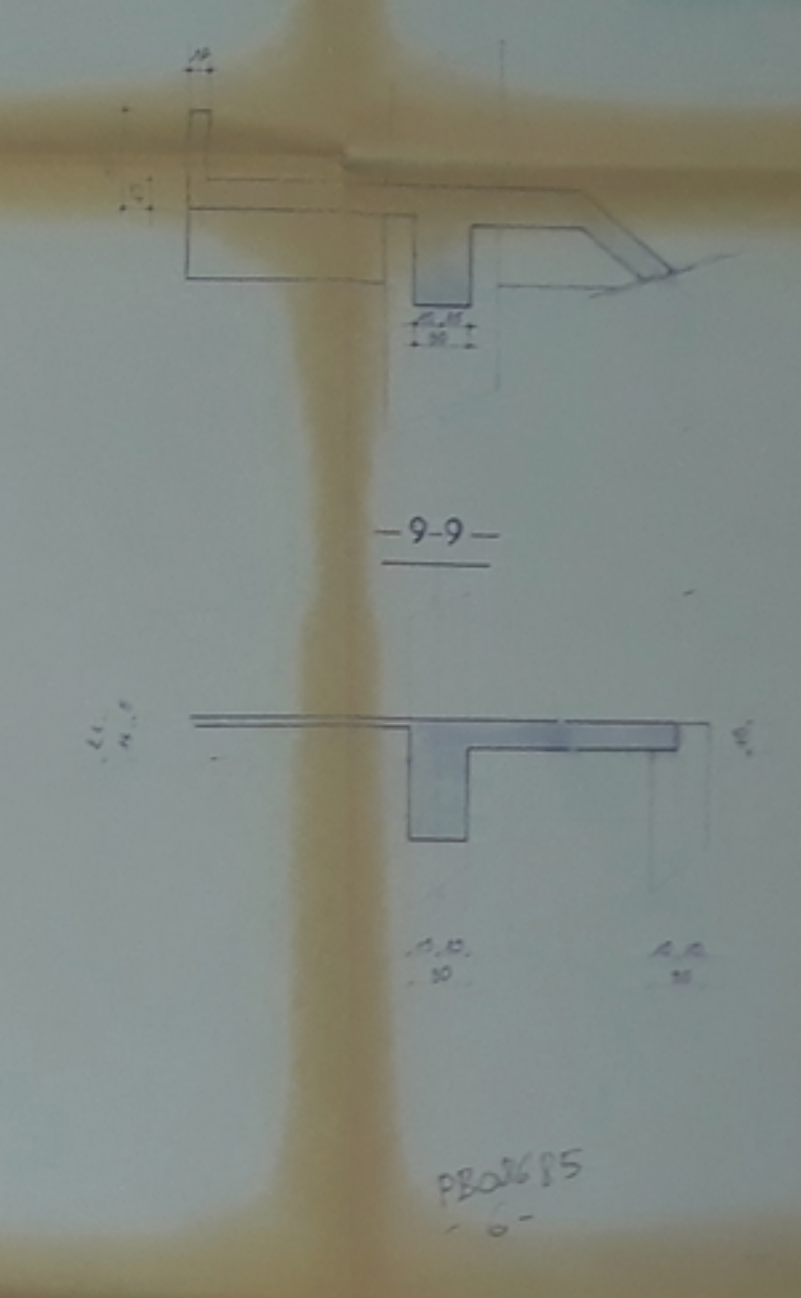
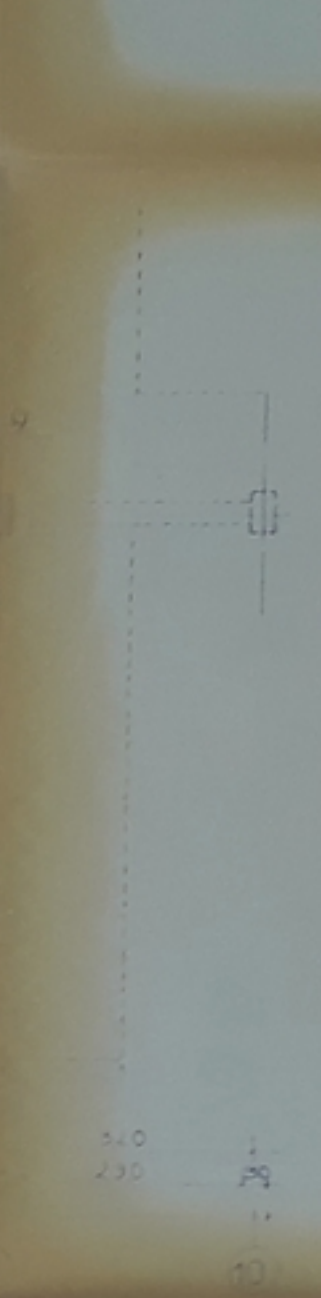
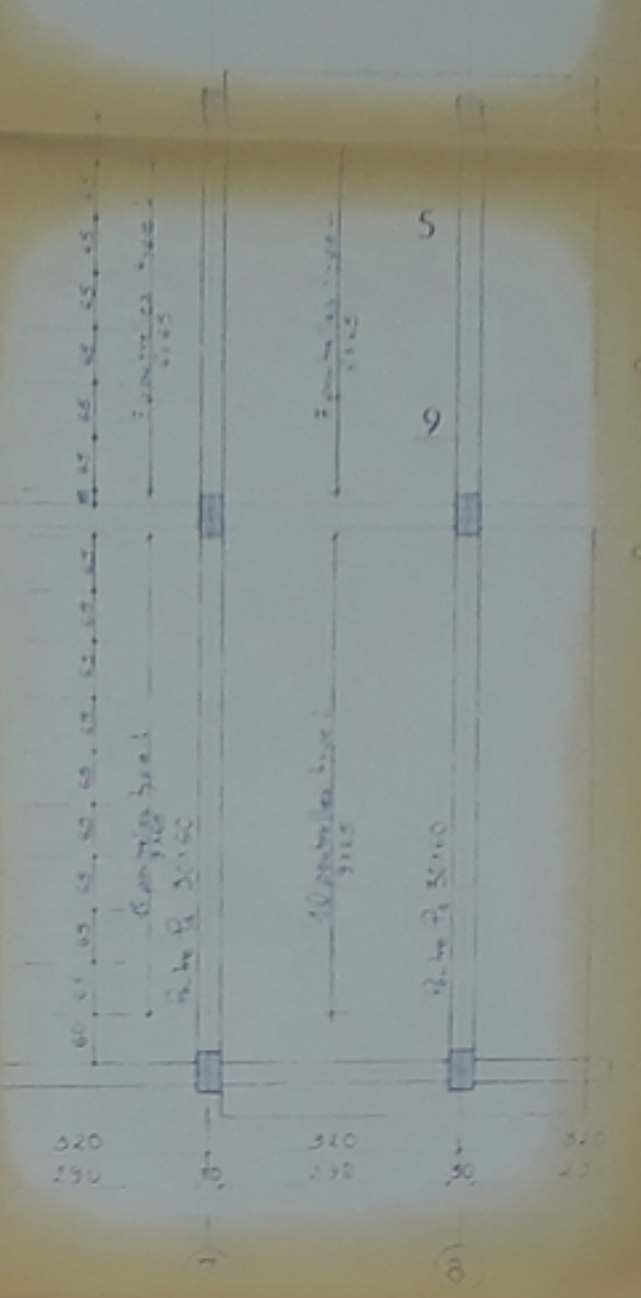
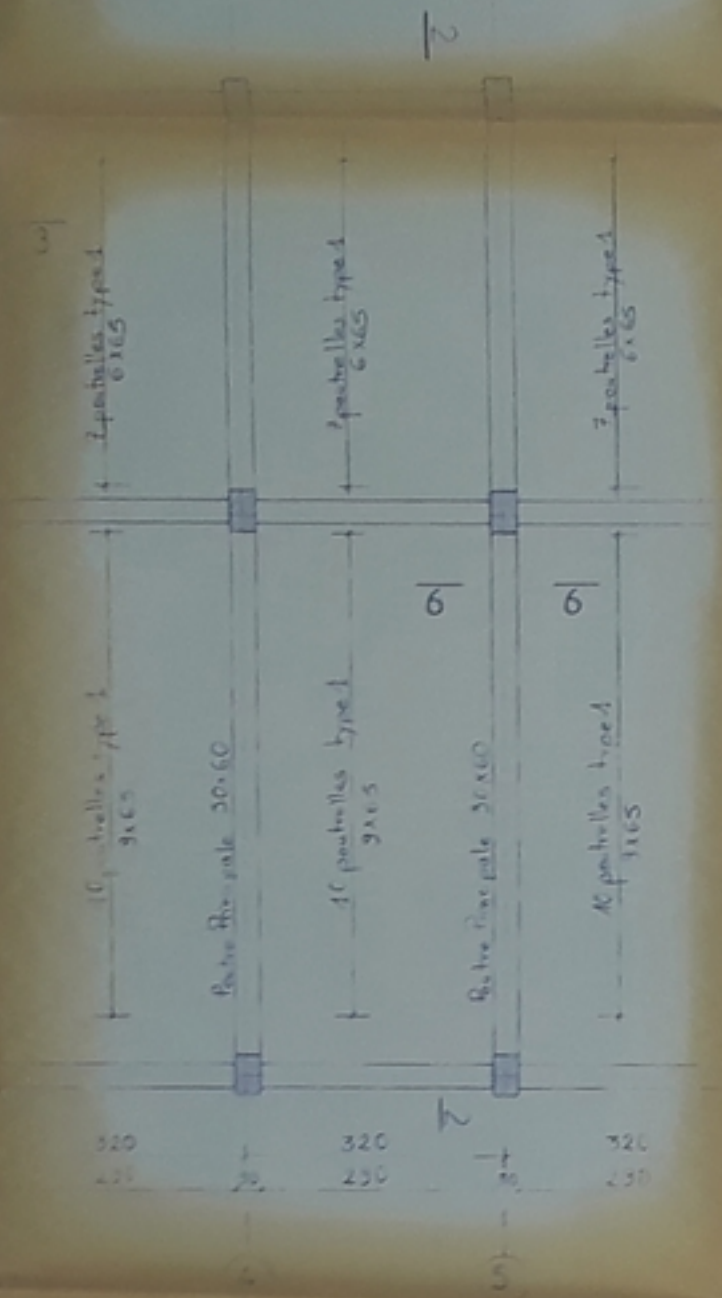
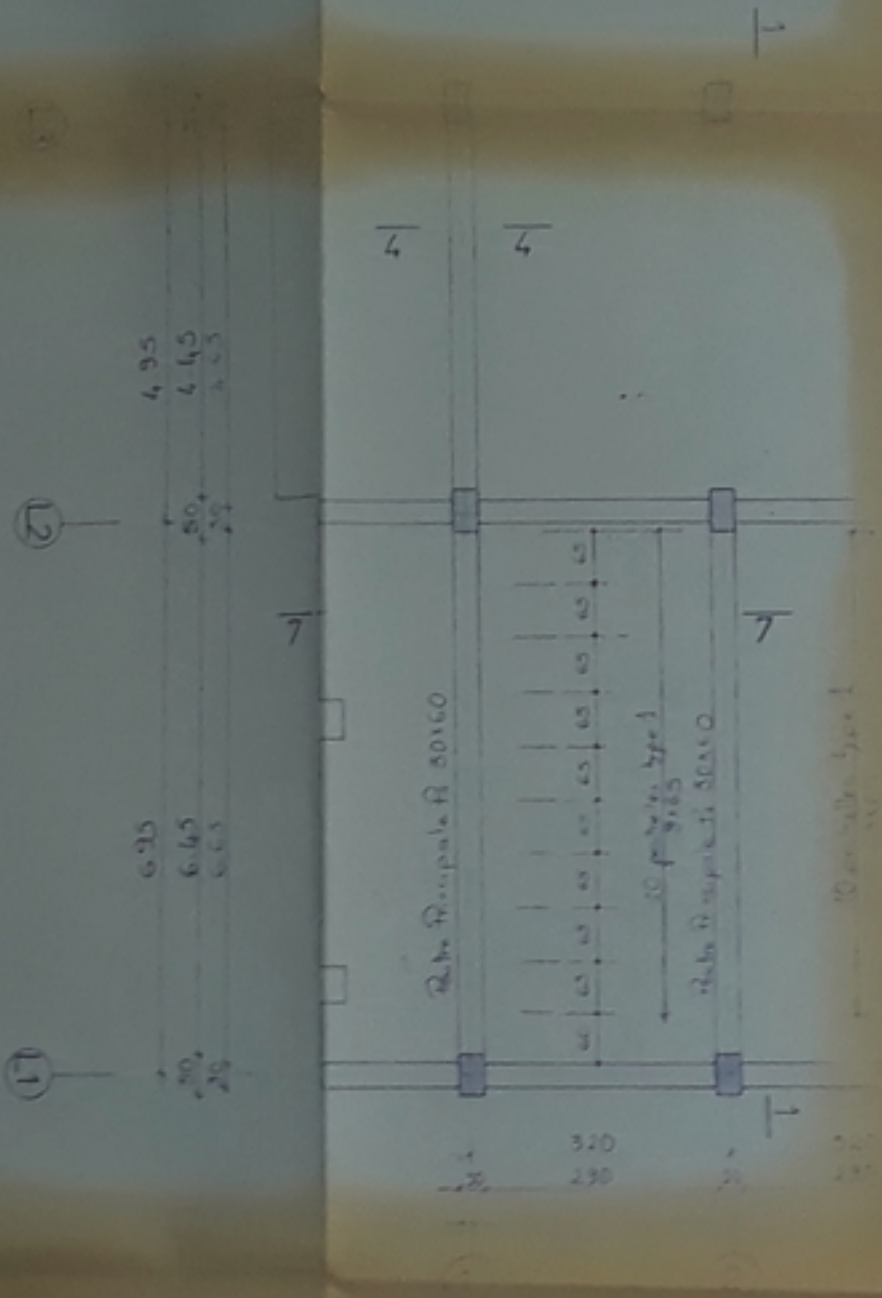


1
 2
 3
 4
 5
 6
 7
 8
 9
 10
 11
 12
 13
 14
 15
 16
 17
 18
 19
 20
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45
 46
 47
 48
 49
 50
 51
 52
 53
 54
 55
 56
 57
 58
 59
 60
 61
 62
 63
 64
 65
 66
 67
 68
 69
 70
 71
 72
 73
 74
 75
 76
 77
 78
 79
 80
 81
 82
 83
 84
 85
 86
 87
 88
 89
 90
 91
 92
 93
 94
 95
 96
 97
 98
 99
 100

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEGENÈVE
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 SUJET: PB 07685
 -5-
 BATIMENT ADMINISTRATIF

PROFESSEUR	DATE
ASSISTANT	DATE
ETUDIANT	DATE
PROFESSEUR	DATE
ASSISTANT	DATE
ETUDIANT	DATE

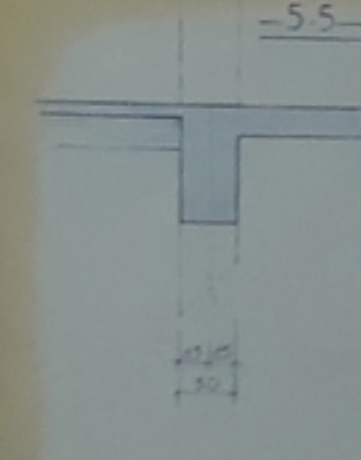
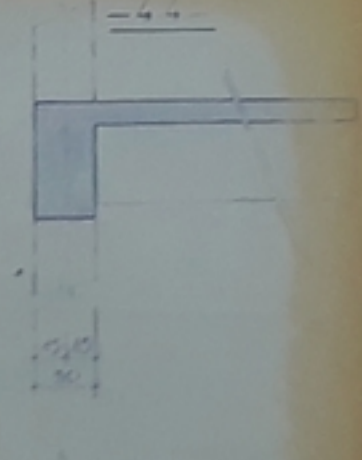
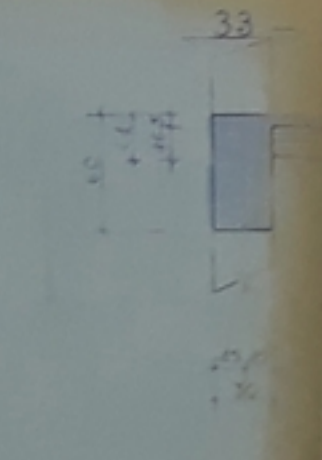
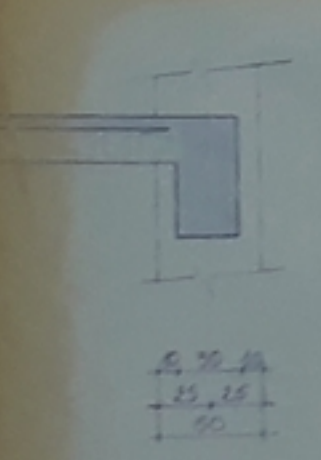
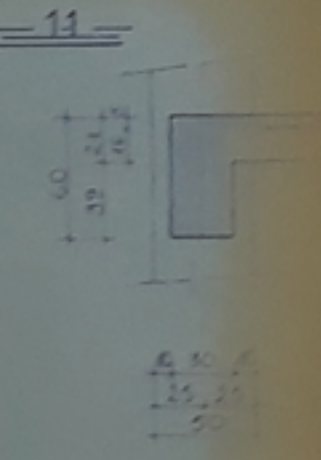
-8-8-



-9-9-

PROG. P. S.

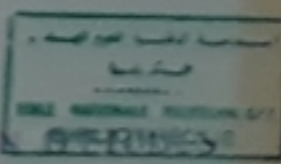
COUPES EN 120



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT ARCHITECTURE

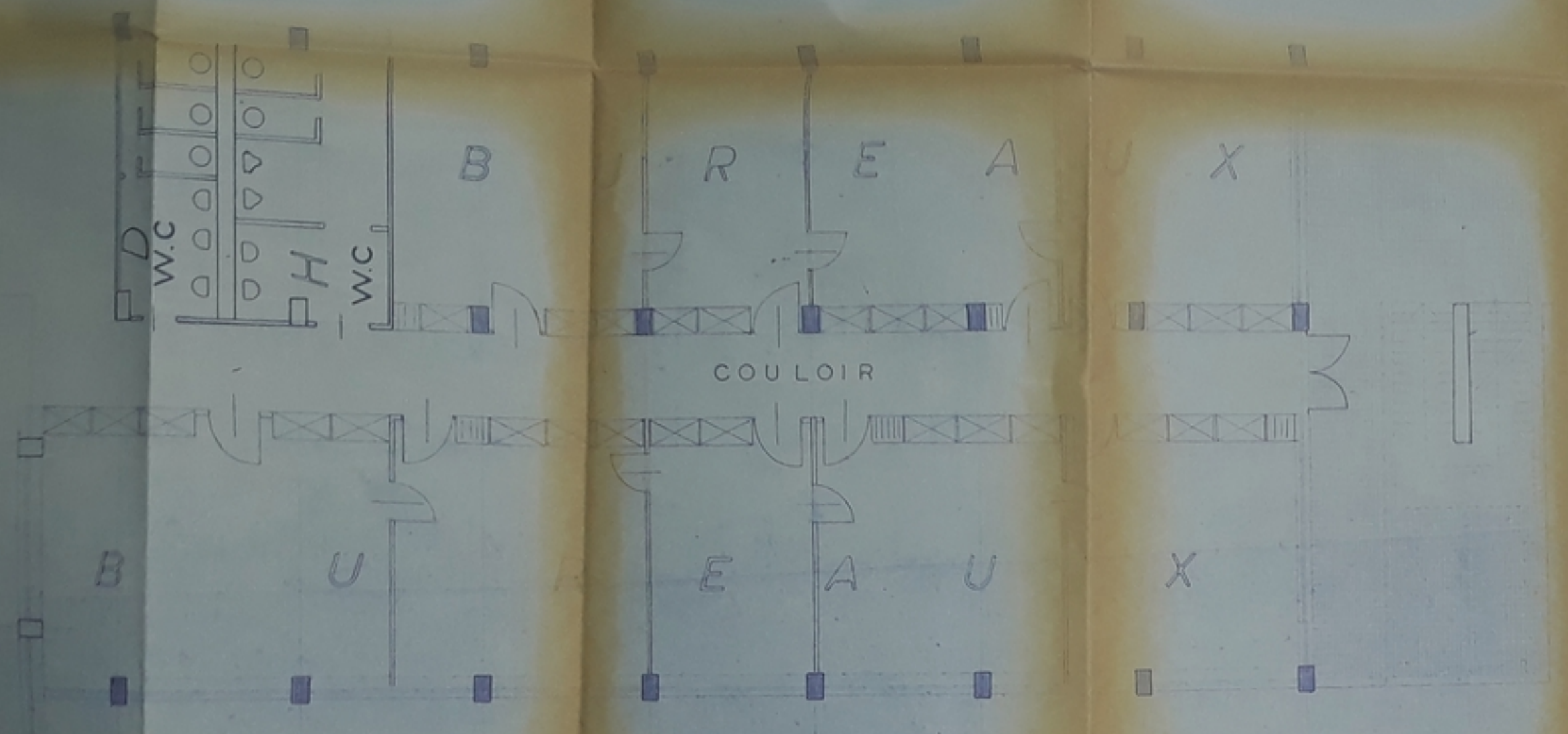
PROJET DE FIN DE COURS



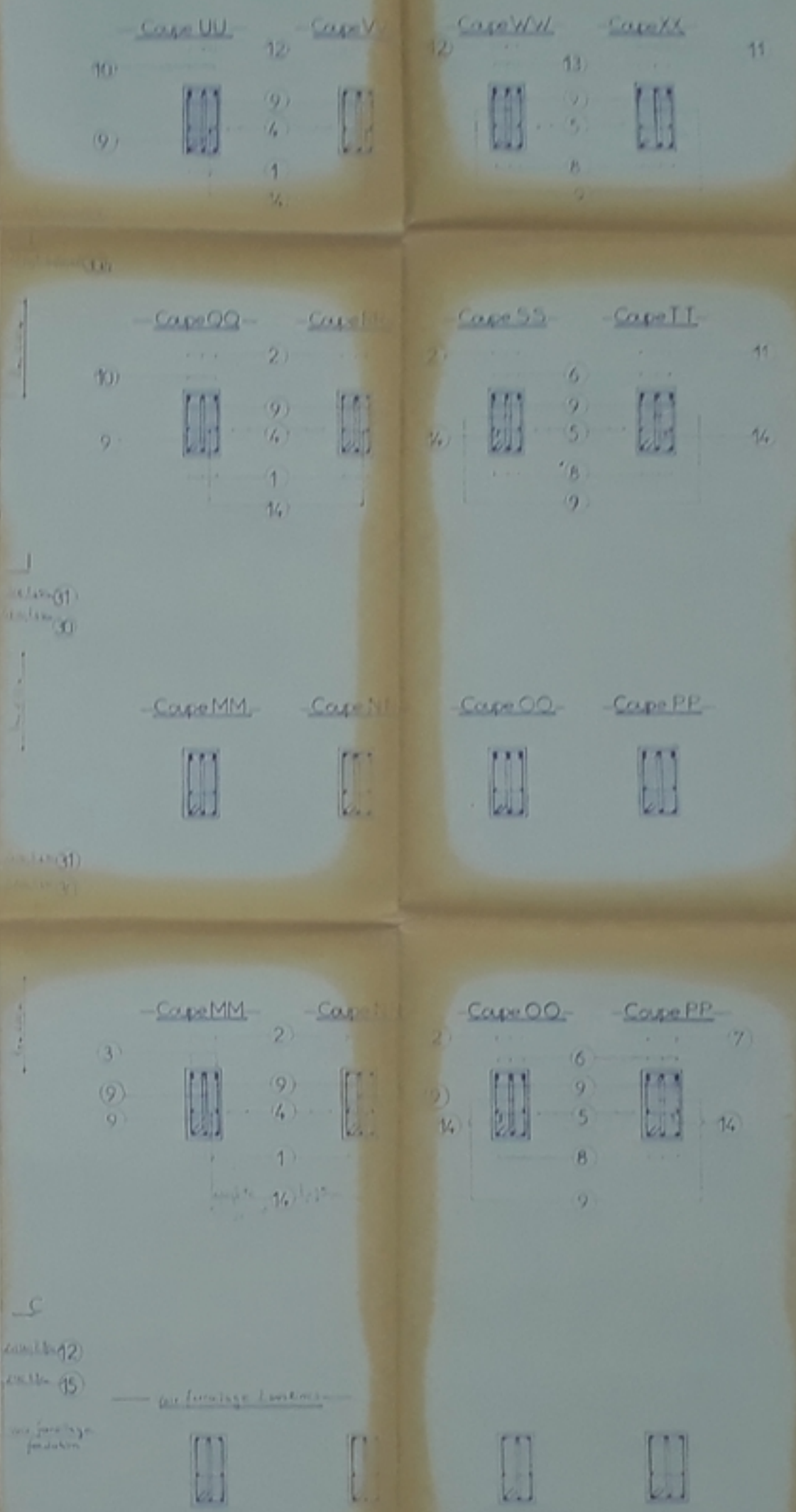
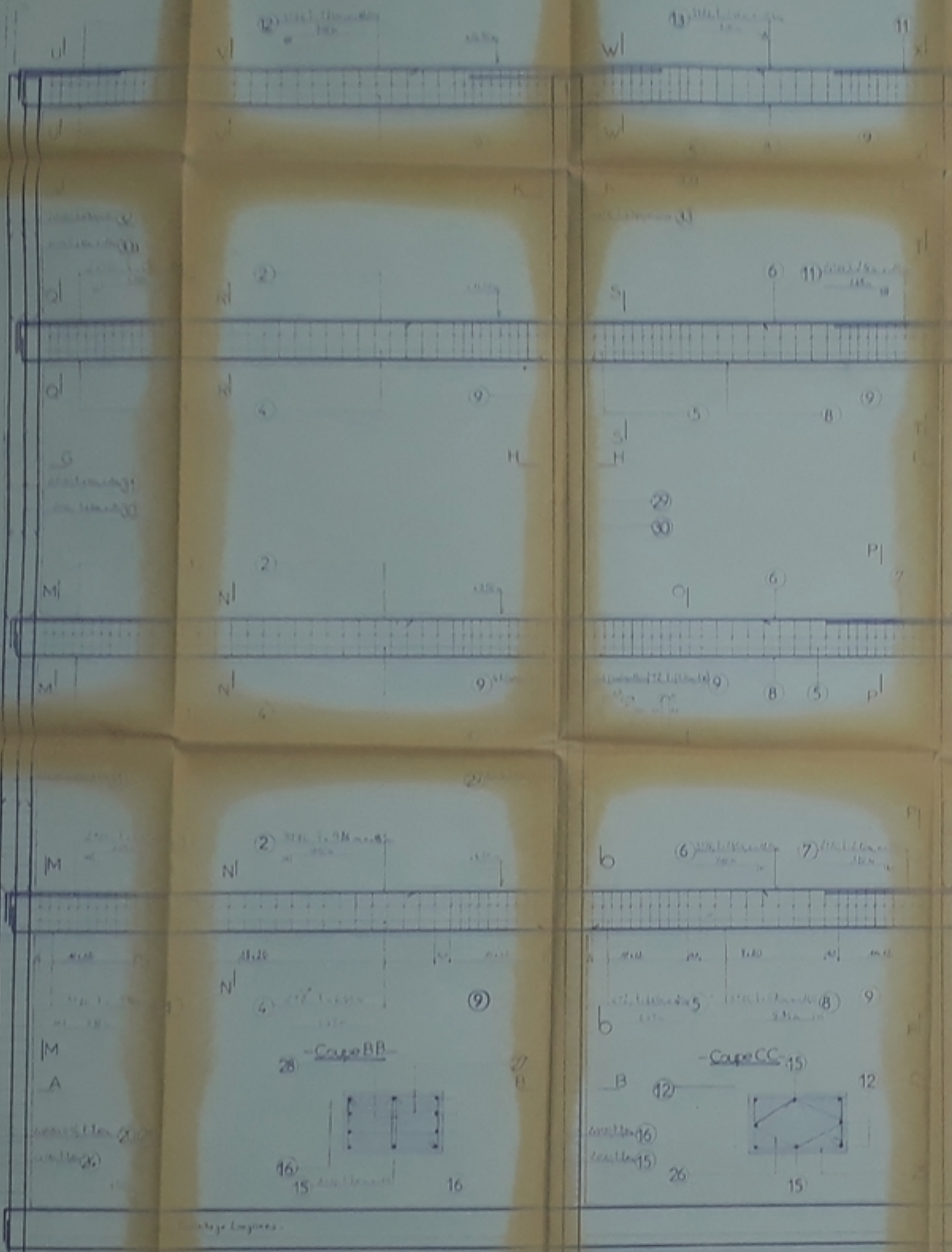
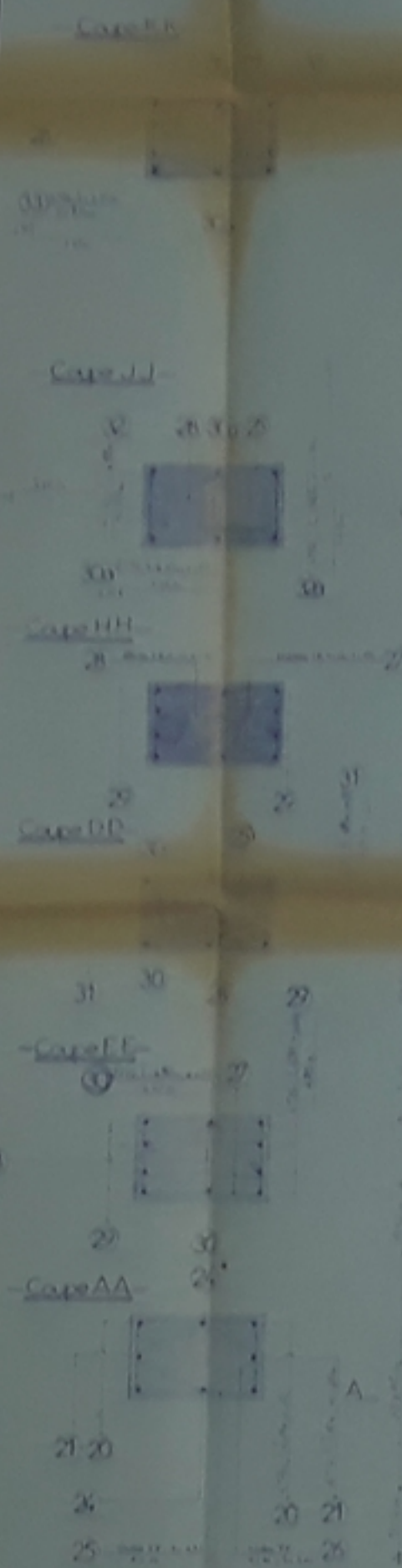
BÂTIMENT ADMINISTRATIF

N°	DESCRIPTION	QUANTITÉ	UNITÉ
1	OFFRAGE D'ALÉSTÈME	1,50	1,50
2	COUPES & DÉTAILS	4	1,50
3			
4			

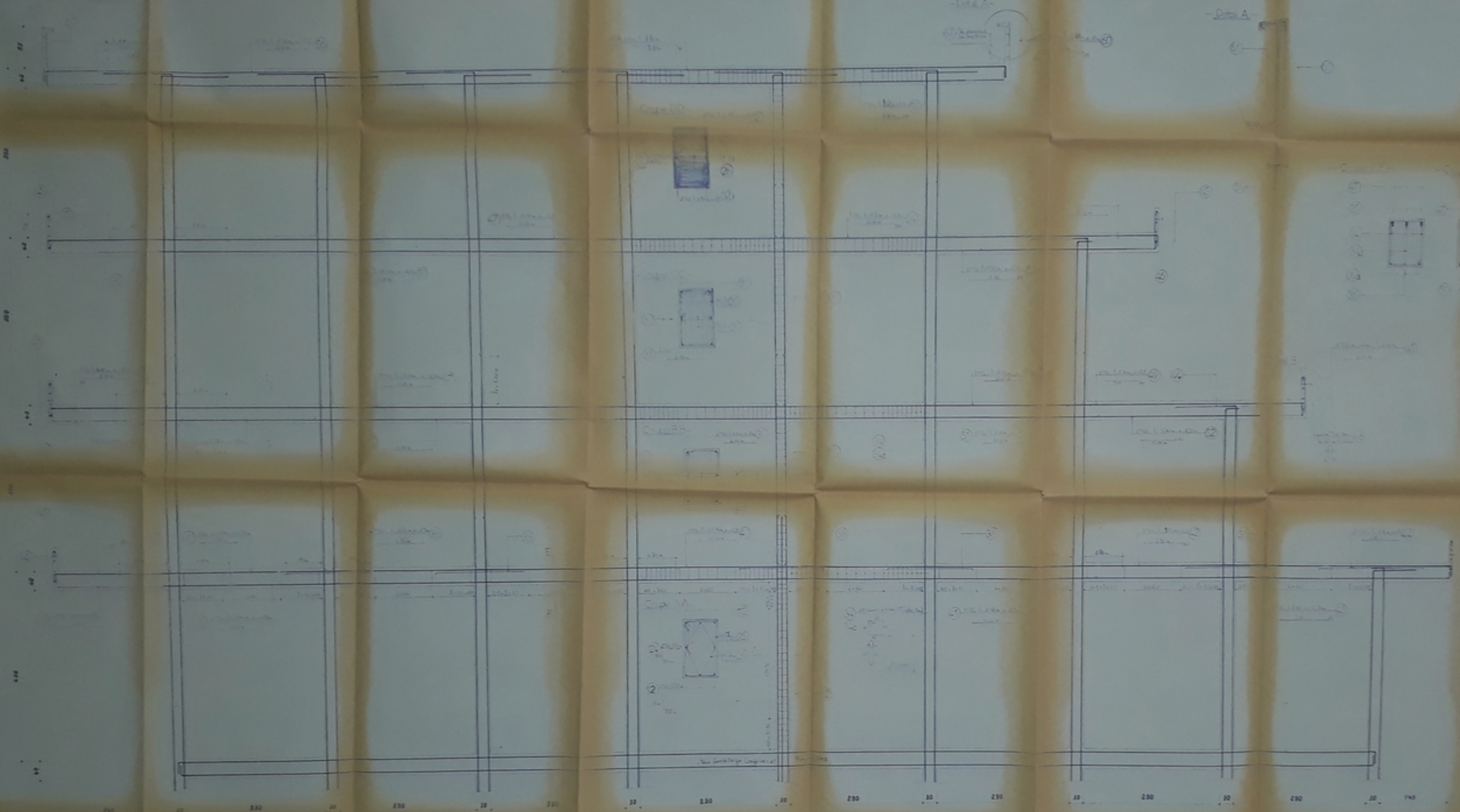
المكتبة الوطنية
 الجزائر
 BIBLIOTHEQUE



PBOX15
 7-1
 ECOLE NATIONALE ALGER
 PROJET DE FIN
 BAZA A
 ESHLACH
 1^{er} ETAGE
 BLOC SUD :
 1/50
 3
 ARCH



ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
 PROJET DE FIN DE COURS
 BATIMENT ADMINISTRATIF
 TRACÉ & FERRAILLAGE
 MOULAGE TRANSVERSAL
 COUPES



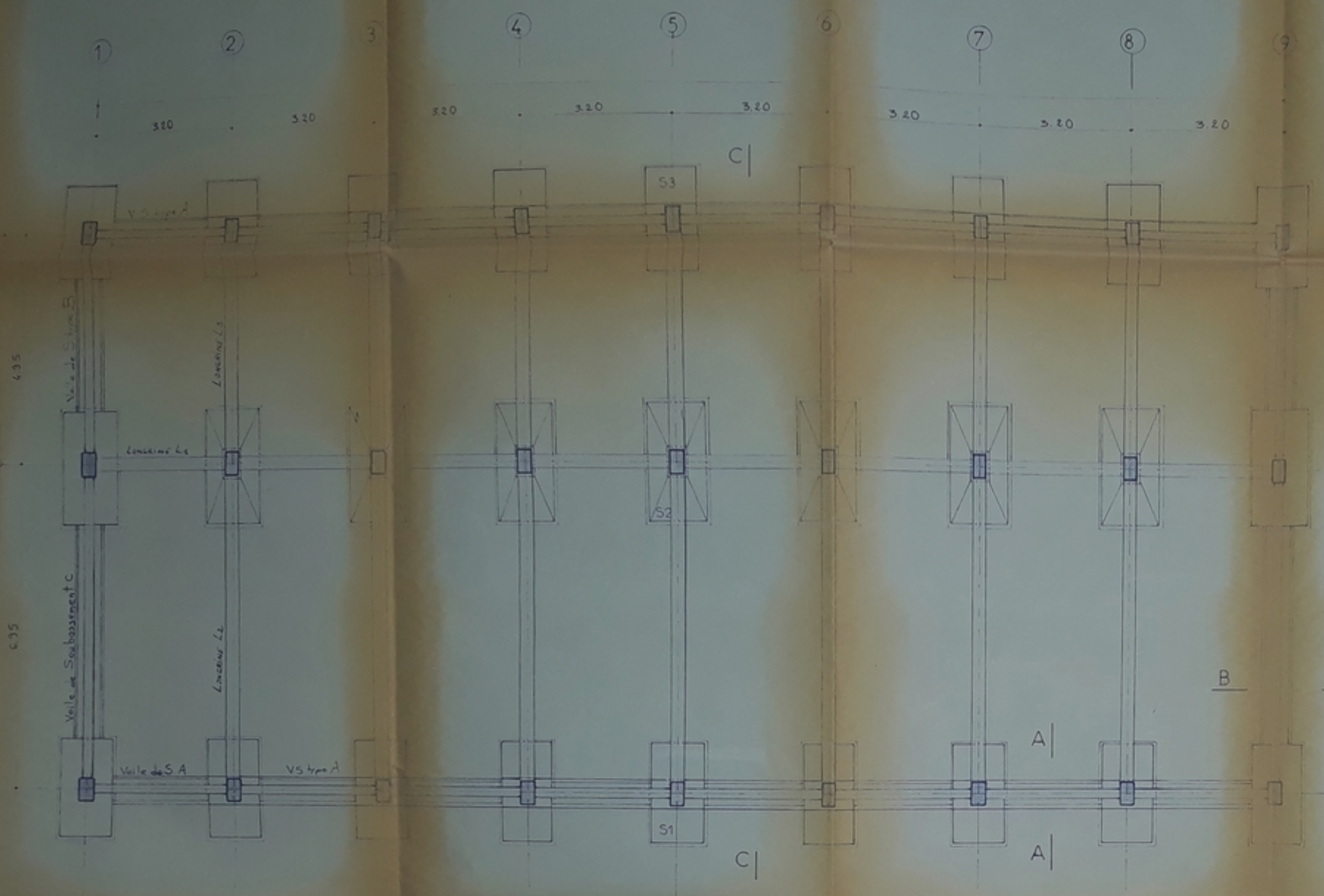
École Nationale Polytechnique
 Bibliothèque
 1948

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ÉTUDE
 (1948)

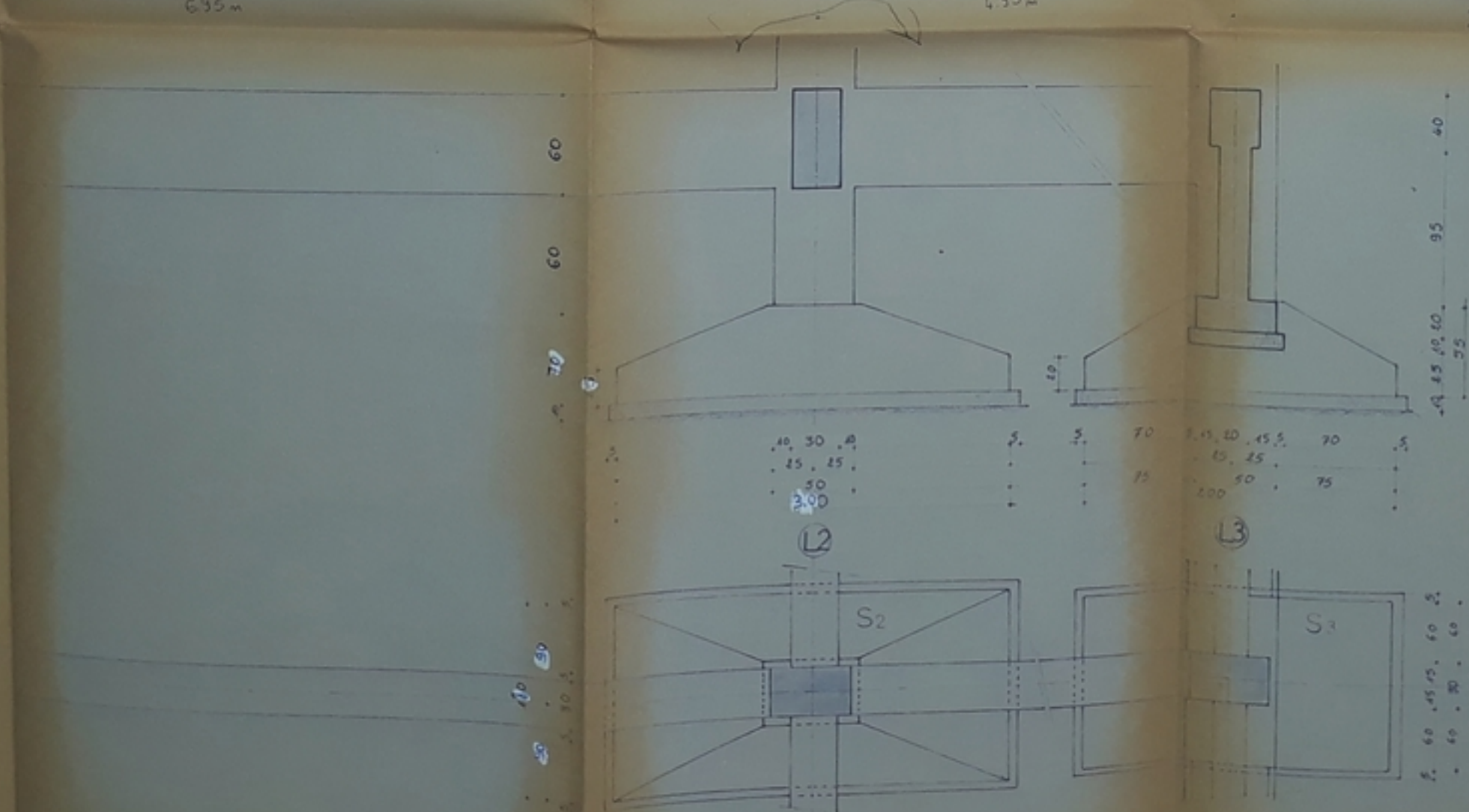
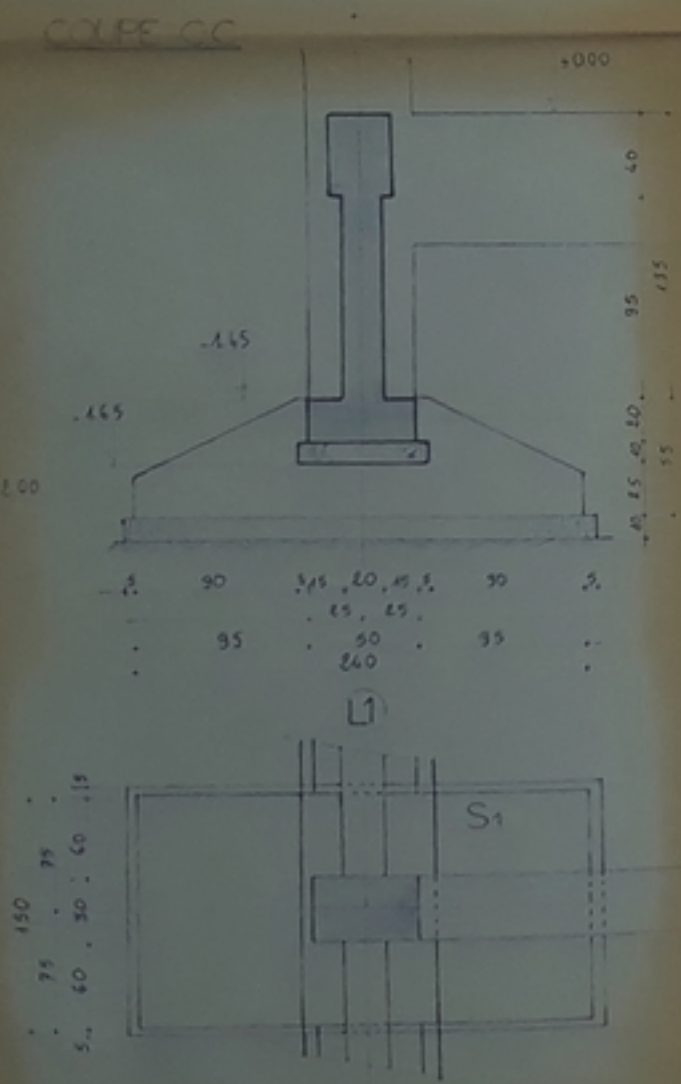
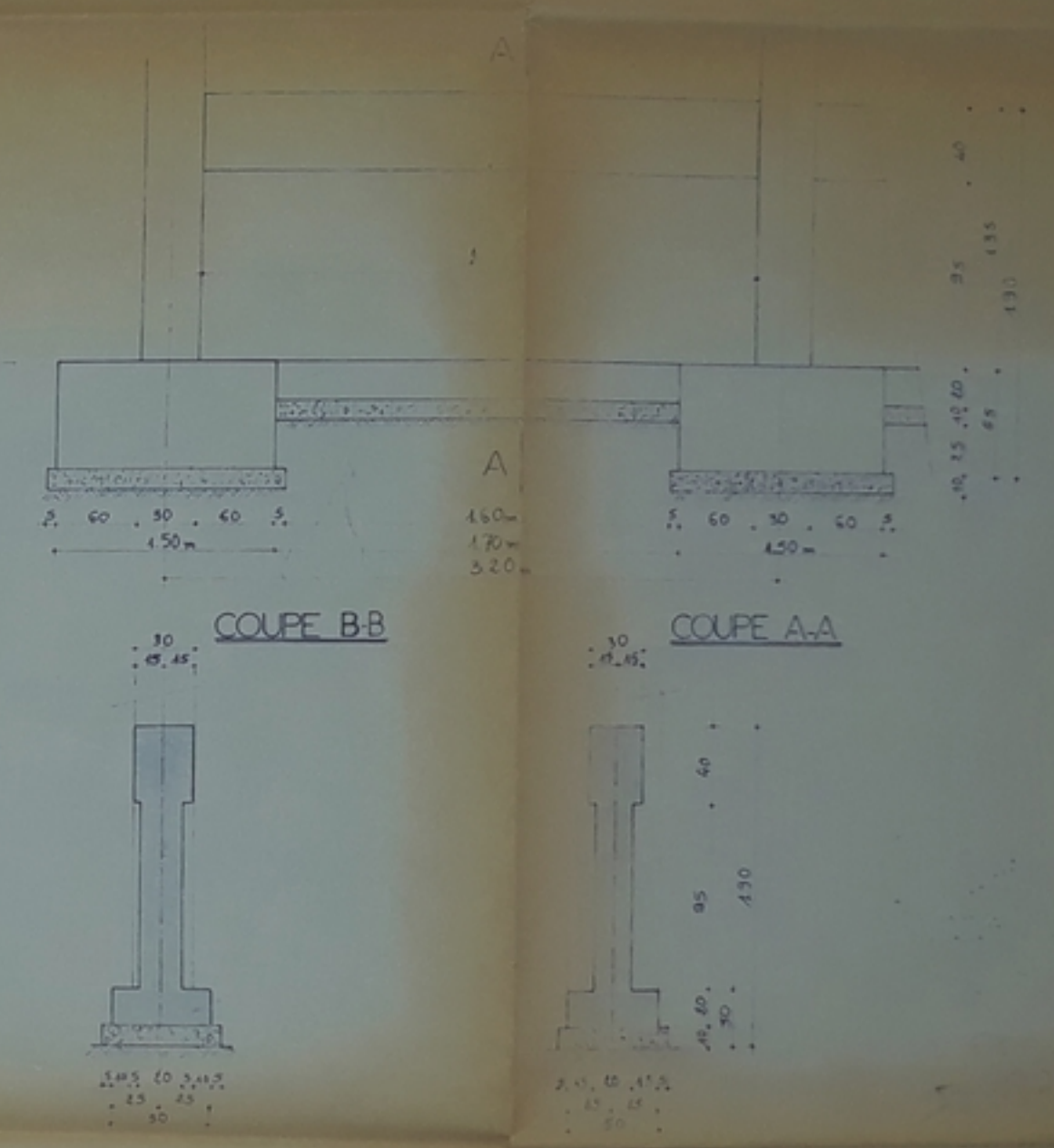
BATIMENT ADMINISTRATIF

PROJET DE FIN D'ÉTUDE	ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDE	ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDE	ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDE	ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDE	ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 المعهد الوطني للدراسات والبحوث
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHÈQUE



— VUE EN ELEVATION DU PANEAU A —



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 المعهد الوطني للدراسات والبحوث
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GÉNIE CIVIL
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHÈQUE
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 SUJET: PB08685
 NO. 10.
 BATIMENT ADMINISTRATIF
 AMGHAR CHIKH
 BAZA A
 1/200
 7
 1/20

— VOIES DE SOUBASSEMENT AXES ① ⑨ —
2 UNITÉS

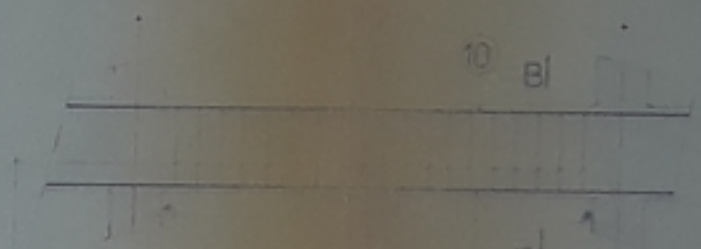
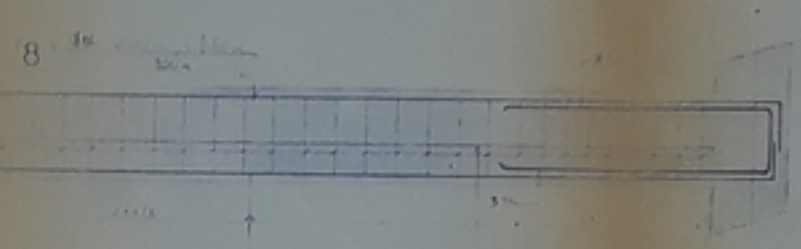
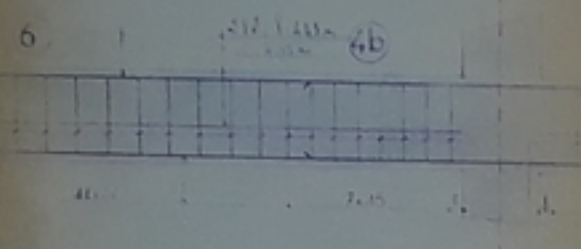
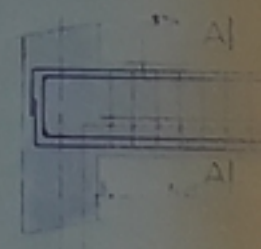
— VOIES AXES ② ③ —
— 6 UNITÉS —

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE
BIBLIOTHÈQUE

— LONGRINES - L1 -

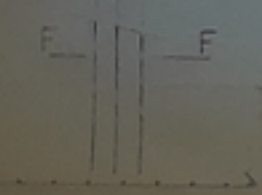
— LONGRINE - L1 -

6
4b
4c

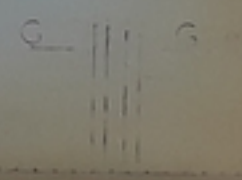


— Coupe BB —

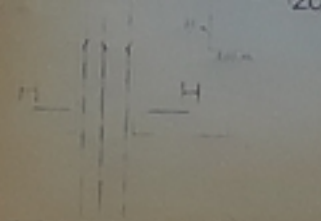
— Coupe JJ —



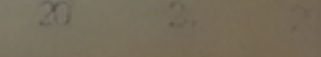
— Coupe LL —



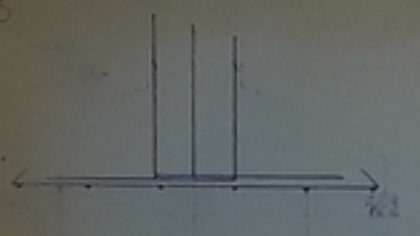
— Coupe NN —



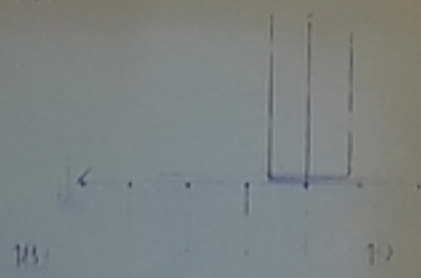
— Coupe MM —



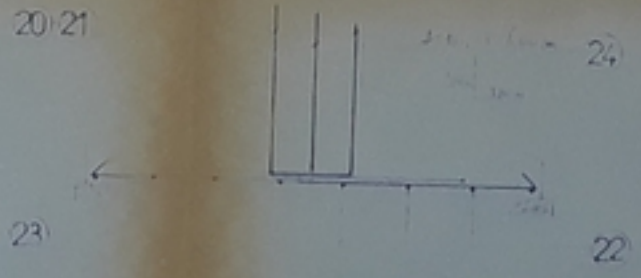
— Coupe II —



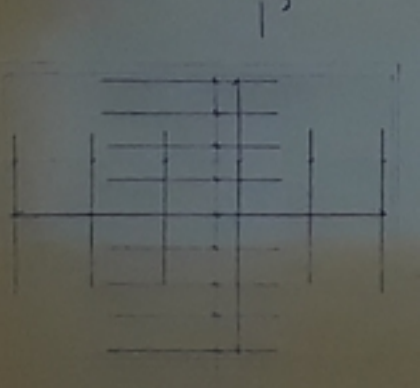
— Coupe KK —



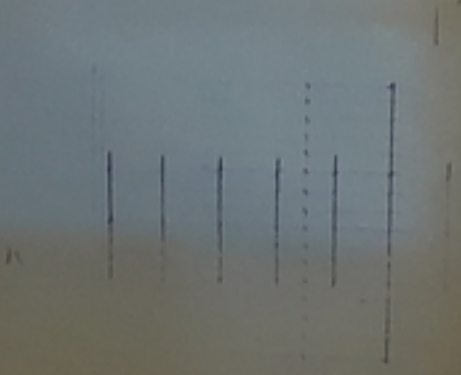
— Coupe PP —



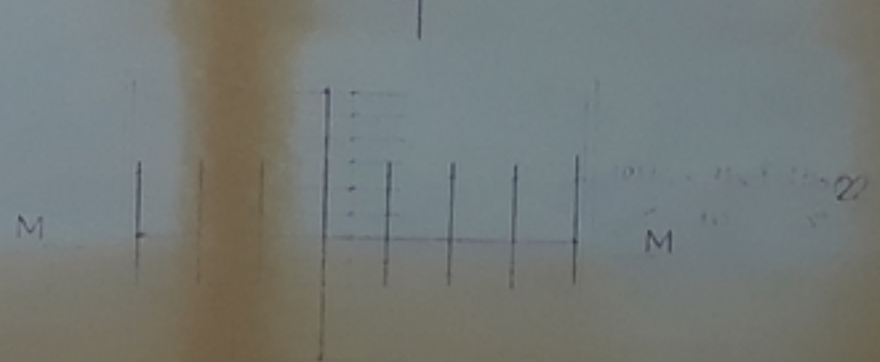
— SEMELLE - S3 -



— SEMELLE - S2 -



— SEMELLE - S1 -



ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE
BIBLIOTHÈQUE
DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT ADMINISTRATIF

DATE	AMORCE	PROJET
14/01/2014	14/01/2014	14/01/2014
14/01/2014	14/01/2014	14/01/2014
14/01/2014	14/01/2014	14/01/2014

