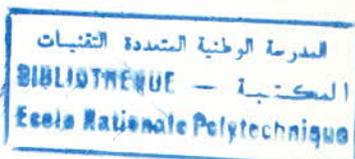


وزارة الجامعات والبحث العلمي  
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*



# PROJET DE FIN D'ETUDES

## SUJET

*Etude d'un immeuble tour (R+9) à  
structure mixte contreventée  
par voiles.*

6 PLANCHES

Proposé par :  
BEREG

Etudié par :  
ZEFFOUNI, A. Samira

Dirigé par :  
M<sup>me</sup> CHIKH

PROMOTION  
1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة الجامعات والبحث العلمي  
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude d'un immeuble à trois (R+2) à  
structure mixte contreventée  
par voiles*

Proposé par :  
BEREC

Etudié par :  
ZEFFOUNI.A. Samira

Dirigé par :  
M<sup>me</sup> CHIKH

PROMOTION

1993

## Dédicaces



Je dédie mon travail

- à la mémoire d'un homme qui de son vivant fut un vrai intellectuel avide de savoir et de connaissances, je nommerai mon défunt père pour qui je prie dieu de l'accueillir dans son vaste paradis,

- à mes tendres, très chères et formidables mère et Wahibti pour tous leur amour, affection, sacrifices et continuel encouragements,

- à didi Ali pour toutes ses infinies largesses et pour m'avoir poussé, dès mon plus jeune âge, à acquérir un maximum de connaissances,

- à tous ceux qui me sont chers et que j'aime tendrement,

- Enfin, aux hommes et femmes de sciences et de lettre qui œuvrent pour le bien de l'humanité.

## Remerciement



Tout d'abord, je dois exprimer mon profond respect au corps enseignant pour son courage à assumer sa noble mais difficile mission.

Mes plus vifs remerciements vont à toutes les personnes qui m'ont accordé leurs précieux temps et aides lors d'entretiens et échanges d'idées qui ont été bénéfiques pour l'aboutissement de ce travail.

Enfin, toute ma gratitude va à l'égard du personnel de la bibliothèque qui a toujours été patient et coopératif, je citerai en particulier les responsables du périodique SABINA, MALIKA et HOURIA, à qui je suis très reconnaissante pour leur gentillesse et leurs innombrables services rendus.

CHAP I. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE .....	1
I. INTRODUCTION .....	7
II. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BATIMENT .....	7
II.1. OSSATURE .....	7
II.2. PLANCHERS .....	7
II.3. CAGE D'ESCALIER .....	8
II.4. MAÇONNERIE .....	8
II.5. DIMENSIONS DE L'OUVRAGE .....	8
II.6. CARACTÉRISTIQUES DU SOL DE FONDATION .....	8
II.7. CHOIX DU COFFRAGE .....	8
CHAP II. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATERIAUX .....	9
I. ACIER .....	10
I.1. CATÉGORIE DES ACIERS UTILISÉS .....	10
I.2. CONTRAINTES DE CALCUL A L'ELU .....	10
I.3. CONTRAINTES DE CALCUL A L'ELS .....	10
II. BÉTON .....	11
II.1. RÉSISTANCES CARACTÉRISTIQUES .....	11
II.2. DIAGRAMME CONTRAINTES-DÉFORMATIONS .....	11
II.3. CONTRAINTES DE CISAILLEMENT .....	12
II.4. MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON .....	12
II.5. COEFFICIENT DE POISSON .....	12
CHAP III. BASES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES ...	13
I. INTRODUCTION .....	14
II. ÉTAT LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE .....	14
II.1. HYPOTHESES DE CALCUL .....	14
III. ÉTAT LIMITE DE SERVICE .....	16
III.1. HYPOTHESES DE CALCUL .....	16
IV. CONCLUSION .....	17
CHAP IV. PRÉDIMENSIONNEMENT .....	18
I. POTEAUX .....	19
II. POUTRES .....	20
III. PLANCHERS .....	20
III.1. PLANCHERS A CORPS CREUX .....	20
III.2. PLANCHERS DALLE PLEINE EN BÉTON ARMÉ .....	20
IV. VOILES .....	21
V. ESCALIERS .....	21

CHAP V. CHARGES ET SURCHARGES .....	23
I. PLANCHER TERRASSE .....	24
II. PLANCHER COURANT .....	24
III. PLANCHER COMMERCE .....	25
IV. PLANCHER PARKING .....	25
V. MURS EXTERIEURS .....	26
VI. ACROTERE .....	26
VII. ESCALIERS .....	26
VII.1. VOLÉE D'ESCALIER .....	26
VII.2. GARDE CORPS .....	27
VII.3. PALIER .....	27
VIII. LES GAINES .....	27
CHAP VI. DESCENTE DE CHARGES .....	28
I. SUR VOILES .....	29
II. SUR POTEAUX .....	33
CHAP VII. POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE .....	37
CHAP VIII. FERRAILLAGE DES ELEMENTS .....	40
A. ESCALIER .....	41
I. ETUDE DE LA VOLÉE .....	41
II. ETUDE DU PALIER .....	42
B. ACROTERE .....	48
C. BALCONS .....	52
D. POTEAUX .....	54
E. POUTRES .....	59
F. PLANCHERS .....	65
I. INTRODUCTION .....	65
II. PLANCHER DALLE PLEINE EN BÉTON ARMÉ .....	65
III. PLANCHER A CORPS CREUX .....	68
G. LOCAL MACHINERIE .....	73
CHAP IX. VERIFICATION AU RENVERSEMENT .....	76

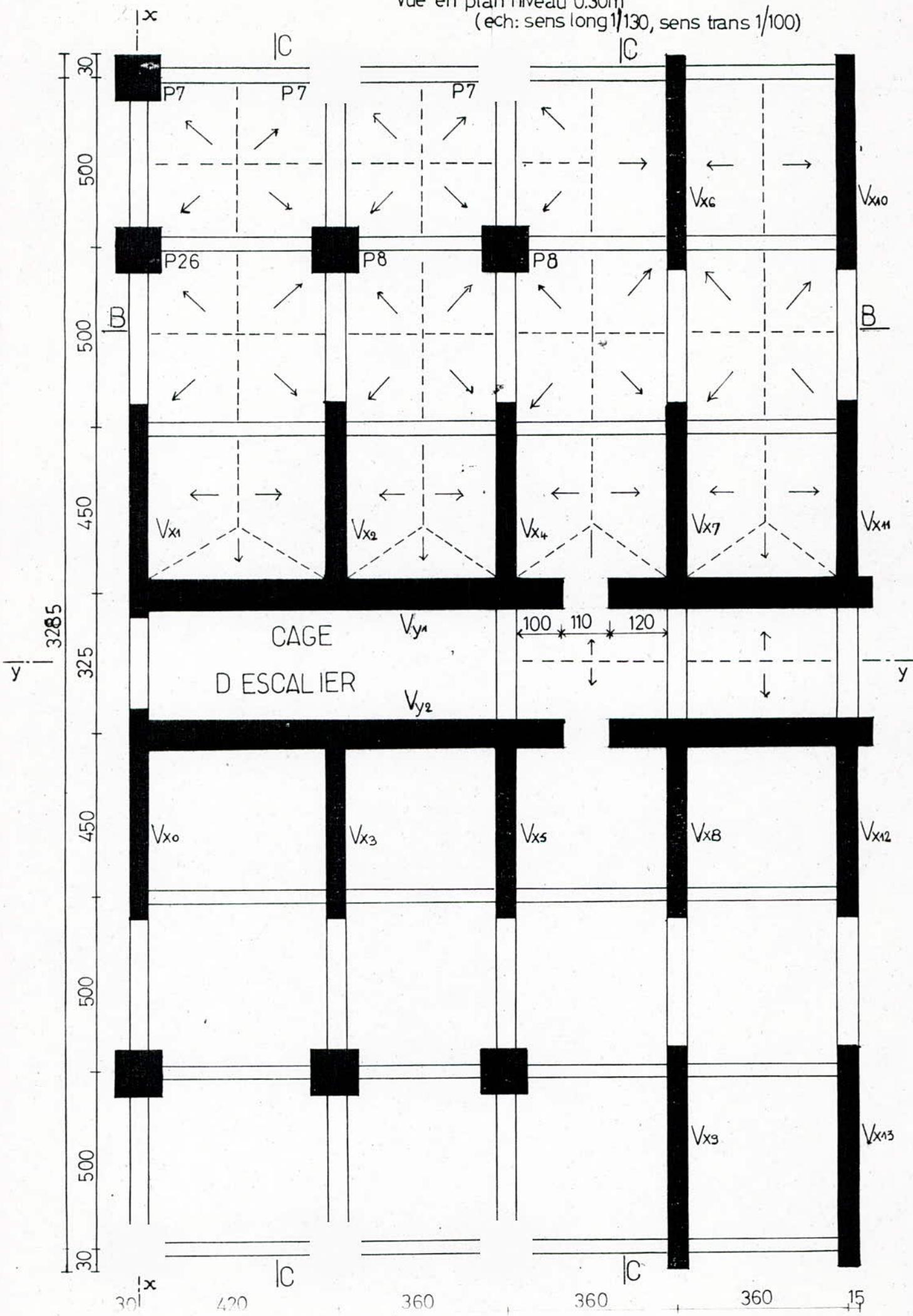
CHAP X. ETUDE DYNAMIQUE .....	79
I. INTRODUCTION .....	80
II. ACTION DYNAMIQUE —MODELISATION— NOMBRE DE DEGRES DE LIBERTE .....	80
III. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE .....	81
IV. METHODES NUMERIQUES POUR LE CALCUL DES PULSATIONS ET DES FORMES PROPRES DE VIBRATION .....	83
IV.1. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE .....	84
IV.2. METHODE ÉNERGÉTIQUE DE RAYLEIGH .....	86
IV.3. METHODE DE VIANELO STODOLA .....	90
V. PROCEDURE DE L'EVALUATION DE LA SOLLICITATION SISMIQUE .....	93
VI. APPLICATION DE LA METHODE DE STODOLA .....	94
CHAP XI. INERTIE DES REFENDS .....	95
CHAP XII. ETUDE SISMIQUE .....	99
CHAP XIII. CENTRE DE MASSES — CENTRE DE TORSION .....	102
I. CENTRE DE MASSES .....	103
II. CENTRE DE TORSION .....	103
III. EXCENTRICITES .....	103
CHAP XIV. RÉPARTITION DES FORCES HORIZONTALES .....	105
CHAP XV. ETUDE DES VOILES SOUS CHARGEMENT .....	109
A. ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES .....	110
I. REFENDS PLEINS .....	110
II. REFENDS AVEC OUVERTURES .....	111
B. ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES ET COMBINAISONS .....	115
I. REFENDS PLEINS .....	115
II. REFENDS AVEC OUVERTURES .....	116
CHAP XVI. FERRAILLAGE DES LINTEAUX .....	117

CHAP XVII. FERRAILLAGE DES VOILES .....	122
CHAP XVIII. ETUDE DES FONDATIONS .....	132
I. INTRODUCTION .....	133
II. HYPOTHESES DE CALCUL .....	133
III. CALCUL DU RADIER .....	133
CHAP XIX. MUR DE SOUTÈNEMENT .....	141
I. DESCRIPTION DU TYPE DE MUR ADOPTÈ .....	142
II. CARACTERISTIQUES DU SOL .....	142
III. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE MUR .....	142
IV. FORCES AGISSANTES .....	142
V. VERIFICATIONS .....	143
VI. CALCUL DES ÈLÈMENTS .....	144
VII. SCHEMAS DE FERRAILLAGE .....	147
ANNEXES .....	150
ANNEXE I. INTERACTION VOILES-PORTIQUES .....	151
ANNEXE II. ORGANIGRAMMES DE CALCUL ET DE VERIFICATION .....	152
ANNEXE III. EFFETS DES VARIATIONS DE TEMPÈRATURE .....	158
ANNEXE IV. ALLURE DES DEFORMÈES DES TROIS PREMIERS MODES DE VIBRATION SELON LES DIRECTIONS PRINCIPALES DE LA STRUCTURE .....	163

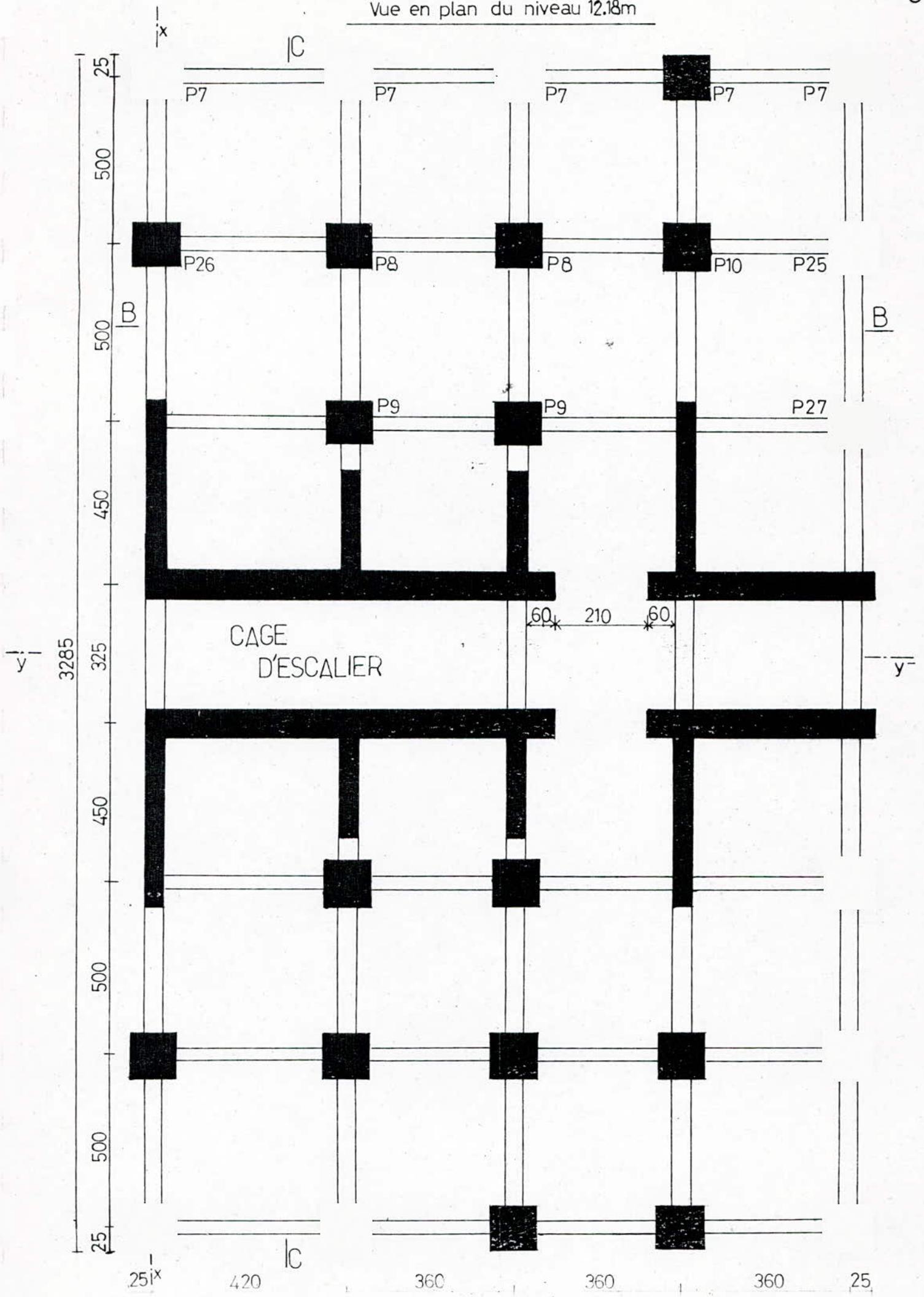
المدسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Vue en plan niveau 0.30m  
(ech: sens long 1/130, sens trans 1/100)

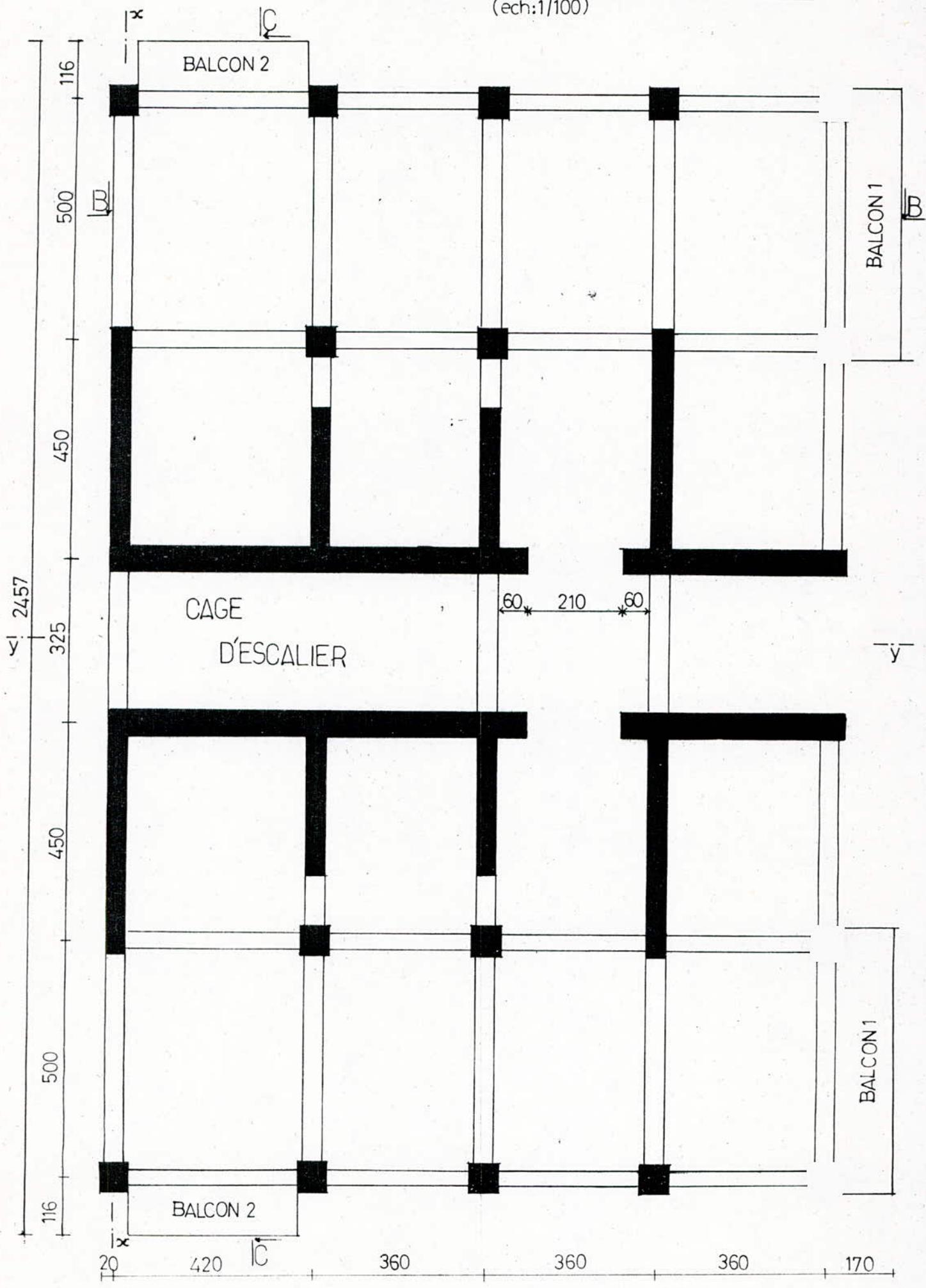


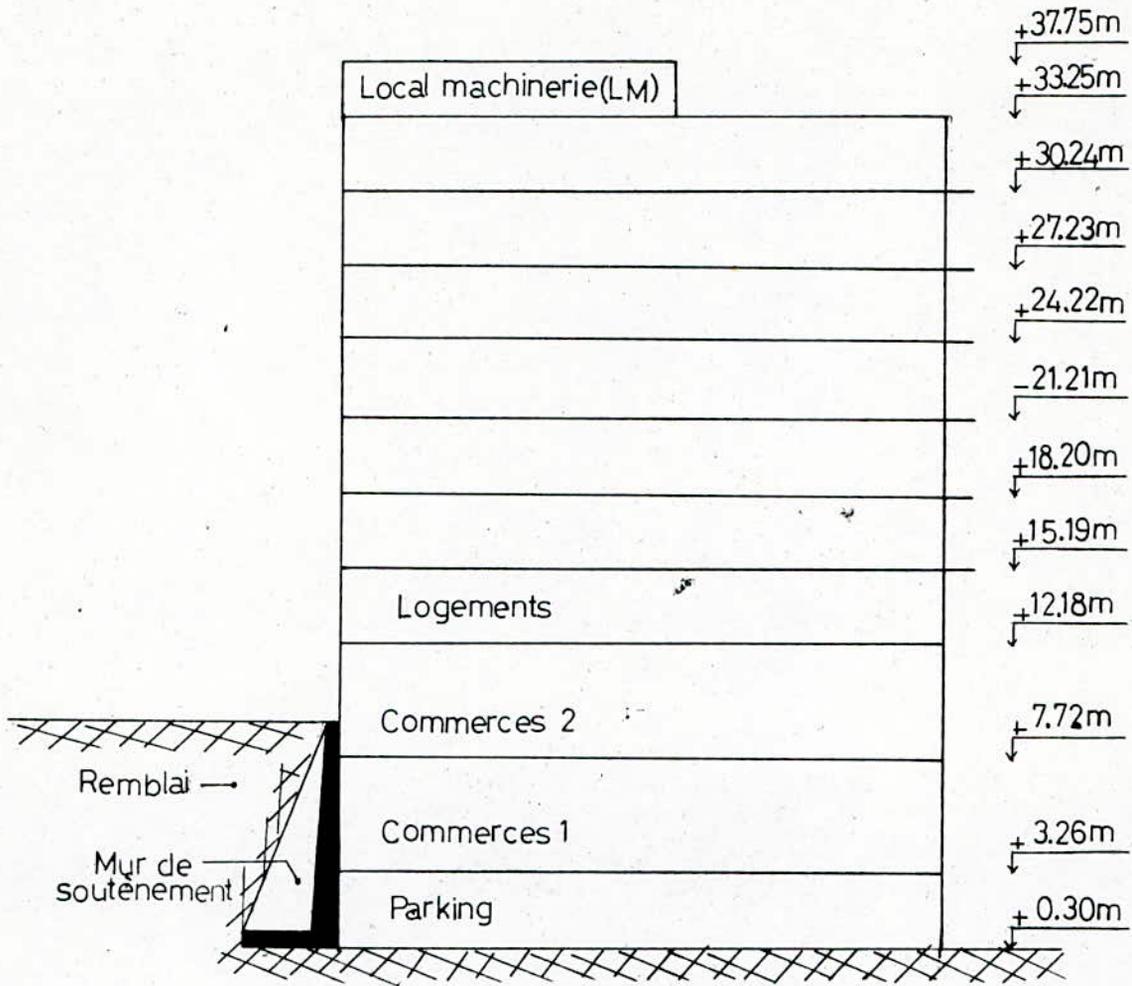
Vue en plan du niveau 12.18m



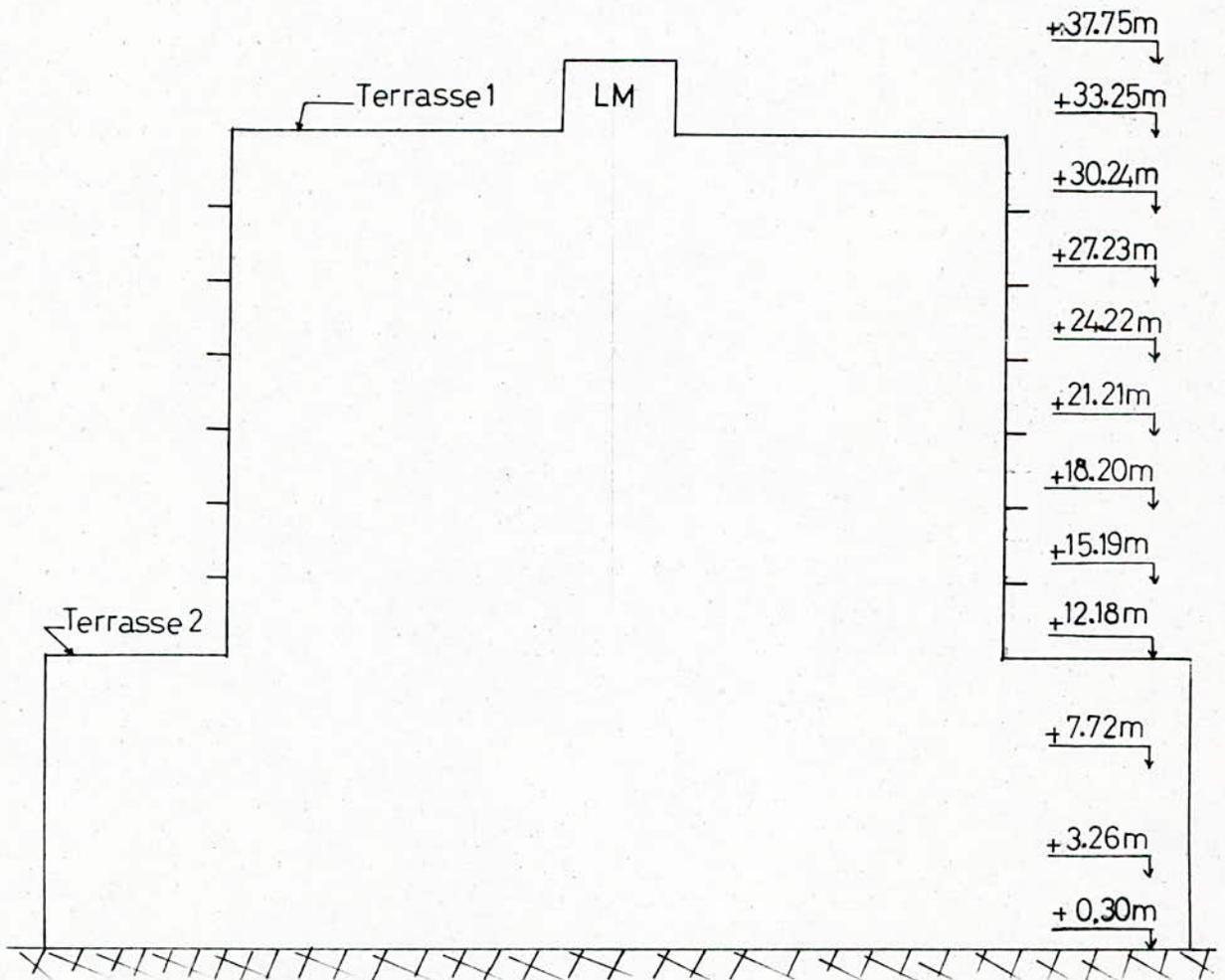
.Vue. en plan des niveaux logements (niv 15.19m ÷ 30.24m)

(ech:1/100)





COUPE B-B



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. INTRODUCTION :

La présente étude porte sur le calcul des éléments résistants, en béton armé, d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation.

Cet ouvrage sera implanté à Cherchell classée zone de moyenne sismicité (zone II) par les RPA 88. Il se compose :

- d'un RDC à usage de parking.
- d'un 1er et 2ème niveau à usage commercial.
- de 7 étages courants dont le 1er débouche sur une terrasse accessible.
- d'une cage d'escalier; la cage d'ascenseur figure dans le bloc B.

Remarque :

En réalité la structure comprend 3 blocs A, B et C séparés par des joints. Le présent projet ne traite que le bloc A qui peut être étudié indépendamment des deux autres.

II. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

II.1. Ossature :

La structure est mixte, formée par des voiles et des poteaux; le chargement vertical sera ainsi réparti entre les voiles et les poteaux.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles en béton armé disposés selon le sens longitudinal et transversal, assurant ainsi la stabilité de la structure lors d'un séisme horizontal.

L'ouvrage présente quelques particularités à savoir :

- un décrochement en élévation.
- le mur extérieur est « accolé » à un mur de soutènement sur les 3 premiers niveaux (qui se trouvent ainsi semi-enterrés).
- tous les planchers reposent sur des poutres qui prennent appui sur les voiles et/ou les poteaux.

II.2. Planchers :

Les planchers des étages courants ainsi que ceux des terrasses accessibles sont réalisés en corps creux avec dalle de compression.

Ceux des 3 premiers niveaux, à compter de la base, sont en dalle pleine en béton armé.

Remarque :

Le plancher du parking est calculé comme un radier général car il joue aussi le rôle de fondation de la structure.

II.3. Cage d'escalier :

L'escalier est du type droit en béton armé constitué par deux volées adjacentes appuyées sur les 2 voiles latéraux et sur deux paliers .L'ensemble est coulé sur place .

II.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison .

II.5. Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment
  - avant décrochement : 32.85 m
  - après décrochement : 24.57 m
- Largeur totale du bâtiment : 15.60 m
- Hauteur totale du bâtiment : 37.75 m
- Hauteur (entre planchers)
  - niveau parking : 2.96 m
  - niveaux commerciaux : 4.46 m
  - niveaux logements : 3.01 m

II.6. Caractéristiques du sol de fondation :

Le rapport de l'étude du sol sur lequel reposera la structure a fournit les résultats suivants :

- il s'agit d'un bon sol de constitution pratiquement homogène dans son ensemble .
- la contrainte admissible du sol  $\sigma_{B,adm}=1.90bars$  .

II.7. Choix du coffrage :

Les éléments structuraux tels que poutres , poteaux,voiles seront réalisés à l'aide d'un coffrage métallique comprenant des éléments modulaires réglables .

Les planchers en dalle pleine en BA et à corps creux seront réalisés à l'aide d'un coffrage traditionnel(en bois) .

# CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

## CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

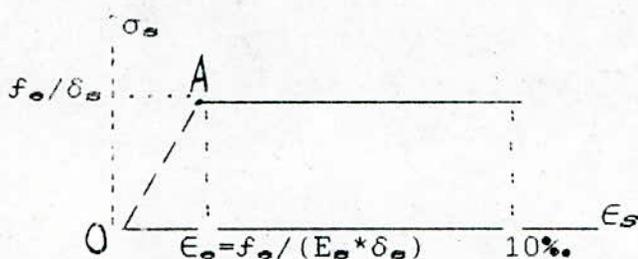
### I. ACIER :

#### I.1. Catégorie des aciers utilisés :

Les armatures utilisées sont des barres à haute adhérence, obtenues par laminage à chaud d'un acier doux. Ce sont donc des armatures de type (1) de nuance FeE40. Elles doivent être conformes aux tests réglementaires.

#### I.2. Contraintes de calcul à l'ELU :

Les contraintes sont données en fonction de la déformation de l'acier par le diagramme ci-dessous :



De l'origine  $O(0,0)$  au point  $A(f_e/(E_s \cdot \delta_s); f_e/\delta_s)$  on a une droite d'équation  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ . À partir du point A, le diagramme contraintes - déformation sera constitué par l'horizontale d'ordonnée  $(f_e/\delta_s)$ . L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%. Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas d'une compression).

avec  $f_e$ : limite d'élasticité de l'acier;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .  
 $E_s$ : module d'élasticité de l'acier;  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .  
 $\delta_s$ : coefficient de sécurité. Il a pour valeur

- $\delta_s = 1$  pour les situations accidentelles
- $\delta_s = 1.15$  pour tous les autres cas

La contrainte admissible à l'ELU ( $f_{su} = f_e/\delta_s$ ) a pour valeur :

- en cas de situation accidentelle  $f_{su} = 400 \text{ MPa}$ .
- en cas de situation normale  $f_{su} = 348 \text{ MPa}$ .

#### I.3. Contraintes de calcul à l'ELS :

Dans ce cas, l'acier est considéré comme un matériau linéairement élastique, c-à-d que les contraintes sont proportionnelles aux déformations  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

La contrainte admissible à l'ELS est limitée à :

- $\sigma_s \leq \text{Min}(2 \cdot f_e/3; 150 \cdot \bar{\kappa}) = 240 \text{ MPa}$  (cas de fissu prej)
- $\sigma_s \leq \text{Min}(f_e/2; 110 \cdot \bar{\kappa}) = 176 \text{ MPa}$  (cas de fissu très prej)

avec  $\bar{\kappa}$  : coefficient de fissuration;  $\bar{\kappa} = 1.6$  (aciers HA).

#### Remarque :

Lorsque la fissuration est peu nuisible, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire. Il suffit de respecter la condition de non fragilité en utilisant un pourcentage suffisant d'armatures tendues et en évitant d'employer des aciers de trop gros diamètre.

## II. BETON :

### II.1. Résistances caractéristiques :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

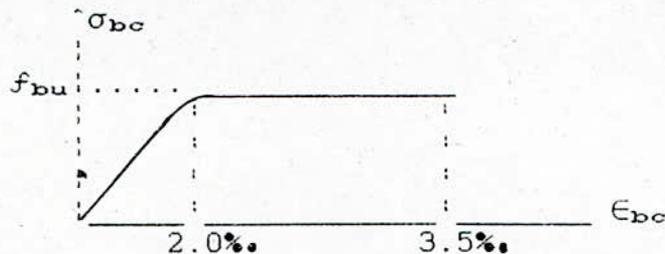
La résistance caractéristique à la traction du béton à 28j est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.22 \text{ MPa}$$

### II.2. Diagrammes contraintes-déformations :

#### II.2.1. Etat limite ultime :

Les vérifications à l'ELU des contraintes de compression dans le béton s'effectuent en utilisant un diagramme non linéaire dit parabole rectangle (voir fig1).



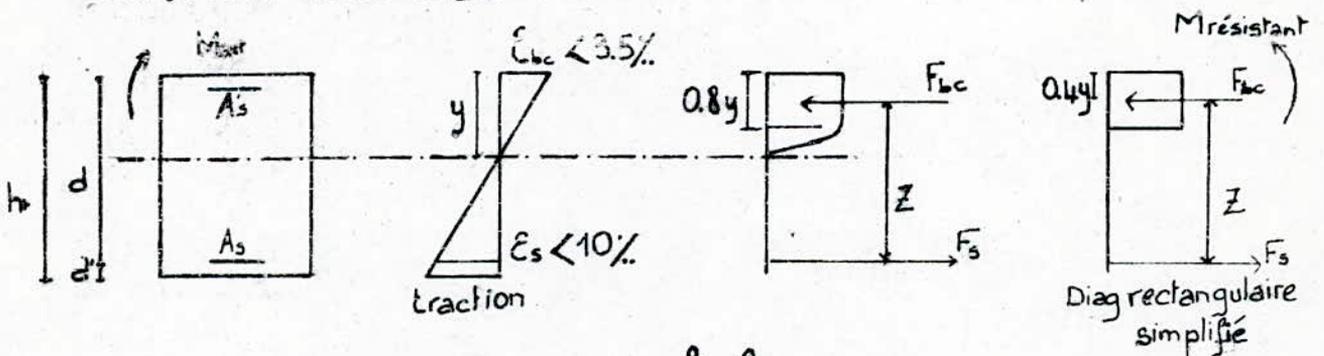
\_ fig1 \_ diagramme parabole-rectangle

La contrainte de compression à l'ELU  $f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \delta_b$

avec  $\delta_b$  : coefficient de sécurité .

- ┌  $\delta_b = 1.15$  (situation accidentelle)  $\Rightarrow f_{bu} = 20.00 \text{ MPa}$
- └  $\delta_b = 1.50$  (situation normale)  $\Rightarrow f_{bu} = 15.30 \text{ MPa}$

Dans un but de simplification, les règles BAEL (art 4.3.42) permettent de considérer un diag rectangulaire simplifié ceci dans le cas où la section étudiée n'est pas entièrement comprimée (voir fig2).



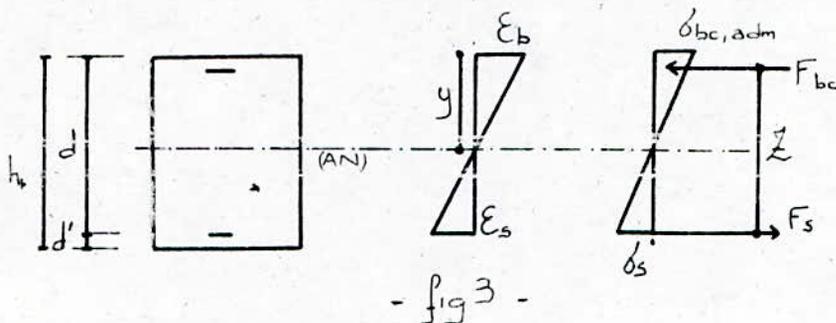
- fig2 -

#### II.2.2. Etat limite de service :

A l'ELS le béton est considéré comme élastique et linéaire. Les vérifications des contraintes s'effectuent en utilisant un diagramme linéaire (voir fig3).

La contrainte de compression, limite de service

$$\sigma_{bc,adm} = 0.60 * f_{c28} = 16.20 \text{MPa}$$



### II.3. Contrainte de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement a pour valeur :

$$\tau_{umax} \leq \text{Min}(0.13 * f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.51 \text{MPa} \text{ (cas de fiss peu nuisible)}$$

$$\tau_{umax} \leq \text{Min}(0.10 * f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.70 \text{MPa} \text{ (cas de fiss préj et tres préj)}$$

### II.4. Module de déformation longitudinale du béton :

Selon les BAEL (art A.2.1,2) pour des charges de durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée a pour valeur

$$E_{i28} = 11000 * (f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{MPa}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée a pour valeur :

$$E_{v28} = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 11100 \text{MPa}$$

### II.5. Coefficient de POISSON :

Les règles BAEL (art A.2.1.3) donnent les valeurs suivantes :

- $\nu = 0.0$  à l'ELU .
- $\nu = 0.2$  l'ELS .

**BASES DE CALCUL  
AUX  
ETATS LIMITES**

BASES DE CALCUL AUX ÉTATS LIMITES

I. INTRODUCTION :

L'étude du béton armé entrant dans la réalisation de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites (règles BAEL) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie (tels que les RPA88) .

II. ÉTAT LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE :

II.1. Hypothèses de calcul :

1°\_les sections droites planes avant déformation de la pièce, restent planes après déformation ( hypothese de NAVIER-BERNOULLI ).

Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre .

2°\_par mesure de sécurité, on néglige le béton tendu dans les calculs, car sa résistance à la traction est faible .

3°\_il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton, c-à-d qu'une armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure .

4°\_pour déterminer les positions extrêmes de la droite représentant le diag des déformations dans la section ( voir fig 1) on admet que :

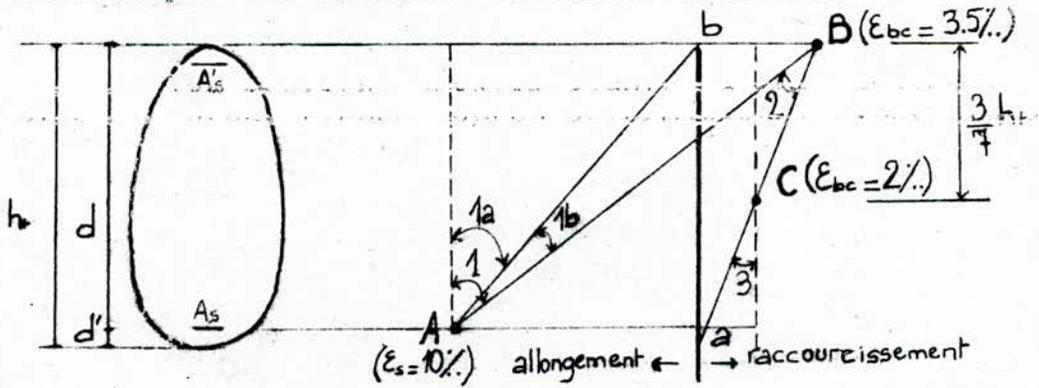
l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% dans tous les cas .

le raccourcissement unitaire du béton est limité à :

\* 3.5% dans le cas de flexion simple ou composée

\* 2.0% dans le cas de compression simple .

5°\_le diag des déformations de la section représenté par une droite est supposé passer par l'un des 3 pivots A, B ou C définis par les BAEL(art A.4.3,3) comme suit :



\_ fig.1 \_

\* le pivot A (domaine 1) correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue supposée concentrée au centre

de gravité de l'ensemble des armatures tendues, donc à l'épuisement de la capacité portante de ces mêmes armatures provoquant la rupture.

Dans le domaine 1a, la section est entièrement tendue par un effort de traction (centré ou excentré).

Dans le domaine 1b, la section est partiellement comprimée par une flexion.

Dans ce pivot (A), le diag des déformations peut occuper l'une des positions suivantes :

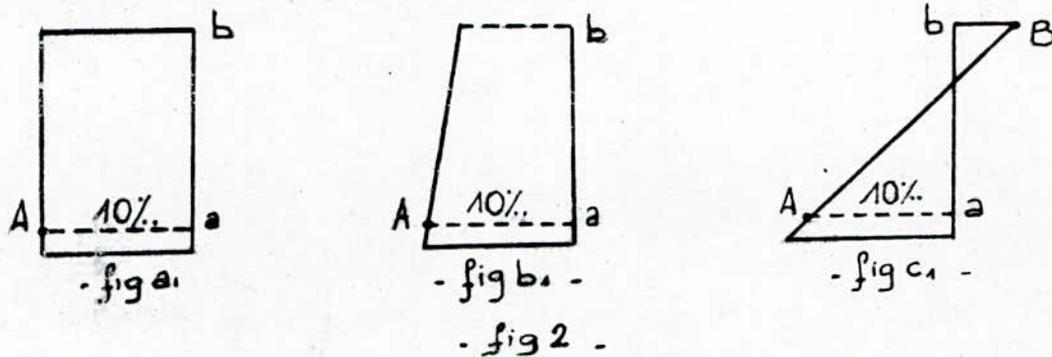


fig2 a<sub>1</sub> correspond à un cas de traction simple; les allongements sont tous égaux à 10%.

fig2 b<sub>1</sub> correspond à un cas de flexion composée avec effort normal de traction faiblement excentré (donc la section est entièrement tendue).

fig2 c<sub>1</sub> correspond à un cas de flexion simple ou composée dans laquelle le béton n'atteint pas son raccourcissement ultime; la section comporte alors une zone tendue et une zone comprimée.

La position de l'axe neutre (AN) par rapport à la fibre de béton la plus comprimée est telle que

$$y < 3.5 / (3.5 + 10) * d = 0.259 * d$$

\* le pivot B (domaine 2) correspond à un raccourcissement de 3.5% (raccourcissement ultime) de la fibre de béton la plus comprimée donc à l'épuisement de sa capacité portante pouvant provoquer la rupture du béton.

Le diag des déformations peut occuper l'une des positions suivantes :

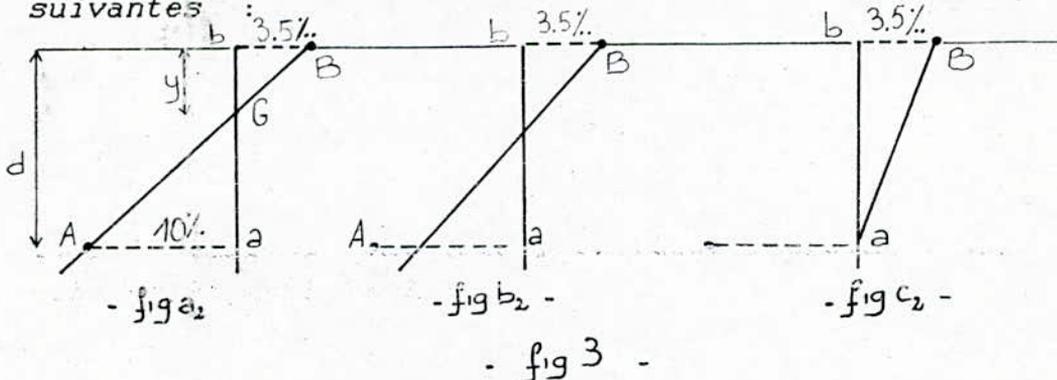
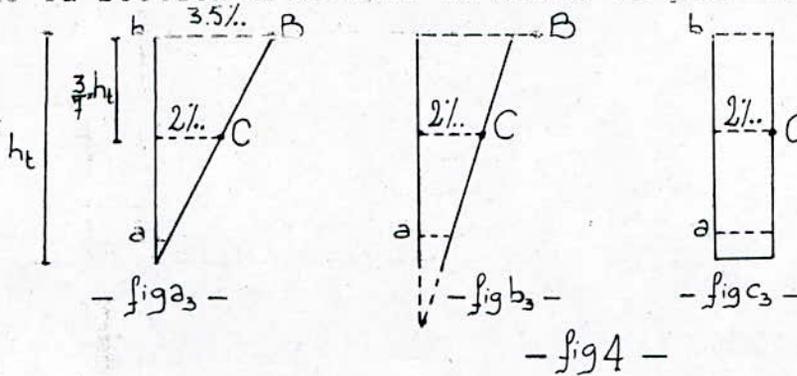


fig3 a<sub>2</sub> correspond au cas limite du domaine 1.

fig3 b<sub>2</sub> correspond au cas de la flexion simple ou composée lorsque le béton a atteint son raccourcissement ultime l'allongement des aciers est alors inférieur à 10%.

- fig3 c<sub>2</sub> l'allongement des aciers est devenu nul .  
 La position de l'AN est telle que ,  
 $0.259*d < y < h$

\* le pivot C (domaine 3) correspond à un raccourcissement de 2% de la fibre de béton située à  $(3/7)*h$  (h hauteur totale de la section droite) de la fibre la plus comprimée .



- fig4 a<sub>3</sub> correspond au cas limite du domaine 2; la section va pivoter autour du point C qui correspond à un raccourcissement relatif du béton de 2% .

- fig4 b<sub>3</sub> correspond à une flexion composée avec effort de compression important .

- fig4 c<sub>3</sub> correspond à une compression simple .

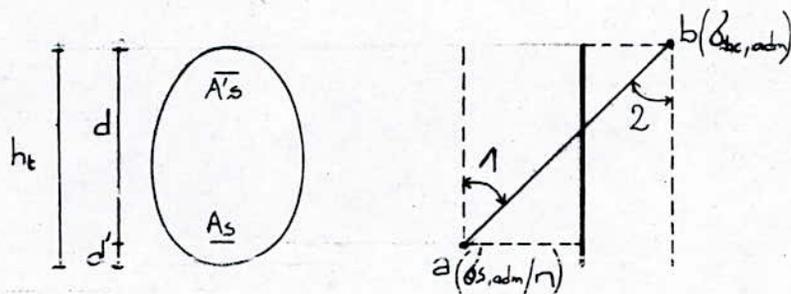
La position de l'AN est telle que  $y > h$

III. ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

III.1. Hypothèses de calcul :

- 1°- principe de BERNOULLI satisfait (voir ELU) .
- 2°- béton tendu négligé .
- 3°- pas de glissement relatif entre le béton et les armatures
- 4°- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, c-à-d que la contrainte est proportionnelle à la déformation  
 $\sigma = E * \epsilon$
- 5°- par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton  
 $n = E_s / E_b = 15$

Comme à l'ELU, on définit 2 pivots a et b de la manière suivante :



- fig 5 -

\* le pivot a (région 1) correspond à la contrainte limite de l'acier le plus tendu. Dans ce cas, la section est soumise à une traction simple centrée ou excentrée ou à une flexion composée.

\* le pivot b (région 2) : le diagramme des déformations passe par le point b qui correspond à la contrainte limite de la fibre du béton la plus comprimée. Dans ce cas, la section est soumise à une flexion simple ou composée ou à une compression simple.

#### IV. CONCLUSION :

Pour déterminer le ferrailage des éléments résistants de notre structure, nous appliquerons les règles relatives à l'état limite ultime de résistance.

Pour vérifier les résultats obtenus, il suffira d'apporter la preuve qu'aucune des contraintes limites n'est dépassée, à savoir :

- $\sigma_s$  : la contrainte dans l'acier ( $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ )
- $\sigma_{bc}$  : la contrainte dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc,adm}$ )

# **PREDIMENSIONNEMENT**

PREDIMENSIONNEMENT

I. POTEAUX :

Selon les RPA88 ( art 4.1.1 ) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1°-Min (h<sub>1</sub>,b<sub>1</sub>) ≥ 25 cm en zone II. .
- 2°-Min (h<sub>1</sub>,b<sub>1</sub>) ≥ h<sub>e</sub>/20 .
- 3°- 1/3 ≤ b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub> ≤ 3.

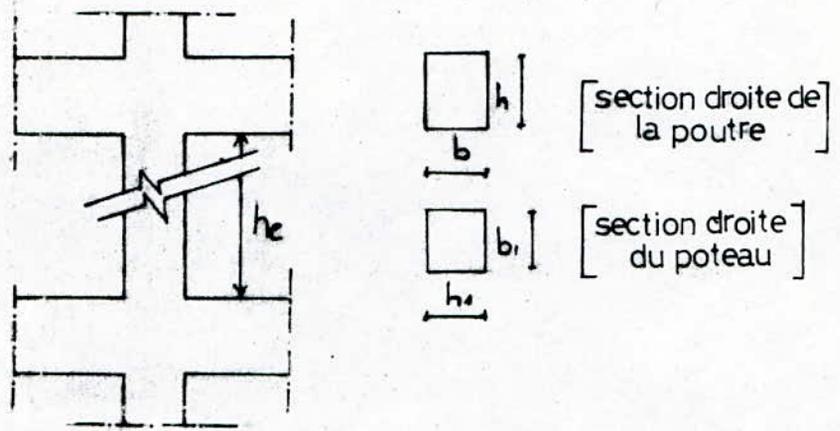


fig \_ 1 \_

En effectuant une descente de charge au niveau du poteau le plus sollicité et en supposant que le poids des poteaux à la base de l'ouvrage représente 20% de l'effort normal, on aura :

G(t)	Q(T)	N <sub>u</sub> (t)	N <sub>tot</sub>
126.55 t	31.79 t	219.00 t	262.00 t

La contrainte de compression du béton s'exerçant dans le poteau a pour valeur :

$$\sigma_{bc} = N_{tot} / S \leq f_{bu} = 14.17 \cdot 10^2 \text{ t/m}^2 \Rightarrow S \geq N_{tot} / f_{bu}$$

$$\Rightarrow S \geq 1851 \text{ cm}^2$$

Finalement, on opte pour S=(60\*60)cm<sup>2</sup> ( ainsi, les conditions des RPA se trouvent vérifiées ) .

En procédant de la même manière pour les autres niveaux et en respectant les conditions des RPA88 citées plus haut on opte pour les choix suivants :

niveaux	0.30m÷12.18m	12.18m÷21.21m	21.21m÷33.25m
dim des poteaux	(60*60) cm <sup>2</sup>	(50*50) cm <sup>2</sup>	(40*40) cm <sup>2</sup>

## II. POUTRES :

Les poutres sont prédimensionnées selon les règles découlant des limites imposées aux déformations des éléments, tout en respectant les dimensions minimales imposées par les RPA88 (art 4.2.1) à savoir :

- 1° -  $b \geq 20 \text{ cm}$  en zone II
- 2° -  $h \geq 30 \text{ cm}$
- 3° -  $h/b \leq 3$
- 4° -  $1.5 \cdot h + b_1 \geq b_{\max}$

\* selon le sens longitudinal :

$$1^\circ - L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50.00 \text{ cm} \\ \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$$

avec  $L_{\max}$ : longueur max de la travée selon le sens considéré

$$2^\circ - 0.3 \cdot h_t \leq b \leq 0.7 \cdot h_t \Rightarrow 13.50 \text{ cm} \leq b \leq 31.50 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

\* selon le sens transversal :

$$1^\circ - L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

$$2^\circ - 0.3 \cdot h_t \leq b \leq 0.7 \cdot h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Les conditions des RPA88 étant vérifiées, les dimensions des poutres sont fixées à :

- poutres longitudinales :  $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$
- poutres transversales :  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$

## III. PLANCHERS :

### III.1. Planchers corps creux :

La condition de limitation de flèche dans les poutrelles est le critère le plus important pour le prédimensionnement des planchers à corps creux. Cette condition est formulée comme suit :  $e = L_p / 22.50$

avec  $L_p$ : portée de la poutrelle;  $L_p = 4.00 \text{ m}$ .

Donc  $e \approx 18 \text{ cm}$ .

On opte finalement pour un plancher (16+5) cm.

### III.2. Plancher dalle pleine en BA :

L'épaisseur des dalles est fonction des dimensions de la dalle ainsi que des conditions d'appui. Elle est déterminée à partir de la condition de limitation de la flèche qui est très importante car elle peut contribuer à l'apparition des fissures dans les revêtements.

Considérons un panneau de dalle de plus grande portée  $L = 5.0 \text{ m}$ , soumis à une charge uniformément répartie

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.55 \text{ t/m}^2 \text{ ( voir chap F) .}$$

La flèche s'exerçant dans le panneau dalle doit être telle que

$$f = 5 \cdot q_u \cdot L^4 / (384 \cdot E_i \cdot I) \leq f_{adm} = L/500$$

$$\Rightarrow I \geq 2500 \cdot q_u \cdot L^3 / (384 \cdot E_i) = 3.92 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

Comme  $I = b \cdot e^3 / 12$ , alors pour une tranche d'1m ( $b=1m$ ) on a

$$I = 100 \cdot e^3 / 12 \geq 3.92 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm}.$$

Par ailleurs, en considérant le panneau dalle le plus sollicité, les conditions d'appui donnent ceci :

pour  $\alpha = l_x / l_y = 420 / 500 = 0.84 < 1$  et en considérant une dalle constituée de travées continues, on a :

$$l_y / 50 \leq e \leq l_y / 40 \Rightarrow 500 / 50 = 10.0 \text{ cm} \leq e \leq 500 / 40 = 12.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité, on prendra  $e = 16 \text{ cm}$ .

IV. VOILES

Selon les RPA88 (art 4.3.1) « L'épaisseur minimale est de 15cm pour les constructions des groupes d'usage 1 et 2 en zone II et III ». De plus, le règlement prescrit que l'épaisseur doit être telle que

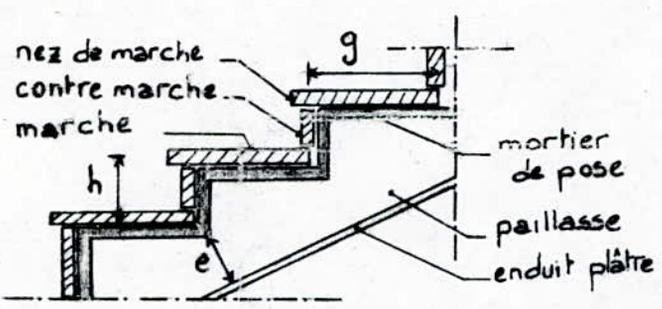
$$e \geq \max(h_o / 25; h_o / 22; h_o / 20) = h_o / 20.$$

Les épaisseurs, des voiles, adoptées pour notre structure et vérifiant les conditions des RPA88 sont :

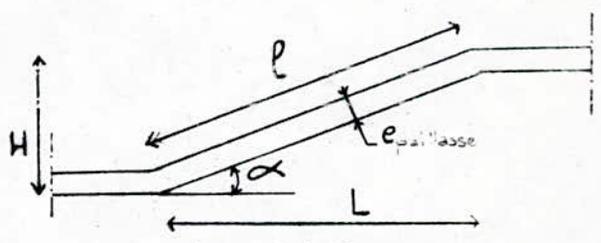
épaisseurs			
niveaux	voiles Long	voiles trans	
0.30m÷15.19m	30cm	35cm	
15.19m÷30.24m	25cm	30cm	

V. ESCALIERS

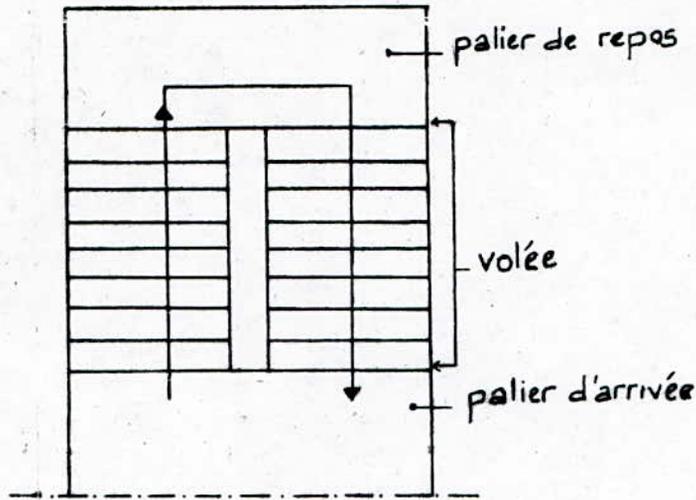
Il est prévu de réaliser des escaliers à paillasse reliée à 2 paliers, c-à-d des escaliers droits en BA coulés sur place. Ces escaliers prennent appui sur les voiles latéraux auxquels ils sont encastrés.



- Détail d'un escalier droit -



- Schema statique -



Vue en plan d'une cage d'escalier à paliers droits avec deux volées en retour.

### V.1. Dimensions de l'escalier :

\*hauteur de la volée :  $h_v = 1.50\text{m}$ .

\*emmarchement :

Il doit satisfaire la condition de dégagement rapide des escaliers qui stipule que l'emmarchement doit être compris entre 1.00m et 1.50m pour les escaliers collectifs. Dans notre cas :  $e = 1.40\text{m}$

\*portée horizontale de la volée :  $L = 2.70\text{m}$

\*nombre de marches :  $64 \cdot n^2 - (64 + 2 \cdot H + L) \cdot n + 2 \cdot H = 0 \Rightarrow n = 10$  marches

\*hauteur d'une marche :  $h = h_v / n = 15\text{cm}$ ;  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$  (satisfaisant)

\*giron :  $g = L / (n - 1) = 270 / 9 = 30\text{ cm}$ ;  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$  (satisfaisant).

Ainsi, avec ( $h = 15\text{ cm}$  ;  $g = 30\text{ cm}$ ) la condition d'accès facile est vérifiée par la condition de BLONDEL.

\*Condition de BLONDEL :  $60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h = m < 65\text{cm}$ .

Dans notre cas,  $m = 60\text{cm} < 65\text{cm}$  (satisfaisant).

\*Inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale :

$$\alpha = \arctg(h/g) = 26.57^\circ.$$

\*portée de la paillasse :

$$l = L / \cos(26.57) = 3.02\text{m}.$$

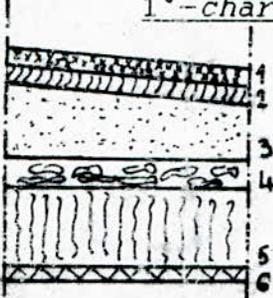
\*épaisseur de la paillasse :

$$1/30 \leq e \leq 1/20 \Rightarrow 10.06\text{cm} \leq e \leq 15.09\text{cm}.$$

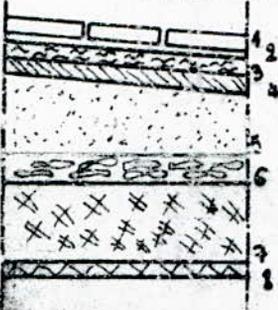
On prendra  $e = 12\text{cm}$ .

# CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES ET SURCHARGESI. PLANCHER TERRASSE :I.1. Terrasse inaccessible : (niveau 37.75m)

<u>1°--charges permanentes :</u>	
	1. gravillons roulés (e=3cm) : $1700 \times 0.03 = 51 \text{ kg/m}^2$
	2. étanchéité multicouche (e=2cm) : 12 ~
	3. béton de pente (1%) : $2200 \times 0.11 = 235$ ~
	4. isolation thermique (liège expansé; e=4cm) : 10 ~
	5. dalle pleine en BA (e=16cm) : $2500 \times 0.16 = 400$ ~
	6. enduit plâtre (e=2cm) : $1000 \times 0.02 = 20$ ~
	<hr/> G=728kg/m <sup>2</sup>
<u>2°--surcharges d'exploitation :</u> Q=100kg/m <sup>2</sup>	

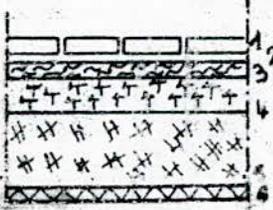
I.2. Terrasses accessibles :I.2.1. Terrasse1 (niveau 33.25m) :

<u>1°--charges permanentes :</u>	
	1. revêtement granito (e=2cm) : 44kg/m <sup>2</sup>
	2. mortier de pose (e=1cm) : $2000 \times 0.01 = 20$ ~
	3. sable sec (e=2cm) : $1500 \times 0.02 = 30$ ~
	4. étanchéité multicouche (e=2cm) : 12 ~
	5. béton de pente (1%) : 235 ~
	6. isolation thermique (e=4cm) : 10 ~
	7. plancher en corps creux ((e=16+5)cm) : $1357 \times 0.21 = 285$ ~
	8. enduit plâtre (e=2cm) : 20 ~
	<hr/> G=656kg/m <sup>2</sup>
<u>2°--surcharges d'exploitation :</u> Q=150kg/m <sup>2</sup>	

I.2.2. Terrasse2 (niveau 12.18m) :

<u>1°--charges permanentes :</u>	G=656kg/m <sup>2</sup>
<u>2°--surcharges d'exploitation :</u>	Q=250kg/m <sup>2</sup>

II. PLANCHERS COURANTS :II.1. Plancher type1 : (niveaux 12.18m+30.24m)

<u>1°--charges permanentes :</u>	
	1. revêtement carrelage (e=2cm) : 44kg/m <sup>2</sup>
	2. mortier de pose (e=1cm) : 20 ~
	3. sable sec (e=2cm) : 30 ~
	4. isolation phonique : 14 ~
	5. plancher corps creux (e=21cm) : 285 ~
	6. enduit plâtre (e=2cm) : 20 ~
	7. cloisons légères : 50 ~
	<hr/> G=463kg/m <sup>2</sup>
<u>2°--surcharges d'exploitation :</u> Q=175kg/m <sup>2</sup>	

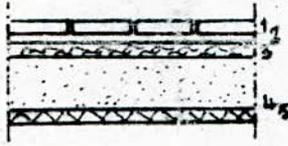
II.2. Plancher type2 : (couloir commun de circulation)

1°-charges permanentes : G=463kg/m<sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation : Q=400kg/m<sup>2</sup>

II.3. Plancher type3 : (balcons)

1°-charges permanentes :



1. revêtement granito	:	44kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose	:	20 ~
3. sable sec	:	30 ~
4. dalle pleine en BA (e=12cm)	:	2500*0.12=300 ~
5. enduit plâtre	:	20 ~
		G=414kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation : Q=350kg/m<sup>2</sup>

III. PLANCHER COMMERCE :

III.1. Plancher type1 : (niveaux 3.26m et 7.72m)

1°-charges permanentes :

1. revêtement granito	:	44kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose	:	20 ~
3. sable sec	:	30 ~
4. isolation phonique	:	14 ~
5. dalle pleine en BA (e=16cm)	:	400 ~
6. enduit plâtre	:	36 ~
7. cloisons légères	:	50 ~
		G=594kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation : Q=500kg/m<sup>2</sup>

III.2. Plancher type2 : (allées de circulation)

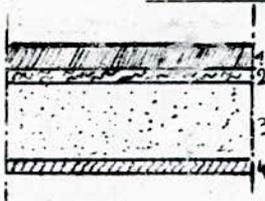
1°-charges permanentes : G=594kg/m<sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation : Q=400kg/m<sup>2</sup>

IV. PLANCHER PARKING :

IV.1. Plancher type1 : (aire de stationnement)

1°-charges permanentes :



1. chape en ciment (e=4cm)	:	2200*0.04= 80kg/m <sup>2</sup>
2. sable sec	:	30 ~
3. dalle pleine en BA (e=40cm)	:	2500*0.4=1000 ~
4. étanchéité multicouche	:	12 ~
		G=1122kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation : Q=250kg/m<sup>2</sup>

IV.2. Plancher type2 : (allée de circulation menant aux commerces)

IV.2. Plancher type2 : (allée de circulation menant aux commerces)

1°-charges permanentes :

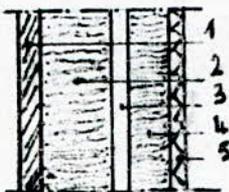
1. revêtement granito	:	44kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose	:	20 ~
3. sable sec	:	30 ~
4. dalle pleine en BA (e=40cm)	:	1000 ~
5. étanchéité multicouche	:	12 ~
		<hr/>
		G=1120kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation :

Q=400kg/m<sup>2</sup>

V. MURS EXTERIEURS :

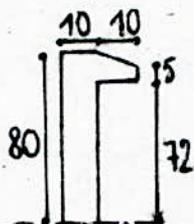
1°-charges permanentes :



1. enduit ciment (e=2cm)	∴	1800*0.02= 36kg/m <sup>2</sup>
2. briques creuses (e=20cm)	:	175 ~
3. vide d'air (e=5cm)	:	---
4. briques creuses (e=10cm)	:	90 ~
5. enduit plâtre (e=1.5cm)	:	15 ~
		<hr/>
		G=316kg/m <sup>2</sup>

VI. ACROTÈRE :

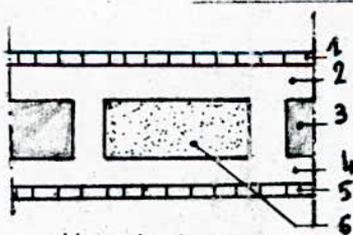
VI.1. Type1 : (niveaux 37.75m et 33.25m)



1. acrotère en BA	:	2500*0.09*1 = 216.25kg/m
2. enduit ciment 1face (e=2cm)	:	1800*0.8*0.02=28.8 ~
		<hr/>
		G=245.05kg/m

VI.2. Type2 : (bac à fleurs niveau 12.18m)

1°-charges permanentes :



Vue de dessus

1. enduit ciment (e=2cm)	:	36kg/m <sup>2</sup>
2. briques creuses (e=10cm)	:	90 ~
3. terre humide	:	2100 ~
4. briques creuses (e=10cm)	:	90 ~
5. enduit ciment (e=2cm)	:	36 ~
6. béton de séparation	:	133 ~
		<hr/>
		G=2485kg/m <sup>2</sup>

VII. ESCALIERS :

VII.1. Volée d'escalier :

1°-charges permanentes :

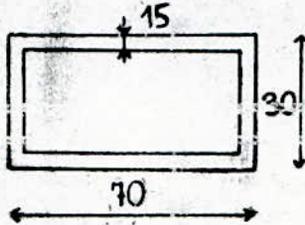
1. paillasse en BA (e=12cm)	:	2500*0.12/cos26.57=335.42kg/m <sup>2</sup>
2. marches	:	2200*0.15/2=187.00 ~
3. revêtement des marches (granito+mortier+sable)	:	44+20+30= 94.00 ~
4. revêtement des contre-marches (granito+mortier)	:	(44+20)*0.56= 35.56 ~
		<hr/>
		G=652.00kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation :

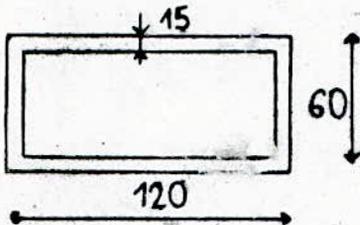
Q=250kg/m<sup>2</sup>

VII.3. Palier :1°-charges permanentes :

1. revêtement granito (e=2cm) :	44kg/m <sup>2</sup>
2. mortier de pose :	20 ~
3. sable sec :	30 ~
4. dalle pleine en BA (e=12cm) :	300 ~
	<hr/> G=394kg/m <sup>2</sup>

2°-surcharges d'exploitation :Q=250kg/m<sup>2</sup>VIII. LES GAINES :VIII.1. Gaine de fumée : (ρ = 1.50t/m<sup>3</sup>)

$$G = (0.7 + 0.3) * 2 * 0.15 * 1.50 * 4 = 3.9 \text{ t/m/niveau.}$$

VIII.2. Gaine de ventilation : (ρ = 1.50t/m<sup>3</sup>)

$$G = ((1.2 + 0.6) * 2 * .15 * 1.50 * 2) = 1.62 \text{ t/m/niveau.}$$

**DESCENTE DE  
CHARGES**

DESCENTE DE CHARGES

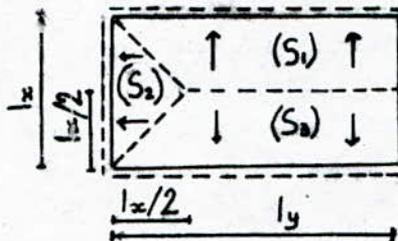
I. LES VOILES :

I.1. Exemple d'étude : (descente de charge du voile  $V_{y1}$ )

I.1.1. Surface revenant au voile  $V_{y1}$  du plancher qu'il supporte :

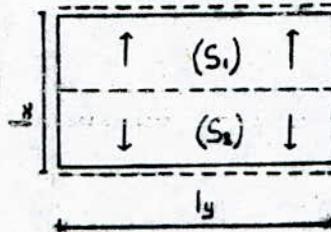
Le calcul des surfaces revenant aux voiles se fait par la méthode des lignes de rupture de JOHANSEN. En effet, les nombreux essais de chargement, effectués sur des plaques en BA, ont montré que la résistance ultime de la plaque est obtenue lorsque les fissures principales atteignent les bords de la plaque selon un angle de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale. Ainsi, les surfaces de charges revenant aux voiles dépendent de l'allure des lignes de rupture et du type d'appui :

1°- dalle reposant sur 3 appuis :



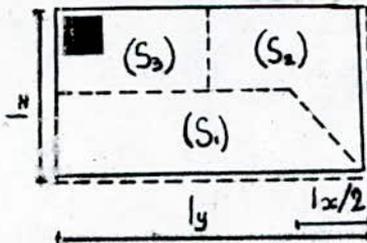
$$\begin{aligned} S_1 &= S_3 = l_x * (l_y - l_x/4) / 2 \\ S_2 &= l_x^2 / 4 \end{aligned}$$

2°- dalle sur 2 appuis :



$$S_1 = S_2 = l_x * l_y / 2$$

3°- dalle sur 2 appuis + 1 appui isolé :



$$\begin{aligned} S_1 &= l_x * (l_y - l_x/4) / 2 \\ S_2 &= l_x * (l_y - l_x/2) / 4 \\ S_3 &= l_x * l_y / 4 \end{aligned}$$

Remarques :

1°- Représentation conventionnelle des contours des plaques :

- bord libre .
- bord simplement appuyé .
- bord encastré .
- appui sur poteau .

2°- Les surcharges d'exploitation sont calculées en tenant compte de la loi de dégression (art 6.3 DTRBC 2.2) .

Le tableau suivant donne la surface de plancher [ m<sup>2</sup> ] revenant au voile  $V_{y1}$ .

	Niveaux		
	33.25m	12.18m+30.24m	3.26m; 7.72m
terrasse 1	16.95m <sup>2</sup>	----	----
plancher courant	---	11.59m <sup>2</sup>	----
allée de circulation	---	5.36m <sup>2</sup>	(2*5.36)m <sup>2</sup>
palier	---	8.13m <sup>2</sup>	8.45m <sup>2</sup>
volée	---	4.23m <sup>2</sup>	4.23m <sup>2</sup>
terrasse 2	---	5.36m <sup>2</sup>	----
plancher en BA	---	----	11.59m <sup>2</sup>

I.1.2. Charges permanentes G; Surcharges Q :

\*niveau9(30.24m) :

-plancher	: 0.656*16.95=11.12t	: 0.15*16.95=2.54t
-poutres long. (poids propre+enduit)	: 2.54t	
-poutres trans.	: 3.88t	
-voile (poids propre+enduit)	: (2.5*0.3+15.2*10 <sup>-3</sup> )*15*2.75=31.56t	
-venant du local machinerie	: 33.13t	: 0.10*11.55=1.16t
	<u>G<sub>9</sub>=83.27t</u>	<u>Q<sub>9</sub>=3.70t</u>

\*niveau8(27.23m) :

-plancher	: 0.463*(11.59+5.36)=7.85t	: 0.175*11.59+
-poutres long.	: 2.54t	: 0.4*5.36 =4.17t
-poutres trans.	: 3.88t	
g <sub>1</sub> <-paliers	: 0.394*8.125=3.20t	: 0.25*8.125=2.03t
-volée	: 0.652*4.23=2.76t	: 0.25*4.23=1.06t
-garde corps	: 0.1*3.02=0.30t	: q <sub>8</sub> =7.26t
-voile	: 32.98t	
- G <sub>9</sub>	: 83.27t	
	<u>G<sub>8</sub>=135.36t</u>	<u>Q<sub>8</sub>=Q<sub>9</sub>+q<sub>8</sub>=10.96t</u>

\*niveau7(24.22m) :

-g <sub>1</sub>	: 19.11t	: q <sub>7</sub> =q <sub>8</sub>
-voile	: 32.98t	
-G <sub>8</sub>	: 135.36t	
	<u>G<sub>7</sub>=188.87t</u>	<u>Q<sub>7</sub>=Q<sub>9</sub>+0.95*q<sub>8</sub>*2</u> <u>=17.49t</u>

\*niveau6(21.21m) :

-g <sub>1</sub>	: 19.11t	: q <sub>6</sub> =q <sub>8</sub>
-voile	: (2.5*0.3+15*2*10 <sup>-3</sup> )*15*2.75=37.33t	
-G <sub>7</sub>	: 188.87t	
	<u>G<sub>6</sub>=245.31t</u>	<u>Q<sub>6</sub>=Q<sub>9</sub>+0.9*3*q<sub>8</sub></u> <u>=23.30t</u>

\*niveau5(18.20m) :

-g <sub>1</sub>	:	19.11t	:	q <sub>5</sub> =q <sub>8</sub>
-voile	:	37.33t	:	
-G <sub>6</sub>	:	245.31t	:	
	:	<u>G<sub>5</sub>=301.58t</u>	:	<u>Q<sub>5</sub>=Q<sub>9</sub>+0.85*4*q<sub>8</sub></u>
	:		:	=28.38t

\*niveau4(15.19m) :

-g <sub>1</sub>	:	19.11t	:	q <sub>4</sub> =q <sub>e</sub>
-voile	:	37.33t	:	
-G <sub>5</sub>	:	301.58t	:	
	:	<u>G<sub>4</sub>=358.02t</u>	:	<u>Q<sub>4</sub>=Q<sub>9</sub>+0.8*5*q<sub>8</sub></u>
	:		:	=32.74t

\*niveau3(12.18m) :

-g <sub>1</sub>	:	19.11t	:	q <sub>3</sub> =q <sub>8</sub>
-voile	:	(2.5*0.35+2*15*10 <sup>-3</sup> )*15*2.75=42.49t	:	
-G <sub>4</sub>	:	358.02t	:	
	:	<u>G<sub>3</sub>=419.62t</u>	:	<u>Q<sub>3</sub>=Q<sub>4</sub>+q<sub>8</sub>=38.55t</u>

\*niveau2(7.72m) :

-plancher en BA	:		:	0.175*11.59
-terrasse2	:	7.85t	:	+0.4*5.36=4.17t
-poutre long.	:	3.52t	:	0.25*5.36=1.34t
-poutres trans.	:	3.10t	:	
-paliere	:	3.88t	:	
-volée	:	3.20t	:	0.25*8.45=2.11t
-garde corps	:	2.76t	:	0.25*4.23=1.06t
-voile	:	0.30t	:	q <sub>2</sub> =8.68t
	:	(2.5*0.35+2*15*10 <sup>-3</sup> )*15*4.25=65.66t	:	
-G <sub>3</sub>	:	419.62t	:	
	:	<u>G<sub>2</sub>=509.89t</u>	:	<u>Q<sub>2</sub>=Q<sub>3</sub>+0.8*q<sub>2</sub></u>
	:		:	=45.49t

\*niveau1(3.26m) :

-plancher	:	0.594*11.59=6.88t	:	0.5*11.59=5.8t
-allée de circulation	:		:	
-poutre long.	:	0.594*2*5.36=6.37t	:	0.4*2*5.36=4.29t
-poutres trans.	:	3.01t	:	
-paliere	:	3.88t	:	
-volée	:	0.394*8.45=3.33t	:	0.25*8.45=2.11t
-garde corps	:	2.76t	:	0.25*4.23=1.06t
-voile	:	0.30t	:	q <sub>1</sub> =13.26t
-G <sub>2</sub>	:	65.66t	:	
	:	509.89t	:	
	:	<u>G<sub>1</sub>=602.17t</u>	:	<u>Q<sub>1</sub>=Q<sub>2</sub>+0.8*q<sub>1</sub></u>
	:		:	=56.10t

\*niveau RDC :

-g <sub>2</sub>	:	26.62t	:	q <sub>0</sub> =q <sub>1</sub>
-voile	:	(2.5*0.35+2*15*10 <sup>-3</sup> )*15*2.75=42.49t	:	
-G <sub>1</sub>	:	602.17t	:	
	:	<u>G<sub>0</sub>=671.28t</u>	:	<u>Q<sub>0</sub>=Q<sub>1</sub>+0.8*q<sub>1</sub></u>
	:		:	=66.71t

I.2. Descente de charges concernant tous les voiles :

I.2.1. Surface de plancher revenant aux différents voiles :

Voiles								
niveaux	V <sub>x0</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub>	V <sub>x5</sub>	V <sub>x7</sub>	V <sub>x8</sub>
33.25m÷12.18m	4.44m <sup>2</sup>	7.08m <sup>2</sup>	6.84m <sup>2</sup>	8.58m <sup>2</sup>				
7.72m÷0.30m	4.49m <sup>2</sup>	12.04m <sup>2</sup>	11.30m <sup>2</sup>	8.58m <sup>2</sup>				

Voiles					
niveaux	V <sub>x6</sub>	V <sub>x9</sub>	V <sub>x10</sub>	V <sub>x11</sub>	V <sub>x12</sub>
7.72m÷0.30m	15.68m <sup>2</sup>	7.84m <sup>2</sup>	7.01m <sup>2</sup>		

I.2.2. Charges permanentes(t)revenant aux voiles :

voiles						
niveaux	V <sub>x0</sub> -V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub> -V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub> -V <sub>x5</sub>	V <sub>x7</sub> -V <sub>x8</sub>	V <sub>y1</sub> -V <sub>y2</sub>	
30.24m	12.10	10.89	10.73	14.78	83.27	
27.23m	23.05	20.76	20.14	27.90	135.36	
24.22m	34.15	30.63	29.55	41.02	188.87	
21.21m	45.25	40.50	38.96	54.14	245.31	
18.20m	56.36	50.37	48.36	67.26	301.58	
15.19m	67.44	60.24	57.77	80.38	358.02	
12.18m	79.98	71.11	68.18	94.96	419.62	
7.72m	100.82	92.27	88.99	114.24	509.89	
3.26m	122.24	115.04	111.28	134.65	602.17	
0.30m	137.56	132.80	126.60	150.38	671.28	

voiles				
niveaux	V <sub>x6</sub> -V <sub>x9</sub>	V <sub>x10</sub> -V <sub>x13</sub>	V <sub>x11</sub> -V <sub>x12</sub>	
7.72m	24.67	38.41	19.25	
3.26m	51.40	60.94	39.41	
0.30m	72.57	77.77	54.47	

I.2.3. Surcharges d'exploitation(t) revenant aux voiles :

voiles					
niveau	V <sub>x0</sub> -V <sub>x1</sub>	V <sub>x2</sub> -V <sub>x3</sub>	V <sub>x4</sub> -V <sub>x5</sub>	V <sub>x7</sub> -V <sub>x8</sub>	V <sub>y1</sub> -V <sub>y2</sub>
30.24m	0.67	1.06	1.03	1.29	3.70
27.23m	1.44	2.30	2.22	2.79	10.96
24.22m	2.14	3.42	3.30	4.14	17.49
21.21m	2.76	4.41	4.26	5.34	23.30
18.20m	3.31	5.27	5.22	6.40	28.38
15.19m	3.77	6.02	6.18	7.30	32.74
12.18m	4.40	7.01	7.14	8.50	38.55
7.72m	5.03	8.70	8.88	9.70	45.49
3.26m	6.82	13.52	13.40	13.13	56.10
0.30m	8.62	18.34	17.92	16.56	66.71

voiles					
niveau	V <sub>x6</sub> -V <sub>x9</sub>	V <sub>x10</sub> -V <sub>x13</sub>	V <sub>x11</sub> -V <sub>x12</sub>		
7.72m	2.74	1.37	1.23		
3.26m	10.58	5.29	4.73		
0.30m	18.42	9.21	8.24		

II. LES POTEAUX :

I.1. Exemple d'étude : (descente de charge du poteau P<sub>26</sub>)

I.1.1. Surface de plancher revenant à P<sub>26</sub> :

niveaux	surface		
33.25m ÷ 12.18m	S = (4.5 + 4.25)m <sup>2</sup>	P <sub>26</sub> : poteau d'angle	
7.72m ÷ 0.30m	S = 4.5m <sup>2</sup>	P <sub>26</sub> : poteau de rive	

II.1.2. Charges permanentes (t); Surcharges d'exploitation (t) :

<u>*niveau9 (30.24m) :</u>		
-plancher terrassel	: $0.656*(4.5+4.25)=5.74t$	$0.15*8.75=1.31t$
-acrotère	: $0.304*(1.7+3.6/2+5/2)=1.83t$	
-poutres long.	: $(2.5*0.3+2*15*10^{-3})$	
	$*0.45*5/2=0.91t$	
-poutre trans.	: $(2.5*0.25+2*15*10^{-3})$	
	$*0.4*3.6/2=0.49t$	
-poteau	: $(2.5*0.25+2*15*10^{-3})$	
(poids propre+enduit)	: $*3.01*0.4=1.33t$	
-mur extérieur	: $0.316*4.3*2.75=3.39t$	
	$G_9=14.04t$	$Q_9=1.31t$
<u>*niveau8 (27.23m) :</u>		
-plancher	: $0.463*4.5=2.08t$	$0.175*4.5=0.79t$
-poutres long.	: $0.91t$	
-poutre trans.	: $0.49t$	
$g_1 <$ -balcon	: $0.414*2.5*1.7=1.76t$	$0.35*2.5*1.7=1.49t$
-garde corps	: $0.1*4.2=0.42t$	$q_8=2.28t$
-mur extérieur	: $3.74t$	
-poteau	: $1.33t$	
-G <sub>8</sub>	: $14.04t$	
	$G_8=24.77t$	$Q_8=Q_9+q_8=3.59t$
<u>*niveau7 (24.22m) :</u>		
-g <sub>1</sub>	: $9.40t$	$q_7=q_8$
-poteau	: $1.33t$	
-G <sub>7</sub>	: $24.77t$	
	$G_7=35.57t$	$Q_7=Q_8+0.95*2*q_8$ $=5.64t$
<u>*niveau6 (21.21m) :</u>		
-g <sub>1</sub>	: $9.40t$	$q_6=q_8$
-poteau	: $1.33t$	
-G <sub>7</sub>	: $35.57t$	
	$G_6=46.23t$	$Q_6=Q_7+0.9*q_8*3$ $=7.747t$
<u>*niveau5 (18.20m) :</u>		
-g <sub>1</sub>	: $9.40t$	$q_5=q_8$
-poteau	: $(2.5*0.5+4*15*10^{-3})$	
	$*3.01*0.5=2.03t$	
-G <sub>6</sub>	: $46.23t$	
	$G_5=57.66t$	$Q_5=Q_6+0.85*4*q_8$ $=9.06t$
<u>*niveau4 (15.19m) :</u>		
-g <sub>1</sub>	: $9.40t$	$q_4=q_8$
-poteau	: $2.03t$	
-G <sub>5</sub>	: $57.66t$	
	$G_4=69.09t$	$Q_4=Q_5+0.8*q_8*5$ $=10.43t$



II.2.2. Charges permanentes revenant aux poteaux :

poteaux						
niveau	P <sub>26</sub>	P <sub>27</sub>	P <sub>8</sub>	P <sub>9</sub>	P <sub>7</sub>	
30.24m	14.04	16.79	14.22	12.11	---	
27.23m	24.77	29.57	25.25	21.70	---	
24.22m	35.50	42.35	36.28	31.29	---	
21.21m	46.23	55.13	47.31	40.89	---	
18.20m	57.66	68.61	58.99	51.18	---	
15.19m	69.09	82.10	70.67	61.46	---	
12.18m	80.52	95.58	82.35	71.75	---	
7.72m	93.92	110.92	98.50	81.68	32.99	
3.26m	107.92	125.43	115.23	92.73	48.57	
0.30m	118.60	136.41	130.55	102.37	61.16	

II.2.3. Surcharges d'exploitation(t) revenant aux poteaux :

poteaux						
niveau	P <sub>26</sub>	P <sub>27</sub>	P <sub>8</sub>	P <sub>9</sub>	P <sub>7</sub>	
30.24m	1.31	1.75	1.52	1.96	---	
27.23m	3.59	4.54	3.61	4.24	---	
24.22m	5.64	7.05	5.49	6.30	---	
21.21m	7.47	9.28	7.17	8.12	---	
18.20m	9.06	11.23	8.63	9.72	---	
15.19m	10.43	12.90	9.89	11.09	---	
12.18m	12.25	15.13	11.56	12.91	---	
7.72m	12.88	15.68	14.38	14.11	2.14	
3.26m	14.68	17.25	21.04	17.53	6.41	
0.30m	16.48	18.82	27.69	20.95	10.69	

**POIDS TOTAL DE  
LA STRUCTURE**

POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE

Selon les RPA88(art 3.2.1.35 ), «la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes( poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, etc ... )» .

Pour les salles, entrepôts, hangars et magasins accessibles au public, un minimum de 50% de la charge d'exploitation doit être inclus dans la valeur de W. Pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut considérer 20% de la charge d'exploitation.

Ainsi,  $W = G + 0.2 * Q_{\text{logement}} + 0.5 * Q_{\text{magasin}}$

1°-Détermination de la masse revenant au niveau 33.25m :

-local machinerie	:	66.26t	:	2.28t
-gaines(1/2 niveau)	:	5.15t	:	---
-acrotère	:	17.24t	:	---
-plancher terrasse1	:	210.22t	:	50.44t
-escalier((1+1/2)volée)	:	4.31t	:	1.42t
-poutres	:	76.31t	:	---
-poteaux(1/2niveau)	:	10.35t	:	---
-façades(1/2niveau)	:	22.64t	:	---
-voiles(1/2niveau)	:	54.94t	:	---
		<u>G<sub>10</sub>=472.00t</u>		<u>Q<sub>10</sub>=54.14t</u>

$$W_{10} = G_{10} + 0.2 * Q_{10} = 483t$$

2°-Masse revenant aux niveaux (24.22m, 27.23m, 30.24m) :

-plancher	:	110.93t	:	56.00t
-gaines	:	10.30t	:	---
-paliers	:	5.26t	:	4.20t
-volées(1 niveau)	:	5.74t	:	1.89t
-voiles(1 niveau)	:	113.22t	:	---
-poteaux(1 niveau)	:	20.70t	:	---
-façades(1 niveau)	:	45.28t	:	---
-balcons	:	12.20t	:	8.60t
-poutres	:	76.31t	:	---
		<u>G<sub>9</sub>=400.00t</u>		<u>Q<sub>9</sub>=70.69t</u>

$$W_9 = W_8 = W_7 = G_9 + 0.2 * Q_9 = 414t$$

3°-Masse revenant au niveau 21.21m : W<sub>6</sub>

L'épaisseur du voile ayant varié à ce niveau là .

$$G_6 = 410.30t \quad ; \quad Q_6 = 70.69t$$

$$W_6 = G_6 + 0.2 * Q_6 = 424t$$

4°-Masse revenant au niveau 18.20m :

-plancher	:	110.93t	:	55.88t
-gaines(1 niveau)	:	10.30t	:	---
-paliers	:	5.26t	:	4.20t
-volées(1 niveau)	:	18.48t	:	1.89t
-voiles(1 niveau)	:	122.55t	:	---
-poteaux(1 niveau)	:	32.04t	:	---
-balcons	:	12.20t	:	8.60t
-façades(1 niveau)	:	45.28t	:	---
-poutres	:	75.20t	:	---
		<u>G<sub>5</sub>=431.00t</u>		<u>Q<sub>5</sub>=70.57t</u>

$$W_4 = W_5 = G_5 + 0.2 * Q_5 = 446t$$

5°-Masse revenant au niveau 12.18m :

-plancher	:	110.93t	56.00t
-plancher terrasse2	:	115.02t	19.12t
-voiles(1 niveau)	:	280.18t	---
-poteaux(1 niveau)	:	32.63t	---
-façades(1 niveau)	:	42.78t	---
-poutres	:	114.00t	---
-paliers	:	5.26t	4.20t
-volées(1 niveau)	:	18.48t	1.89t
-gaines(1 niveau)	:	10.30t	---
		<u>G<sub>3</sub>=730.00t</u>	<u>Q<sub>3</sub>=81.00t</u>

$$W_3 = G_3 + 0.2 * Q_3 = 746t$$

6°-Masse revenant au niveau 7.72m :

-plancher dalle en BA	:	218.54t	214.66t
-voiles(1 niveau)	:	419.38t	---
-poteaux(1 niveau)	:	33.21t	---
-poutres	:	100.00t	---
-paliers	:	5.26t	5.66t
-volées	:	11.67t	3.78t
-façades(1 niveau)	:	40.29t	---
-gaines(1 niveau)	:	10.30t	---
		<u>G<sub>2</sub>=841.00t</u>	<u>Q<sub>2</sub>=224.00t</u>

$$W_2 = G_2 + 0.5 * Q_2 = 953t$$

7°-Masse revenant au niveau 3.26m :

-plancher dalle en BA	:	284.00t	222.00t
-voiles(1 niveau)	:	345.85t	---
-poteaux(1 niveau)	:	27.61t	---
-poutres	:	98.30t	---
-paliers	:	3.72t	4.00t
-volées	:	5.74t	1.89t
-façades	:	33.18t	---
-gaines(1 niveau)	:	10.30t	---
		<u>G<sub>1</sub>=809.00t</u>	<u>Q<sub>1</sub>=228.00t</u>

$$W_1 = G_1 + 0.5 * Q_1 = 923t$$

7°-Masse revenant au niveau parking :

$$W_0 = G_0 + 0.5 * Q_0 = 659t$$

En conclusion, le poids total de la structure

$$W = \sum_{i=0}^{i=10} W_i = 6321t$$

# FERRAILLAGE DES ELEMENTS



Finalement, on opte pour  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$  soit 2HA10.

\*Longueur d'ancrage de l'armature principale :  
Selon les RPA88 la longueur d'ancrage dans les voiles transversaux  $l_a = 40 * \phi_L = 40 \text{ cm}$ .

### I.1.3. Etude du ferrailage transversal :

1° - Justification vis à vis de l'effort tranchant :  
L'effort tranchant maximal s'exerçant dans la section,  
 $T_u = 0.58t$ .

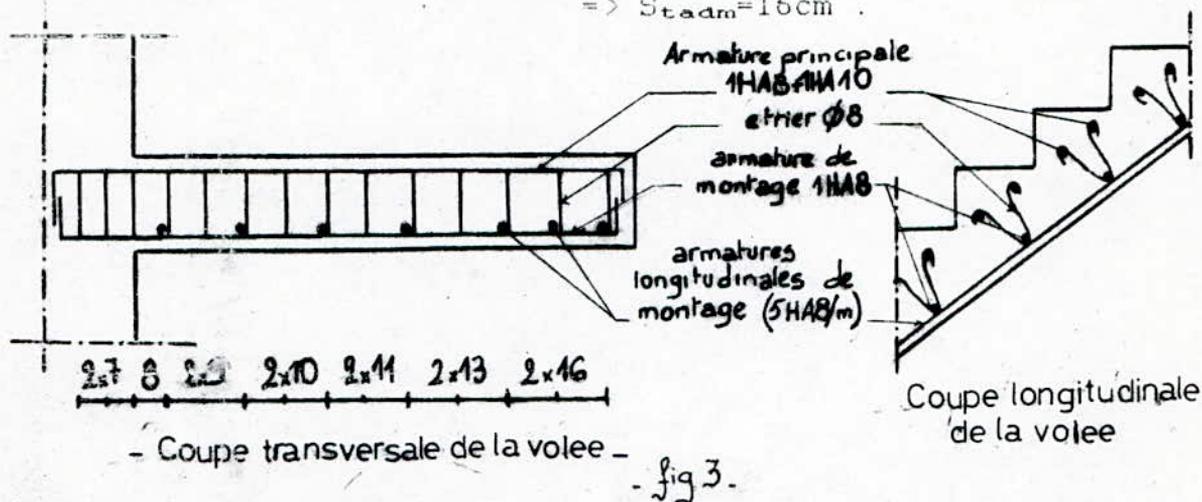
La contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = T_u / b * d = 0.1 \text{ MPa} < \tau_{u,adm} = 3.51 \text{ MPa}$$

Ainsi, les armatures d'âme ne sont pas nécessaires. Toutefois, on en prévoit un taux minimum pour le montage.

Si on considère la section d'armatures d'âme formée par un étrier en  $\phi 8$  on aura  $A_{st} = 1 \text{ cm}^2$  donc l'espacement  
 $S_t \leq A_{st} * f_e / (0.4 * b) = 33 \text{ cm}$ .

L'espacement admissible  $S_{t,adm} = \text{Min}(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 17.1 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow S_{t,adm} = 16 \text{ cm}$ .



### I.2. Vérifications à l'ELS : (fiss peu nuisible)

I.2.1. Etat limite d'ouverture des fissures :  
(vérification inutile; voir page 10. §1.3)

I.2.2. Etat limite de compression du béton :

Pour la section rectangulaire simplement fléchie ( $M_s = 0.32t.m$ ), la contrainte dans le béton comprimé a pour expression

$$\sigma_{bc} = (M/I) * y_1$$

avec  $y_1$ : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

$I$ : moment d'inertie, par rapport à l'axe neutre, de la section homogénéisée.

$$b * y_1^2 + 30 * A_s * (y_1 - d) = 0 \quad \Rightarrow y_1 = 4.33 \text{ cm}$$

$$I = b * y_1^3 / 3 + 15 * A_s * (d - y_1)^2 \quad \Rightarrow I = 4.95 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

Ainsi,  $\sigma_{bc} = (0.32 / 4.95 * 10^{-5}) * 0.0433 = 2.8 \text{ MPa} < \sigma_{bc,adm} = 15.3 \text{ MPa}$   
(satisfaisant)

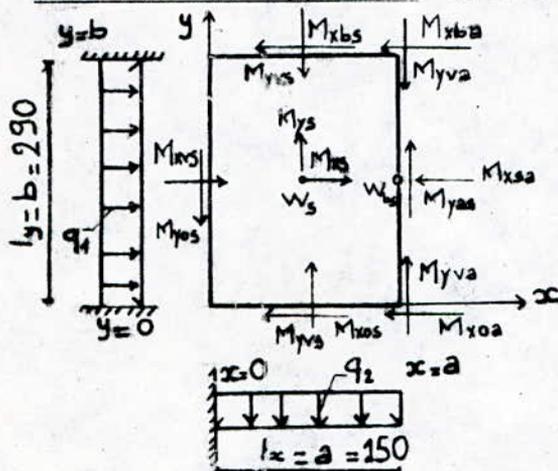
### I.2.3. Etat limite de déformation :

La flèche à l'extrémité de la console a pour expression  
 $f = M_B \cdot l^2 / (3.6 \cdot E \cdot I) = 1.07 \text{ mm} < f_{adm} = 1/250 = 5.6 \text{ mm}$  (satisfaisant).

En conclusion, dans le cas des escaliers en console, les armatures principales  $A_p$  seront placées à la partie supérieure de la marche. On prévoit aussi, à la partie inférieure, des armatures longitudinales  $A_L$  servant à la fois comme armatures de répartition et comme armatures destinées à renforcer les angles des marches; les 2 réseaux d'armatures sont reliés par des étriers.

## II. ETUDE DU PALIER :

### II.1. Palier typel : (niveaux 3.26m et 7.72m)



Le palier est assimilé à une dalle pleine. Il est encastrement sur 3 côtés, le 4<sup>e</sup> étant libre.

On considère que la charge  $q$  comprend, en dehors du poids propre  $G$  et de la surcharge d'exploitation  $Q$ , le poids transmis par 2 marches ( $G_m$  et  $Q_m$ ).

#### II.1.1. Détermination du chargement :

	$G = 394 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$G_m = 652 \text{ kg/m}^2$	$Q_m = 268 \text{ kg/m}^2$
ELU	$q_1 = q_2 = q_u = 1.35 \cdot (G \cdot 1 + G_m \cdot 2 \cdot b) + 1.5 \cdot (Q \cdot 1 + Q_m \cdot 2 \cdot b) = 1.68 \text{ t/m}$			
ELS	$q_1 = q_2 = q_s = (G + G_m \cdot 2 \cdot b) + (Q + Q_m \cdot 2 \cdot b) = 1.20 \text{ t/m}$			

#### II.1.2. Détermination du ferrailage à l'ELU :

Les sollicitations s'exerçant dans le palier sont données par les tables de BARES en fonction de ( $\Omega = a/b = 1.5 / 2.9 = 0.5$ ).

Les moments fléchissants sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	x	y	selon x-x	selon y-y
en travée	a/2	b/2	$M_{xbs} = 0.0154 \cdot q \cdot a^2$	$M_{ybs} = 0.027 \cdot q \cdot b^2$
	a	b/2	----	$M_{yas} = 0.043 \cdot q \cdot b^2$
sur appui	0	y	$M_{xvs} = -0.0691 \cdot q \cdot a^2$	$M_{yos} = \mu \cdot M_{xvs}$
	x	0;b	$M_{xos} = M_{xbs} = \mu \cdot M_{yvs}$	$M_{yvs} = -0.0616 \cdot q \cdot b^2$
	a	0;b	$M_{xoa} = M_{xba} = \mu \cdot M_{yva}$	$M_{yva} = -0.085 \cdot q \cdot b^2$
	a	b/2	$M_{xsa} = -\mu \cdot M_{yas}$	

avec  $q \cdot a^2$  et  $q \cdot b^2$ : facteurs amplificateurs des moments.

$\mu$ : coefficient de POISSON;  $\mu = 0.15$  pour le BA.

Les flèches atteintes sont :

-  $W_s$ : flèche au centre de la dalle;  $W_s = 0.0315 \cdot q \cdot a^4 / (E_1 \cdot h^3)$

-  $W_{bs}$ : flèche au centre du bords libre;

$$W_{bs} = 0.0484 \cdot q \cdot a^4 / (E_1 \cdot h^3)$$

avec  $q \cdot a^4 / (E_i \cdot h^3) = 1.38 \cdot 10^{-2}$  : facteur multiplicateur  
 $h$  : hauteur de la dalle;  $h=12\text{cm}$ .

II.1.2.1. Détermination du ferrailage longitudinal à l'ELU :  
\*Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.28 \text{cm}^2$$

\*Longueurs d'ancrage :

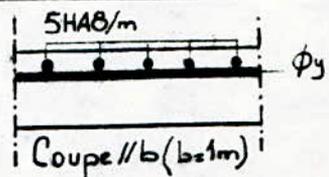
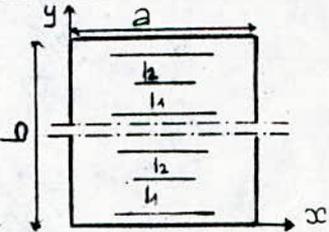
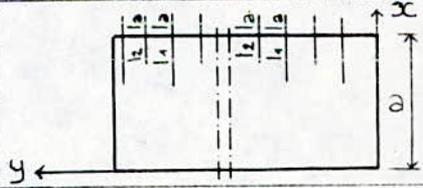
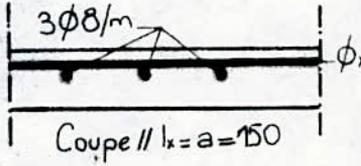
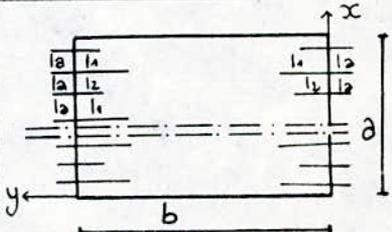
$$l_1 = \text{Max}(\alpha \cdot l_x; l_a)$$

$$l_2 = \text{Max}(l_1 / 2; l_a)$$

avec  $l_a$  : longueur d'ancrage à angle droit ;  $l_a = 40 \cdot \bar{0}_L$   
 $\alpha$  : coefficient défini comme suit ;  $\alpha = 0.05 + 0.3 \cdot K_a$

- $\bar{0}$  : 0.15 : cas d'appui de rive avec encastrement négligeable
- $K_a$  = : 0.30 :  $\approx \approx \approx \approx \approx \approx \approx \approx \approx$  appréciable
- : 0.50 : cas d'appui intermédiaire

1°-Détermination du ferrailage supérieur :  
 Les résultats sont présentés sous forme de tableau :

	M[t.m]	$A_s[\text{cm}^2]$	$l_1[\text{cm}]$	$l_2[\text{cm}]$	$l_a[\text{cm}]$	schémas de ferrailage
armatures disposées selon le sens transversal	$M_{xvs} = 2.51 \Rightarrow$ $-1.03$	$5\text{HA}8/\text{m}$ $S_t = 20\text{cm}$	40.00	20.00	35.00	
	$M_{xos} = 1.50 \Rightarrow$ $M_{xbs} = -0.17$	$3\text{HA}8/\text{m}$ $S_t = 30\text{cm}$	50.00	25.00	----	
	$M_{xoa} = 1.50 \Rightarrow$ $M_{xba} = -0.24$	$3\text{HA}8/\text{m}$ $S_t = 25\text{cm}$	25.00	12.00	35.00	
armatures disposées selon le sens longitudinal	$M_{yos} = 1.50 \Rightarrow$ $-0.15$	$3\text{HA}8/\text{m}$ $S_t^* = 30\text{cm}$	50.00	25.00	----	
	$M_{yvs} = 3.92 \Rightarrow$ $M_{yva} = -1.54$	$5\text{HA}10/\text{m}$ $S_t = 25\text{cm}$	40.00	20.00	40.00	

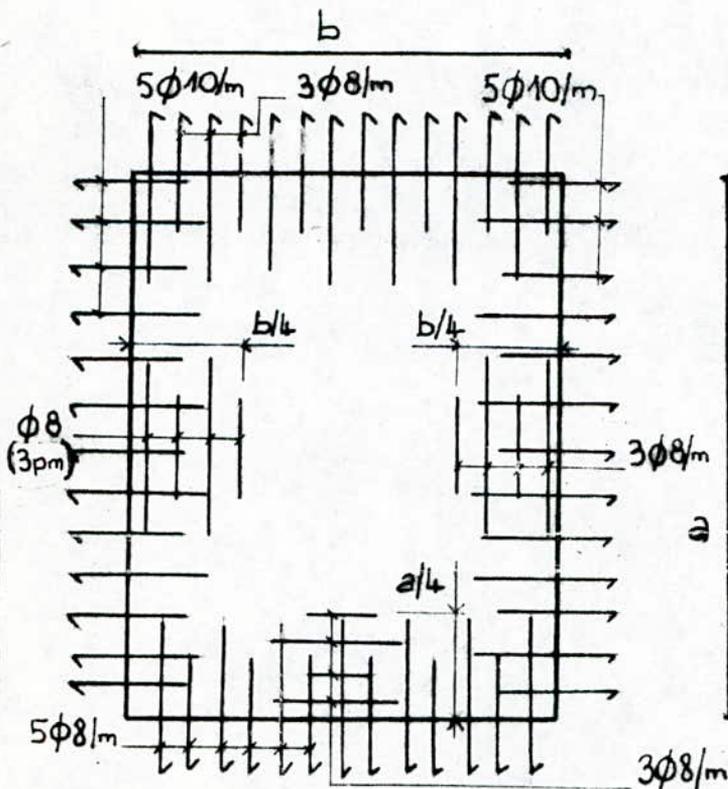
2°-Détermination du ferrailage inférieur :

	M[t.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	disposition des armatures
selon le sens transversal	$M_{xs}=0.23$	1.50 => 3HA8/m $S_t=25$ cm	 $d_y = h - d' = 10$ cm $d_x = d_y - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$ $d_x = 9.2$ cm
selon le sens longitudinal	$M_{ys}=0.50$	1.50 => 3HA8/m $S_t=25$ cm	 Coupe // a
	$M_{yas}=0.79$	2.01 => 4HA8/m $S_t=25$ cm	 Coupe // a

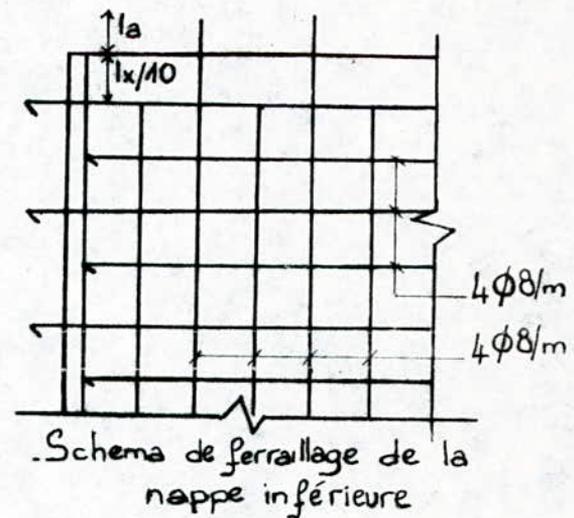
Pour une rapidité d'exécution, on opte pour un quadrillage en  $\emptyset 8$  à mailles carrées de  $(25 \times 25)$  cm<sup>2</sup>.

L'ancrage dans la poutre longitudinale, les voiles ou la volée se fait comme suit :

- on ancre une barre sur deux avec un ancrage droit  $l_a$ , la seconde barre étant arrêtée à  $l_x/10=26$ cm du bords;  $l_a=40 \times \emptyset=35$ cm



Schema de ferrailage de la nappe supérieure



### II.1.3. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

#### II.1.3.1. Détermination des efforts tranchants maxima :

1°-au milieu de  $l_y$  :

$$T_{0x} = q_u \cdot a \cdot b / (2 \cdot b + a) = 1.51t$$

2°-au milieu de  $l_x$  :

$$T_{0y} = q_u \cdot a / 3 = 1.46t$$

#### II.1.3.2. Détermination des contraintes tangentes : (fiss peu nuisible)

$$\tau_{xumax} = T_{0x} / (b_1 \cdot d) = 0.15 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 3.51 \text{MPa (verifié)}$$

$$\tau_{yumax} = T_{0y} / (b_1 \cdot d) = 0.15 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 3.51 \text{MPa (verifié)}$$

Ainsi, les armatures d'âme ne sont pas nécessaires dans les dalles.

### II.1.4. Vérifications à l'ELS :

#### II.1.4.1. État limite de compression du béton et d'ouverture des fissures : (satisfaisants)

#### II.1.4.2. État limite de déformation :

1°-Selon x-x :

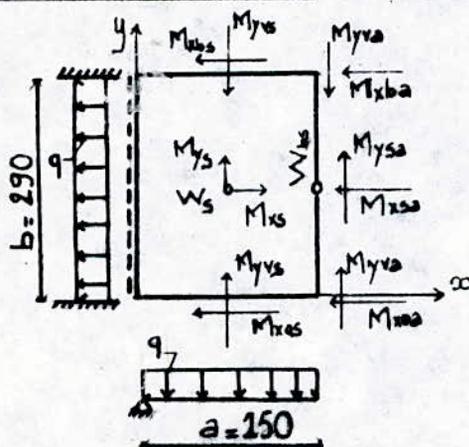
$$W_s = 0.44 \text{mm} < f_{xadm} = 5.20 \text{mm (satisfaisant)}$$

2°-Selon y-y :

$$W_s = 0.44 \text{mm} < f_{yadm} = 5.80 \text{mm (satisfaisant)}$$

$$W_{bs} = 0.67 \text{mm} < f_{yadm} = 5.80 \text{mm (satisfaisant)}$$

### II.2. Palier type 2 : (niveaux 12.18m+30.24m)



Le palier est assimilé à une dalle pleine et est encasté aux voiles latéraux sur 2 côtés, repose simplement sur le 3<sup>e</sup> côté, le 4<sup>e</sup> côté étant libre.

En suivant le même procédé de calcul qu'en I.1 on obtient les résultats suivants :

II.2.1. Détermination du ferrailage :

1°-Détermination du ferrailage supérieur :

	M[t.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	l <sub>1</sub> [cm]	l <sub>2</sub> [cm]	l <sub>a</sub> [cm]
	M <sub>xba</sub> =M <sub>xoa</sub>	1.50	35.00	17.50	13.00
	-0.24	3HA8/m			
		S <sub>t</sub> =25cm			
Selon le sens transversal	M <sub>xoa</sub>	1.50	24.00	12.00	13.00
	M <sub>xos</sub> =M <sub>xbs</sub>	1.50	50.00	25.00	---
	-0.20				
Selon le sens longitudinal	M <sub>yvs</sub>	3.92	52.00	26.00	---
		5HA10/m			
		S <sub>t</sub> =25cm			
	M <sub>yva</sub>	3.92	36.40	18.20	19.20

2°-Ferrailage inférieur :

A partir des résultats donnés par les calculs et pour une rapidité d'exécution ,on opte pour un quadrillage en Ø8 à mailles carrées de (25\*25)cm<sup>2</sup> .

II.2.2. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

1°-Selon x-x :

$$\tau_{ux} = T_{ox} / (b_1 * d) = 0.15 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 3.51 \text{MPa} \text{ (verifiée)}$$

2°-Selon y-y :

$$\tau_{uy} = T_{oy} / (b_1 * d) = 0.14 \text{MPa} < \tau_{uadm} \text{ (verifiée)}$$

Ainsi, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

II.2.3. Vérifications à l'ELS :

Toutes les vérifications sont satisfaites .



$$M_{rd} = (1 - \alpha_{bar}/3) * b * d^2 * \sigma_{bcadm} * \alpha_{bar} / 2 = 1.95 \text{ t.m.}$$

On remarque que  $M_{Au} < M_{rd}$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Les aciers tendus sont déterminés comme suit :

$$A_s = M_{Au} / (d * \sigma_{sadm} * (1 - \alpha_{bar}/3)) - (N_u) / \sigma_{sadm} = 0.807 \text{ cm}^2$$

\*Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 * b * d * (f_{t28} / f_e) * (e_0 - 0.445 * d) / (e_0 - 0.185 * d) = 0.91 \text{ cm}^2$$

Finalement,  $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$  soit 5HA6/m;  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

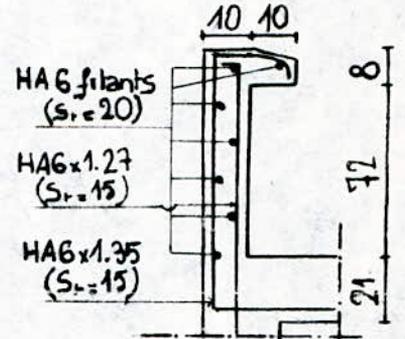
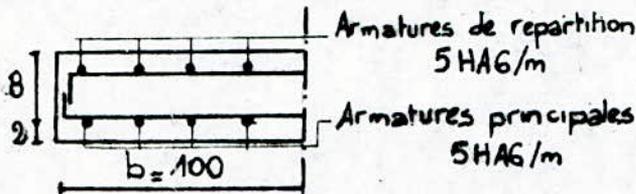
I.3. Justification vis à vis de l'effort tranchant : (fiss préjudiciable).  
La contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = T_u / (b * d) = 0.15 / (1 * 0.08) = 18.8 * 10^{-3} \text{ MPa} \ll \tau_{uadm} = 2.7 \text{ MPa}$$

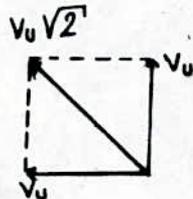
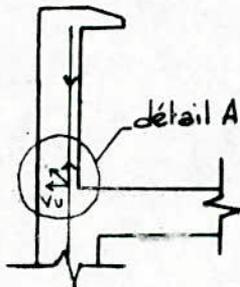
(vérifié)

Les armatures d'âme ne sont pas nécessaires pour renforcer l'acrotère, elles n'auront qu'un rôle d'armatures de répartition. On opte donc pour 3HA6/m =>  $A_{st} = 0.85 \text{ cm}^2$ .

\* schéma de ferrailage :



\*Influence de l'effort tranchant au niveau de l'encastrement :



- Detail A -

A ce niveau, il existe un moment positif. La force  $(V_u * \sqrt{2})$  aura toujours une composante horizontale  $V_u$  et une composante verticale  $V_u$  à laquelle s'opposera la résultante de compression  $F'$ .

Nous avons, en considérant  $M_u$  avec son signe.

$$F' = -M_u / (0.9 * d)$$

Comme  $V_u + M_u / (0.9 * d) > 0$ , alors les armatures longitudinales sont soumises à un effort de traction  $V_u + M_u / (0.9 * d)$ . Leur section  $A_s$  doit être telle que l'on est :

$$A_s \cdot f_{e0} / \delta_e \geq V_u + M_u / (0.9 \cdot d)$$

$$\Rightarrow A_s \cdot f_{eu} \geq V_u + M_u / (0.9 \cdot d)$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

Les armatures doivent être ancrées au delà du nu de l'appui pour équilibrer un effort  $V_u + M_u / (0.9 \cdot d)$  :  $l_a = 40 \cdot \phi = 25 \text{ cm}$ .

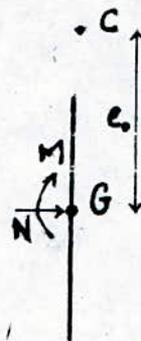
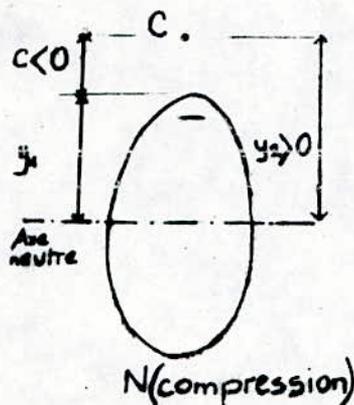
#### I.4. Vérifications à l'ELS :

##### I.4.1. Etat limite de compression du béton :

Selon les BAEL83 dans le cas d'une section soumise à une flexion composée avec compression ( $M_B = 0.08 \text{ t.m}$  ;  $N_B = 0.25 \text{ t}$ ) l'excentricité aura pour valeur :  $e_0 = M_B / N_B = 32.65 \text{ cm}$

Donc

$$c = -(e_0 - h_t / 2) = -28 \text{ cm}$$



avec  $c$ : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

on a  $y_1 = y_2 + c$  ( $c$  pris avec son signe)

$y_2$  est obtenue en résolvant l'équation :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \quad (*)$$

avec :  $p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot A_s \cdot (d - c) / b = -2306.32$   
 $q = -2 \cdot c^3 - 90 \cdot A_s \cdot (d - c)^2 / b = 42259.38$

La valeur de la contrainte de béton est :  $\sigma_{bc} = N_B \cdot y_1 / S$

avec  $S$ : aire homogénéisée;  $S = (b \cdot y_1^2) / 2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1)$ .

La résolution de l'équation (\*) donne  $y_2 = 29.82 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow y_1 = y_2 - c = 1.815 \text{ cm}$

Finalement,  $\sigma_{bc} = 1.34 \text{ MPa} < \sigma_{bcadm} = 15.3 \text{ MPa}$  (satisfaisant).

##### I.4.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_B = 15 \cdot N_B \cdot (d - y_1) / S = 52.83 \text{ MPa} < \sigma_{Badm} = 240 \text{ MPa} \text{ (satisfaisant)}$$

Ainsi, les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

#### I.5. Vérification au séisme local :

Conformément à l'article 3.3.6 du RPA88, les éléments des structures secondaires ainsi que leur ancrage au système structural principal doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

avec  $A$  : coefficient d'accélération de zone;  $A = 0.15$  (zone II, groupe d'usage 2).

$C_p$ : facteur de force horizontale pour les éléments 2 daires.  
L'acrotère est considéré comme un élément de console;  
 $C_p=0.8$  .  
 $W_p$ : poids de l'élément;  $W_p=4.18t/m$  .

D'où  $F_p=117.62kg/m < 1.5*Q=150kg/m$  .

En conclusion, l'acrotère est calculé en tenant compte d'un effort supérieur à l'effort sismique. Donc l'acrotère est vérifié au séisme local, par conséquent il est inutile de le justifier par les calculs .







\*Calcul des raideurs :

-la raideur du poteau  $k_1 = I/h_t = b^4/(12 \cdot h_t) = 1.73 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4$

-la raideur de la poutre longitudinale reliée à  $P_{26}$   
 $k_2 = I/l_x = b \cdot h^3/(12 \cdot l_x) = 5.92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

-la raideur de la poutre transversale reliée à  $P_{26}$   
 $k_3 = I/l_y = b \cdot h^3/(12 \cdot l_y) = 8.45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

avec  $h_t$  : hauteur du poteau .  
 $l_x$  : portée de la poutre longitudinale;  $l_x = 5.05 \text{ m}$ .  
 $l_y$  : ~ ~ ~ ~ transversale;  $l_y = 3.60 \text{ m}$ .

On remarque que la raideur du poteau est supérieure à celle des 2 poutres . Dans ce cas, la longueur de flambement (pour le RDC)  
 $l_f = l_0 = 2.96 \text{ m}$

avec  $l_0$  : longueur entre planchers du poteau considéré .

Comme les poteaux du RDC sont encastres dans un massif de fondation (cf BAEL83 §5.3, 2<sup>e</sup> partie) alors  
 $l_f = 0.7 \cdot l_0 = 2.07 \text{ m}$  .

Ainsi,  $\delta = 3.464 \cdot l_f / h = 3.464 \cdot 2.07 / 0.6 = 11.95 < 50$

par suite  $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \cdot (\delta / 35)^2) = 0.83$

par conséquent  $A_s = (N_u / \alpha - B_r \cdot f_{c28} / 1.35) / f_{su}$

avec  $B$ : section réduite du béton;  $B_r = (0.6 - 0.02)^2 = 0.34 \text{ m}^2$

Donc  $A_s = -32.24 < 0 \Rightarrow A_s = 0$  .

Ainsi, le béton peut reprendre seul l'effort de compression . Cependant, on prévoit un taux minimum d'armatures longitudinales qui doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets . Le diamètre minimum est de 12mm (art 4.1.2.1 RPA88) .

\*Condition de non fragilité :

Selon les RPA88 (art 4.1.2.1)

$$A_{smin} \geq 0.8\% \cdot A_b = 28.8 \text{ cm}^2$$

On opte finalement pour  $A_s = 28.64 \text{ cm}^2$  soit 4HA20+8HA16 .

1.3. Détermination du ferrailage transversal :

Le diamètre des armatures transversales est déterminé à partir de la relation :  $\phi_t \geq \phi_L / 3 = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$  .

En conclusion, on opte pour 3 cadres en  $\emptyset 8$  .

\*Espacement des armatures transversales :

1° - dans la zone courante  $S_c \leq 15 \cdot \phi_{Lmin} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_c = 20 \text{ cm}$

2° - dans la zone nodale  $S_n \leq \text{Min}(10 \cdot \phi_{Lmin}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow S_n = 10 \text{ cm}$ .



## II. FERRAILLAGE DE TOUS LES POTEAUX :

On procède de la même manière que précédemment pour ferriller tous les poteaux des autres niveaux .

### Remarque :

Niv1 correspond aux niveaux RDC; 3.26m; 7.72m .

Niv2 ~ ~ ~ ~ ~ 12.18m; 15.19m; 18.20m .

Niv3 ~ ~ ~ ~ ~ 21.21m; 24.22m; 27.23m; 30.24m .

Les tableaux ci-dessous résument les résultats :

### 1°-poteau $P_{25}$ (sans niveau1) et $P_{26}$ :

Niv	$N_u$	$A_s$	$A_{st}$	$S_c$	$S_n$	$l_r$	$\sigma_b$	$\sigma_a$	coupe
	[t]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[bar]	[bar]	
1	185.0	29.77 soit 4HA20+ 8HA16	3cadres en Ø8	20.0	10.0	100.0	45.80	686.60	I
2	127.0	20.00 soit 4HA16+ 8HA14	3cadres en Ø8	20.0	10.0	100.0	44.40	666.10	II
3	74.0	12.80 soit 4HA14+ 8HA12	3cadres en Ø8	20.0	10.0	100.0	40.20	602.80	III

### Remarques :

1°\_ Les poteaux  $P_{27}$ ,  $P_8$ ,  $P_9$  et  $P_7$  seront ferrillés de la même manière que le poteau  $P_{26}$  ceci selon les niveaux 1, 2 ou 3 .

2°\_ Les poteaux  $P_{25}$  et  $P_{10}$  débutent au niveau 12.18m

### 2°-poteau $P_{27}$ :

Niv	$N_u$ [t]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_b$ [bar]	$\sigma_a$ [bar]	coupe
1	212.0	4HA20+ 8HA16	3cadres en Ø8	52.5	787.0	I
2	152.0	4HA16+ 8HA14	3cadres en Ø8	53.0	797.0	II
3	88.0	4HA14+ 8HA12	3cadres en Ø8	48.0	717.0	III

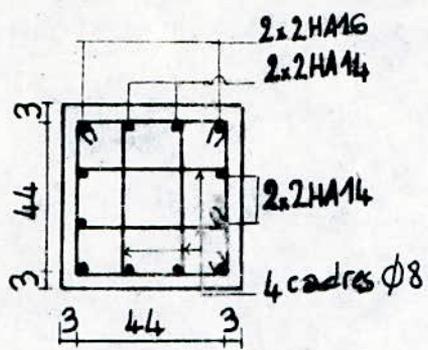
### 3°-poteau $P_8$ , $P_{10}$ (sans Niv1) et $P_9$ :

Niv	$N_u$ [t]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_b$ [bar]	$\sigma_a$ [bar]	coupe
1	218.0	4HA20+ 8HA16	3cadres en Ø8	54.0	809.0	I
2	129.0	4HA16+ 8HA14	3cadres en Ø8	45.0	676.0	II
3	75.0	4HA14+ 8HA12	3cadres en Ø8	41.0	611.0	III

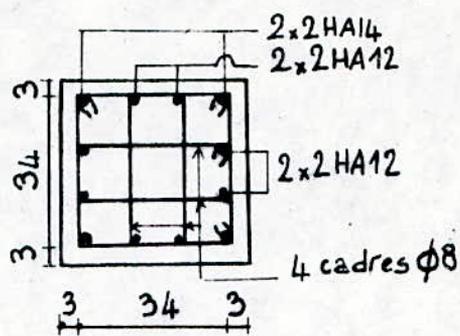
### 4°-poteau $P_7$ :

Niv	$N_u$ [t]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_b$ [bar]	$\sigma_a$ [bar]	coupe
1	99.0	4HA20+ 8HA16	3cadres en Ø8	24.0	368.0	I

III. SCHEMAS DE FERRAILLAGE :



- P26. coupe II - (Niv 2)



- P26. coupe III - (Niv 3)

Coupes transversales

## E. POUTRES

### I. INTRODUCTION :

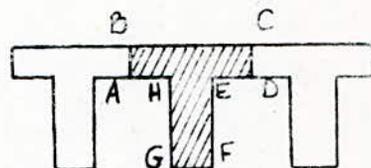
Les poutres serviront à acheminer les charges qu'elles supportent aux poteaux. Ainsi, le système poteau-poutre participe à la stabilité transversale de la structure en " combattant " les efforts horizontaux.

La poutre, soumise à une flexion simple, sera ferrillée en considérant une section en T.

La fissuration est peu nuisible.

#### \*Choix de la section en T :

La largeur BC de la table de compression est fixée (art 4.1.3 BAEL83) à une largeur maximale limitée à la plus faible des 2 valeurs indiquées ci-dessous :



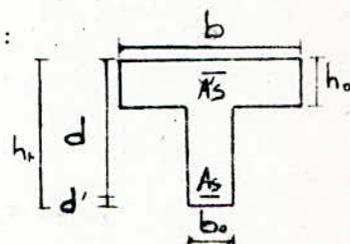
\_1/2 de la distance entre les faces voisines de 2 nervures consécutives.

\_1/10 de la portée de la travée.

De plus, la largeur de la table est telle que :

$$(b-b_0)/2 \leq L/10$$

avec  $b$  : largeur de la table .  
 $b_0$  : largeur de la nervure .  
 $L$  : portée de la poutre .



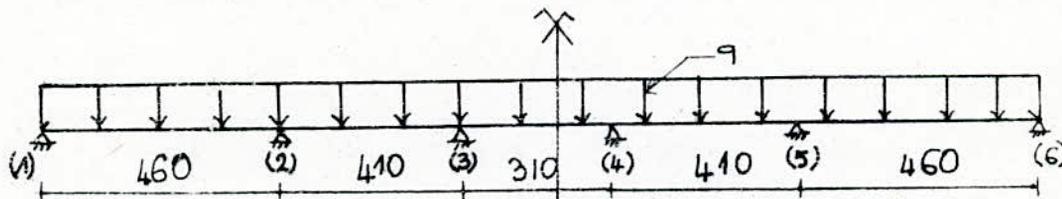
#### Remarques :

\_On adopte le même ferrailage pour tous les niveaux logements et pour le niveau 33.25m (terrassé).

\_Les poutres des niveaux 0.30m, 3.26m et 7.72m seront elles aussi pareillement ferrillées.

## II. FERRAILAGE DES POUTRES DES NIVEAUX LOGEMENTS :

### II.1. Étude des poutres longitudinales (PLI) :



- Poutre longitudinale (PLI) -

#### II.1.1. Détermination des sollicitations :

Les sollicitations sont calculées par la méthode forfaitaire dont les conditions d'application sont toutes remplies dans notre cas de structure, à savoir :

- 1°\_ les planchers sont à surcharge d'exploitation modérée  $Q < \text{Max}(2 \cdot G; 5000 \text{N/m}^2)$  (vérifié).
- 2°-les dalles sont fléchies sans charges rapidement variables dans le temps et en position.
- 3°-les moments quadratiques des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- 4°-la fissuration est non préjudiciable.
- 5°-le rapport des portées successives des travées est compris entre 0.8 et 1.25.

On considère, pour les calculs, des travées indépendantes (isostatiques) de même portée libre et soumises à un même chargement (trapézoïdal) que les travées réelles considérées. on détermine les sollicitations isostatiques puis on tire les sollicitations réelles en replaçant les travées dans leur contexte de continuité.

Les sollicitations isostatiques sont résumées dans le tableau ci-dessous :

travée	travée déchargée		surcharge seule		travée chargée			
	$M_{00}$ [t.m]	$T_{00}$ [t]	$M_{00}$ [t.m]	$T_{00}$ [t]	$M_{0u}$ [t.m]	$T_{0u}$ [t]	$M_{0s}$ [t.m]	$T_{0s}$ [t]
1-2	7.25	5.45	1.51	1.04	12.05	8.92	8.76	6.49
2-3	5.53	4.78	1.11	0.84	9.13	7.71	6.64	5.62
3-4	2.59	3.04	0.80	0.74	4.72	5.24	3.39	3.78

avec 
$$\begin{aligned} \bar{M}_{0u} &= 1.35 \cdot M_{00} + 1.5 \cdot M_{00} & \bar{M}_{0s} &= M_{00} + M_{00} \\ \bar{T}_{0u} &= 1.35 \cdot T_{00} + 1.5 \cdot T_{00} & \bar{T}_{0s} &= T_{00} + T_{00} \end{aligned}$$

\*Sollicitations réelles :

En tenant compte de la continuité on obtient les sollicitations réelles :

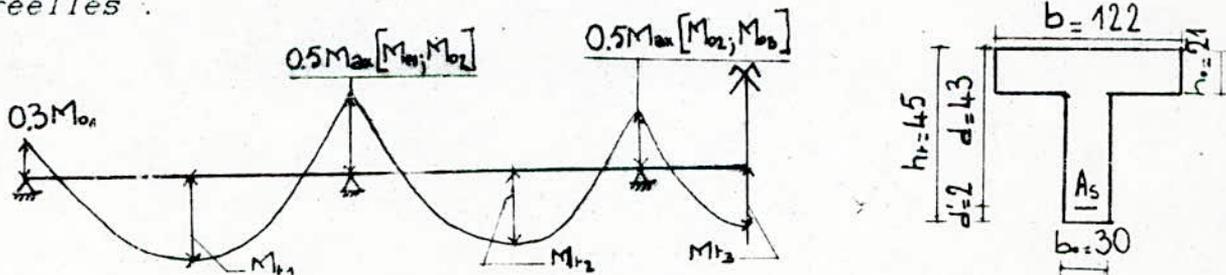
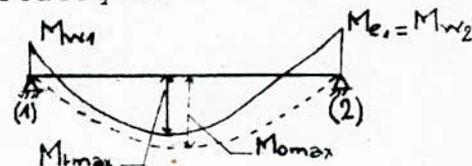


Diagramme du moment fléchissant

Les moments réels sur appui et en travée sont des fractions fixées forfaitairement, des moments isostatiques.

Soit la travée 1-2 soumise à un chargement uniformément réparti. Les moments en travée et sur appuis doivent satisfaire les inégalités suivantes :



- 1°-  $M_t + (M_{w1} + M_{w2})/2 \geq \text{Max}(1.05 \cdot M_0; 1 + 0.3 \cdot \alpha)$
- 2°-  $M_t \geq (1 + 0.3 \cdot \alpha) \cdot M_0/2$  (cas d'une travée intermédiaire)

3°-  $M_t \geq (1.2+0.3*\alpha) * M_o/2$  (cas d'une travée de rive)  
 avec  $\alpha=Q/(Q+G)$  .

Le tableau ci-dessous résume les résultats :

	travée			appui		
	1-2	2-3	3-4	1	2	3
$M_u$ [t.m]	9.11	4.93	2.64	1.81	6.03	4.57
$M_s$ [t.m]	6.61	3.59	1.89	1.31	4.38	3.32

II.1.2. Détermination du ferrailage :

\*\*Etude de la travée la plus sollicitée (travée 1-2) :

i. Détermination du ferrailage longitudinal :

Le moment équilibré par la table seule

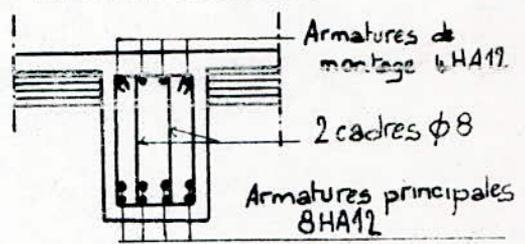
$M_{T,u} = b * h_o * (d-h_o/2) * f_{bu} = 35t.m > M_u = 9.11t.m$

Ainsi, l'axe neutre tombe dans la table qui équilibre seule le moment agissant  $M_u$ . On est amené à calculer une section rectangulaire  $b * h_t$  soumise à une flexion simple.

Les calculs donnent  $A_s = 6.18cm^2$  .

\*Condition de non fragilité : (art 4.2.2.1 RPA88)

$A_{smin} \geq 0.5% * A_b = 6.75cm^2$   
 $\Rightarrow A_s = 8.04cm^2$  soit 8HA12



Remarques :

- 1°\_ On adopte le même ferrailage pour les autres travées .
- 2°\_ la longueur de recouvrement  $l_r = 50 * \phi_L = 80cm$ .
- 3°\_ Le recouvrement doit être réalisé à l'extérieur de la zone nodale .

ii. Détermination du ferrailage transversal :

Selon les RPA88 (art 4.2.2.2),

$A_{stmin} \geq 0.003 * S_n * b$

avec  $S_n$  : espacement maximum des armatures d'âme dans la zone nodale;  $S_n \leq \text{Min}(h/4; 12 * \phi_L) = 11.25cm$  .

Donc,

$\Rightarrow A_{st} = 2.01cm^2$  soit 2cadres en Ø8 .

\*Espaceement des armatures d'âme :

- 1°\_ dans la zone nodale  $S_n = 10cm$
- 2°\_ dans la zone courante  $S_o \leq h/2 = 22.5cm \Rightarrow S_o = 20cm$  .

II.1.3. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$T_{umax} = 8.92 + 7.71 = 16.63t$

La contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = T_u / (b \cdot d) = 1.29 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 3.51 \text{ MPa} \text{ (vérifié)}$$

#### II.1.4. Vérifications à l'ELS :

1° - Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot y / I$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot (y - d) = 0 \Rightarrow y = 8.89 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 1.93 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4$$

Ainsi,  $\sigma_b = 3 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 16.2 \text{ MPa}$  (vérifié).

2° - Etat limite de déformation :

Etant donné que les conditions, exposées ci-dessous et prescrites par les BAEL (art B6.5.1), sont toutes remplies, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$1^\circ \quad h_t / L = 0.1 > 1/16 = 0.06 \text{ (vérifié)}$$

$$2^\circ \quad h_t / L = 0.1 > (1/10) \cdot M_t / M_o = 0.08 \text{ (vérifié)}$$

$$3^\circ \quad A_s / (b_o \cdot d) = 0.01 = 4.2 / f_o \text{ (vérifié)}$$

\*\* Etude de l'appui le plus sollicité (appui 2) :

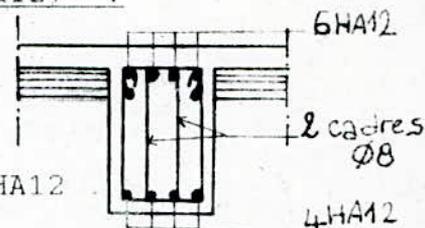
Les calculs donnent

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 6.75 \text{ cm}^2$$

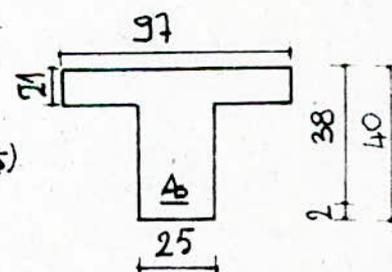
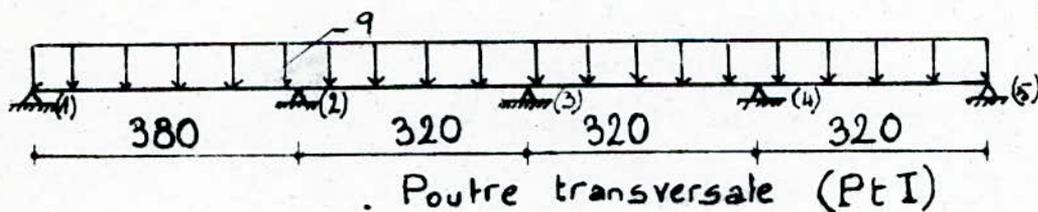
Ainsi, on opte pour  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  soit 6HA12.

Pour les appuis extrêmes,  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  soit 4HA12.

La longueur de recouvrement  $l_r = 50 \cdot \phi_L = 60 \text{ cm}$ .



#### II.2. Ferrailage des poutres transversales (Pt I) :



Les poutres transversales sont soumises à un chargement triangulaire.

En procédant de la même manière que précédemment on obtient les résultats suivants résumés dans le tableau ci-dessous :

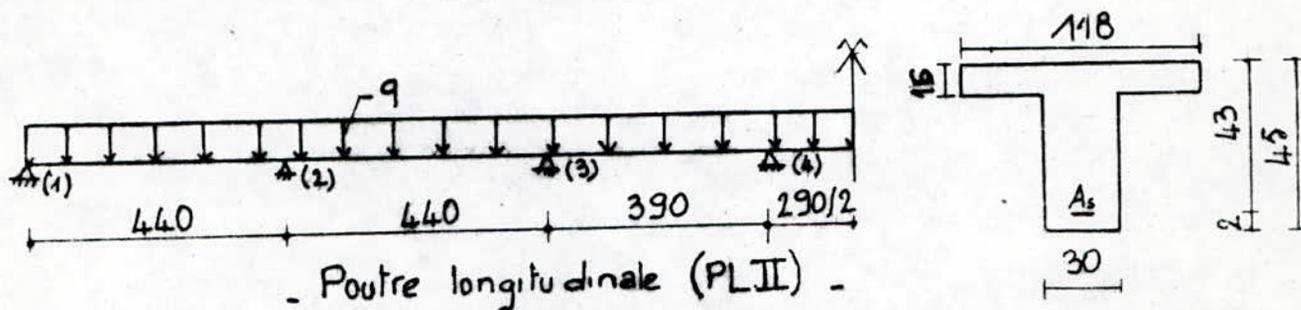
	$M_u$ [t.m]	$M_s$ [t.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_c$ [cm]	$S_n$ [cm]	$l_r$ [cm]	$\tau_u$ [MPa]
en travée	4.78	3.48	7.60 => 2.01 => 4HA12+ 2HA14	2cadres en Ø8	20.0	10.0	80.0	---
sur appui	3.17	2.30	4.52 => 4HA12	---	---	---	60.0	0.87

Remarques :

- 1°-pour les appuis extrêmes  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  soit 4HA12 .  
 2°-toutes les vérifications sont satisfaites .

## III. FERRAILLAGE DES POUTRES DES NIVEAUX 0.30m+7.72m :

## III.1. Poutres longitudinales (PLII) :

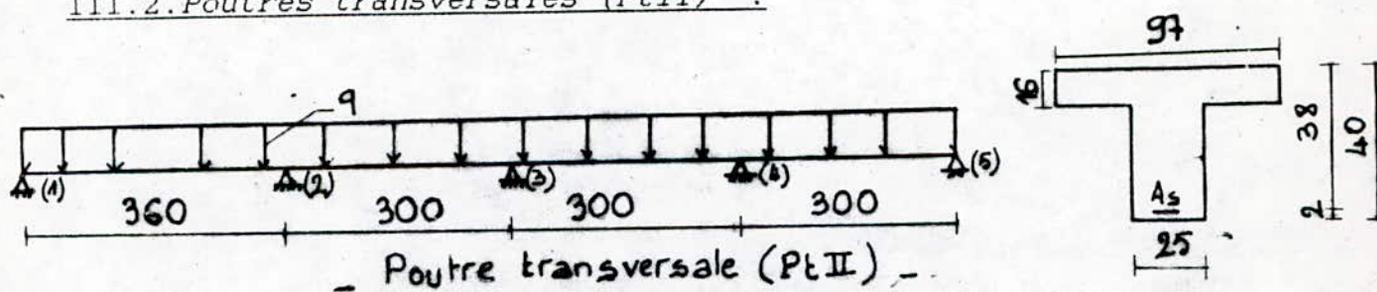


	$M_u$ [t.m]	$M_{ser}$ [t.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_o$ [cm]	$S_n$ [cm]	$l_r$ [cm]	$\tau_u$ [MPa]
en travée	14.66	10.49	10.67=> 4HA12+ 4HA14	2.01=> 2cadres en Ø8	20.0	10.0	80.0	---
sur appui	9.00	6.40	6.78=> 6HA12	---	---	---	60.0	1.35

Remarques :

- 1°-pour les appuis extrêmes  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  soit 4HA12 .  
 2°-toutes les vérifications sont satisfaites .

## III.2. Poutres transversales (PtII) :

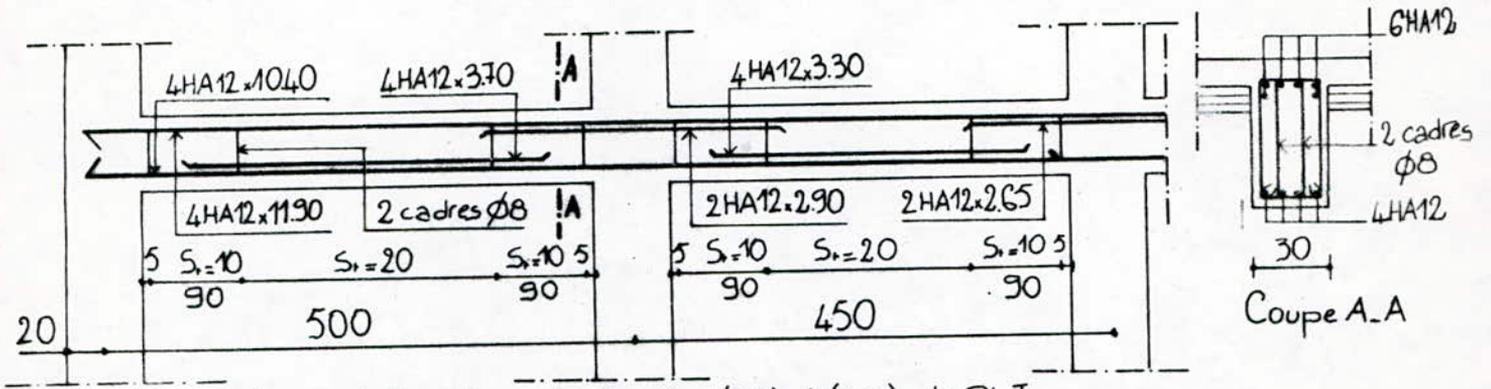


	$M_u$ [t.m]	$M_{ser}$ [t.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_o$ [cm]	$S_n$ [cm]	$l_r$ [cm]	$\tau_u$ [MPa]
en travée	12.55	8.84	10.67=> 4HA14+ 4HA12	2.01=> 2 cadres en Ø8	20.0	10.0	80.0	---
sur appui	6.28	4.42	6.09=> 4HA12+ 2HA10	---	---	---	60.0	0.79

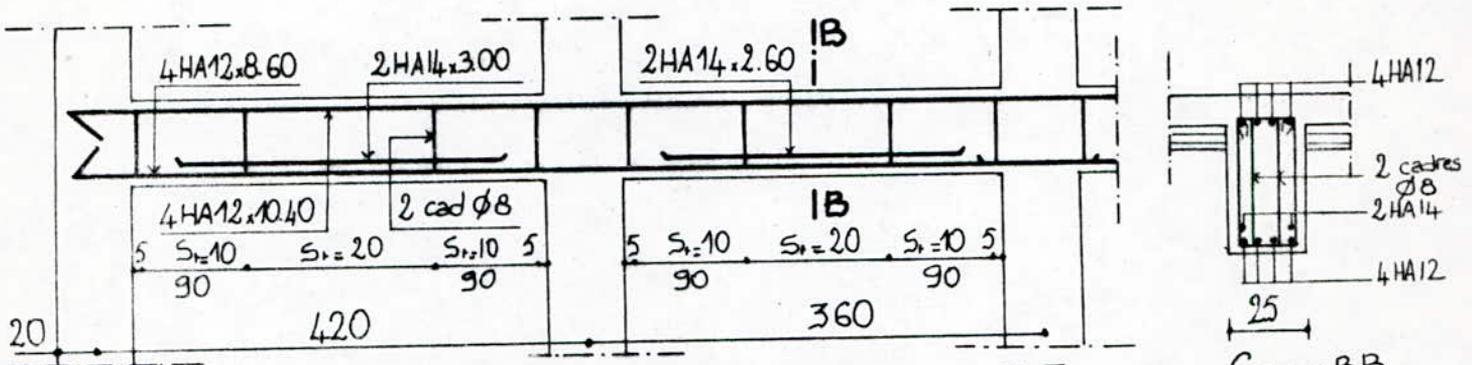
Remarques :

- 1°-pour les appuis extrêmes  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  soit 4HA12 .  
 2°-toutes les vérifications sont satisfaites .

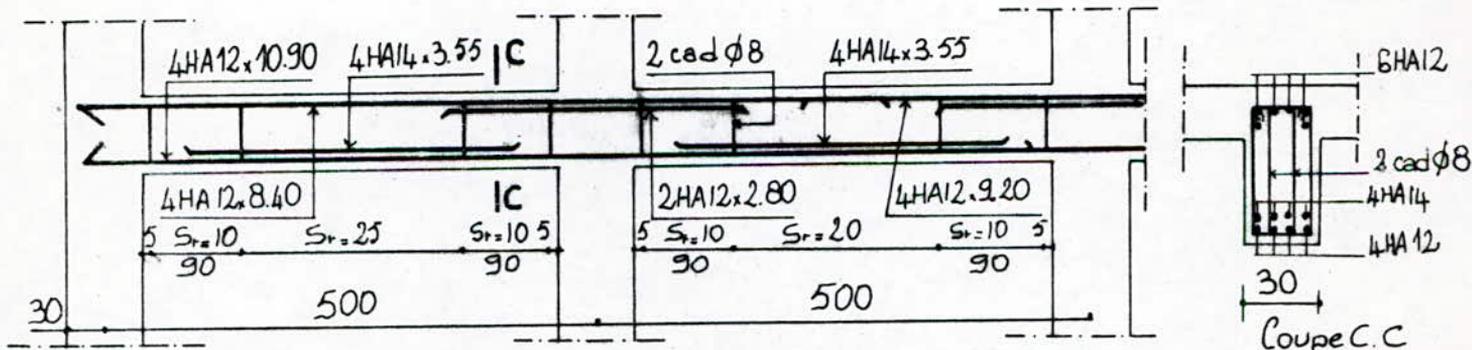
SCHEMAS DE FERRAILLAGE :



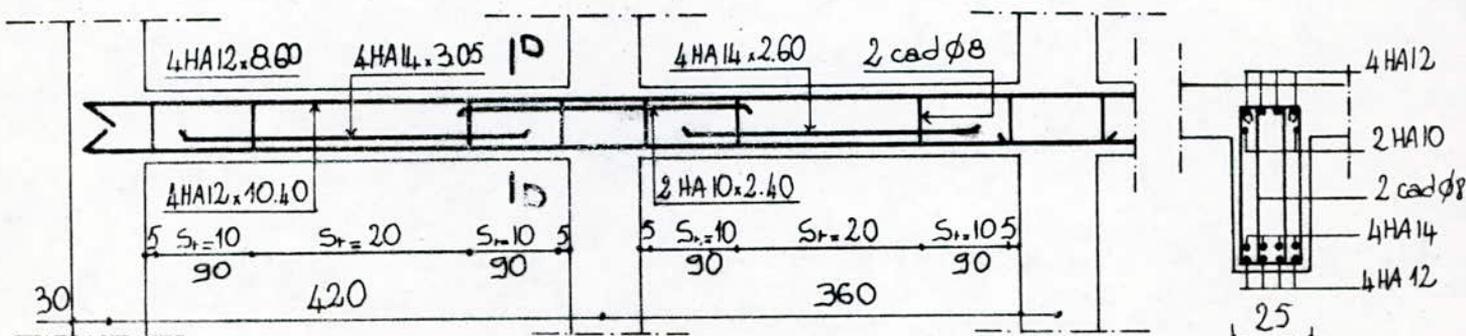
— Schema de ferrailage des travées (1-2) et (2-3) de PLI —



— Schema de ferrailage des travées (1-2) et (2-3) de Pt I —



— Schema de ferrailage des travées (1-2) et (2-3) de PLII —



— Schema de ferrailage des travées (1-2) et (2-3) de Pt II —

Coupe D.D

## F. PLANCHERS

### I. INTRODUCTION :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction. Ils jouent le rôle de plate-forme porteuse pour l'étage considéré, de toit pour l'étage sous-jacent et d'élément de stabilité.

Les planchers servent à acheminer les efforts (charges et surcharges) aux éléments de contreventement (les voiles dans notre cas) et aux éléments porteurs (poutres puis poteaux).

La structure considérée comprend 2 types de planchers :

- 1°- les planchers dalle pleine en BA.
- 2°- les planchers à corps creux avec table de compression.

### II. LES PLANCHERS DALLE PLEINE EN BA :

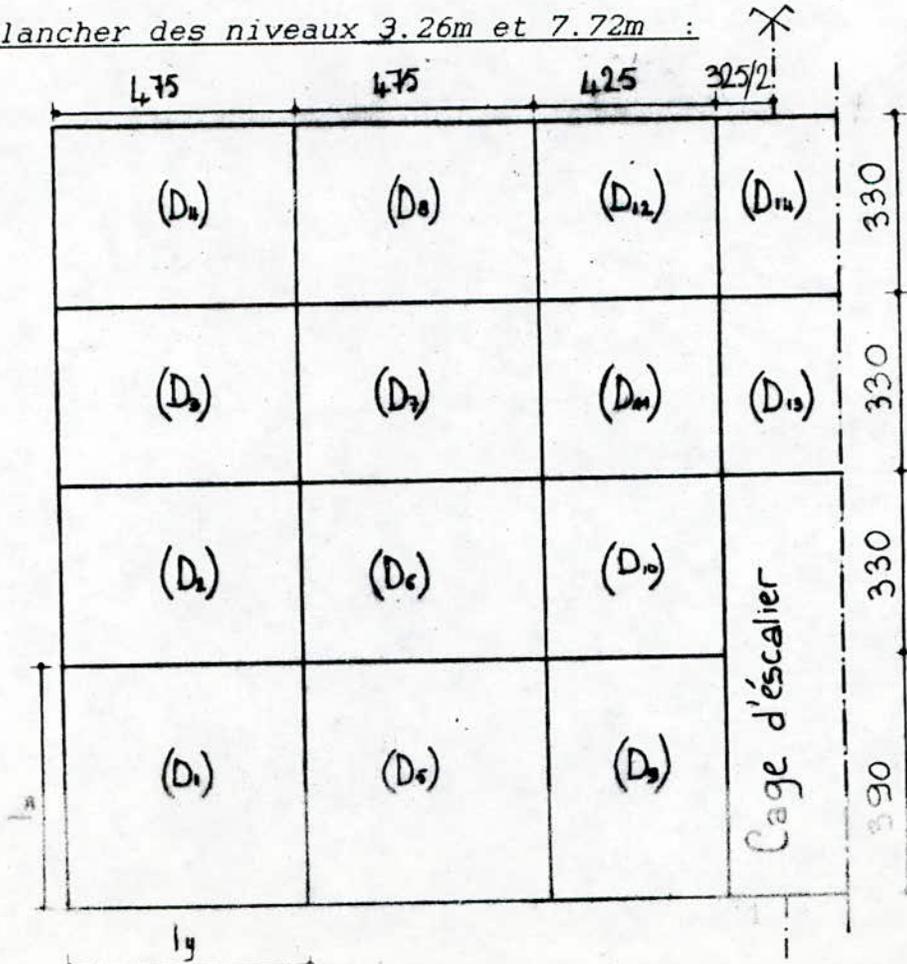
Le calcul des dalles s'effectue en 2 temps :

1°- la dalle est supposée simplement appuyée sur son contour; elle est donc sollicitée par des moments isostatiques.

2°- la dalle est ensuite replacée dans son contexte de continuité; on détermine alors les sollicitations réelles.

Pour déterminer le ferrailage des panneaux de dalle, on utilisera la méthode forfaitaire, admise par les BAEL83 et dont les conditions d'application sont toutes remplies dans notre cas de structure.

#### II.1. Plancher des niveaux 3.26m et 7.72m :



L'étude se fait sur une bande d'1m de large. La longueur est celle de la petite portée.

### II.1.1. Détermination du chargement :

	ELU	ELS
panneaux	$G[t/m] \llcorner Q[t/m] \llcorner (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q)$	$(G+Q)$
$D_1; D_{12}$	$0.594 \llcorner 0.500$	$1.550t/m \llcorner 1.090t/m$
$D_{13}; D_{14}$	$0.594 \llcorner 0.400$	$1.400t/m \llcorner 0.990t/m$

### II.1.2. Détermination des sollicitations :

#### \*\*Sollicitations isostatiques :

Elles sont déterminées comme suit :

1°- calculer  $\alpha = l_x / l_y$  puis  $1/\alpha$ .

2°- à partir de  $\alpha$  et  $1/\alpha$  déduire, de la 1<sup>re</sup> abaque de PIGEAUD, les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  qui sont fonction de  $\alpha$  et  $1/\alpha$ .

3°- déterminer les moments isostatiques selon  $l_x$  et  $l_y$  :

$$M_{0x} = (M_1 + 0.2 \cdot M_2) \cdot P$$

$$M_{0y} = (0.2 \cdot M_1 + M_2) \cdot P$$

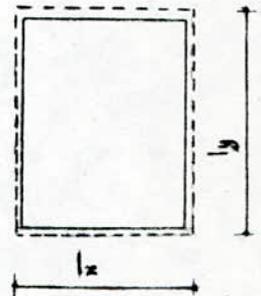
avec  $P$ : charge totale répartie uniformément sur le panneau:

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y$$

4°- déterminer les efforts tranchants isostatiques :

$$T_{0x} = P / (2 \cdot l_y + l_x)$$

$$T_{0y} = P / (3 \cdot l_y)$$



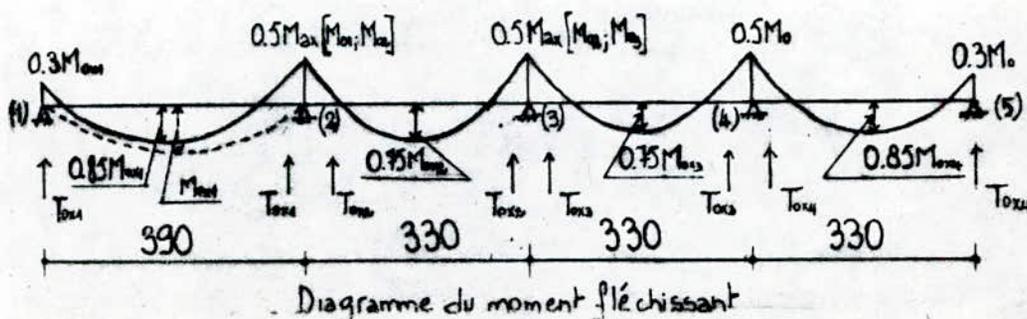
#### \*\*Sollicitations réelles :

En replaçant les panneaux de dalle dans leur contexte de continuité, on obtient les moments réels qui sont des fractions, fixées forfaitairement, des moments isostatiques.

Les moments en travée doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_w + M_o) / 2 \geq 1.25 \cdot M_o$$

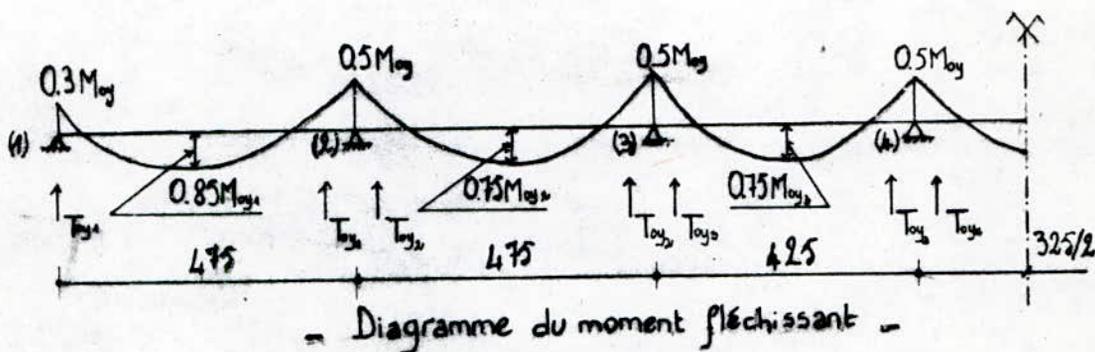
1°- Selon le sens transversal :



Les sollicitations réelles agissantes sont résumées dans le tableau ci-après :

	travées			appuis			
	1-2	2-3;3-4	4-5	1	2	3;4	5
$M_{ux}$	1.30	0.91	1.12	0.21	0.71	0.61	0.18
	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m
$T_{ux}$	--	---	--	2.15t	4.04t	3.78t	1.89t
$M_{sx}$	0.91	0.64	0.78	0.15	0.50	0.43	0.13
	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m
$T_{sx}$	--	---	---	1.51t	2.85t	2.68t	1.34t

2°-Selon le sens longitudinal :



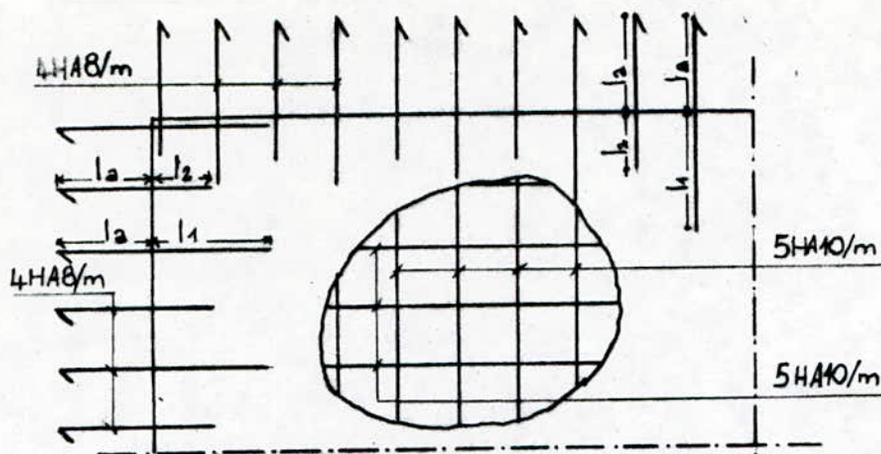
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	travées			appuis			
	1-2	2-3;3-4	4-5	1	2;3	4	5
$M_{uy}$	0.64	0.53	0.57	0.10	0.36	0.36	0.10
	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m
$T_{uy}$	--	---	--	1.70t	3.40t	3.72t	2.02t
$M_{sy}$	0.45	0.38	0.40	0.07	0.26	0.26	0.07
	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m	t.m
$T_{sy}$	--	---	--	1.20t	2.40t	2.61t	1.41t

### II.1.3. Détermination du ferrailage :

Les panneaux de dalle sont soumis à une flexion simple. Les résultats obtenus par le calcul sont présentés ci-dessous :

Armatures inférieures	- quadrillage en HA10 à mailles carrées (20*20)cm <sup>2</sup> - ancrage dans les poutres $l_a=40*\phi=40$ cm
Armatures supérieures	- appuis intermédiaires $A_s=2.01$ cm <sup>2</sup> soit 4HA8/m - appuis de rive $A_s=1$ cm <sup>2</sup> soit 2HA8/m - longueurs d'ancrage $l_1=40$ cm; $l_1=20$ cm; $l_a=35$ cm



Schema de ferrailage des panneaux de dalle

#### II.1.4. Justification vis à vis de l'effort tranchant : (fiss peu nuisible)

La contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_{umax} = T_u / (b \cdot d)$$

$$\tau_{umax} = 4.04 \cdot 10^{-2} / (1 \cdot 0.14) = 0.29 \text{MPa} < \tau_{uadm} = 3.51 \text{MPa} \text{ (vérifié)}$$

Ainsi, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### \*Vérification au risque d'entraînement des armatures du treillis soudé :

$$\tau_{s1} = T_u \cdot A_i / (0.9 \cdot d \cdot \mu_i \cdot A)$$

avec  $\tau_{s1}$  : contrainte d'adhérence à l'entraînement .  
 $\mu_i$  : périmètre utile d'une barre  $i$ ;  $\mu_i = \pi \cdot \phi = 3.14 \text{cm}$  .  
 $A_i$  : section d'une barre  $i$ ;  $A_i = 0.79 \text{cm}^2$  .  
 $A$  : section totale des armatures tendues;  $A = 3.92 \text{cm}^2$  .

En conclusion,  $\tau_{s1} = 2.06 \text{MPa} < \tau_{s1,adm} = 1.43 \cdot f_{t28} = 3.17 \text{MPa}$  (vérifié)

#### II.1.5. Vérifications à l'ELS :

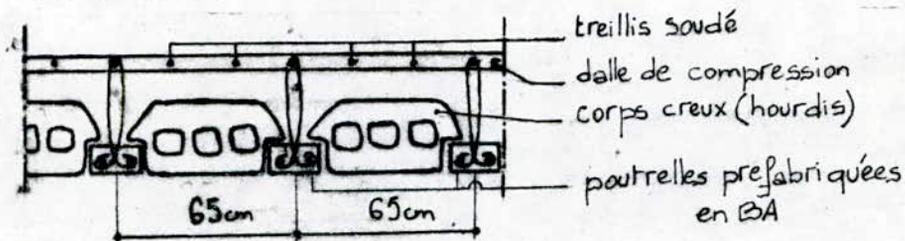
##### 1° Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = 4.8 \text{MPa} < \sigma_{badm} = 16.2 \text{MPa} \text{ (satisfaisant) .}$$

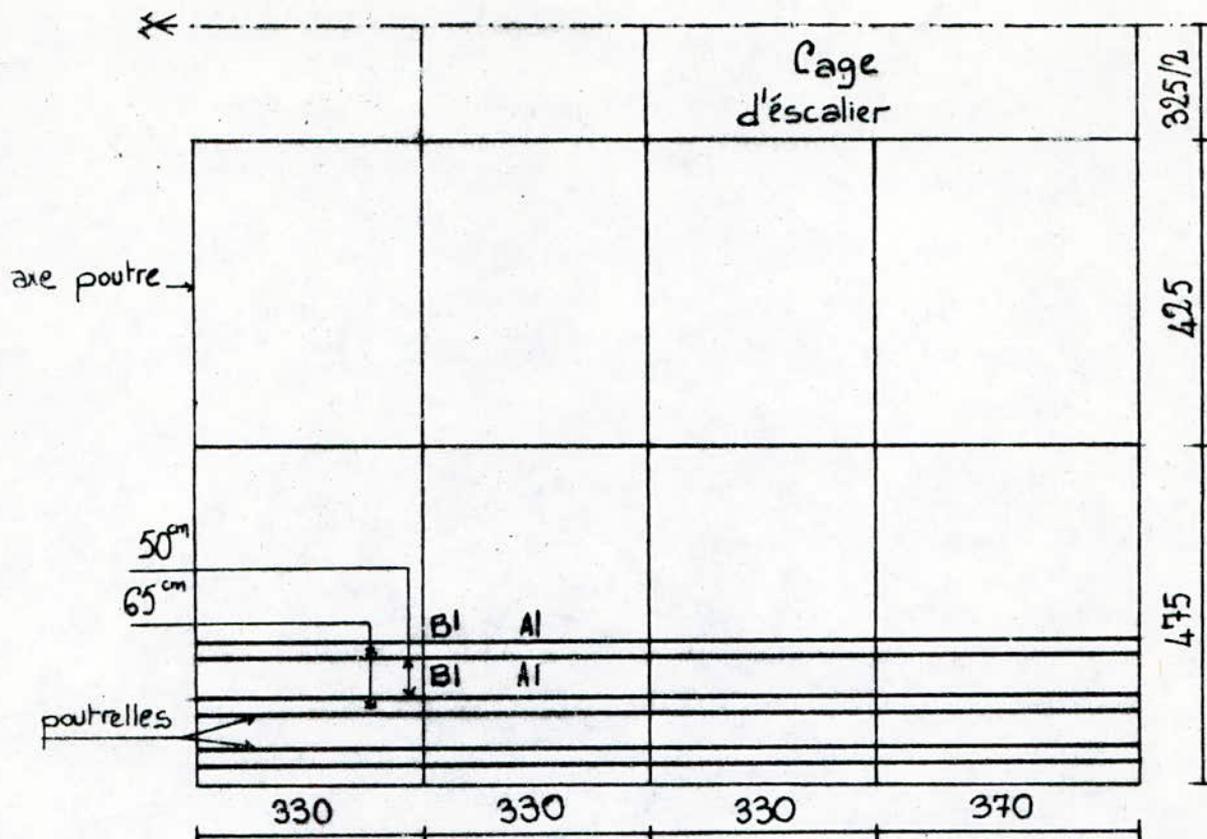
### III. LES PLANCHERS CORPS CREUX :

#### III.1. Planchers des niveaux 15.19m+30.24m :

Les planchers en corps creux sont formés de hourdis creux, constituant les éléments de remplissage, et de poutrelles préfabriquées, possédant des armatures en attente.



Schema d'un plancher à corps creux (utilisés en Algérie)



Les poutrelles sont disposées selon la plus petite portée .  
 Le plancher à étudier est à surcharges d'exploitation modérées .  
 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont  
 toutes remplies .  
 On supposera le plancher bétonné sans reprise de bétonnage .

### III.1.1. Détermination du ferrailage :

Les planchers des étages courants sont réalisés avec une dalle de compression coulée sur place sur des corps creux prenant appui sur des poutrelles . Cette disposition permet d'obtenir un plafond uni à l'étage inférieur (voir fig 1 ) .

#### i. Calcul de la dalle de compression :

D'après les BAEL83(4<sup>e</sup> partie §I.1.2), si A est la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en  $\text{cm}^2$  par m de nervure) et  $f_e$  la limite d'élasticité en MPa des aciers utilisés, on doit avoir :

$$A_1 \geq 4 \cdot l / f_e$$

ceci car l'écartement entre axe des nervures est  
 $50\text{cm} < l = 65\text{cm} < 80\text{cm}$

Ainsi,  $A_1 \geq 4 \cdot 65 / 400 = 0.65\text{cm}^2 \Rightarrow A_1 = 0.78\text{cm}^2$  soit 4HA5/m ( $S_t = 25\text{cm}$ )

Les armatures parallèles aux nervures doivent être telles que

$$A_2 \geq A_1 / 2 \Rightarrow A_2 = 0.59\text{cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA5/m}$$

Finalement, par soucis de rapidité d'exécution, on opte pour un treillis soudé en  $\emptyset 5$  avec des mailles carrées de  $(25 \cdot 25)\text{cm}^2$  .

#### ii. Étude des poutrelles :



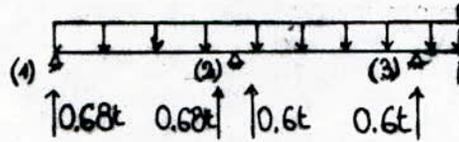
Pour le calcul de  $\sigma_{bc}^m$ , on suppose que les réactions des deux poutrelles à droite et à gauche de l'appui 2 sont égales à 0.68t, ce qui est dans le sens de la sécurité.

$$\text{Ainsi, } \sigma_{bc}^m = 2 \cdot 0.68 \cdot 10^{-2} / (0.15 \cdot 0.35) = 0.26 \text{ MPa} < 26.65 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

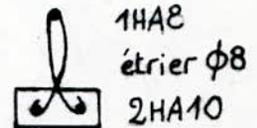
2°-Par ailleurs, pour ces mêmes appuis intermédiaires nous avons :

$$V_u + M_u / (0.9 \cdot d) = 0.68 - 0.31 / (0.9 \cdot 0.19) = -1.13 < 0$$

Donc aucune vérification n'est à effectuer pour les armatures. (elles ne sont soumises à aucun effort de traction).



Effort tranchant max au niveau de l'appui intermédiaire le plus sollicité



Schema de ferrailage de la poutrelle (coupe AA)

#### iv. Vérifications à l'ELS :

##### 1°-Etat limite de compression du béton :

\*pour la dalle de compression :

$$\sigma_b = 13.47 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 16.2 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

\*pour les poutrelles :

Il n'est généralement pas nécessaire de faire cette vérification pour les sections en T car en raison de la présence de la table de compression, la contrainte du béton reste modérée. Toutefois,

$$\sigma_b = 1.90 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 16.2 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié})$$

2°-Etat limite de déformation :

Les conditions relatives à l'inutilité de vérifier la flèche, prescrites par les BAEL, n'étant pas toutes remplies, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Selon les BAEL (art B.6.5.2), le calcul forfaitaire de la flèche d'une travée reposant sur 2 appuis donne :

$$f = M \cdot L^2 / (9 \cdot E \cdot I) = 5.7 \text{ mm} < f_{adm} = L / 500 = 7.3 \text{ mm} \quad (\text{vérifié})$$

### III.2. Plancher des terrasses 1 et 2 : (et des halls communs de circulation de tous les niveaux logements)

#### III.2.1. Détermination du ferrailage :

##### i. Etude de la dalle de compression :

Voir précédemment.

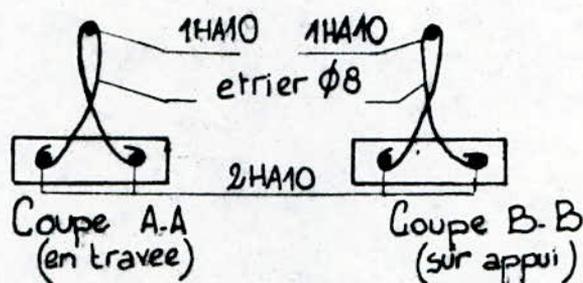
##### ii. Etude des poutrelles :

On dispose des mêmes types de poutrelles qu'en III.1 .En procédant de la même façon que précédemment on obtient les résultats suivants :

	$M_u$	$M_s$	$A_s [cm^2]$	$A_{st} [cm^2]$	$S_t$
en travée	0.61 t.m	0.44 t.m	1.57 => 2HA10	1.0 => 1 étrierØ8	15 cm
sur appui	0.36 t.m	0.26 t.m	0.78 => 1HA10	----	--
appui extrême	0.11 t.m	0.08 t.m	0.78 => 1HA10	----	--

### III.2.2. Verifications :

Toutes les vérifications relatives à l'effort tranchant et à l'ELS sont satisfaites .



- Schéma de ferrailage des poutrelles -

G. LOCAL MACHINERIE

I. ETUDE DES POTEAUX :

Étudions le poteau le plus sollicité ( $P_{LM}$ ) .

I.1. Surface de plancher revenant à  $P_{LM}$  :

$$S = (3.6/2 + 4/2) * 3.5/2 = 6.65m^2$$

I.2. Charges permanentes (G); Surcharges d'exploitation (Q) :

-terrasse inaccessible	: 0.728*6.65=4.84t		0.1*6.65=0.66t
-acrotère	: 0.245*(3.6/2+4/2)=0.93t		---
-poutre longitudinale (poids propre+enduit)	: (0.3*2.5+2*15*10 <sup>-3</sup> ) *0.45*3.5/2=0.63t		---
-poutres transversales (poids propre+enduit)	: (2.5*0.25+2*15*10 <sup>-3</sup> ) *0.4*3.8=1.04t		---
-poteau (poids propre+enduit)	: (2.5*0.4+4*15*10 <sup>-3</sup> ) *0.4*4.5=1.95t		---
	<u>G=9.39t</u>		<u>Q=0.66t</u>

$$N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 13.67t$$

$$N_{ser} = G + Q = 10.06t$$

I.3. Détermination du ferrailage :

Le poteau est soumis à une compression centrée .

I.3.1. Armatures longitudinales :

La longueur de flambement  $l_f = l_0 = 4.5m$

La compression étant centrée

$$\delta = 3.464 * l_f / h = 38.97 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.68$$

$$\text{Donc } A_s = (N_u / \alpha - B_r * f_{c28} / 1.35) = -68.72 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

Ainsi, on adopte un taux d'armatures minimum .

\*Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.8\% * A_b = 12.8cm^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

⟨⟩
⟨⟩ $N_u$ [t]⟨⟩ $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]⟨⟩ $A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]⟨⟩ $S_c$ ⟨⟩ $S_n$ ⟨⟩ $l_r$ ⟨⟩ $\sigma_b$ ⟨⟩ $\sigma_a$ ⟨⟩coupe⟨⟩
⟨⟩
⟨⟩13.67⟨⟩4HA14+⟨⟩4 cadres⟨⟩25cm⟨⟩10cm⟨⟩70cm⟨⟩ 10⟨⟩ 144⟨⟩ IV⟨⟩
⟨⟩ 8HA12⟨⟩ en Ø8⟨⟩ 8 bars⟨⟩ 8 bars⟨⟩
⟨⟩

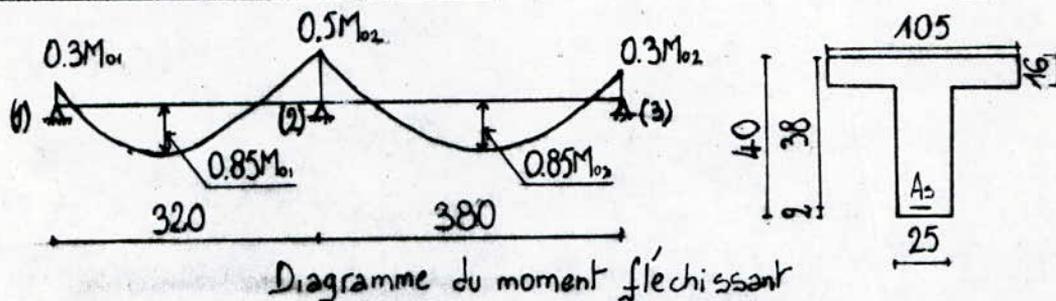
Remarque :

On adopte le même ferrailage pour tous les poteaux du local machinerie .

## II. ETUDE DES POUTRES :

En procédant de la même manière qu'en -E.POUTRES- on obtient les résultats suivants :

### II.1. Poutres transversales :



	$M_u$	$M_S$	$A_S [cm^2]$	$A_{St} [cm^2]$	$S_c$	$S_n$	$l_r$	$\tau_u [MPa]$
en travée	2.97 t.m	2.17 t.m	6.47 => 3HA12+2HA14	2.01 => 2 cadres Ø8	20.0 cm	10.0 cm	80.0 cm	---
sur appui	1.99 t.m	1.46 t.m	4.96 => 3HA12+2HA10	---	---	---	60.0 cm	0.17

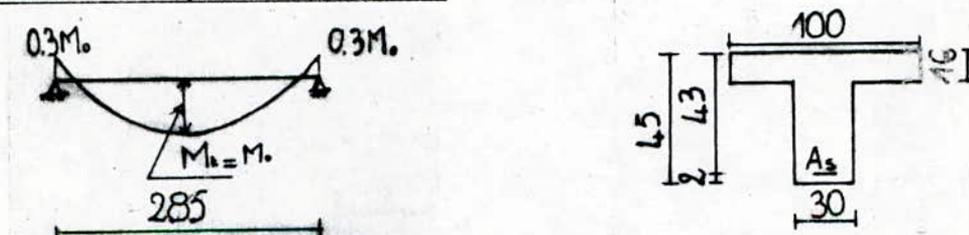
#### Remarques :

1°- Pour les appuis de rive, on adopte le même ferrailage que celui des appuis intermédiaires c-à-d

$$A_S = 4.96 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10$$

2°- toutes les vérifications concernant l'ELS sont satisfaites.

### II.2. Poutres longitudinales :

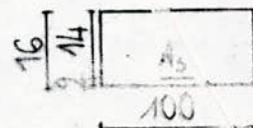
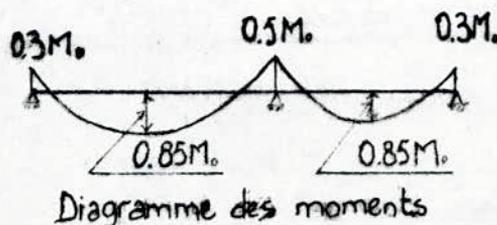
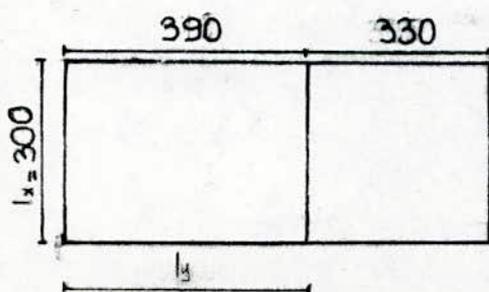


	$M_u$	$M_S$	$A_S [cm^2]$	$A_{St} [cm^2]$	$S_c$	$S_n$	$l_r$	$\tau_u [MPa]$
en travée	2.76 t.m	2.00 t.m	6.78 => 6HA12	2 cadres en Ø8	20.0 cm	10.0 cm	100 cm	---
sur appui	0.97 t.m	0.71 t.m	3.39 => 3HA12	---	---	---	60.0 cm	0.18

#### Remarque :

Toutes les vérifications sont satisfaites.

### III. Plancher terrasse inaccessible :





**VERIFICATION AU  
RENVERSEMENT**

VÉRIFICATION AU RENVERSEMENT

Selon les RPA88 (art3.2.1.6) la structure doit obligatoirement être vérifiée au renversement pouvant être causé par des efforts horizontaux (tels que les efforts sismiques) .

Pour éviter tout risque d'instabilité, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\text{Moment résistant} \geq 1.5 * \text{Moment renversant} .$$

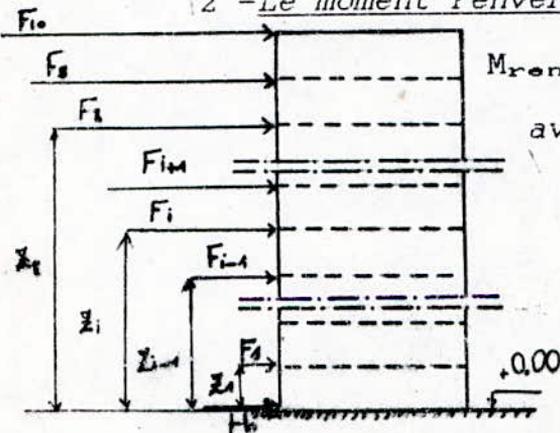
1°-Le moment résistant a pour expression

$$M_{res} = \sum_{i=1}^{i=n} (w_i * b_i)$$

avec  $w_i$  : poids des éléments constituant le  $i$  <sup>ème</sup> niveau .  
 $b_i$  : coordonnées du centre de masse du niveau  $i$  (calculées par rapport à un repère convenablement choisi) .

2°-Le moment renversant a pour expression

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^{i=n} (F_i * Z_i) + H_o * h$$



avec  $F_i$  : effort sismique revenant au plancher du niveau  $i$  .  
 $Z_i$  : hauteur comptée à partir du sol jusqu'au niveau  $i$  considéré .  
 $H_o$  : effort tranchant à la base de la structure .  
 $h$  : hauteur comptée à partir de la base des fondations jusqu'au niveau du sol . Dans notre cas  $h=0$

Distribution triangulaire des forces

Le tableau ci-après donne la valeur du produit  $(w_i * b_i)$  selon le sens longitudinal et transversal .

niveau	$w_i$ [t]	$b_{ix}$ [m]	$w_i * b_{ix}$ [t.m]	$b_{iy}$ [m]	$w_i * b_{iy}$ [t.m]
33.25m	483	11.25	5434	6.57	3173
30.24m	414	≈	4658	5.80	2401
27.23m	≈	≈	≈	≈	≈
24.22m	≈	≈	≈	≈	≈
21.21m	424	≈	4770	≈	2459
18.20m	446	≈	5018	≈	2609
15.19m	≈	≈	≈	≈	≈
12.18m	746	16.25	12123	7.07	5274
7.72m	953	≈	15486	6.37	6071
3.26m	923	≈	14999	≈	5880

1°-Vérification au renversement dans le sens longitudinal :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^{i=n} (F_{ix} * Z_i) = 8280.94 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = \sum_{i=1}^{i=n} (w_i * b_{ix}) = 76807.5 \text{ t.m}$$

Ainsi,  $M_{res}/M_{renv} = 9.28 > 1.5$  (satisfaisant) .

2° Vérification au renversement dans le sens transversal :

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^{i=n} (F_{iy} * Z_i) = 10059.72 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = \sum_{i=1}^{i=n} (w_i * b_{iy}) = 35272.80 \text{ t.m}$$

Ainsi,  $M_{res} / M_{renv} = 3.51 > 1.5$  (satisfaisant) .

En nous appuyant sur ce qui vient de précéder, on peut conclure qu'il n'y a aucun risque de renversement de la structure et ceci selon les 2 directions principales .

# ETUDE DYNAMIQUE

## ETUDE DYNAMIQUE

### I. INTRODUCTION :

Le problème de la dynamique et celui de la statique diffèrent dans deux aspects importants :

1°-le problème de la dynamique est relatif à la nature de l'excitation (variant avec le temps) .

2°-le problème de la statique, plus important, est le rôle que joue l'accélération dans un problème dynamique . Si ce rôle est important, alors l'analyse dynamique devient nécessaire .

En dépit du fait que la structure dont on fait l'étude satisfasse les conditions d'application de la méthode statique équivalente (art 3.2.1.2 des RPA88), on opte pour l'utilisation d'une méthode dynamique plus exacte étant donné que « Toute méthode d'analyse dynamique connue peut être utilisée » ( art 3.2.2.1 RPA88 ) et que cette même analyse se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique, prescrit par les RPA, car les formules empiriques pour le calcul de la période, exposées dans l'annexe II des RPA 88, ne tiennent pas compte des propriétés structurales et des caractéristiques de déformation des éléments participant à la résistance .

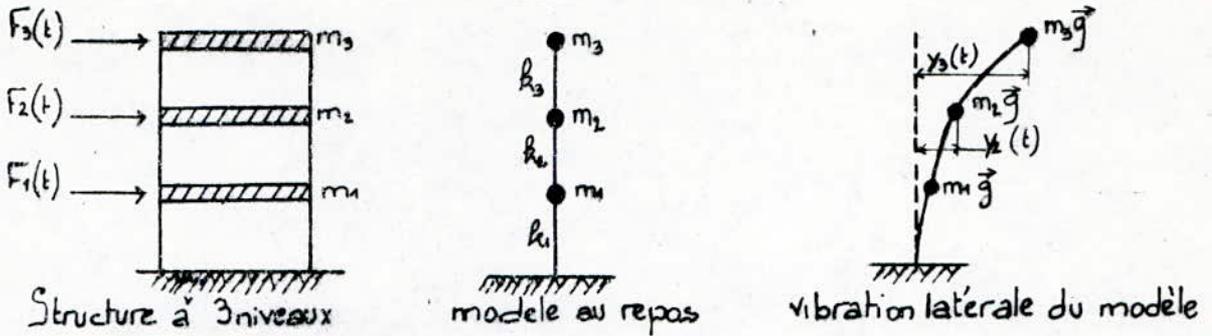
Donc l'analyse dynamique permet de bien étudier la réponse de la structure soumise à des vibrations en déterminant ses périodes de vibration .

### II. ACTION DYNAMIQUE-MODELISATION-NOMBRE DE DEGRES DE LIBERTES :

Une charge dynamique est une charge dont l'amplitude, la direction et le point d'application varient avec le temps . De l'application d'une telle charge sur une structure donnée résultent des déformations dynamiques et des contraintes qui font apparaître des accélérations qui engendrent à leur tour des forces d'inertie ( de rappel ) résistant au mouvement par le principe de D'ALEMBERT . Tout ceci constitue une action dynamique .

Le calcul dynamique d'une structure nécessite une représentation adéquate de la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète aussi bien que possible le comportement dynamique réel de la structure . Le modèle adapté à notre structure est un modèle à paramètres discrets formé par une console flexible encastrée à sa base . Les masses de chaque niveau sont supposées être concentrées au niveau des planchers . Elles sont solidaires à un support de masse négligeable et d'inertie variable ou constante en hauteur (variable dans notre cas de structure) . L'inertie attribuée à chaque trançon est l'inertie totale de l'étage dans le sens considéré .

Notons que la méthode des concentrations de masse est un moyen efficace pour réduire le nombre de degrés de libertés (NDDL) (voir fig 1) .



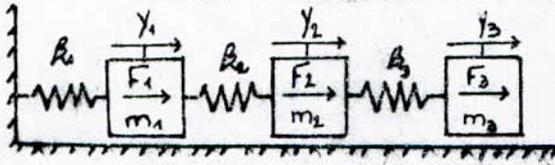
-fig1. Schema d'un modèle à paramètres discrets

La fig 1 montre un systeme oscillant comprenant les masses  $m_1, m_2$  et  $m_3$  et les rigidités  $k_1, k_2$  et  $k_3$  du support élastique soutenant les masses. On considère donc que la structure est à 3noeuds comportant au total 3DDL. Dans le cas général, il existe 6DDL par noeud (3 rotations et 3 translations).

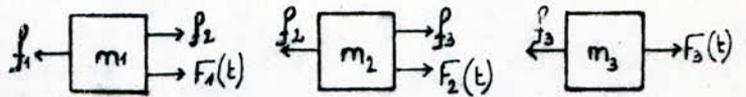
III. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE (VECTEURS PROPRES-PÉRIODES PROPRES) :

Reconsidérons l'exemple de la structure non amortie montrée par la fig 1. Son modèle analytique est illustré par la fig 2a.

Si on disloque le systeme et on considère l'équilibre des masses  $m_1, m_2$  et  $m_3$  (voir fig 2b) on obtient :



- fig 2a .



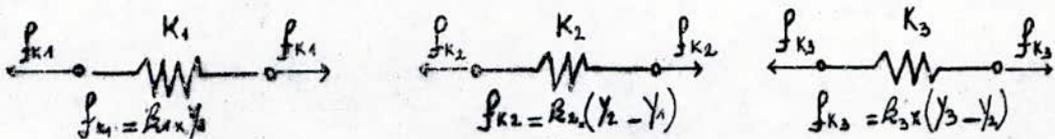
- fig 2b .

- fig2. Systeme à 3ddl non amorti .

1°-pour chaque masse appliquons la 2° loi de NEWTON :

$$\begin{aligned}
 \text{(sys *)} \quad & \left\{ \begin{aligned} \Sigma f_1 &= m_1 \cdot \ddot{y}_1 = F_1(t) + f_{k2} - f_{k1} \\ \Sigma f_2 &= m_2 \cdot \ddot{y}_2 = F_2(t) + f_{k3} - f_{k2} \\ \Sigma f_3 &= m_3 \cdot \ddot{y}_3 = F_3(t) - f_{k3} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

2°-les relations des forces et des déplacements sont données par le sys(\*\*) qui est une transformation du sys(\*) :



- fig3 -

$$\text{(sys **) } \left\{ \begin{aligned} m_1 \cdot \ddot{y}_1 + (k_1 + k_2) \cdot y_1 - k_2 \cdot y_2 + 0 \cdot y_3 &= F_1(t) \\ m_2 \cdot \ddot{y}_2 - k_2 \cdot y_1 + (k_2 + k_3) \cdot y_2 - k_3 \cdot y_3 &= F_2(t) \\ m_3 \cdot \ddot{y}_3 + 0 \cdot y_1 - k_3 \cdot y_2 + k_3 \cdot y_3 &= F_3(t) \end{aligned} \right.$$

3°-soit sous forme matricielle : (sys \*\*\*)

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{bmatrix}$$

4°-le systeme peut encore s'écrire d'une manière condensée

$$M*\ddot{y}+K*y=F(t) \quad (****)$$

avec M:matrice masse .  
K:matrice rigidité .

Le systeme(\*\*\*\*) peut aussi s'écrire de la manière suivante :

$$F_I(t)+F_K(t)=F(t)$$

avec  $F_I(t)$ :vecteur des forces d'inertie  
 $F_K(t)$ :vecteur des forces élastiques  
 $F(t)$  :vecteur des forces perturbatrices appliquées selon les DDL du systeme .

En vibration libre non amortie,l'équation du mouvement d'un systeme à n DDL est donnée par l'équation(\*\*\*\*) et s'écrit :

$$M*\ddot{y}(t)+K_\theta*y(t)=0 \quad (1)$$

avec  $K_\theta$ :matrice de rigidité de la structure .

En admettant un mouvement oscillatoire harmonique , les solutions particulières peuvent s'écrire sous la forme suivante

$$\begin{cases} y_1(t)=Y_1*\sin(\Omega*t+\theta) \\ y_2(t)=Y_2*\sin(\Omega*t+\theta) \\ y_3(t)=Y_3*\sin(\Omega*t+\theta) \end{cases} \quad (2)$$

Soit d'une manière générale  $y(t)=Y*\sin(\Omega*t+\theta)$  (3)

avec Y:amplitude de la vibration  
 $\Omega$ :fréquence de vibration  
 $\theta$ :la phase de la vibration .

Les solutions de l'équation (3) injectées dans le systeme de l'équation(1) donnent :

$$\begin{cases} (k_{11}-m_1*\Omega^2)*Y_1+ k_{12}*Y_2 + \dots + \dots + k_{1n}*Y_n = 0 \\ k_{21}*Y_1 + (k_{22}-m_2*\Omega^2)*Y_2+k_{23}*Y_3+\dots + k_{2n}*Y_n = 0 \\ \dots \\ k_{n1}*Y_1 + k_{n2}*Y_2 + \dots + \dots + (k_{nn}-m_n*\Omega^2)*Y_n = 0 \end{cases} \quad (4)$$

soit sous forme matricielle  $(K_\theta-\Omega^2*M)*\{y\}=0$  (5)

avec  $\{y\}$ :vecteur des déplacements de la structure .

L'équation (5) peut s'écrire comme suit en posant  $\Omega^2=\delta$  :  
 $(K_\theta-\delta*[M])*\{y\}=0$  (6)

Il n'existe de vecteurs  $\{y\}$  non nuls satisfaisant l'équation (6) que si  $(K-\delta*M)$  est singulière c-à-d  
 $\det\{K-\delta*M\}=P(\delta)=0$  (7)

L'expression (7) est un polynôme caractéristique d'ordre n en  $\delta$  .La recherche des racines de ce polynôme se fait par des méthodes itératives qu'on verra plus loin .

Ainsi, la résolution du polynôme permettra d'obtenir  $n$  valeurs propres réelles  $\delta_i$  ( donc  $n$  pulsations propres  $\Omega_i$  ) distinctes ou non

Si les matrices  $K$  et  $M$  sont définies, positives, les pulsations propres  $\Omega_i^2$  seront positives et on pourra les ordonner

$$\Omega_1 < \Omega_2 < \dots < \Omega_n.$$

A l'aide des pulsations  $\Omega_i$ , on détermine les périodes propres

$$T_i = (2 * \pi) / \Omega_i$$

On a donc le "spectre" de valeurs propres suivant :

$$\delta_1 < \delta_2 < \delta_3 < \dots < \delta_n$$

$$\Omega_1 < \Omega_2 < \Omega_3 < \dots < \Omega_n$$

$$T_1 > T_2 > T_3 > \dots > T_n$$

La plus petite valeur de  $\Omega$  soit  $\Omega_1$  est la pulsation fondamentale. Une pulsation d'ordre  $i > 1$  est appelée pulsation d'ordre  $i$ .

A chaque valeur propre correspond une forme d'oscillation (voir fig 4). L'ensemble des valeurs propres et formes propres est appelé mode propre de vibration.

Par ailleurs, à chaque valeur propre correspond un vecteur propre  $\{y_i\}$  solution de l'équation  $(K - \delta_i * M) * \{y_i\} = 0$

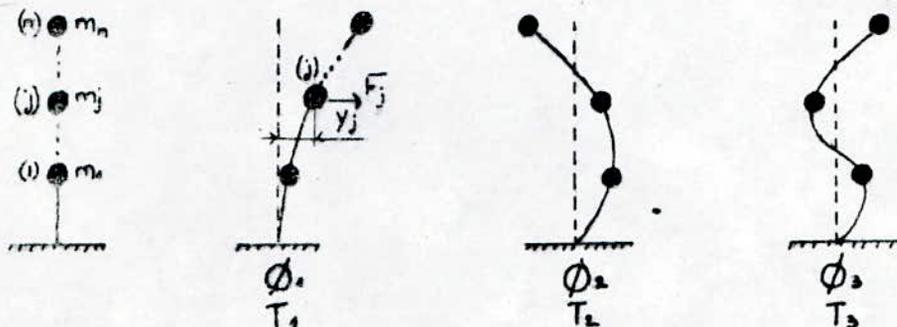


Fig. 4. Schemas de l'allure des déformées des 3 premiers modes de vibrations

Remarque :

$\Phi_i$  est défini comme suit :

on doit se donner une des composantes  $y_k^{(i)}$  au départ pour trouver les autres déplacements. Les modes propres étant habituellement normalisés par rapport à la plus grande composante, si  $y_1^{(i)}$  est cette dernière, on pose

$$\Phi_k^i = y_k^{(i)} / y_1^{(i)}$$

avec  $\Phi_k^i$  : l'ordonnée du mode propre d'ordre  $i$  appelée aussi vecteur modal du mode  $i$ .

$T_i$  : périodes propres correspondant aux différents modes de vibration.

#### IV. METHODES NUMERIQUES POUR LE CALCUL DES PULSATIONS ET DES FORMES PROPRES DE VIBRATION :

Il existe différentes méthodes numériques pour l'évaluation des valeurs propres allant des méthodes simples, pour l'évaluation du mode fondamental, aux méthodes élaborées, adaptées pour l'évaluation de plusieurs modes.

Pour étudier la réponse de notre structure soumise à des vibrations, nous appliquerons deux méthodes numériques approximatives. Ces méthodes sont plus simples et plus rapides à exécuter que les méthodes exactes, leur précision est acceptable et leur procédé est itératif. Les méthodes en question sont :

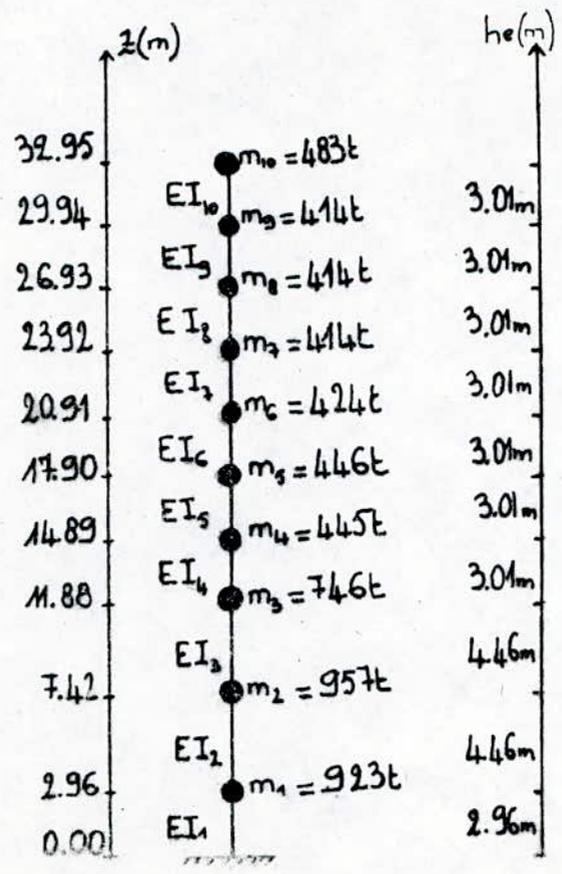
1°- la méthode de STODOLA permettant d'avoir le mode fondamental ainsi que tous les autres modes de vibration.

2°- la méthode de RAYLEIGH permettant d'avoir uniquement le mode fondamental (qu'il est possible de le comparer aux résultats obtenus par la 1<sup>ère</sup> méthode pour plus de précisions).

Les raisons qui nous ont poussé à opter pour ces 2 méthodes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

méthode	Hypothèses			Résultats	
	rigidité cste	masse cste	hauteur d'étage cste	nombre de modes	vecteurs propres
RAYLEIGH	NON	NON	NON	1	NON
STODOLA	NON	NON	NON	TOUS	OUI

IV.1. Caractéristiques de la structure :  
 IV.1.1. Modélisation de la structure :



- Modélisation de la structure -

IV.1.2. Présentation de la matrice masse :

483	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	414	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	414	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	414	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	424	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	446	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	446	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	746	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	953	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	923

IV.1.3. Détermination de la matrice souplesse :

Les voiles étant supposés encastres aux planchers, la rigidité d'un voile bi-encasté est :

$$k=12 \cdot E_1 \cdot I / h^3$$

avec I : inertie propre du voile considéré

h : hauteur du voile

$E_1$  : module de déformation instantanée du béton

Cette rigidité correspond à la flexion uniquement ; on ne tient pas compte du cisaillement (on suppose que les sections restent toujours planes après déformation).

Ainsi, on détermine la matrice de rigidité puis on déduit la matrice de souplesse (ou flexibilité) [F] qui est l'inverse de la matrice de rigidité  $[F]=[K]^{-1}$

1°-Matrice de souplesse selon l'axe x-x :

-23.0	-31.2	-39.6	-48.0	-49.4	-44.0	-34.7	-30.2	-40.7	-26.7
-31.2	-31.2	-39.6	-48.0	-49.4	-44.0	-34.7	-30.2	-40.7	-26.7
-39.6	-39.6	-39.6	-48.0	-49.4	-44.0	-34.7	-30.2	-40.7	-26.7
-48.0	-48.0	-48.0	-48.0	-49.4	-44.0	-34.7	-30.2	-40.7	-26.7
-49.4	-49.4	-49.4	-49.4	-43.2	-39.0	-30.4	-26.4	-35.6	-23.4
-44.6	-44.6	-44.6	-44.6	-39.0	-28.5	-22.2	-19.4	-26.1	-17.0
-34.7	-34.7	-34.7	-34.7	-30.4	-22.2	-12.4	-10.8	-14.5	-9.5
-30.2	-30.2	-30.2	-30.2	-26.4	-19.4	-1.07	-10.7	-14.4	-0.95
-40.7	-40.7	-40.7	-40.7	-35.6	-26.1	-14.4	-14.4	10.88	7.15
-26.7	-26.7	-26.7	-26.7	-23.4	-17.1	-9.51	-0.95	7.15	7.96

2°-Matrice de souplesse selon l'axe y-y :

178.5	116.0	53.50	-9.05	-71.6	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
116.0	116.0	53.50	-9.05	-71.6	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
53.50	53.50	53.50	-9.05	-71.6	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
-9.05	-9.05	-9.05	-9.05	-71.6	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
-71.6	-71.6	-71.6	-71.6	-71.6	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
-134	-134	-134	-134	-134	-134	-164	-40.4	26.0	20.8
-164	-164	-164	-164	-164	-164	-136.5	-33.6	21.7	17.4
-40.4	-40.4	-40.4	-40.4	-40.4	-40.4	-33.6	-5.17	3.33	2.67
26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	21.70	3.33	-4.02	-3.2
20.80	20.80	20.80	20.80	20.80	20.80	17.40	2.67	-3.21	-1.9

#### IV.2. Méthode énergétique de RAYLEIGH :

La méthode a été développée à partir de la loi de la conservation d'énergie ( des systèmes conservatifs ) . Elle est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de DDL dynamiques .

Le principe de la méthode de RAYLEIGH est le suivant : la pulsation d'un système conservatif, qui exécute un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique, a une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant . Cette valeur stationnaire est toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental .

Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale, on écrit que l'énergie totale du système conservatif reste constante pendant le mouvement :

$$E_{\text{tot}} = E_C(t) + E_P(t) = \text{cste} \quad (\text{R.1})$$

avec  $E_C(t)$  et  $E_P(t)$  respectivement énergie cinétique et énergie potentielle du système oscillant à un instant  $t$  quelconque .

Evidemment, si un système oscillant exécute des mouvements selon le mode fondamental alors toutes les masses du système auront la même pulsation  $\Omega$  .

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs DDL (voir fig 4) les masses  $m_1, m_2, \dots, m_n$  auront les élongations  $y_1(t), y_2(t), \dots, y_n(t)$  mesurées selon les directions des DDL, à partir de la position d'équilibre statique . Les deux énergies pourront être exprimées de la manière suivante :

$$E_C(t) = (1/2) * \left( \sum_{k=1}^{k=n} m_k \dot{y}_k^2(t) \right) \quad (\text{R.2})$$

$$E_P(t) = (1/2) * \left( \sum_{k=1}^{k=n} Q_k y_k(t) \right) \quad (\text{R.3})$$

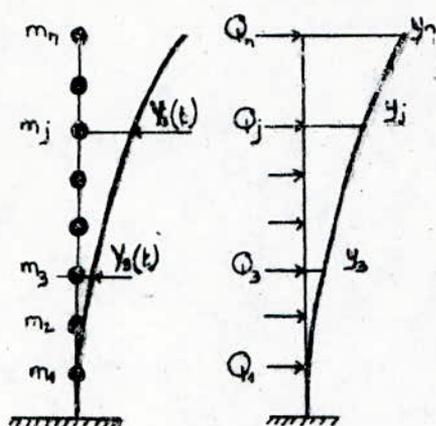
avec  $Q_k = m_k * g$  (pour  $k=1, \dots, n$ ) : charges gravitationnelles correspondant aux masses du système .

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

$$y_k(t) = Y_k * \sin(\Omega_1 * t + \theta_1) \quad (k=1, \dots, n) \quad (\text{R.4})$$

avec  $y_k$ : amplitude  
 $\Omega_1$ : pulsation fondamentale  
 $\theta_1$ : déphasage du mode fondamental

En substituant (R.4) dans les expressions des énergies (R.2) et (R.3) on aura :



- fig 5 -

$$E_c(t) = 1/2 * \Omega_1^2 * \cos^2(\Omega_1 * t + \theta_1) * \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k^2)$$

$$E_c(t) = E_{c \max} * \cos^2(\Omega_1 * t + \theta_1) \quad (R.2')$$

$$E_p(t) = 1/2 * \sin^2(\Omega_1 * t + \theta_1) * \sum_{k=1}^{k-n} (Q_k * Y_k)$$

$$E_p(t) = E_{p \max} * \sin^2(\Omega_1 * t + \theta_1) \quad (R.3')$$

On observe que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par 2 positions extrêmes; à cet instant, l'énergie cinétique est nulle

$$y_k(t) = 0$$

et l'énergie potentielle est maximale

$$y_k(t) = Y_k = \text{amplitude du déplacement}$$

De même, le système passe par la position d'équilibre statique; à cet instant, l'énergie cinétique est maximale

$$\dot{y}_k(t) = \dot{Y}_k = \text{amplitude de la vitesse}$$

tandis que l'énergie potentielle est nulle  $y_k(t) = 0$

Donc, pour les 2 phases du mouvement, l'expression (R.1) aura pour expression

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_{p \max} = E_{c \max} + 0 = \text{cste} \Rightarrow E_{p \max} = E_{c \max} \quad (R.5)$$

En remplaçant les énergies dans (R.5) par leur expression on aura

$$(1/2) * \sum_{k=1}^{k-n} (Q_k * Y_k) = (1/2) * \Omega_1^2 * \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k^2) \quad (R.6)$$

D'où RAYLEIGH a pu tirer l'expression de la pulsation fondamentale :

$$\Omega_1^2 = \frac{\sum_{k=1}^{k-n} (Q_k * Y_k)}{\sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k^2)} = g * \frac{\sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k)}{\sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k^2)} \quad (R.7)$$

et donc l'expression de la période du mode fondamental

$$T_1 = 2 * \pi / \Omega_1 = 2 * \pi * \left[ \frac{\sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k^2)}{g * \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_k)} \right]^{0.5}$$

Afin de pouvoir obtenir la pulsation, RAYLEIGH a proposé d'introduire, à la place des amplitudes  $Y_k$  (qui sont inconnues au départ), les valeurs des déplacements statiques correspondants à l'action des charges  $Q_k$  (statiquement appliquées) selon les

directions des DDL dynamiques .L'erreur ne sera pas grave car :

- la déformée statique respecte les liaisons exactement de la même manière que le système dynamique .
- la forme de la déformée statique peut être considérée comme étant proportionnelle à celle de la position extrême du mode fondamental de vibration .

Ainsi, les étapes de calcul seront comme suit :

1°-Détermination des déplacements unitaires  $\delta_y$  :

Pour cela on ne tiendra pas compte de l'interaction sol-structure ni de la translation du niveau de la base .

\*Détermination de la matrice des déplacements  $\delta_y$  :

Le coefficient d'influence  $\delta_y$  est le déplacement statique d'une section  $i$  provoqué par une force unitaire appliquée en  $j$  .Il est donné par les intégrales de MOHR :

$$\delta_y = \int_0^H [M_i * M_j / (E * I_z)] * dx + \int_0^H [T_i * T_j * K_y / (G * S)] * dx = \delta_y^M + \delta_y^T$$

avec  $M_i$  et  $M_j$  : moments fléchissants s'exerçant respectivement à la section  $i$  et  $j$  .

$T_i$  et  $T_j$  : efforts tranchants s'exerçant respectivement à la section  $i$  et  $j$  .

$\delta_y^M$  : effet du moment fléchissant .

$\delta_y^T$  : effet de l'effort tranchant .

i. Détermination de la matrice de déplacement due à M ( $\delta_y^M$ ) :

D'après le théorème de MAXWELL- BETTI , la matrice des déplacements unitaires (ou matrice de flexibilité) est symétrique c-à-d que  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

L'intégrale de MOHR concernant le moment fléchissant est déterminée comme suit :

on applique une force unitaire en  $i$  et on détermine le déplacement unitaire en  $j$  . Deux cas peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas : si  $i > j$

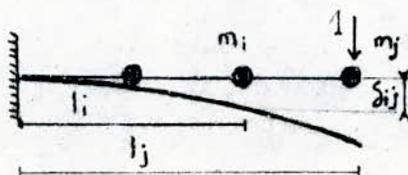
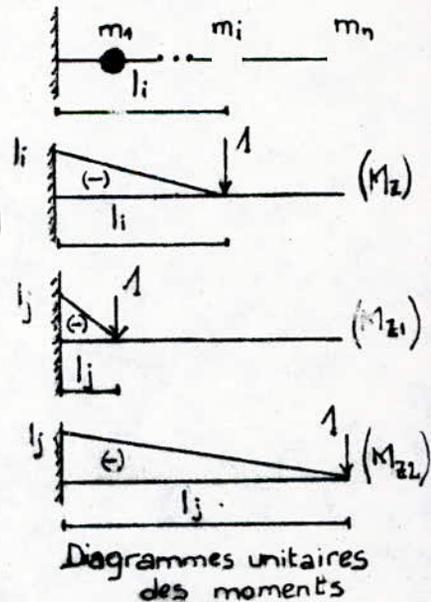
$$\delta_{ji}^M = (1/E * I) * [(1 - l_j) * l_j * l_i / 2 + 2/3 * l_j * 1/2 * l_i^2]$$

$$\Rightarrow \delta_{ji}^M = (1/6 * E * I) * l_j^2 * (3 * l_i - l_j)$$

2<sup>ème</sup> cas : si  $i < j$

$$\delta_{ji}^M = (1/6 * E * I) * (3 * l_j - l_i) * l_i^2$$

avec  $(i=1, \dots, 10)$  et  $(j=1, \dots, 10)$



A partir de ces expressions on détermine les éléments de la matrice de flexibilité qui est l'inverse de la matrice de rigidité. Cette propriété est connue depuis la "statique des constructions" où on savait déjà que les coefficients de déplacement représentent l'inverse des coefficients de rigidité

$$\delta = 1/k \Rightarrow \delta * k = 1$$

$$\text{d'où} \quad [F] = [K]^{-1}$$

ii. Détermination de la matrice déplacement due à l'effort tranchant ( $\delta_y^T$ ):

D'après l'intégrale de MOHR on a :

$$\delta_{JI}^T = \int_0^H [T_I * T_J * K_y] / (G * S) * dx$$

avec  $K_y = 6/5$  pour les sections rectangulaires.  
 $G = E / (2 * (1 + \nu))$ ;  $\nu = 0.15$  pour le BA  $\Rightarrow G = E / 2.3$

on pose  $S_r = S * 5/6$ .

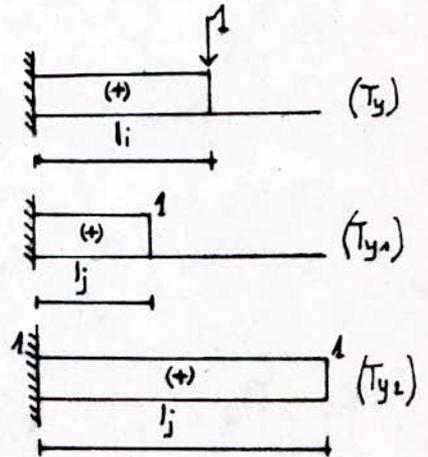
1<sup>er</sup> cas : si  $i \geq j$

$$\delta_{JI}^T = l_j / (G * S_r) = 2.3 * l_j / (E * S_r)$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\delta_{JI}^T = 2.3 * l_i / (E * S_r)$$

avec  $(i=1, \dots, 10)$  et  $(j=1, \dots, 10)$



Diagrammes unitaires des efforts tranchants

2°-Procédé itératif :

i. détermination des déplacements statiques des masses  $m_k$  sous l'action des charges gravitationnelles  $Q_k$  :

$$\{y_{0j}\} = [\delta_y] * \{Q_j\}$$

ii. détermination des coefficients additionnels :

$$\{e_{1j}\} = \{y_{0j}\} / Y_{0j}$$

iii. la 1<sup>ère</sup> correction consiste à calculer les nouvelles forces :

$$\{F_{1j}\} = \{e_{1j}\} * \{Q_j\}$$

NB : l'indice 1 indique la 1<sup>ère</sup> itération  
l'indice j indique le niveau considéré

iv. détermination des nouveaux déplacements à partir des nouvelles forces :

$$\{y_{1j}\} = [\delta_y] * \{F_{1j}\}$$

v. détermination des coefficients additionnels :

$$\{e_{2j}\} = \{y_{1j}\} / Y_{1j}$$

Le procédé se poursuit ainsi jusqu'à ce que  
 $\{e_{m,j}\} \approx \{e_{m+1,j}\}$

#### IV.3. METHODE DE VIANELO STODOLA : (ou méthode des approximations successives)

La méthode, comme son nom l'indique, repose sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution. Pour cela, il faut partir d'une hypothèse initiale sur la configuration du mode  $y_1^{(0)}$  ( $i$  étant le  $i^{\text{ème}}$  mode).

##### 1°-Détermination du mode fondamental :

Résoudre un problème de valeur et vecteur propres revient à trouver des couples  $(\beta_1, \{y_1\})$  satisfaisant la relation

$$[K] * \{y_1\} = \beta_1 * [M] * \{y_1\} \quad (S.1)$$

qui, après transformation vaut

$$(1/\beta_1) [I] * \{y_1\} = [F] * [M] * \{y_1\}$$

$$\Leftrightarrow (1/\Omega_1^2) * [I] * \{y_1\} = [F] * [M] * \{y_1\} \quad (S.2)$$

avec  $\beta_1 = \Omega_1^2$

[I]: matrice identité.

[K]: matrice de rigidité ;  $[K] = 1/[F]$

[F]: matrice de flexibilité

[M]: matrice masse (qui est une matrice diagonale).

$\{y_1\}$ : vecteur propre (vecteur déplacement) de la structure définissant le  $i^{\text{ème}}$  mode propre de vibration.

Le produit matriciel  $[F] * [M]$  caractérise les propriétés dynamiques de la structure. Il est noté [D]. Ainsi, l'expression (S.2) devient :

$$(1/\Omega_1^2) * \{y_1\} = [D] * \{y_1\} \quad (S.3)$$

Soit  $y_{1,0}$  le vecteur initial dont l'amplitude est arbitraire.

NB : l'indice 1 correspond au 1<sup>er</sup> mode  
 l'indice 0  $\approx$   $\approx$  à l'hypothèse initiale  
 l'indice  $i$   $\approx$   $\approx$  au niveau considéré

En injectant  $y_{1,0}$  dans le 2<sup>nd</sup> membre de l'expression (S.3) on obtient une nouvelle déformée :

$$(1/\Omega_1^2) * \{y_{1,1}\} = [D] * \{y_{1,0}\}$$

##### \*Récapitulation de la procédure itérative :

i. calculer les éléments de la matrice [D]

$$[D] = [\delta_{\varphi}] * [M]$$

ii. choisir un vecteur initial  $y_{1,0}$ , vecteur colonne, dont tous les éléments sont égaux à 1 par exemple.

iii. calculer  $\{y_{11}^{(1)}\} = [D] * \{y_{11}^{(0)}\}$  puis déduire

$$\{y_{11}^{(1)}\} = \{y_{11}^{(1)}\} / \underline{y_{1n}^{(1)}}$$

avec  $\underline{y_{1n}^{(1)}}$  : le plus grand élément du vecteur  $\{y_{11}^{(1)}\}$

iv. calculer  $\{y_{11}^{(2)}\} = [D] * \{y_{11}^{(1)}\}$  puis déduire

$$\{y_{11}^{(2)}\} = \{y_{11}^{(2)}\} / \underline{y_{1n}^{(2)}}$$

v. le procédé itératif ne s'arrête que lorsque

$$\{y_{11}^{(k)}\} \approx \{y_{11}^{(k-1)}\}$$

### 2°-Détermination du 2<sup>nd</sup> mode :

Dans ce cas, on considère une déformée qui ne contienne aucune composante du mode fondamental .

Les vecteurs modaux  $\theta_j$  ( définis précédemment ) possèdent les propriétés suivantes :

i-  $\theta_j^T * K * \theta_i = 0$  si  $i \neq j$

ii-  $\theta_j^T * K * \theta_i = 0$  si  $i = j$

iii-  $\omega_j^2 = \theta_j^T * K * \theta_j / (\theta_j^T * M * \theta_j)$

avec  $\theta^T$  : transposée du vecteur modal  $\theta$

Le déplacement est exprimé, d'une manière générale, comme suit :

$$y = \theta * Y \quad (S.4)$$

avec  $\theta$  : vecteur modal  
 $Y$  : amplitude modale

et d'une manière plus détaillée  $y = \theta_1 * Y_1 + \theta_2 * Y_2 + \dots + \theta_n * Y_n$

En multipliant l'équation (S.4) par  $(\theta_n^T * M)$  on aura :

$$Y_n = \theta_n^T * M * y / (\theta_n^T * M * \theta_n)$$

Pour éliminer les composantes du mode fondamental, on procède comme suit :

supposons que  $y_2^{(0)} = \theta * Y^{(0)}$

avec  $y_2^{(0)}$  : hypothèse initiale sur le déplacement du 2<sup>ème</sup> mode  
 $Y^{(0)}$  : amplitude initiale (inconnue)

Comme 
$$\theta * Y^{(0)} = \sum_{k=1}^{k=n} (\theta_k * Y_k^{(0)})$$

alors on aura, en prenant en considération la 2<sup>ème</sup> propriété citée ci-dessus :

$$\theta_1^T * M * y_2 = \theta_1^T * M * \theta_1 * Y + 0$$

donc 
$$Y_1^{(0)} = \theta_1^T * M * y_2^{(0)} / (\theta_1^T * M * \theta_1)$$

Il faut éliminer la composante  $Y_1^{(0)}$  de la déformée initiale .

$$Y_n = \Phi_n^T * M * y / (\Phi_n^T * M * \Phi_n)$$

Pour éliminer les composantes du mode fondamental, on procède comme suit :

supposons que  $y_2^{(0)} = \Phi * Y^{(0)}$

avec  $y_2^{(0)}$ : hypothèse initiale sur le déplacement du 2<sup>ème</sup> mode  
 $Y^{(0)}$ : amplitude initiale (inconnue)

Comme 
$$\Phi * Y^{(0)} = \sum_{k=1}^{k=n} (\Phi_k * Y_k^{(0)})$$

alors on aura, en prenant en considération la 2<sup>ème</sup> propriété citée ci-dessus :

$$\Phi_1^T * M * y_2 = \Phi_1^T * M * \Phi_1 * Y + 0$$

donc 
$$Y_1^{(0)} = \Phi_1^T * M * y_2^{(0)} / (\Phi_1^T * M * \Phi_1)$$

Il faut éliminer la composante  $Y_1^{(0)}$  de la déformée initiale.

En posant  $M_1 = \Phi_1^T * M * \Phi_1$  on aura :

$$y_2^{(0)} \text{ "pur" } = y_2^{(0)} - \Phi_1 * Y_1^{(0)} = [I - (1/M_1) * \Phi_1 * \Phi_1^T * M] * y_2^{(0)} = S_1 * y_2^{(0)}$$

avec  $I$  : matrice identité

$\Phi_1$  : vecteur modal du 1<sup>er</sup> mode propre de vibration

$S_1$  : matrice de balayage écrite en termes de 1<sup>er</sup> mode :

$$S_1 = I - (1/M_1) * \Phi_1 * \Phi_1^T * M$$

Ainsi, la méthode de STODOLA peut se résumer en cette expression :

$$(1/\Omega_2^2) * y_2^{(1)} = D * S_1 * y_2^{(0)}$$

Notons que le procédé itératif est le même que celui du mode fondamental.

### 3° - Détermination du 3<sup>ème</sup> mode :

Par analogie à ce qui a été vu précédemment, on a

$$(1/\Omega_3^2) * y_3^{(1)} = D * S_2 * y_3^{(0)}$$

avec 
$$S_2 = S_1 - (1/M_2) * \Phi_2 * \Phi_2^T * M$$

$$M_2 = \Phi_2^T * M * \Phi_2$$

$\Phi_2$  : vecteur modal du 2<sup>ème</sup> mode de vibration

### Remarque :

L'allure des déformées des trois premiers modes de vibration (sélectionnés) de la structure est présentée à l'annexe IV.

V. PROCEDURE DE L'EVALUATION DE LA SOLLICITATION  
SISMIQUE :

1°- déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure (formes propres, périodes propres) (voir ci-dessus)

2°- déterminer le facteur de contribution de chaque mode (RPA88 annexe V) :

$$\alpha_i = \left( \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_{ki}) \right)^2 / \left( \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_{ki}^2) \right) * \sum_{k=1}^{k-n} m_k$$

avec  $Y_{ki}$  : amplitude du niveau  $k$  dans le mode  $i$   
 $m_k$  : poids de l'étage  $k$

Remarque :

L'une des hypothèses de la méthode dynamique est d'admettre que lorsque la somme des coefficients de contribution des  $j$  1<sup>ers</sup> modes dépasse 80%, il ya lieu de ne pas tenir compte, dans l'étude sismique, des modes suivants .

3°-déterminer le coefficient de distribution de la charge sismique revenant à chaque mode (RPA88 annexe V)

$$\Gamma_i = \left( \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_{ki}) \right) / \left( \sum_{k=1}^{k-n} (m_k * Y_{ki}^2) \right)$$

4°-déterminer le facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode .Ce facteur peut être lu sur les spectres donnés dans l'annexe V des RPA88 .

5°-évaluer les forces sismiques pour chaque mode

$$F_{ik} = m_k * \ddot{Y}_{ik}$$

avec  $F_{ik}$  : force sismique s'exerçant au niveau  $k$  sous le  $i$  <sup>eme</sup> mode de vibration

$m_k$  : poids de l'étage  $k$

$\ddot{Y}_{ik}$  : accélération s'exerçant au niveau  $k$  sous le mode  $i$

Ainsi,  $F_{ki} = m_k * \ddot{Y}_{ki} = m_k * \Gamma_i * S_a'(\beta, T_i) * Y_{ki}$

$$S_a'(\beta, T_i) = S_a''(\beta, T_i) * Q$$

avec  $Q$  : facteur de qualité (cf RPA88 art 3.2.1.3.4)  
 $S_a''(\beta, T_i)$  : spectre de réponse élasto-plastique des accélérations défini par

$$S_a''(\beta, T_i) = \begin{cases} \bar{S}_a(\beta, T_i) * B / 0.7 & \text{si } T_i \geq 0.5s \\ \bar{S}_a(\beta, T_i) / ((1.4/B) - 1)^{(1/2)} & \text{si } T_i < 0.5s \end{cases}$$

avec  $B$  : facteur de comportement de la structure (cf RPA88 art 3.2.1.3.3)

$S_a(\beta, T_i)$  : spectre de réponse élastique des accélérations;  $S_a(\beta, T_i) = A * D(\beta, T_i)$

avec  $A$  : coefficient d'accélération de zone (cf RPA88 art 3.2.1.3)

$D(\beta, T_1)$ : facteur d'amplification moyen .

6°-évaluer la sollicitation maximale résultante s'exerçant à l'étage  $k$  . Elle est donnée par la moyenne quadratique

$$F_k = \left( \sum_{k=1}^{k-n} F_{k1}^2 \right)^{0.5}$$

#### VI. APPLICATION DE LA METHODE DE STODOLA :

\*Application de la méthode à la structure considérée :

Les calculs étant faits sur ordinateur, nous ne présenterons dans ce qui suit, que les résultats obtenus .

Les tableaux ci-dessous donnent la valeur des amplitudes des vecteurs propres, atteintes à chaque niveau de la structure; la valeur de la pulsation et de la période propre correspondant à chaque mode considéré ainsi que le facteur de contribution de chaque mode .

Remarque :

Comme la somme des coefficients de contribution des trois premiers modes de vibration de notre structure est supérieure à 80%, on ne tiendra pas compte, dans l'étude sismique, des modes suivants .

	Vecteurs propres					
	séisme sens x-x			séisme sens y-y		
	mode1	mode2	mode3	mode1	mode2	mode3
$Y_{10}$	1.000	1.000	-0.955	1.000	1.000	-0.955
$Y_9$	0.865	0.489	-3.54E-2	0.865	0.489	-3.54E-2
$Y_8$	0.730	8.18E-3	0.679	0.730	8.18E-3	0.679
$Y_7$	0.616	-0.404	1.000	0.616	-0.404	1.000
$Y_6$	0.490	-0.710	0.851	0.490	-0.710	0.851
$Y_5$	0.380	-0.879	0.324	0.380	-0.879	0.324
$Y_4$	0.280	-0.901	-0.339	0.280	-0.901	-0.339
$Y_3$	0.188	-0.784	-0.841	0.188	-0.784	-0.841
$Y_2$	7.84E-2	-0.441	-0.874	7.84E-2	-0.441	-0.874
$Y_1$	1.33E-2	-9.30E-2	-0.248	1.33E-2	-9.30E-2	-0.248
$\Omega$	6.36	55.068	151.51	12.077	87.86	241.72
T	0.99s	0.11s	0.04s	0.52s	0.07s	0.026s
$\alpha$	56.98%	22.0%	7.96%	56.98%	22.0%	7.96%

# INERTIE DES REFENDS

## INERTIE DES REFENDS

### I. INTRODUCTION :

La stabilité de notre ouvrage vis à vis des charges horizontales est assurée par des refends disposés selon les directions principales du bâtiment.

Les grandes possibilités d'adaptation de la structure, dues surtout à la redistribution des efforts horizontaux par les planchers aux différents éléments de contreventement, autorisent un calcul simplifié dans certains cas courants où les irrégularités ne sont pas très importantes.

### II. INERTIE DES REFENDS :

Notre structure comprend 2 types de refends, du point de vue inertie :

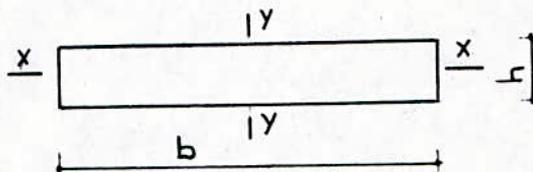
1°- refends pleins .

2°- refends avec une seule file d'ouvertures .

1°- Refends pleins :

$$I_y = h \cdot b^3 / 12$$

$$I_x = 0$$



Le tableau ci-après donne l'inertie de tous les voiles pleins (voiles longitudinaux) :

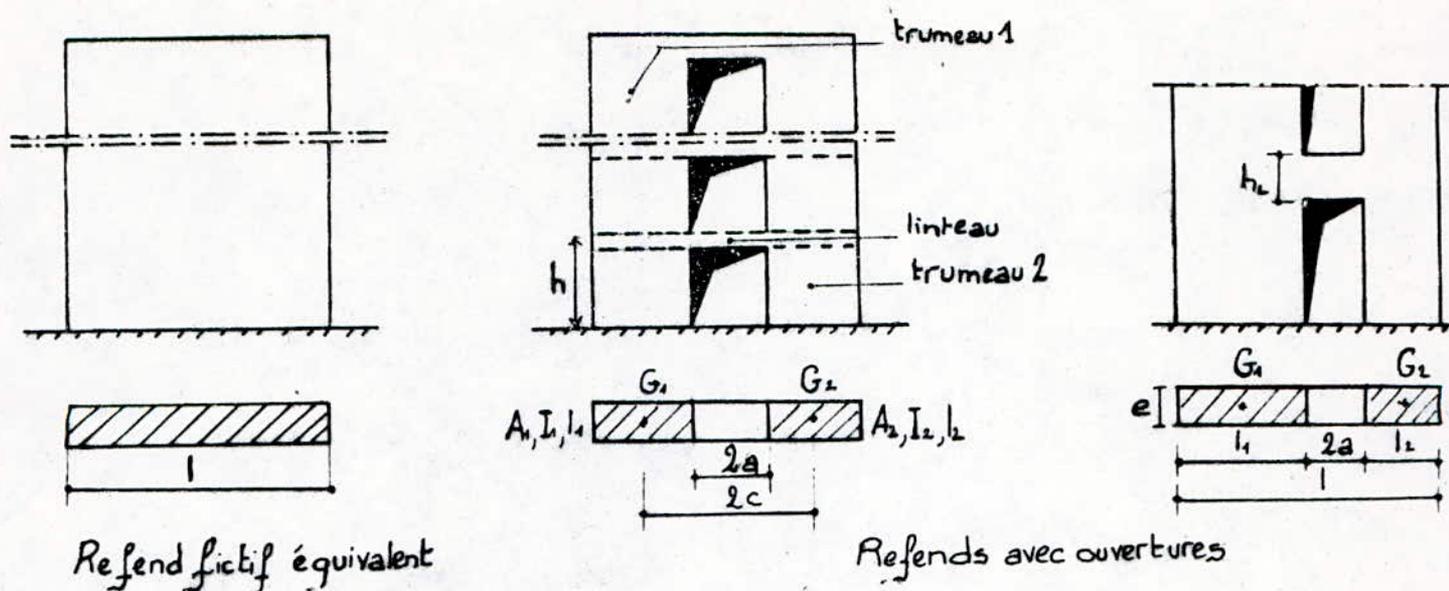
voiles	niveaux								
	0.30m÷7.72m			12.18m			15.19m÷30.24m		
	e	L	I	e	L	I	e	L	I
	[cm]	[cm]	[m <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]	[m <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]	[m <sup>4</sup> ]
V <sub>x0</sub> ;V <sub>x1</sub>	30	510	3.32	30	500	3.13	25	500	2.60
V <sub>x2</sub> ;V <sub>x3</sub>	30	475	2.68	30	290	0.61	25	290	0.51
V <sub>x4</sub> ;V <sub>x5</sub>	≈	≈	≈	≈	≈	≈	≈	≈	≈
V <sub>x7</sub> ;V <sub>x8</sub>	≈	≈	≈	30	465	2.51	25	465	2.16
V <sub>x11</sub> ;V <sub>x12</sub>	≈	≈	≈	--	--	--	--	--	--
V <sub>x6</sub> ;V <sub>x9</sub>	30	560	4.39	--	--	--	--	--	--
V <sub>x10</sub> ;V <sub>x13</sub>	≈	≈	≈	--	--	--	--	--	--

2°- Refends avec une seule file d'ouvertures non symétriques :

Ce sont des refends constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appelées linteaux.

Ces linteaux posent un problème au niveau de la diffusion des efforts dans les trumeaux, ce qui nous amène à remplacer, dans les calculs, un refend avec ouvertures par un refend plein fictif en utilisant la notion de l'inertie équivalente notée  $I_e$ .

Par définition, on appelle inertie équivalente d'un refend avec ouvertures, l'inertie d'un refend plein fictif qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec ouvertures soumis à une charge répartie horizontale, uniforme pour le vent et triangulaire pour le séisme.



Pour un voile sollicité par des forces sismiques concentrées, l'inertie équivalente a pour expression :

$$I_o = a_n \cdot I / [(60/11) \cdot (2 \cdot m \cdot c / I_o) \cdot (\psi_o / \alpha^2) + 1]$$

avec  $I_o$  : inertie équivalente .

$a_n$  : coefficient dépendant du nombre de niveaux de la structure;  $a_n = (11/20) + 9/(20 \cdot n) - 1/(30 \cdot n) - 1/(30 \cdot n)$   
 $n$  nombre de niveaux;  $n=10 \Rightarrow a_n = 0.595$

$I$  : inertie totale du refend;  $I = I_o + 2 \cdot m \cdot c$   
 $I_o = I_1 + I_2$

$I_1$  et  $I_2$  : inerties respectives des trumeaux (1) et (2)  
 $m$  : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble;  $m = 2 \cdot c / [(1/A_1) + (1/A_2)]$

$c$  : demi distance entre les centres de gravité des 2 trumeaux .

$A_1$  et  $A_2$  : aire de la section droite des trumeaux (1) et (2) .

$\psi_o$  : coefficient dépendant d'un autre coefficient  $\alpha$  ;

$$\psi_o = 0.5 - \text{sh}(\alpha) / [\alpha \cdot \text{ch}(\alpha)] + [1 - 1/\text{ch}(\alpha)] / \alpha^2$$

$\alpha$  : coefficient de monolithisme exprimant le taux de participation du linteau à la déformation de l'ensemble;  $\alpha = \theta \cdot Z$

$Z$  : hauteur totale de la structure modélisée .

$$\theta = [3 \cdot E' \cdot i \cdot I \cdot c / (E \cdot I_o \cdot m \cdot a \cdot h)]^{(0.5)}$$

$E'$  et  $E$  : modules d'élasticité du matériau composant respectivement le linteau et le trumeau

$i$  : inertie transversale du linteau

$a$  : demi portée de l'ouverture

$h$  : hauteur d'étage

Remarques :

1°-Lorsque  $\alpha < 1$  on est en présence d'ouvertures de grandes dimensions .La rigidité du linteau devient très faible .  
L'inertie équivalente sera égale à  $I_e = I_1 + I_2 \approx I_0$ .

2°-Lorsque  $\alpha > 10$  on est en présence d'ouvertures de petites dimensions .Elles n'affectent le refend que localement .Dans ce cas  $I_e = I_0 + 2 * m * c$

3°-  $E = E'$  car c'est le même matériau qui compose le linteau les trumeaux .

Les tableaux ci-après donnent les caractéristiques géométriques concernant les voiles avec ouvertures :

niveaux	voiles $V_{y1}$ et $V_{y2}$					
	$2 * a$ [cm]	$2 * c$ [cm]	$l_1$ [cm]	$l_2$ [cm]	$l$ [cm]	$h_L$ [cm]
RDC	110	820	510	910	1530	88
3.26m;7.72m	---	---	---	---	1530	---
12.18m ÷ 30.24m	210	855	460	830	1500	88

niveaux	voiles $V_{y1}$ et $V_{y2}$					$\alpha$	$I_e$ [m <sup>4</sup> ]
	$A_1$ [m <sup>2</sup> ]	$A_2$ [m <sup>2</sup> ]	$I_1$ [m <sup>4</sup> ]	$I_2$ [m <sup>4</sup> ]	$2 * m * c$ [m <sup>4</sup> ]		
RDC	1.785	3.185	3.869	21.97	59.09	10.62	48.00
3.26m;7.72m	---	---	---	---	---	---	104.46
12.18m	1.610	2.905	2.840	16.68	75.73	6.67	42.02
15.19m ÷ 30.24m	1.380	2.490	2.430	14.29	64.91	6.67	42.02

# ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

Bien que les conditions d'application de la méthode statique équivalente, exposée dans les RPA88 (art 3.2.1.2), soient remplies dans notre cas de structure, nous optons pour l'utilisation de la méthode dynamique de STODOLA qui reflète aussi fidèlement que possible le comportement réel de la structure.

Comme il a été exposé précédemment, les forces sismiques de calcul auront pour expression :

$$F_{1k} = A * B * D_1 * Q * \Gamma_1 * m_k * Y_{1k}$$

- A dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique; notre structure fait partie du groupe d'usage 2, zone de sismicité II => A=0.15

- B dépend du type et de la nature du contreventement. notre bâtiment appartient à la 5<sup>e</sup> catégorie => B=1/3

- D fait appel à la classification des sols et à l'évaluation de la période T de l'ouvrage; le sol sur lequel reposera la structure est ferme :

séisme sens x-x	période T(s)	D	séisme sens y-y	période T(s)	D
mode 1	0.99s	0.929	mode 1	0.520s	1.423
mode 2	0.11s	2.000	mode 2	0.071s	2.000
mode 3	0.04s	2.000	mode 3	0.026s	2.000

- Q a pour expression  $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$

avec  $P_q$  : pénalité dépendant de l'observation ou non du critère q. Lorsque le critère est observé  $P_q = 0$ .

critère q	$P_q$
1. conditions minimales de files porteuses	0
2. surabondance en plan	0.05
3. symétrie en plan	0.05
4. régularité en élévation	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. contrôle de la qualité de la construction	0.10
	Q=1.25

Ainsi,  $F_{1k} = 62.5 * 10^{-3} * D_1 * \Gamma_1 * m_k * Y_{1k}$

Le coefficient de distribution  $\Gamma$  a pour valeur

séisme sens x-x	$\Gamma_i$	$D_i$	$F_{ik}$
mode 1	1.52	0.929	$88.26 \cdot 10^{-3} \cdot m_k \cdot Y_{ik}$
mode 2	0.75	2.000	$93.62 \cdot 10^{-3} \cdot m_k \cdot Y_{ik}$
mode 3	0.40	2.000	$5.05 \cdot 10^{-3} \cdot m_k \cdot Y_{ik}$
séisme sens y-y	$\Gamma_i$	$D_i$	$F_{ik}$
mode 1	1.52	1.423	$0.135 \cdot m_k \cdot Y_{ik}$
mode 2	0.75	2.000	$93.75 \cdot 10^{-3} \cdot m_k \cdot Y_{ik}$
mode 3	0.40	2.000	$5.05 \cdot 10^{-2} \cdot m_k \cdot Y_{ik}$

\*Exemple de calcul des forces sismiques :

- séisme sens x-x ; niveau k :

$$F_k = (F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2)^{(1/2)}$$

- au niveau 1 on a : (m=923t)

	$x_{1i}$	$F_{1i}$
mode 1	$x_{11} = 1.33 \cdot 10$	$F = 88.26 \cdot 10 \cdot 1.33 \cdot 10 \cdot 923 = 1.083t$
mode 2	$x_{12} = -9.206 \cdot 10$	$F = 93.62 \cdot 10 \cdot (-9.206 \cdot 10) \cdot 923 = 8.033t$
mode 3	$x_{13} = -0.248$	$F = 5.05 \cdot 10 \cdot (-0.248) \cdot 923 = 11.56t$

$$F_1 = (F_{11}^2 + F_{12}^2 + F_{13}^2)^{(0.5)} = 14.119t$$

En procédant de la même manière que précédemment, on obtient les valeurs des forces sismiques s'exerçant à tous les niveaux et selon les deux directions principales du bâtiment. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

niveaux	séisme sens x-x F[t]	séisme sens y-y F[t]
33.25m	66.37	82.70
30.24m	36.86	51.93
27.23m	30.22	43.20
24.22m	34.48	43.22
21.21m	38.24	43.74
18.20m	40.29	43.86
15.19m	39.85	41.83
12.18m	64.46	66.03
7.72m	57.97	58.47
3.26m	14.12	14.17

**CENTRE DE MASSES~  
CENTRE DE TORSION**

CENTRE DE MASSES- CENTRE DE TORSION

I. CENTRE DE MASSES :

Comme les efforts sismiques sont supposés se concentrer au niveau des planchers, on doit déterminer le centre des masses de tous les éléments constituant un niveau donné de la structure. Ce centre de masses ou de gravité est le point d'application des forces sismiques (dynamiques) agissant à chaque niveau.

Notre structure présente une symétrie par rapport à l'axe y-y. Donc

$$\begin{cases} \bar{x}_m = 0 \\ \bar{x}_t = 0 \end{cases} \Rightarrow e_x = 0$$

Remarque :

Le système d'axes adopté est représenté sur les vues en plan de la structure.

Les coordonnées du centre de masses sont exprimées comme suit :

$$y_m = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (m_i * y_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i} \quad \text{et} \quad x_m = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (m_i * x_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i}$$

avec  $m_i$  : masse de l'élément  $i$  à un niveau donné  
 $x_i$  et  $y_i$  : coordonnées cartésiennes du centre de gravité de l'élément  $i$  ( $i$ =plancher, poutres, escalier, poteaux voiles, façades, balcons, et loggias etc...).

II. CENTRE DE TORSION :

Le centre de torsion ou centre élastique est le centre de gravité des inerties de l'ensemble des refends d'un niveau donné. Il est caractérisé par les propriétés suivantes :

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends dans la direction de la force

2. Un moment dont l'axe de rotation passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dans le sens du moment

Les coordonnées du centre de torsion sont :

$$x_t = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (I_{x_i} * x_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} I_{x_i}} \quad \text{et} \quad y_t = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (I_{y_i} * y_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} I_{y_i}}$$

avec  $I_{x_i}$  et  $I_{y_i}$  : moments d'inertie des voiles  $i$ , respectivement selon les axes x-x et y-y à un niveau donné.

$x_i$  et  $y_i$  : coordonnées cartésiennes des centres de gravité des voiles à un niveau donné.

III. EXCENTRICITÉS :

1. Excentricité théorique :

Les coordonnées des excentricités théoriques valent :

$$e_x = |x_t - x_m| \quad \text{et} \quad e_y = |y_t - y_m|$$

L'excentricité accidentelle a pour expression  $e_{acc} = 5\% * L$   
avec  $L$ : plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré

Selon l'article 3.2.1.5 des RPA88, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion

$$e = \text{Max}(e_{theo}, e_{acc})$$

Le tableau ci-après résume les résultats donnés par le calcul :

niveaux	$y_m$ [m]	$y_t$ [m]	$e_y =  y_t - y_m $ [m]	$e_{acc} = 5\% * L$ [m]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]
RDC	6.950	9.590	2.640	1.625	1.625	2.640
3.26m; 7.72m	6.370	9.590	3.220	1.625	1.625	3.220
12.18m	7.070	5.130	1.940	1.625	1.625	1.940
15.19m; 18.20m	5.850	5.210	0.640	1.125	1.125	1.125
21.21m; 30.24m	5.800	5.210	0.590	1.125	1.125	1.125
33.25m	6.570	5.210	1.360	1.125	1.125	1.360

# REPARTITION DES FORCES HORIZONTALES

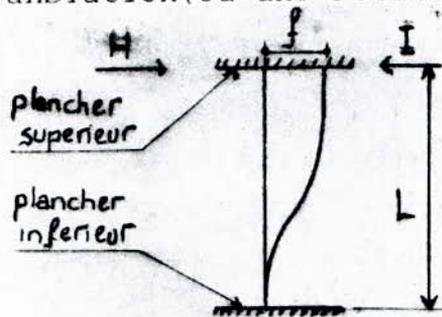
REPARTITION DES FORCES HORIZONTALES

Une étude ultérieure au vent a montré que le séisme est prépondérant par rapport au vent. Donc le ferrailage sera calculé en tenant compte des sollicitations dues au séisme.

La méthode choisie pour la répartition des efforts dus au séisme sur les différents voiles est la méthode du centre de torsion exposée dans le livre de MARIUS DIVER : « CALCUL DES TOURS EN BÉTON ARMÉ ».

1°-Méthode du centre de torsion :

La rigidité à la torsion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel  $I$  par laquelle (ou lequel) le refend réagit quand une force extérieure (ou un couple extérieur)  $H$  produit une translation (ou une rotation) unitaire (voir fig ci-dessous)



si  $I_{bar}$  est le moment d'inertie, la rigidité a pour expression

$$I = 12 * E * I_{bar} / L^3$$

Rigidité d'un refend à la flexion

2°-Détermination des efforts tranchants repris par chaque refend :

Lors d'un séisme, chaque refend se trouve soumis à une sollicitation résultant de la superposition de l'effet de translation et de l'effet de rotation.

i. effet de translation :

-Selon x-x

$$H_{Jx}^{(1)} = F_{Jx} * I_y / \sum_{i=1}^{n} I_{y_i}$$

-Selon y-y

$$H_{Jy}^{(1)} = F_{Jy} * I_x / \sum_{i=1}^{n} I_{x_i}$$

ii. effet de rotation :

-Selon x-x

$$H_{Jx}^{(2)} = F_{Jx} * e_y * I_y * d_y / [ \sum_{i=1}^{n} (I_{y_i} * d_{y_i}^2) + \sum_{i=1}^{n} (I_{x_i} * d_{x_i}^2) ]$$

-Selon y-y

$$H_{Jy}^{(2)} = F_{Jy} * e_x * I_x * d_x / [ \sum_{i=1}^{n} (I_{y_i} * d_{y_i}^2) + \sum_{i=1}^{n} (I_{x_i} * d_{x_i}^2) ]$$

avec  $F_{Jx}$  et  $F_{Jy}$  : efforts horizontaux agissant à l'étage  $j$ , respectivement dans le sens x-x et y-y.

$I_y$  et  $I_x$ : inerties respectives d'un refend longitudinal et transversal.

$e_x$  et  $e_y$ : excentricités.

$d_x$  et  $d_y$ : distance algébrique respectivement d'un refend transversal à l'axe  $Cy$  et d'un refend longitudinal à l'axe  $Cx$

$c$ : centre de torsion

iii. Superposition des effets :

-Selon  $x-x$

$$H_{Jx} = H_{Jx}^{(1)} + H_{Jx}^{(2)}$$

-Selon  $y-y$

$$H_{Jy} = H_{Jy}^{(1)} + H_{Jy}^{(2)}$$

Remarque :

Selon les RPA 88 ( art 3.2.1.5 ) « les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés ».

iv. Calcul de l'inertie de rotation  $I_p$  :

$$I_p = \sum_{i=1}^{i=n} (I_{x_i} * d_{x_i}^2) + \sum_{i=1}^{i=n} (I_{y_i} * d_{y_i}^2)$$

\* Exemple d'étude : niveau parking

voiles	$d_x$	$d_y$	$I_x$	$I_y$
$V_{x0}; V_{x1}$	--	-9.59	0.00	3.32
$V_{x2}; V_{x3}$	--	-5.39	≈	2.68
$V_{x4}; V_{x5}$	--	-1.79	≈	2.68
$V_{x6}; V_{x9}$	--	1.81	≈	4.39
$V_{x7}; V_{x8}$	--	1.81	≈	2.68
$V_{x10}; V_{x13}$	--	5.41	≈	4.39
$V_{x11}; V_{x12}$	--	5.41	≈	2.68
$V_{y1}; V_{y2}$	-1.625	---	48.00	0.00

$$I_p = 253.5 + 1243.736 = 1497.236 \text{ m}^4$$

En procédant de la même manière que précédemment on obtient l'inertie de rotation à tous les niveaux :

	niveaux			
	RDC	3.26m; 7.72m	12.18m	15.19m; 33.25m
$I_p$ [m <sup>4</sup> ]	1497.24	1795.42	625.08	546.693

v. Effort horizontal revenant à chaque voile :

-Exemple d'étude : voile  $V_{y1}$  niveau 10

-séisme sens  $y-y$

$$H_{10y} = I_x * F_{10y} / 84.04 + e_x * d_x * I_x * F_{10y} / 546.693$$

avec

$$\begin{aligned} I_x &= 42.02 \text{ m} \\ d_x &= -1.70 \text{ m} \\ e_x &= 1.125 \text{ m} \\ F_{10y} &= 82.70 \text{ t} \end{aligned} \Rightarrow H_{10y} = 0.5 * F_{10y} - 147 * F_{10y}$$

Comme l'article 3.2.1.5 des RPA88 nous recommande de négliger les efforts tranchants négatifs dûs à la torsion, alors

$$H_{10y} = 0.5 * F_{10y} = 41.35t$$

3°-Tableau donnant la distribution des efforts horizontaux, exprimés en tonnes dans les refends :

niveaux	$V_{x0}; V_{x1}$	$V_{x2}; V_{x3}$	$V_{x4}; V_{x5}$	$V_{x7}; V_{x8}$	$V_{y1}$	$V_{y2}$
33.25m	14.796	3.068	3.234	14.832	41.353	53.504
30.24m	8.217	1.704	1.796	8.237	25.967	33.597
27.23m	6.737	1.397	1.472	6.753	21.602	27.949
24.22m	7.687	1.594	1.680	7.705	21.612	27.962
21.21m	8.606	1.679	1.775	8.168	21.872	28.298
18.20m	9.068	1.769	1.870	8.606	21.932	28.376
15.19m	9.077	1.772	1.973	9.237	20.915	31.041
12.18m	4.689	3.785	3.785	4.346	30.341	53.117
7.72m	4.217	3.404	3.404	3.908	26.867	47.035
3.26m	1.027	0.829	0.829	0.950	7.085	9.034

niveaux	$V_{x6}; V_{x9}$	$V_{x10}; V_{x13}$	$V_{x11}; V_{x12}$
12.18m	7.119	8.946	5.461
7.72m	6.402	8.045	4.911
3.26m	1.556	1.949	1.190

**ETUDE DES VOILES SOUS  
CHARGEMENT**

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES  
HORIZONTALES

Chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales auxquelles il se trouve soumis .

I. REFENDS PLEINS :

Les refends pleins sont assimilés à une console encadrée à sa base et soumise à l'action des charges horizontales (sismiques) concentrées au niveau des planchers . Ainsi, la détermination des efforts internes dans chaque section horizontale du refend est simplifiée .

I.1. Détermination des efforts tranchants :

$$\begin{array}{l} \vdots T_{10} = H_{10} \\ \vdots T_9 = T_{10} + H_9 \\ \vdots \dots \dots \\ \vdots T_i = T_{i+1} + H_i \\ \vdots \dots \dots \\ \vdots T_1 = T_2 + H_1 \end{array}$$

avec  $T_i$  : effort tranchant s'exerçant au niveau "i"  
 $H_i$  : force horizontale s'exerçant au niveau "i"

I.2. Détermination des moments fléchissants :

$$\begin{array}{l} \vdots M_{10} = 0 \\ \vdots M_9 = T_{10} * h \\ \vdots M_8 = M_9 + T_9 * h \\ \vdots \dots \dots \\ \vdots M_i = M_{i+1} + T_{i+1} * h \\ \vdots \dots \dots \\ \vdots M_{RDC} = M_1 + T_1 * h \end{array}$$

avec  $M_i$  : moment fléchissant s'exerçant au niveau "i"  
 $h$  : hauteur d'étage du niveau considéré

Le tableau ci-dessous donne les efforts tranchants et moments fléchissants dans les refends pleins :

niveau		$V_{x0}; V_{x1}$	$V_{x2}; V_{x3}$	$V_{x4}; V_{x5}$	$V_{x7}; V_{x8}$
33.25m	T[t]	14.80	3.07	3.23	14.83
	M[t.m]	0	0	0	0
30.24m	T[t]	23.01	4.77	5.03	23.07
	M[t.m]	44.54	9.24	9.73	44.64
27.23m	T[t]	29.75	6.17	6.50	29.82
	M[t.m]	113.81	23.60	24.88	114.08
24.22m	T[t]	37.44	7.76	8.18	37.53
	M[t.m]	203.35	42.17	44.45	203.85
21.21m	T[t]	46.04	9.44	9.96	45.70
	M[t.m]	316.04	65.53	69.07	316.80
18.20m	T[t]	55.11	11.21	11.83	54.30
	M[t.m]	454.63	93.95	99.04	454.34
15.19m	T[t]	64.19	12.98	13.80	63.54
	M[t.m]	620.51	127.70	134.64	617.73
12.18m	T[t]	68.88	16.77	17.59	67.83
	M[t.m]	813.72	166.78	176.18	809.04
7.72m	T[t]	73.00	20.17	20.99	71.79
	M[t.m]	1120.91	241.56	254.63	1111.80
3.26m	T[t]	74.12	21.00	21.82	72.74
	M[t.m]	1446.91	331.53	348.25	1432.00
0.30m (RDC)	T[t]	74.12	21.00	21.82	72.74
	M[t.m]	1665.89	393.69	412.83	1647.31

niveau		$V_{x6}-V_{x9}$	$V_{x10}-V_{x13}$	$V_{x11}-V_{x12}$
12.18m	T[t]	7.12	8.95	5.46
	M[t.m]	0	0	0
7.72m	T[t]	13.52	16.99	10.37
	M[t.m]	31.75	39.90	24.36
3.26m	T[t]	15.08	18.94	11.56
	M[t.m]	92.05	115.68	70.62
0.30m	T[t]	15.08	18.94	11.56
	M[t.m]	136.68	171.74	104.84

## II. REFENDS AVEC OUVERTURES :

La méthode de calcul couramment utilisée est celle de MM ALBIGES et GOULET. Elle est basée sur 2 hypothèses principales :

1°-les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend (trumeau).

2°-si l'on néglige les déformations dues à l'effort normal (dû lui même au séisme) dans les linteaux, les éléments de refend subiront le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

Ces 2 hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé, du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par 2 éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

On admettra que :

- le bâtiment est élevé (R+9) .
- les linteaux liant les 2 éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques .
- les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend .

La méthode de calcul présentée ci-après est exposée dans le livre de MARIUS DIVER : « CALCUL DES TOURS EN BÉTON ARME ».

## II.1. Étapes de calcul :

### 1°- Évaluation de la valeur de $\alpha$ :

- i. calculer  $\Omega^2$ , puis  $\Omega$  (voir précédemment) .
- ii. calculer  $\alpha = \Omega * Z$  .

### 2°- Étude des linteaux : (calcul effectué pour chaque linteau)

- i. établir  $\$ = z/Z$  .
- ii. à l'aide de  $\alpha$  et  $\$$  trouver la valeur de  $\Phi$  sur l'abaque de la fig B.23.a de l'ouvrage de MARIUS DIVER .
- iii. calculer l'effort tranchant ( $\pi$ ) s'exerçant à la section d'encastrement du linteau;

$$\pi = H_0 * m * h * \Phi(\alpha, \$) / I$$

avec  $H_0$  : effort tranchant s'exerçant à la base du refend pris en considération .

iv. dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree à ses extrémités . Le moment d'encastrement a pour expression  $M_0 = \pi * a$

L'effort tranchant s'exerçant à l'encastrement ( $T_0$ ) est majoré de 40% par conséquent  $\pi$  est majoré de 40% dans les calculs .

Les efforts verticaux provenant du plancher seront superposés aux efforts précédents .

### 3°- Étude des 2 éléments de refend situés de part et d'autre des ouvertures :

i. trouver la valeur de  $\Psi$ , qui est fonction de  $\alpha$  et  $\$$ , sur l'abaque B.23.b .

ii. calculer les moments dans les éléments de refend, à un niveau donné :

$$M_1 = [I_1 * H_0 * Z * ((1-\$)/2 - (2 * c * m * \Psi(\alpha, \$)) / I)] / (I_1 + I_2)$$

$$M_2 = M_1 * I_2 / I_1$$

iii. calculer les forces axiales dans les éléments de refend (provoquées uniquement par l'action du séisme) . A chaque étage on obtient :  $N = \Sigma \pi$

avec  $\Sigma \pi$  : la somme des efforts  $\pi$  à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré .

iv. distribution des efforts tranchants dans les trumeaux  
 $T_i = H \cdot I_i / \Sigma I_i$

avec H : effort tranchant s'exerçant dans le voile considéré au niveau considéré .

4°-Vérification :

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

$$M_{ext} = M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c$$

avec  $M_{ext}$  : moment d'ensemble distribué aux refends pris en considération ;

$$M_{ext} = \sum_{i=1}^{i=10} T_i \cdot h_i$$

Les valeurs de  $M_{ext}$ ,  $M_1$ ,  $M_2$  et N sont celles calculées à la base du refend .

II.2. Présentation des résultats :

i. Le tableau ci-dessous donne les sollicitations dues aux efforts horizontaux dans les refends à une seule file d'ouvertures :

Niv	S	¥	V <sub>y1</sub>			V <sub>y2</sub>		
			M <sub>1</sub> [t.m]	M <sub>2</sub> [t.m]	N[t]	M <sub>1</sub> [t.m]	M <sub>2</sub> [t.m]	N[t]
33.25m	1.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30.24m	0.91	0.024	13.18	77.50	19.35	18.70	109.97	27.49
27.23m	0.82	0.054	14.46	85.01	44.05	20.52	120.63	62.50
24.22m	0.73	0.092	7.84	46.10	75.16	11.12	65.42	106.64
21.21m	0.63	0.144	6.09	35.81	113.33	8.64	50.81	160.76
18.20m	0.54	0.200	23.32	137.11	157.20	33.09	194.56	222.97
15.19m	0.45	0.262	44.63	262.46	204.99	63.33	372.43	290.79
12.18m	0.36	0.328	70.59	414.52	254.83	100.17	588.20	361.50
7.72m	--	---	---	---	--	---	---	--
3.26m	--	---	---	---	--	---	---	--
0.30m	0.00	0.574	317.62	1803.60	314.51	450.70	2559.29	446.19

Remarque :

Les niveaux 7.72m et 3.26m ont des voiles pleins uniquement :

niveau	V <sub>y1</sub>		V <sub>y2</sub>	
	M[t.m]	M[t.m]	M[t.m]	M[t.m]
7.72m	3233.14	4277.10		
3.26m	4269.91	5752.83		

ii. Le tableau ci-après donne les efforts tranchants dans les trumeaux à une file d'ouvertures :

niveau	$V_{y1}$			$V_{y2}$		
	T[t]	$T_1$ [t]	$T_2$ [t]	T[t]	$T_1$ [t]	$T_2$ [t]
33.25m	41.35	6.01	35.34	53.50	7.77	45.73
30.24m	67.32	9.78	57.54	87.10	12.65	74.45
27.23m	88.29	12.92	76.00	115.05	16.71	98.34
24.22m	110.53	16.05	94.48	143.01	20.77	122.24
21.21m	132.41	19.23	113.18	171.31	24.88	146.43
18.20m	154.34	22.42	131.92	199.69	29.00	170.69
15.19m	175.25	25.46	149.79	230.73	33.51	197.22
12.18m	205.60	29.91	175.68	283.84	41.30	242.55
7.72m	232.46	---	---	330.88	---	---
3.26m	239.55	---	---	339.91	---	---
0.30m	239.55	35.85	203.69	339.91	50.88	289.04

iii. Le tableau suivant donne les sollicitations dues aux efforts horizontaux dans les linteaux :

niveau	S	$\Phi$	$V_{y1}$		$V_{y2}$	
			$\pi$ [t]	$M_o$ [t.m]	$\pi$ [t]	$M_o$ [t.m]
30.24m	1.00	0.289	19.35	20.35	27.49	28.86
27.23m	0.82	0.368	24.70	25.94	35.01	36.76
24.22m	0.73	0.464	31.11	32.67	44.14	46.34
21.21m	0.63	0.569	38.17	40.08	54.12	56.83
18.20m	0.54	0.654	43.87	46.06	62.21	65.32
15.19m	0.45	0.713	47.79	50.19	67.82	71.21
12.18m	0.36	0.743	49.84	52.33	70.71	74.25
7.72m	0.23	---	0	0	0	0
3.26m	0.09	---	0	0	0	0
0.30m	0.00	1.000	59.68	32.83	84.69	46.53

Remarque :

La vérification concernant les moments fléchissants s'exerçant dans les refends, à la base de l'ouvrage, est satisfaite. En effet :

i. à la base du voile  $V_{y1}$

$$M_{ext} = \sum_{i=1}^{i=10} (T_i \cdot h_i) = 4979t.m \approx M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c = 4700t.m$$

avec une différence des moments négligeable (de 5.6%)

ii. à la base du voile  $V_{y2}$

$$M_{ext} = 6759t.m \approx M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c = 6669$$

avec une légère différence des moments (de 1.35%)

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES  
VERTICALES ET COMBINAISON

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés à partir des combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales spécifiées prescrites par les RPA 88 (art 3.1.11) et données ci-dessous :

1°  $G+Q+E$

2°  $0.8 \cdot G+E$

avec  $G$  : charges permanentes .

$Q$  : surcharges d'exploitation non pondérées .

$E$  : effet du séisme .

Remarques :

1°- La seconde combinaison tient compte de la réduction des charges verticales qui se produit sous l'effet des charges verticales dues au séisme .

2°- Pour les voiles avec ouvertures, la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leur longueur :  $T_i = T \cdot (l_i / l)$

avec  $T_i$  : charge verticale revenant au trumeau "i"

$T$  : charge verticale totale revenant au refend

$l_i$  : longueur du trumeau + demi longueur du linteau

$l$  : longueur totale du refend .

En définitive, les voiles sont sollicités par :

1°- les efforts axiaux  $N_G+N_Q+N_E$  et  $0.8 \cdot N_G+N_E$

2°- le moment  $M_o$  uniquement

3°- l'effort tranchant  $T_o$  seulement

I. REFENDS PLEINS :

Le tableau ci-après donne la superposition des efforts dans les refends pleins : ( $N_E=0$ )

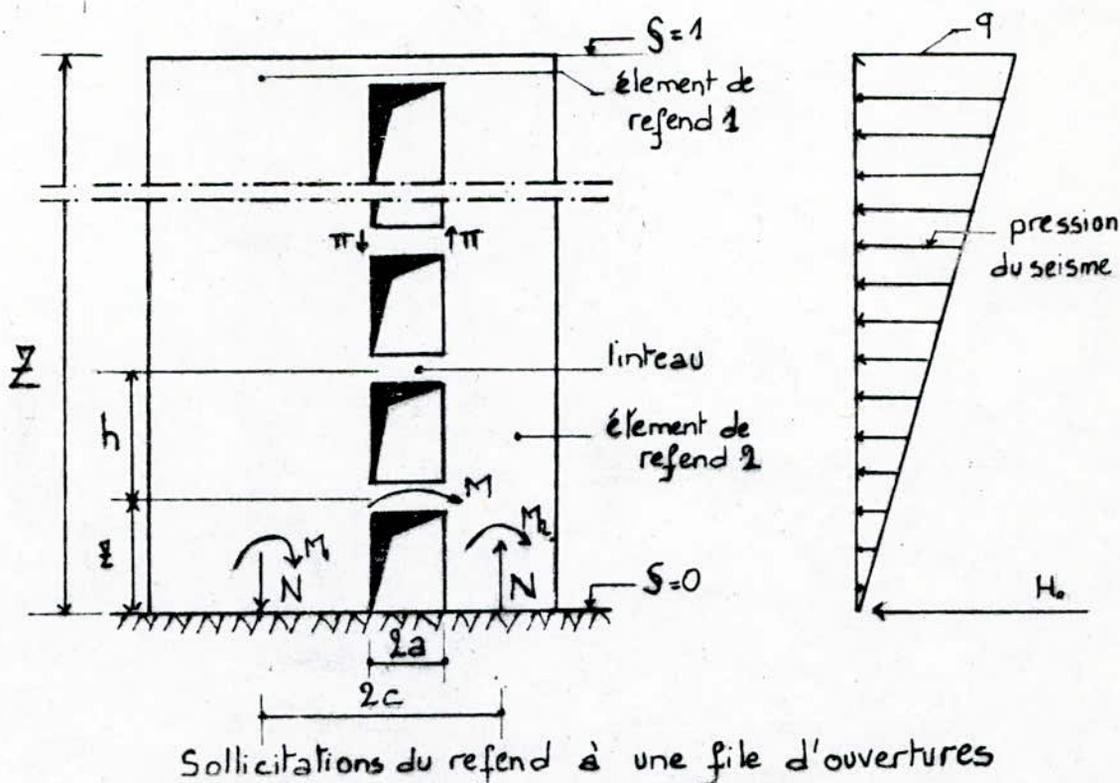
voiles	Niv	G[t]	Q[t]	0.8*G[t]	(G+Q)[t]	M[t.m]	T[t]
V <sub>x0</sub> ;V <sub>x1</sub>	10÷7	34.15	2.14	27.32	36.29	203.35	37.44
	6÷4	67.44	3.77	53.95	71.21	620.51	64.19
	3	79.98	4.40	63.98	84.38	813.72	68.88
	2÷RDC	137.56	8.62	110.05	146.18	1666.44	74.12
V <sub>x2</sub> ;V <sub>x3</sub>	10÷7	30.63	3.42	24.50	34.05	42.17	7.76
	6÷4	60.24	6.02	48.19	66.26	127.70	12.98
	3	71.11	7.01	56.89	78.12	166.78	16.77
	2÷RDC	132.80	18.34	106.24	151.14	393.69	21.00
V <sub>x4</sub> ;V <sub>x5</sub>	10÷7	29.55	3.30	23.64	31.77	44.45	8.18
	6÷4	57.77	6.18	46.22	63.95	134.64	13.80
	3	68.18	7.14	54.54	75.32	176.18	17.59
	2÷RDC	126.60	17.92	101.28	144.52	412.80	21.82
V <sub>x10</sub> -V <sub>x13</sub>	2÷RDC	77.77	9.21	62.22	86.98	171.74	18.94
V <sub>x6</sub> -V <sub>x9</sub>	2÷RDC	72.57	18.42	58.06	90.99	136.68	15.08
V <sub>x7</sub> -V <sub>x8</sub>	10÷7	41.02	4.14	32.82	45.16	203.85	37.53
	6÷4	80.38	7.30	64.30	87.68	617.79	63.54
	3	94.96	8.50	75.97	103.46	809.04	67.88
	2÷RDC	150.38	16.56	120.30	166.94	1627.31	72.74
V <sub>x11</sub> -V <sub>x12</sub>	2÷RDC	54.47	8.24	43.58	62.71	104.84	11.56

## II. REFENDS AVEC OUVERTURES :

Le tableau ci-après donne la superposition des efforts dans les refends avec ouvertures :

Niv [m]	tru- meau	$N_G[t]$	$N_Q[t]$	$N_E[t]$	$V_{Y1}$		$M[t.m]$	$T[t]$
					$(0.8 \cdot N_G + N_E)[t]$	$(N_G + N_Q + N_E)[t]$		
30.24+	tr1	71.14	6.59	75.16	-18.25	152.89	7.84	16.05
24.22	tr2	117.73	10.90		19.02	203.79	46.10	94.48
21.21+	tr1	134.85	12.33	204.99	-97.11	352.17	44.63	25.46
15.19	tr2	226.17	20.41		-26.45	448.57	262.46	149.79
12.18	tr1	158.06	14.52	254.83	-128.38	427.41	70.59	29.91
	tr2	261.56	24.03		-45.48	540.42	414.52	175.68
7.72+	$V_{Y1}$	602.17	56.10	--	481.74	658.27	4269.91	239.55
3.26								
RDC	tr1	247.89	24.63	314.51	-116.20	587.03	317.62	35.85
	tr2	423.39	42.08		24.20	695.30	1803.60	203.69

Niv [m]	tru- meau	$N_G[t]$	$N_Q[t]$	$N_E[t]$	$V_{Y2}$		$M[t.m]$	$T[t]$
					$(0.8 \cdot N_G + N_E)[t]$	$(N_G + N_Q + N_E)[t]$		
30.24+	tr1	71.14	6.59	106.64	-49.73	184.37	11.12	20.77
24.22	tr2	117.73	10.90		-12.66	235.27	65.42	122.24
21.21+	tr1	134.85	12.33	290.79	-182.91	437.97	63.33	33.51
15.19	tr2	223.17	20.41		-112.25	534.37	372.43	197.22
12.18	tr1	158.06	14.52	361.50	-235.05	534.08	100.17	41.30
	tr2	261.56	24.03		-152.25	647.09	588.20	242.55
7.72+	$V_{Y2}$	602.17	56.10	--	481.74	658.27	5752.83	339.91
3.26								
RDC	tr1	247.89	24.63	446.19	-247.88	718.71	450.70	50.88
	tr2	423.39	42.08		-107.48	911.66	2559.29	289.04

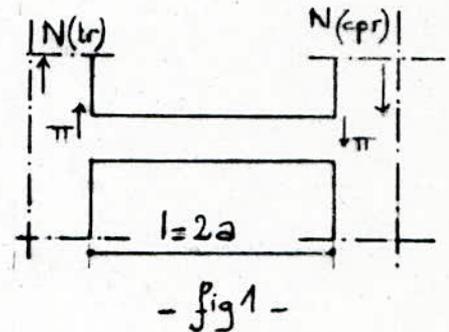


**FERRAILLAGE DES  
LINTEAUX**

## FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux sont calculés comme des poutres encastées à leurs deux extrémités. Ils sont sollicités par un effort tranchant noté  $\pi$  dont la valeur est assez importante (prédominante). Cet effort tranchant est transmis aux trumeaux sous forme de forces axiales :

- effort de compression pour le trumeau 1
- effort de traction pour le trumeau 2



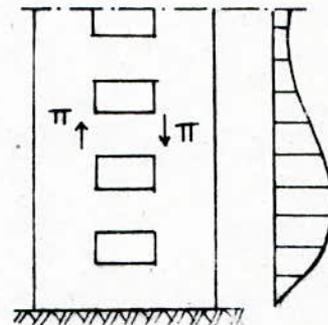
Ceci dans le cas d'un voile à une seule file d'ouvertures .

Selon les RPA88 ( art 4.3.2.1 et 4.3.2.2) la vérification de la résistance des linteaux vis à vis de l'effort tranchant doit être effectuée avec  $T_{bar}$  .

Le calcul des armatures longitudinales se fera avec le moment dû à l'effort tranchant  $T_{bar}$

$$T_{bar} = 1.4 * T$$

avec T : effort tranchant de calcul .



- fig 2 - Diag de l'ET dans les linteaux ( $l \ll l_0$ )

### I. Détermination des sollicitations de calcul :

Comme le séisme change de sens et comme l'effort prépondérant est l'effort tranchant, alors la combinaison de charges la plus défavorable pour le calcul des linteaux est la suivante :

$$G+Q+E$$

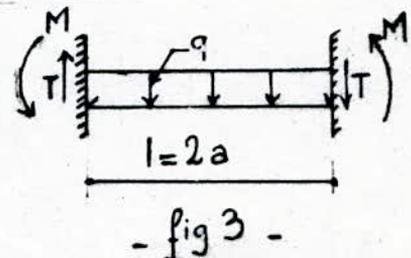
Les efforts sont maximums au niveau de l'encastrement et ont pour expression :

#### 1° - Efforts dûs aux charges permanentes :

$$\begin{cases} T_{Gmax} = q_G * l/2 \\ M_{Gmax} = q_G * l^2/12 \end{cases}$$

#### 2° - Efforts dûs au séisme :

$$\begin{cases} T_{Emax} = 1.4 * \pi \\ M_{Emax} = 1.4 * \pi * a \end{cases}$$



#### 3° - Efforts dûs aux surcharges d'exploitation :

$$\begin{cases} T_{Qmax} = q_Q * l/2 \\ M_{Qmax} = q_Q * l/12 \end{cases}$$

La superposition de tous ces efforts donne les sollicitations de calcul qui sont :

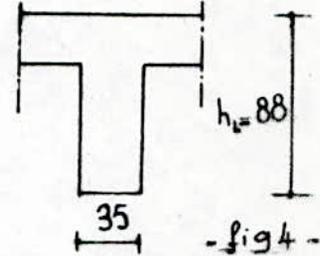
$$\begin{aligned} - \text{le moment} & \quad M = M_G + M_Q + M_E \\ - \text{l'effort tranchant} & \quad T = T_G + T_Q + T_E \end{aligned}$$

## II. Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage sera conforme aux RPA88 (art 4.3.2)

- Voile  $V_{y1}$  : (linteau du RDC)

$$\begin{aligned} h_L &= 88 \text{ cm} \\ l &= 2 \cdot a = 110 \text{ cm} \\ d &= 2.0 \text{ cm} \\ b &= 35 \text{ cm} \end{aligned}$$



### II.1. Détermination des sollicitations dans le linteau :

$T_G = 1.24t$	$T_Q = 0.73t$	$T_E = 70.55t$	$M_G = 0.23t \cdot m$	$M_Q = 0.13t \cdot m$	$M_E = 45.95t \cdot m$
$T = T_G + T_Q + T_E = 72.52t$			$M = M_G + M_Q + M_E = 46.00t \cdot m$		

### II.2. Calcul du ferrailage :

1° - Justification vis à vis de l'effort tranchant :

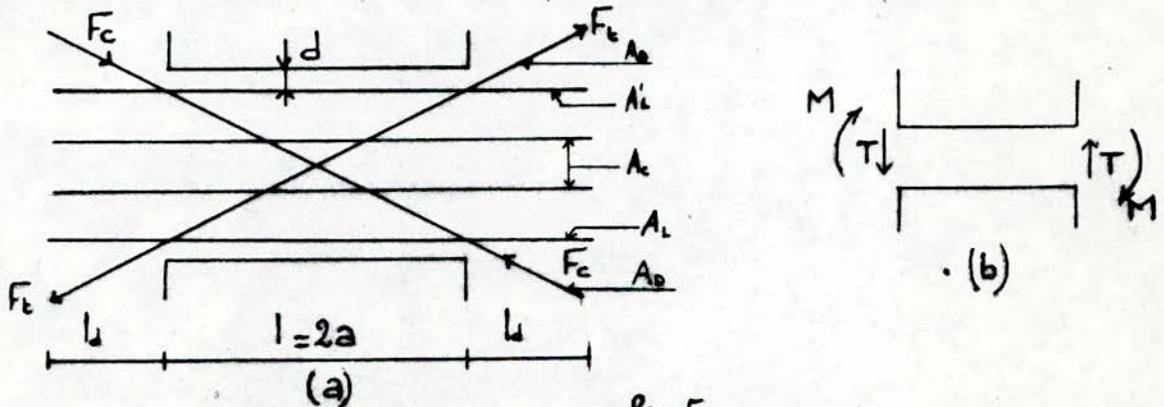
$$\tau_D = T / (0.8 \cdot b \cdot h_L) = 2.94 \text{ MPa} < \tau_{Dadm} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5.4 \text{ MPa (satisfaisant)}$$

2° - Ferrailage du linteau :

Comme  $\tau_D > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.62 \text{ MPa}$

alors le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), le ferrailage transversal et le ferrailage de peau (en zone courante) sera disposé selon le minimum réglementaire.

Les efforts  $T$  et  $M$  seront repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement (voir fig 5a).



- fig 5 -

i. Armatures longitudinales  $A_L$  :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \cdot b \cdot h_L = 4.62 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_L = A_L' = 6.15 \text{ cm}^2$  soit 4HA14

ii. Armatures transversales :

Comme  $\tau_b = 2.94 \text{ MPa} > 0.025 * f_{c28} = 0.675 \text{ MPa}$

alors  $A_t \geq 0.0025 * b * s$

avec  $s$  : espacement des armatures transversales ;  
 $s \leq h_L/4 = 22 \text{ cm} \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$

Donc  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  soit 4HA8 correspondant à deux cadres en  $\emptyset 8$

iii. Armatures de peau (en section courante) :

$$A_c \geq 0.002 * b * h_L = 6.16 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_c = 6.78 \text{ cm}^2$  soit 6HA12

iv. Armatures diagonales :

$$A_D = T / (2 * f_o * \sin(\alpha))$$

avec  $T$  : effort tranchant non majoré;  $T = 52.36 \text{ t}$   
 $\text{tg}(\alpha) = (h - 2 * d) / l = 0.62 \Rightarrow \sin(\alpha) = 0.53$

Donc  $A_D = 12.56 \text{ cm}^2$  soit 4HA20. Pour le montage, on ajoute 4HA8

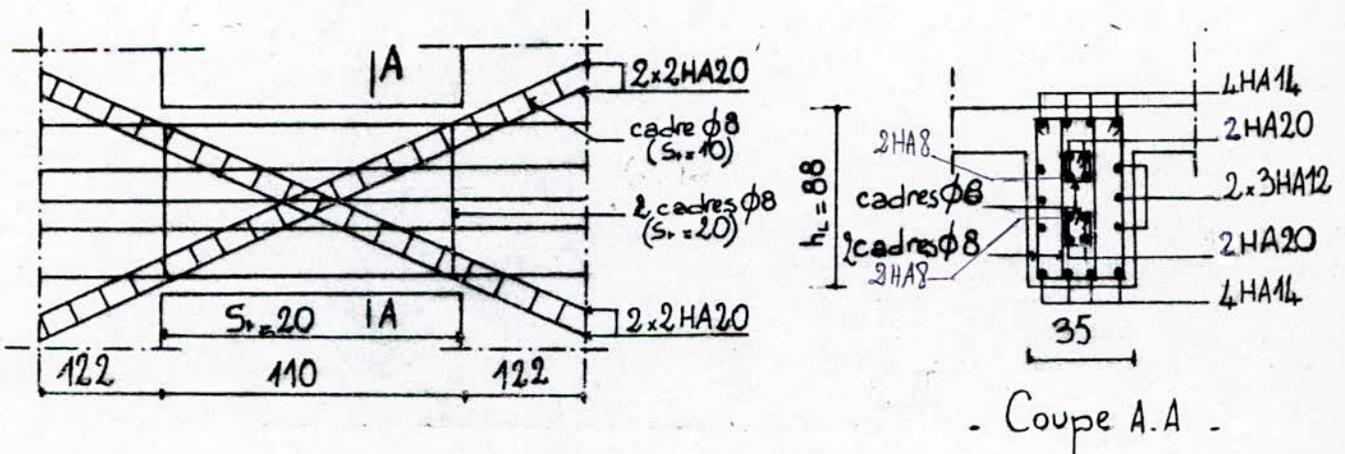
v. Longueur d'ancrage des armatures :

$$l_a \geq h_L/4 + 50 * \emptyset = 88/4 + 50 * 2 = 122 \text{ cm}$$

vi. Longueur des armatures diagonales :

$$L = [(h_L - 2 * d)^2 + l_a^2]^{0.5} + 2 * l_a / \cos(\alpha) = 417 \text{ cm}$$

vii. Schémas de ferrailage :



### III. PRESENTATION DES RESULTATS :

Remarque :

les linteaux sont ferrailés de la même façon sur 2 niveaux successifs

Le tableau ci-après résume les résultats concernant tous les linteaux :

	Niv	T[t]	M[t.m]	$\tau_p$ [MPa]	$A_D$ [cm <sup>2</sup> ]
V <sub>y1</sub>	0.30m	72.52	46.00	2.94	12.56 soit 4HA20
	12.18m	74.00	75.00	3.26	25.89 soit 2HA32+2HA25
	15.19m	71.00	72.00	3.65	19.63 soit 4HA25
	18.20m				
	21.21m	58.00	58.00	2.98	16.09 soit 2HA25+2HA20
	24.22m				
	27.23m	39.00	38.00	2.01	12.56 soit 4HA20
30.24m					
V <sub>y2</sub>	0.30m	120.50	65.60	4.89	19.63 soit 4HA25
	12.18m	103.30	105.50	4.73	32.15 soit 4HA32
	15.19m	99.30	101.20	4.70	32.15 soit 4HA32
	18.20m				
	21.21m	80.10	81.10	3.79	25.89 soit 2HA32+2HA25
	24.22m				
	27.23m	53.30	53.00	2.52	16.09 soit 2HA25+2HA20
30.24m					

Le reste des résultats est résumé comme suit :

Voiles V <sub>y1</sub> et V <sub>y2</sub>						
Niv	(A <sub>L</sub> =A <sub>L'</sub> )[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	s <sub>t</sub> [cm]	A <sub>c</sub> [cm <sup>2</sup> ]	L[cm]	l <sub>a</sub> [cm]
0.30m	6.22 soit 4HA14	2.01 soit 2cadresØ8	20	6.78 soit 6HA12	417	122
12.18m+	4.52 soit 4HA12	2.01 soit 2cadresØ8	20	6.15 soit 4HA14	414	92
30.24m						

**FERRAILLAGE DES  
VOILES**

## FERRAILLAGE DES VOILES

Sous l'action des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) et des forces horizontales (forces sismiques) les trumeaux se trouvent soumis à une flexion composée.

Comme le séisme change de sens en gardant la même intensité et la même direction, alors l'état de contraintes se trouve qualitativement modifié (alternance entre compression et traction). Par conséquent, le ferrailage sera symétrique dans les refends.

Les sections d'armatures seront déterminées selon les règles BAEL83 et les dispositions à prévoir pour ces mêmes armatures seront conformes aux RPA88.

### 1. PRESCRIPTIONS DES RPA88 :

Selon les RPA 88 (art 4.3.2.3) le calcul du ferrailage se fera en considérant des bandes verticales de largeur  $d$  :

$$d \leq \text{Min}(h_e/2; 2 \cdot l \cdot /3)$$

avec  $h_e$  : hauteur du niveau considéré

$l \cdot$  : longueur de la zone comprimée

#### 1.1. Armatures verticales :

- le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.5%.

- les barres verticales des zones extrêmes ( $L_p$ ) devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'espacement du voile.

- les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres présentent des jonctions par recouvrement.

- à chaque extrémité du voile (au niveau du potelet), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(1/10)$  de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

#### 1.2. Armatures horizontales :

- le pourcentage minimal d'armatures horizontales des trumeaux doit être tel que  $A_{Lmin} \geq 0.15\%$ .

- les barres horizontales doivent être munies de crochets.

#### 1.3. Règles communes aux aciers verticaux et horizontaux

- l'espacement des barres horizontales et verticales

$$S_t \leq \text{Min}(1.5 \cdot a; 30\text{cm})$$

avec  $a$  : épaisseur du trumeau;  $a$  [cm]

- les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

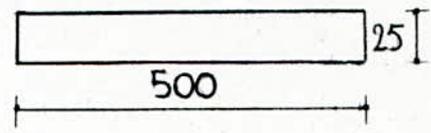
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $(1/10)$  de l'épaisseur du voile.

- les longueurs de recouvrement seront prises égales à 400.

2. Exemple d'étude : Voile V<sub>x0</sub> : (à la base du niveau 9)

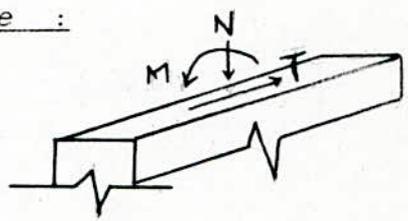
2.1. Caractéristiques géométriques du voile :

$$\begin{cases} I_y = 2.60m^4 \\ A_r = 5.0 \times 0.25 = 1.25m^2 \\ v = h/2 = 2.50m \end{cases}$$



2.2. Efforts sollicitant le voile :

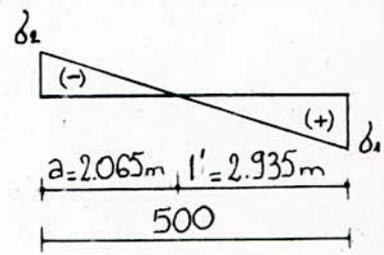
$$\begin{cases} N_{min} = 0.8 \times G = 9.68t \\ N_{max} = G + Q = 12.77t \\ M = 44.54t.m \\ T = 23.01t \end{cases}$$



2.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le voile étant soumis à une flexion composée, les contraintes s'y exerçant ont pour expression :

$$\begin{cases} \sigma_1 = N_{min}/A_r + M \cdot v / I_y = 52.44t/m^2 \\ \sigma_2 = N_{min}/A_r - M \cdot v / I_y = -36.64t/m^2 \end{cases}$$

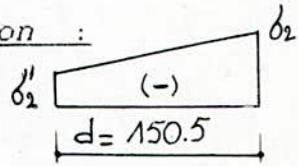


i. largeur de la bande :

$$d \leq \min(h_e/2; 2 \cdot l \cdot /3) = 1.505m$$

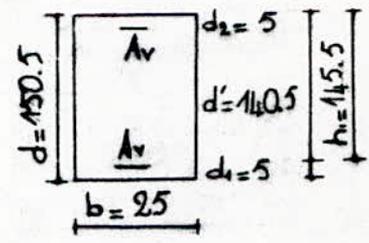
ii. les contraintes de traction :

$$\begin{cases} \sigma_2 = -36.64t/m^2 \\ \sigma_2' = -9.275t/m^2 \end{cases}$$



iii. Caractéristiques de la bande :

$$\begin{cases} I_y' = 0.25 \cdot 1.505 / 12 = 0.071m^4 \\ A_r' = 0.25 \cdot 1.505 = 0.376m^2 \\ v' = 1.505 / 2 = 0.753m \end{cases}$$



iv. Sollicitations de la bande :

$$\begin{cases} \sigma_2 = N_1/A_r' - M_1 \cdot v' / I_y' = -36.64t/m^2 \\ \sigma_2' = N_1/A_r' + M_1 \cdot v' / I_y' = -9.275t/m^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_1 = -8.632t \\ M_1 = 1.29t.m \end{cases}$$

L'excentricité vaut  $e_o = M_1/N_1 = 14.944cm < e_A = d/6 = 25.10cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur des 2nappes d'armatures et comme  $N_1$  est un effort de traction alors la section est entièrement tendue (SET).

La section totale d'armatures verticales :

$$A_{vtot} = N_1/f_{su} = N_1/f_o = 2.158cm^2$$

NB :  $f_{su} = f_o/\delta_s$  avec  $\delta_s = 1$  (situation accidentelle)  $\Rightarrow f_{su} = f_o$

Le taux d'armatures par face et par ml

$$A_v = A_{vtot} / (1.505 \cdot 2) = 0.717cm^2$$

\*Condition de non fragilité :

$$A_{vmin} \geq 0.005 \cdot A_D = 0.005 \cdot 0.25 \cdot 1.00 / 2 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

On opte finalement pour  $A_v = 14 \text{ cm}^2$  soit 10HA14/ml ( $S_t = 20 \text{ cm}$ )

Remarque :

Par soucis d'économie, en dehors de la zone tendue (au niveau de la zone comprimée  $L_c$ ) on prévoit un taux minimal d'armatures verticales  $A_{smin} = 0.1\%$  soit dans notre exemple d'étude 9HA8 /face ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).

2.4. Détermination du ferrailage horizontal et transversal :

i. calcul des armatures horizontales :

Elles sont déterminées à partir de l'effort tranchant  $T = 23.01 \text{ t}$

La contrainte tangente

$$\tau_D = 1.4 \cdot T / (0.8 \cdot b \cdot h) = 0.33 \text{ MPa} < \tau_{badm} = 5.4 \text{ MPa}$$

Ainsi, le béton résiste seul aux efforts tranchants donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. Cependant, on adopte un ferrailage minimum :

$$A_H = 0.0015 \cdot A_D = 0.0015 \cdot 0.25 \cdot 1 / 2 = 1.875 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

Finalement  $A_H = 2.51 \text{ cm}^2$  soit 5HA8/face/ml

ii. Détermination des armatures transversales :

- en zone d'about ( $Z_a$ ) : 2 cadres en  $\emptyset 8$

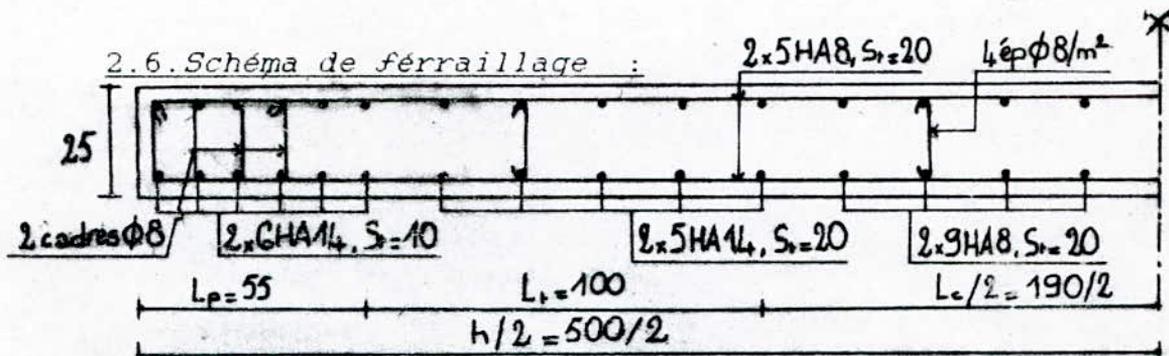
- en zone courante ( $Z_c$ ) : 4 épingles  $\emptyset 8$  par  $\text{m}^2$  de béton

2.5. Vérification des contraintes à la compression

La contrainte de compression maximale

$$\sigma_D = N_{max} / A_r + M \cdot v / I_y = 0.55 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 16.2 \text{ MPa (vérifié)}$$

Ainsi, le béton est capable de reprendre seul la contrainte de compression.



Remarque :

la zone  $L_p = h / 10$  constitue le potelet

la zone  $L_t = (d - h / 10)$  constitue la zone tendue

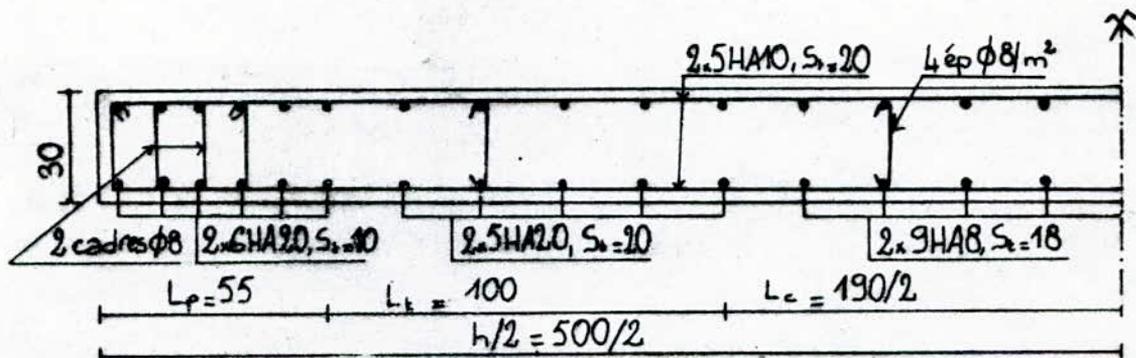
la zone  $L_c = h - 2 \cdot (L_p + L_t)$  constitue la zone comprimée

2.7. Présentation des résultats concernant les voiles pleins :

Remarque :

- Niv I correspond aux niveaux RDC; 3.26m; 7.72m
- Niv II  $\approx \approx \approx \approx$  12.18m
- Niv III  $\approx \approx \approx \approx$  15.19; 18.20m et 21.21m
- Niv IV  $\approx \approx \approx \approx$  24.22m-27.23m-30.24m

	Voiles $V_{x0}; V_{x1}$				
	NivI	NivII	NivIII	NivIV	
$N_{min}$ [t]	110.05	63.98	53.95	27.32	
$N_{max}$ [t]	146.18	84.38	71.21	36.29	
M [t.m]	1666.44	813.72	620.51	203.35	
T [t]	74.12	68.88	64.19	37.44	
h [cm]	510.00	500.00	500.00	500.00	
d [cm]	148.00	151.00	151.00	151.00	
$e_o$ [cm]	10.89	12.54	11.69	12.49	
$e_A$ [cm]	69.00	70.50	70.50	70.50	
	SET	SET	SET	SET	
Armatures verticales	$A_v/m$	80.42cm <sup>2</sup>	31.41cm <sup>2</sup>	24.12cm <sup>2</sup>	15.39cm <sup>2</sup>
	zone	12HA32	12HA20	14HA16	12HA14
	$L_p$	$S_t=10$ cm	$S_t=10$ cm	$S_t=8$ cm	$S_t=10$ cm
	zone	10HA32	10HA20	12HA16	10HA14
Armatures horizontales	$L_t$	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm	$S_t=16$ cm	$S_t=20$ cm
	zone	14HA8	18HA8	14HA8	18HA8
	$L_o$	$S_t=25$ cm	$S_t=19$ cm	$S_t=25$ cm	$S_t=19$ cm
	zone	2*(5HA10)	2*(5HA10)	2*(5HA8)	2*(5HA8)
Aciers transversaux	$Z_a$	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm
	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres	2 cadres
	$Z_o$	$\emptyset 10$	$\emptyset 8$	$\emptyset 8$	$\emptyset 8$
	zone	4 épines	4 épines	4 épines	4 épines
Vérification des contraintes	$Z_o$	gles $\emptyset 8/m^2$	gles $\emptyset 8/m^2$	gles $\emptyset 8/m^2$	gles $\emptyset 8/m^2$
	$\sigma_1$	13.52MPa	6.94MPa	6.40MPa	2.16MPa
	$\sigma_2$	-12.08MPa	-6.08MPa	-5.53MPa	-1.74MPa
	$\sigma_b$	13.75MPa	7.07MPa	6.54MPa	2.23MPa
	$\tau_b$	0.85MPa	0.80MPa	0.90MPa	0.55MPa

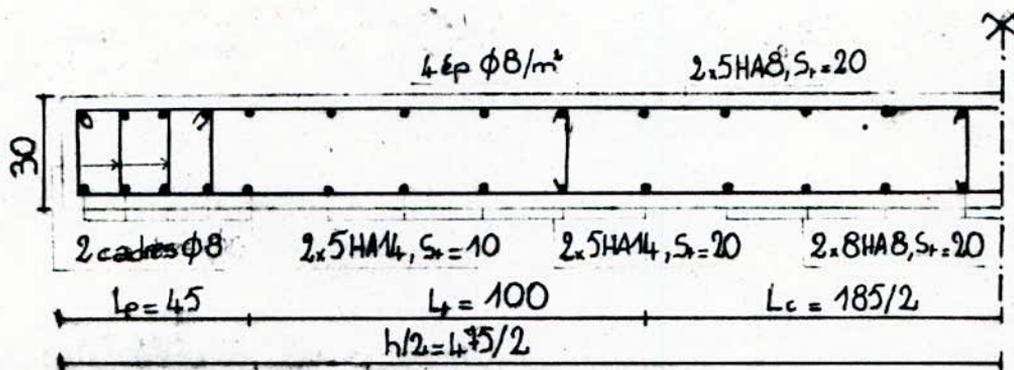


- Schéma de ferrailage de  $V_{x0}$  (Niv II)

		Voiles $V_{x2}; V_{x3}; V_{x4}; V_{x5}$		
		NivI	NivII	Niv III;IV
$N_{min}$ [t]		106.24	56.89	48.19
$N_{max}$ [t]		151.14	78.12	66.26
$M$ [t.m]		393.69	166.78	127.70
$T$ [t]		21.00	16.77	12.98
$h$ [cm]		475.00	290.00	290.00
$d$ [cm]		148.00	113.00	114.00
$e_o$ [cm]		16.09	18.08	16.69
$e_a$ [cm]		69.00	51.50	52.00
		SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	15.39cm <sup>2</sup>	15.39cm <sup>2</sup>	15.39cm <sup>2</sup>
	zone	12HA14	8HA14	8HA14
	$L_p$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	10HA14	8HA14	8HA14
	$L_t$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
Armatures hori- zontales [cm <sup>2</sup> /m]	zone	14HA8	4HA8	4HA8
	$L_o$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
		2*(5HA8) $S_t=20cm$	2*(5HA8) $S_t=20cm$	2*(5HA8) $S_t=20cm$
verifications des contenants transversaux	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres
	$Z_a$	en Ø8	en Ø8	en Ø8
	zone	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>
	$\sigma_1$	4.24MPa	4.62MPa	4.29MPa
	$\sigma_2$	-2.75MPa	-3.31MPa	-2.97MPa
verifications des contenants	$\sigma_b$	4.55MPa	4.86MPa	4.54MPa
	$\tau_b$	0.26MPa	0.34MPa	0.31MPa

		Voiles $V_{x7}-V_{x8}$			
		NivI	NivII	NivIII	NivIV
$N_{min}$ [t]		120.30	75.97	64.30	32.82
$N_{max}$ [t]		166.94	103.46	87.68	45.16
$M$ [t.m]		1627.31	809.04	617.79	203.85
$T$ [t]		72.74	67.88	63.54	37.53
$h$ [cm]		475.00	465.00	465.00	465.00
$d$ [cm]		148.00	151.00	151.00	151.00
$e_o$ [cm]		12.12	14.07	13.21	14.24
$e_a$ [cm]		69.00	70.50	70.50	70.50
		SET	SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	80.42cm <sup>2</sup>	37.68cm <sup>2</sup>	31.41cm <sup>2</sup>	15.39cm <sup>2</sup>
	zone	12HA32	12HA20	10HA20	10HA14
	$L_p$	$S_t=10cm$	$S_t=8cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	10HA32	14HA20	10HA20	10HA14
	$L_t$	$S_t=20cm$	$S_t=16cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
Armatures hori- zontales [cm <sup>2</sup> /m]	zone	14HA8	10HA8	12HA8	12HA8
	$L_o$	$S_t=20cm$	$S_t=25cm$	$S_t=25cm$	$S_t=25cm$
		2*(5HA10) $S_t=20cm$	2*(5HA10) $S_t=20cm$	2*(5HA10) $S_t=20cm$	2*(5HA8) $S_t=20cm$
verifications des contenants transversaux	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres	2 cadres
	$Z_a$	en Ø10	en Ø8	en Ø8	en Ø8
	zone	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>
	$\sigma_1$	15.27MPa	8.03MPa	7.44MPa	2.60MPa
	$\sigma_2$	-13.58MPa	-6.94MPa	-6.33MPa	-1.99MPa
verifications des contenants	$\sigma_b$	15.62MPa	8.22MPa	7.64MPa	2.70MPa
	$\tau_b$	0.89MPa	0.85MPa	0.96MPa	0.57MPa

	$V_{x11}; V_{x12}$	$V_{x6}; V_{x9}; V_{x10}; V_{x13}$
	Niv I	Niv I
$N_{min}$ [t]	43.58	62.22
$N_{max}$ [t]	62.71	90.89
$M$ [t.m]	104.84	171.74
$T$ [t]	11.56	18.94
$h$ [cm]	475.00	560.00
$d$ [cm]	148.00	148.00
$e_o$ [cm]	21.14	16.38
$e_A$ [cm]	69.00	69.00
	SET	SET
$A_v/m$	15.39cm <sup>2</sup>	15.39cm <sup>2</sup>
zone	10HA14	12HA14
$L_p$	$S_t=10$ cm	$S_t=10$ cm
zone	10HA14	10HA14
$L_t$	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm
zone	16HA8	18HA8
$L_c$	$S_t=20$ cm	$S_t=25$ cm
Armatures horizontales [cm <sup>2</sup> /m]	2*(5HA8)	2*(5HA8)
$Z_c$	$S_t=20$ cm	$S_t=20$ cm
zone	2 cadres	2 cadres
$Z_a$	en Ø8	en Ø8
zone	4 épingle	4 épingle Ø8/m <sup>2</sup>
$Z_c$	gles Ø8/m <sup>2</sup>	
$\sigma_1$	1.24MPa	1.47MPa
$\sigma_2$	-0.63MPa	-0.73MPa
$\sigma_b$	1.37MPa	1.64MPa
$\tau_b$	0.14MPa	0.20MPa



- Schema de ferrailage de  $V_{mur}$  (Niv I)

### 2.8. Présentation des résultats concernant les voiles avec ouvertures :

Remarque :

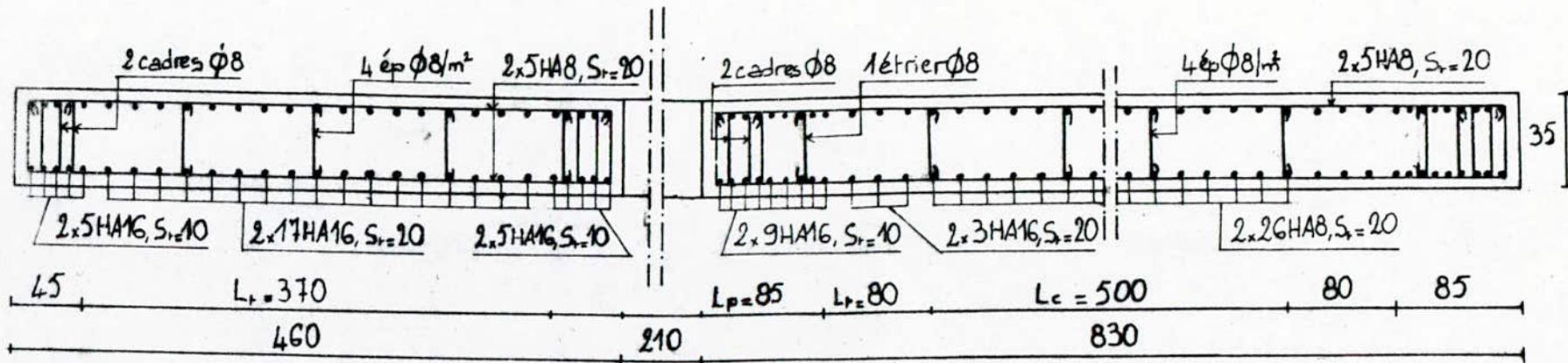
- le Niv I correspond au niveau RDC
- le Niv II correspond aux niveaux 3.26m; 7.72m
- le Niv III correspond aux niveaux 12.18m
- le Niv IV correspond aux niveaux 15.19m + 30.24m

		Voile $V_{y1}$ trumeau 1			
		NivI	NivII	NivIII	NivIV
$N_{min}$ [t]		-116.20	481.74	-128.38	-97.11
$N_{max}$ [t]		587.03	658.27	427.41	352.17
M [t.m]		317.62	4269.91	70.59	44.63
T [t]		35.85	239.55	29.91	25.46
h [cm]		510.00	1530.00	460.00	460.00
d [cm]		117.00	---	460.00	460.00
$e_o$ [cm]		4.39	9.42	3.94	3.85
$e_a$ [cm]		53.50	106.50	70.50	70.50
		SET	SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	24.12cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>
	zone	14HA16	32HA16	10HA16	10HA16
	$L_p$	$S_t=8cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	8HA16	8HA16	---	---
	$L_t$	$S_t=16cm$	$S_t=20cm$		
	zone	20HA8	104HA8	34HA16	34HA16
Armatures hori- zontales [cm <sup>2</sup> /m]	$L_c$	$S_t=25cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	2*(5HA10)	2*(5HA8)	2*(5HA8)	2*(5HA8)
Aciers transversaux	$S_t$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres	2 cadres
	$Z_a$	en Ø10	en Ø8	en Ø8	en Ø8
verification des contraintes	zone	4 épin-	4 épin-	4 épin-	4 épin-
	$Z_c$	glesØ8/m <sup>2</sup>	glesØ8/m <sup>2</sup>	glesØ8/m <sup>2</sup>	glesØ8/m <sup>2</sup>
	$\sigma_1$	1.44MPa	4.03MPa	-0.23MPa	-0.26MPa
	$\sigma_2$	-2.74MPa	-2.23MPa	-1.37MPa	-1.13MPa
	$\sigma_b$	5.38MPa	4.36MPa	3.23MPa	2.96MPa
	$\tau_b$	0.35MPa	0.78MPa	0.33MPa	0.32MPa

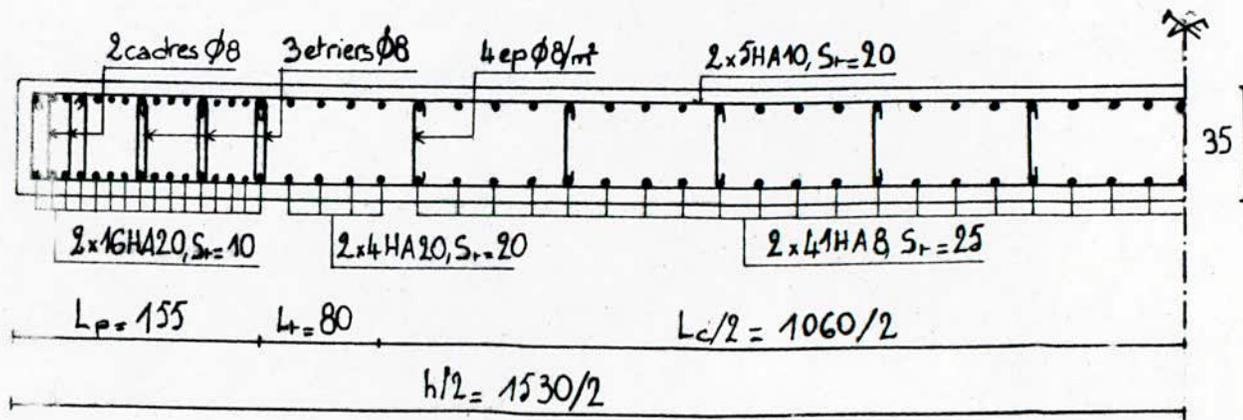
		Voile $V_{y1}$ trumeau 2		
		NivI	NivIII	NivIV
$N_{min}$ [t]		24.20	-45.48	-26.45
$N_{max}$ [t]		695.30	540.42	448.57
M [t.m]		1803.60	414.52	262.46
T [t]		203.69	175.68	149.79
h [cm]		910.00	830.00	830.00
d [cm]		148.00	151.00	151.00
$e_o$ [cm]		4.65	4.66	5.01
$e_a$ [cm]		69.00	70.50	70.50
		SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	37.69cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>
	zone	20HA20	18HA16	18HA16
	$L_p$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	6HA20	6HA16	6HA16
	$L_t$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	60HA8	52HA8	52HA8
Aciers horizon- taux [cm <sup>2</sup> /m]	$L_c$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	2*(5HA10)	2*(5HA8)	2*(5HA8)
Aciers transversaux	$S_t$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres
	$Z_a$	en Ø8	en Ø8	en Ø8
verification des contraintes	zone	4 épin-	4 épin-	4 épin-
	$Z_c$	glesØ8/m <sup>2</sup>	glesØ8/m <sup>2</sup>	glesØ8/m <sup>2</sup>
	$\sigma_1$	3.81MPa	0.88MPa	0.66MPa
	$\sigma_2$	-3.66MPa	-1.19MPa	-0.87MPa
	$\sigma_b$	6.18MPa	2.89MPa	1.86MPa
	$\tau_b$	1.12MPa	1.06MPa	0.93MPa

		Voile $V_{y2}$ trumeau 1			
		NivI	NivII	NivIII	NivIV
$N_{min}$ [t]		-247.88	481.74	-235.05	-182.91
$N_{max}$ [t]		718.71	658.27	534.08	281.49
$M$ [t.m]		450.70	5752.83	100.17	23.32
$T$ [t]		50.88	339.91	41.30	22.42
$h$ [cm]		510.00	1530.00	460.00	460.00
$d$ [cm]		117.00	---	460.00	460.00
$e_o$ [cm]		1.88	8.33	4.87	3.85
$e_a$ [cm]		53.50	106.50	70.50	70.50
		SET	SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	20.10cm <sup>2</sup>	31.41cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>
	zone	14HA20	32HA20	10HA16	10HA16
	$L_p$	$S_t=8cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	6HA20	8HA20	---	---
	$L_t$	$S_t=16cm$	$S_t=20cm$		
Aciers horizon- taux [cm <sup>2</sup> /ml]	zone	2*(5HA10)	2*(5HA10)	2*(5HA8)	2*(5HA8)
	$Z_a$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres	2 cadres
Aciers transversaux	$Z_b$	en Ø10	en Ø8	en Ø8	en Ø8
	zone	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>
vérification des contenants transversaux	$\sigma_1$	1.58MPa	5.11MPa	-0.65MPa	-0.73MPa
	$\sigma_2$	-4.36MPa	-3.33MPa	-2.27MPa	-1.92MPa
	$\sigma_b$	7.90MPa	5.44MPa	4.13MPa	3.77MPa
	$\tau_b$	0.50MPa	1.11MPa	0.45MPa	0.42MPa

		Voile $V_{y2}$ trumeau 2		
		NivI	NivIII	NivIV
$N_{min}$ [t]		-107.48	-152.25	-112.25
$N_{max}$ [t]		911.66	647.09	534.37
$M$ [t.m]		2559.29	588.20	372.43
$T$ [t]		289.04	242.55	197.22
$h$ [cm]		910.00	830.00	830.00
$d$ [cm]		148.00	151.00	151.00
$e_o$ [cm]		4.08	3.85	3.86
$e_a$ [cm]		69.00	70.50	70.50
		SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_v/m$	49.09cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>	20.10cm <sup>2</sup>
	zone	20HA25	18HA16	18HA16
	$L_p$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$	$S_t=10cm$
	zone	6HA25	6HA16	6HA16
	$L_t$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$	$S_t=20cm$
Aciers horizon- taux [cm <sup>2</sup> /ml]	zone	56HA8	52HA8	52HA8
	$Z_a$	$S_t=20cm$	$S_t=25cm$	$S_t=25cm$
	zone	2 cadres	2 cadres	2 cadres
Aciers transversaux	$Z_b$	en Ø8	en Ø8	en Ø8
	zone	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>	4 épin- glesØ8/m <sup>2</sup>
vérification des contenants transversaux	$\sigma_1$	4.93MPa	0.94MPa	0.63MPa
	$\sigma_2$	-5.67MPa	-1.99MPa	-1.53MPa
	$\sigma_b$	8.16MPa	3.69MPa	3.23MPa
	$\tau_b$	1.59MPa	1.46MPa	1.39MPa



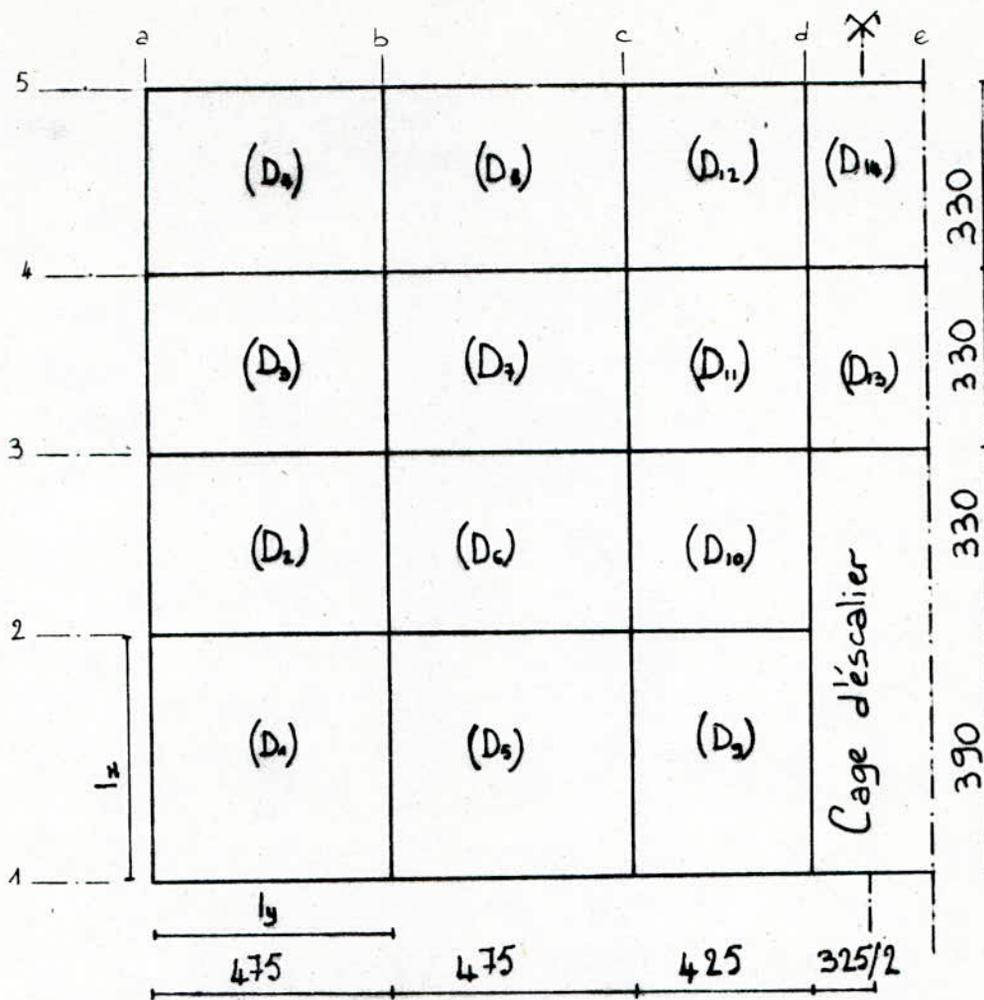
- Schema de ferrailage de  $V_{y3}$  (Niv III) -



- Schema de ferrailage de  $V_{y2}$  (Niv II) -

# ETUDE DES FONDATIONS





### III.1. Prédimensionnement de la surface du radier :

- surface nécessaire  $S_{nec} \geq N_u / \sigma_{s,adm} = 454.20m^2$
- surface d'emprise du bâtiment  $S_o = L * l = 32.5 * 15.0 = 487.5m^2$
- il faut prévoir un débord réglementaire minimal de 30cm .

Dans notre cas de structure, le débord est de 120cm .

- surface du débord  $S_{deb} = 58.44m^2$

Ainsi,  $S = S_o + S_{deb} = 545.94m^2$

La surface de radier à adopter

$$S_{rad} = \text{Max}(S_{nec}; S) \Rightarrow S_{rad} = 545.94m^2$$

### III.2. Prédimensionnement de la hauteur du radier :

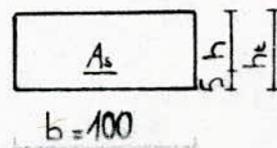
On considère une bande d'1m de large

#### III.2.1. Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

- la pression sous le radier vaut  $p_{rad} = N_u / S_{rad} = 15.81t/m^2$

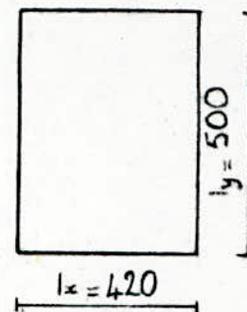
- la contrainte de cisaillement est limitée à  $\tau_{U,max} = T_{max} / (0.9 * h_{ET} * b) \leq \tau_{U,adm} = 2.5MPa$

$$\Rightarrow h_{ET} \geq T_{max} / (0.9 * b * \tau_{U,adm})$$



avec  $T$  : effort tranchant s'exerçant  
au milieu de la plus grande  
portée du panneau considéré;  
 $T_{\max} = p_{\text{rad}} \cdot l_x \cdot l_y / (2 \cdot l_y + l_x) = 23.38t$

Ainsi,  $h_{\text{ET}} \geq 23.38 / (0.9 \cdot 1.0 \cdot 250.0)$   
 $\Rightarrow \underline{h_{\text{ET}} \geq 10.39\text{cm}}$



### III.2.2. Vérification au poinçonnement :

Un calcul préliminaire a montré que la vérification prédominante s'effectue pour le poteau  $P_{27}$  qui se trouve être l'élément de structure le plus sollicité avec, à la base de la structure,  $G=136.41t$

$\Rightarrow Q_U = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 212.38t$   
 $Q = 18.82t$

Selon les BAEL83 (art A 5.2.4) la condition de non poinçonnement est donnée par l'expression suivante :

$$Q_U \leq (0.045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot f_{c28}) \quad (*)$$

avec  $Q_U$  : effort normal ultime de poinçonnement

$h_t$  : hauteur totale de la section droite;  $h_t = h_p + d = h_p + 0.05$

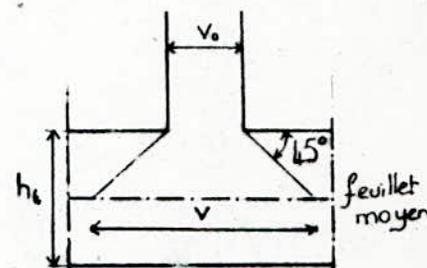
$\mu_c$  : périmètre du contour diffusé au niveau du feuillet moyen;

$$\mu_c = 2 \cdot (u + v)$$

$$u = v = u_0 + h_t = u_0 + h_p + d$$

$$u = v = 0.6 + h_p + 0.05 = h_p + 0.65$$

$$\Rightarrow \mu_c = 4 \cdot (h_p + 0.65)$$



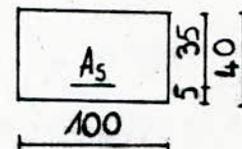
Ainsi, la relation (\*) donne :

$$Q_U = 212.38 \leq 0.045 \cdot (4 \cdot (h_p + 0.65)) \cdot (h_p + 0.05) \cdot 2500$$

$$\Rightarrow \underline{h_p \geq 32.29\text{cm}}$$

Finalement,  $h \geq \text{Max}(h_{\text{ET}}; h_p) = 32.29\text{cm}$

On opte donc pour  $\underline{h=35\text{cm}}$  donc  $\underline{h_t=40.00\text{cm}}$



### III.2.3. Vérification à la stabilité du radier :

i. sous  $SP1$  :

$$\sigma = N_U / S_{\text{rad}} \leq \sigma_{s, \text{adm}} = 19t/m^2$$

avec  $N_U = 1.35 \cdot G_{\text{tot}} + 1.5 \cdot Q_{\text{tot}}$

$$G_{\text{tot}} = G + G_{\text{rad}} = 5424 + 1.12 \cdot 545.94 = 6035.45t$$

$$Q_{\text{tot}} = Q + Q_{\text{rad}} = 872 + (52.5 \cdot 0.4 + 493.44 \cdot 0.25) = 1016.36t$$

Donc  $N_U = 9672t$

Ainsi,  $\sigma = 17.72t/m^2 < \sigma_{s, \text{adm}}$  (satisfaisant)

ii. sous SP2 :

Le radier est soumis à l'effet du moment de renversement  $M$  et de l'effort normal  $N$  qui agissent simultanément à la base du radier. Ainsi, nous devons éviter un "décollement" excessif des extrémités du radier c'est à dire, vérifier qu'elles ne sont pas assujetties à la traction (soulèvement), sinon cela pourrait altérer la stabilité du radier donc celle du bâtiment.

Le cas le plus défavorable à considérer s'effectue sous les fortes compressions sous la sollicitation  $G+Q_{tot}+G_{rad}$ .

La vérification se fera :

1°- en calculant les contraintes extrêmes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  qui doivent être inférieures à la contrainte admissible du sol majorée de 50%

$$\sigma_{1,2} = N/S_{rad} \pm M \cdot v/I \leq 1.5 \cdot (1.33 \cdot \sigma_{s,adm}) = 37.91 \text{ t/m}^2$$

avec  $N$  : effort normal à la base;  $N = (G+G_{rad}) + (Q+Q_{rad}) = 7052 \text{ t}$   
 $M$  : moment de renversement

2°- en calculant la contrainte s'exerçant au quart (1/4) de la dimension de la fondation dans la direction considérée

$$\sigma(L/4) = (3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2) / 4 \leq 1.5 \cdot \sigma_{s,adm} = 28.5 \text{ t/m}^2$$

\*Vérification selon le sens longitudinal :

$$\begin{aligned} \bar{M}_y &= 8280.94 \text{ t.m} \\ \bar{I}_y &= (32.5+1.2) \cdot (15+1.2) / 12 = 51668.22 \text{ m}^4 \\ \bar{v} &= x = 33.7 / 2 = 16.85 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = 7052 / 545.94 \pm 8280.94 \cdot 16.85 / 51668.22$$

Ainsi,  $\bar{\sigma}_1 = 15.62 \text{ t/m} < 1.5 \cdot 1.33 \cdot \sigma_{s,adm} = 37.91 \text{ t/m}^2$  (vérifié)  
 $\bar{\sigma}_2 = 10.22 \text{ t/m} < 1.5 \cdot 1.33 \cdot \sigma_{s,adm} = 37.91 \text{ t/m}^2$  (vérifié)

Par ailleurs,

$$\begin{aligned} \sigma(L/4) &= (3 \cdot 15.62 + 10.22) / 4 = 14.27 \text{ t/m}^2 \\ \Rightarrow \sigma(L/4) &= 14.27 \text{ t/m}^2 < 1.5 \cdot \sigma_{s,adm} = 28.5 \text{ t/m}^2 \quad (\text{vérifié}) \end{aligned}$$

\*Vérification selon le sens transversal :

$$\begin{aligned} \bar{M}_x &= 10059.72 \text{ t.m} \\ \bar{I}_x &= 16.2 \cdot 33.70 / 12 = 11939.71 \text{ m}^4 \\ \bar{v} &= y = 16.20 / 2 = 8.10 \text{ m} \\ \bar{\sigma}_1 &= 19.74 \text{ t/m}^2 < 37.91 \text{ t/m}^2 \quad (\text{vérifié}) \\ \bar{\sigma}_2 &= 6.09 \text{ t/m}^2 < 37.91 \text{ t/m}^2 \quad (\text{vérifié}) \\ \bar{\sigma}(L/4) &= 16.33 \text{ t/m}^2 < 28.50 \text{ t/m}^2 \quad (\text{vérifié}) \end{aligned}$$

III.2.4. Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

Le radier sera calculé sous la sollicitation la plus défavorable définie par :

1°-  $q_1$  : contrainte maximale produite sous le radier sous la combinaison  $(1.35 \cdot G_{tot} + 1.5 \cdot Q_{tot})$ ;

$$q_1 = (1.35 \cdot G_{tot} + 1.5 \cdot Q_{tot}) / S_{rad} = 17.72 \text{ t/m}^2$$

2° -  $q_2$  : contrainte maximale du 2<sup>e</sup> genre produite sous le radier à l'ELU accidentel :

$$q_2 = \sigma_{1max} = 19.74 \text{ t/m}^2$$

La sollicitation la plus défavorable est définie comme suit :  
 - si  $q_1 / f_{su} \geq q_2 / f_o$  dans ce cas la combinaison  $(1.35 \cdot G_{tot} + 1.5 \cdot Q_{tot})$  donne l'effet le plus défavorable, par conséquent  $q = q_1 = 17.72 \text{ t/m}^2$

- dans le cas contraire, c'est à dire si  $q_1 / f_{su} < q_2 / f_o$  alors l'effet le plus défavorable est obtenu pour l'ELU accidentel et  $q = q_2 = 19.74 \text{ t/m}^2$

Dans notre cas, l'effet le plus défavorable est obtenu pour la charge correspondant au 1<sup>er</sup> genre :

$$q = q_1 = 17.72 \text{ t/m}^2$$

### III.3. Ferrailage du radier :

#### Remarque :

Les calculs et les diverses vérifications ayant été faites ultérieurement, on ne présentera dans ce qui suit que les formules qui ont permis de faire les calculs. Les résultats seront résumés dans des tableaux.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie  $q$ .

#### III.3.1. Détermination des sollicitations :

##### i. la dalle porte dans un seul sens :

$$1^\circ - \alpha = l_x / l_y < 0.4$$

( $l_x$  et  $l_y$  petite et grande portée des panneaux de dalle)

2° - la dalle est uniformément chargée

On est ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire (de largeur  $1\text{m}$ , de hauteur  $h=40\text{cm}$  et de portée  $l$ ) soumise à un moment fléchissant  $M$  et un effort tranchant  $T$

$$- M_o = q \cdot l_x^2 / 8 \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée } M_t = 0.8 \cdot M_o \\ \text{sur appui } M_a = -0.5 \cdot M_o \end{cases}$$

$$- T = q \cdot l_x / 2 \Rightarrow \tau_p = T / (b \cdot h) \leq \tau_{uadm} = 2.5 \text{ MPa}$$

##### ii. la dalle porte dans les 2 sens :

$$1^\circ - 0.4 \leq \alpha \leq 1.0$$

2° - dalle uniformément chargée

\*Dans le sens de la petite portée, le moment isostatique vaut :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

\*Dans le sens de la grande portée

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont lues sur le tableau donné à l'annexe F3 des BAEL83 .

Pour tenir compte de la continuité, on a :

1°- si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis les moments en travée et sur appui auront pour expression :

$$M_t = 0.75 * M_0$$

$$M_a = -0.50 * M_0$$

2°- si le panneau est un panneau de rive

$$M_t = 0.85 * M_0$$

$$M_a = -0.50 * M_0$$

L'effort tranchant peut être calculé par les expressions suivantes :

$$\text{- au milieu de } l_y \quad T_u = q * l_x * l_y / (2 * l_y + l_x)$$

$$\text{- au milieu de } l_x \quad T_u = q * l_x / 3$$

La contrainte tangentielle doit être telle que

$$\tau_u = T_u / (b * h) \leq \tau_{uadm}$$

dans ce cas les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

Ainsi, après avoir déterminé toutes les sollicitations, on procède au ferrailage et aux diverses vérifications .

Les tableau ci-après résumant le ferrailage de tous les appuis et de tous les panneaux de dalle constituant le radier :

\* Ferrailage transversal \* :

i. en travée :

	Dalles			
	D <sub>1</sub> ;D <sub>5</sub>	D <sub>2</sub> ;D <sub>3</sub> ;D <sub>4</sub> ;D <sub>6</sub> ; D <sub>7</sub> ;D <sub>8</sub> ;D <sub>9</sub> ;D <sub>12</sub>	D <sub>10</sub> ;D <sub>11</sub>	D <sub>13</sub> ;D <sub>14</sub>
M <sub>tx</sub> [t.m]	15.81	13.99	10.68	8.02
A <sub>tx</sub>	6HA25	5HA25	6HA20	5HA20
	S <sub>t</sub> =15cm	S <sub>t</sub> =20cm	S <sub>t</sub> =15cm	S <sub>t</sub> =20cm

ii. sur appui :

	Appuis			
	1a.1b.1c	2a.2b.2c.4a.4b.4c	5d	3e.5e
	5a.5b.5c	3a.3b.3c.3d.4d		
M <sub>ax</sub> [t.m]	5.58	9.30	4.27	2.92
A <sub>ax</sub>	3HA20	5HA20	5HA14	4HA14
	S <sub>t</sub> =30cm	S <sub>t</sub> =20cm	S <sub>t</sub> =20cm	S <sub>t</sub> =25cm

\* Ferrailage longitudinal \* :

i. en travée :

	Dalles		
	D <sub>1</sub> ;D <sub>9</sub>	D <sub>2</sub> ;D <sub>4</sub> ;D <sub>10</sub>	D <sub>5</sub> ;D <sub>8</sub> D <sub>13</sub> ;D <sub>14</sub> ; D <sub>11</sub> ;D <sub>12</sub>
M <sub>ty</sub> [t.m]	11.65	8.03	12.28
A <sub>ty</sub>	5HA25	5HA20	4HA20
	S <sub>t</sub> =20cm	S <sub>t</sub> =20cm	S <sub>t</sub> =25cm

11. sur appui :

	Appuis					
	1b.1c.1a.3b.4b.5b.3c		2a.1d.2d		4a.5a	
	2b.2c.4c.5c.3d.4d.5d				3e.4e.5e	
May [t.m]	6.86		4.11		2.84	
A <sub>ay</sub>	4HA20		5HA14		3HA14	
	S <sub>t</sub> =25cm		S <sub>t</sub> =20cm		S <sub>t</sub> =30cm	

Le tableau ci-dessous résume les différentes vérifications :

\* Selon le sens transversal :

dalles	en travée		sur appui	
	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]
D <sub>1</sub> ;D <sub>5</sub>	215.28	10.40	220.54	5.60
D <sub>9</sub>	218.98	8.92		
D <sub>2</sub> ;D <sub>6</sub>	199.67	8.61	224.62	7.88
D <sub>3</sub> ;D <sub>7</sub>			198.78	6.97
D <sub>4</sub> ;D <sub>8</sub>	231.74	9.44	195.24	4.96
D <sub>10</sub>	225.47	7.91	224.62	7.88
D <sub>11</sub>			214.46	6.43
D <sub>12</sub>	200.43	8.17	209.38	4.40
D <sub>13</sub>	193.70	6.80	180.21	3.13
D <sub>14</sub>			195.25	4.96

\* Selon le sens longitudinal :

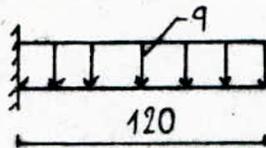
dalles	en travée		sur appui	
	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]
D <sub>1</sub>	192.98	7.86	220.54	5.60
D <sub>2</sub>			201.53	4.27
D <sub>3</sub> ;D <sub>4</sub>	193.94	6.81	223.70	3.89
D <sub>13</sub> ;D <sub>14</sub>				
D <sub>5</sub>	217.02	7.61	206.63	6.20
D <sub>6</sub>	213.55	6.41	206.63	6.20
D <sub>7</sub> ;D <sub>8</sub>			186.94	4.75
D <sub>9</sub>	191.65	7.81	200.06	4.24
D <sub>10</sub>	199.50	7.00		
D <sub>11</sub> ;D <sub>12</sub>	219.58	6.59	195.25	4.96

\* Vérification des efforts tranchants :

	Appuis											
	1a.1b.1c.1d			4a.4b.4c.4d			5a.5b.5c.5d			3e.4e.5e		
	2a.2b.2c.2d			3a.3b.3c.3d								
T <sub>ux</sub> [MPa]	0.90			0.76						0.75		
T <sub>uy</sub> [MPa]	0.96			0.85						0.75		

III.4. Ferraillage du débord :

Le débord sera étudié comme une console encastree au radier et soumise à une flexion simple :



En considérant une bande d'1m de large le moment agissant a pour valeur :

$$M = q \cdot l^2 / 2 = 12.82 \text{ t.m/m}$$

$$\Rightarrow A_s = 6\text{HA}20/\text{m}$$

On opte finalement pour un quadrillage soudé formé par les armatures principales (6HA20) et des armatures de répartition ( $A_{rep} = A_s / 4 = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}10/\text{m}$ ).

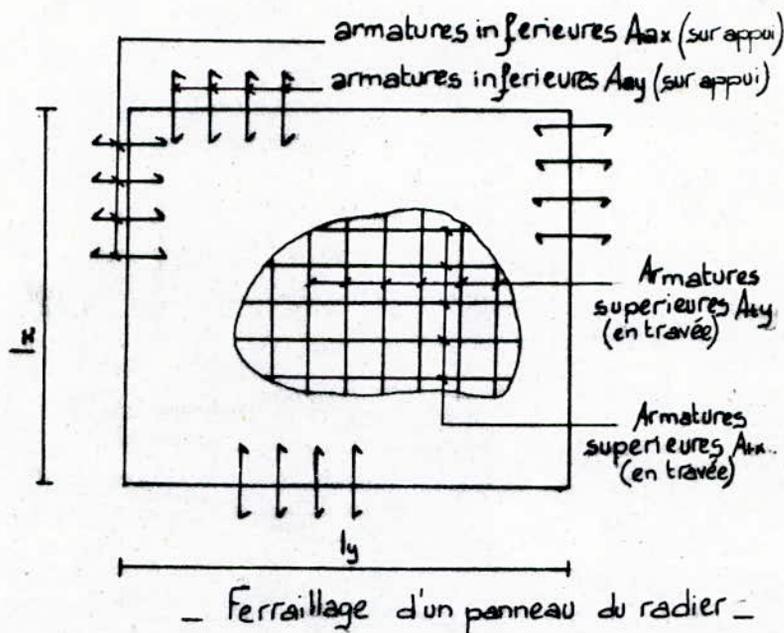
Le tableau ci-dessous présente les résultats uniformisés de ferrailage des dalles du radier, ceci pour faciliter la mise en oeuvre sur chantier :

\* Ferrailage longitudinal :

dalles	D <sub>1</sub> ÷ D <sub>9</sub> ; D <sub>12</sub>	D <sub>10</sub> ; D <sub>11</sub> ; D <sub>13</sub> ; D <sub>14</sub>
A <sub>tx</sub> [cm <sup>2</sup> ]	6HA25/m ; S <sub>t</sub> = 15cm	6HA20/m ; S <sub>t</sub> = 15cm

\* Ferrailage transversal :

dalles	D <sub>1</sub> ; D <sub>9</sub>	D <sub>2</sub> ÷ D <sub>8</sub> ; D <sub>10</sub> ÷ D <sub>14</sub>
A <sub>ty</sub> [cm <sup>2</sup> ]	5HA25/m ; S <sub>t</sub> = 20cm	5HA20 ; S <sub>t</sub> = 20cm



**MUR DE SOUTÈNNEMENT**

## MUR DE SOUTÈNEMENT

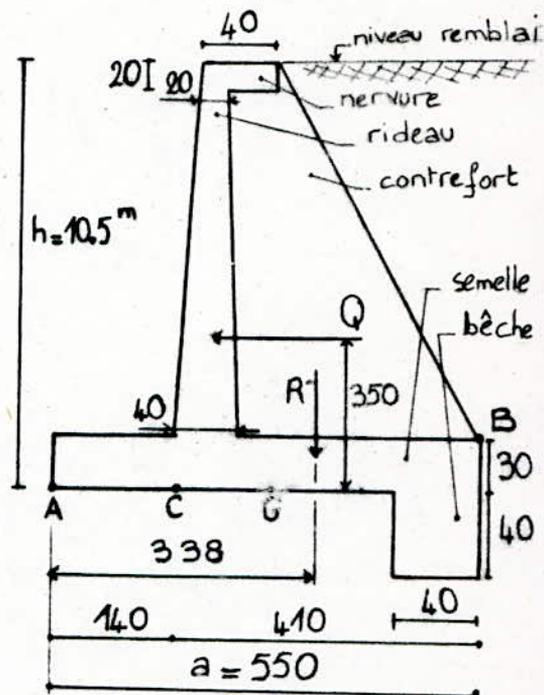
### I. DESCRIPTION DU TYPE DE MUR ADOPTÉ :

Comme le terrain sur lequel reposera notre structure présente une différence de niveau, on doit prévoir un ouvrage destiné à maintenir les terres : il s'agit d'un mur de soutènement en BA. Ce mur sera constitué :

- du rideau qui reçoit la poussée des terres, il se termine au sommet par une nervure de raidissement et il prend appui sur des contreforts.

- de contreforts régulièrement espacés de 3 m d'axe en axe. Ces contreforts sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir les positions relatives de ces éléments. L'épaisseur des contreforts est fixée à  $e_c = 30\text{cm}$ .

- d'une semelle jouant le rôle de fondation pour le mur. Elle déborde en avant du rideau pour assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol. Du côté des terres, on prévoit une bêche qui, par son ancrage dans le sol, s'oppose au glissement de l'ouvrage qui peut être provoqué par la composante horizontale  $Q$  de la poussée des terres.



- fig 1 -

### II. CARACTERISTIQUES DU SOL :

L'étude du sol a fournit les caractéristiques suivantes :

- poids spécifique des terres  $\gamma_a = 1600\text{kg/m}^3$
- angle du talus naturel  $\theta = 45^\circ$
- contrainte limite du sol  $\sigma_{s, adm} = 1.9\text{bars}$
- coefficient de frottement béton-terre  $f = 0.45$

### III. CARACTERISTIQUES DU MATERIAU CONSTITUANT LE MUR :

Voir chap II page 10 (CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX)

### IV. FORCES AGISSANTES : à l'ELU

Il est supposé qu'aucune surcharge ne règne sur le remblai soutenu par le mur.

L'étude s'effectue pour une tranche d'1m de mur.

IV.1. Charges verticales :

- Rideau	:	$(0.20+0.40)*10.3*2.5/2 = 7.73t$
- Semelle	:	$0.30*5.50*2.50 = 4.13t$
- Remblai (sur semelle)	:	$3.70*10.3*1.60 = 60.98t$
- Resultante	:	$R = 72.84t$

IV.2. Poussée horizontale :

$$Q = A * \Gamma_a * h^2 / 2$$

avec  $A = \text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) = 0.171$  pour un parement vertical

$h$  : hauteur du mur;  $h = 10.50m$

Ainsi  $Q = 15.08t$

Cette force est appliquée à ( $h/3 = 3.50m$ ) au dessus de la base

V. Verifications :

Moments des forces par rapport à A

1°- Moment de renversement  $M_{ren.A} = 15.08 * 3.5 = 52.79t.m$

2°- Moment stabilisant  $M_{st.A} = 7.73 * 1.6 + 4.13 * 5.50 / 2 + 60.98 * (1.4 + 0.4 + 3.7/2) = 246.3t.m$

V.1. Vérification au glissement :

$$Q/R = 0.21 < f = 0.45 \text{ (vérifié)}$$

NB :

La résultante  $R$  passe à  $M_{st.A}/R = 3.38m$  du point A soit à  $0.63m$  du milieu  $G$  de la semelle

V.2. Vérification au renversement :

$$F_r = M_{st}/M_{ren} = 4.46 > 1.5 \text{ (valeur généralement adoptée)} \\ \text{(satisfaisant)}$$

V.3. Vérification des contraintes :

Le moment des forces agissantes par rapport à G

$$M_G = 1.35 * Q * 10.5 / 3 - R * 0.63 = 25.53t.m$$

NB : Afin d'obtenir une contrainte maximale au niveau de A on majore uniquement  $R$  dans l'expression des contraintes

Les contraintes s'exerçant dans le béton ont pour valeur :

$$\sigma_b = 1.35 * R / (100 * a) \pm M_G * 6 / (100 * a^2)$$

avec  $a$  : largeur de la semelle ;  $a = 550cm$

Ainsi,

$$\begin{aligned} \sigma_A &= 1.83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{B,adm} \text{ (satisfaisant)} \\ \sigma_B &= 0.82 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{B,adm} \end{aligned}$$

## VI. CALCUL DES ELEMENTS :

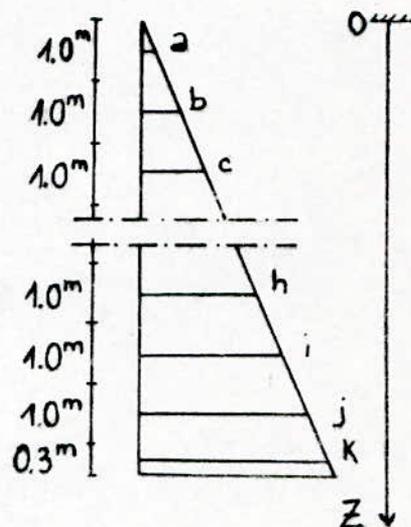
### VI.1. Calcul du rideau :

Le rideau sera calculé comme une dalle semi encastree aux contreforts et soumise à une charge horizontale.

Le rideau sera décomposé en tranches horizontales d'1m de hauteur. La pression moyenne à prendre en compte dans chaque tranche est la pression régnant à mi-hauteur (points a, b, ..., k)

La pression à un point quelconque a pour expression (à l'ELU)

$$p = A \cdot \gamma_a \cdot Z \cdot 1.35 \Rightarrow p = 0.369 \cdot Z \text{ [t/m}^2\text{]}$$



Les efforts sollicitant le rideau sont :

$$\begin{aligned} \text{-le moment en travée} &: M_t = p \cdot L_c^2 / 10 \\ \text{-le moment sur appui} &: M_a = p \cdot L_c^2 / 16 \\ \text{-l'effort tranchant} &: T = p \cdot L_c / 2 \end{aligned}$$

avec  $L_c$  : portée d'axe en axe des contreforts;  $L_c = 3.00\text{m}$

Les résultats concernant chaque tranche sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Z	h	p	$M_t$	$M_a$	T	A <sub>&gt;</sub> (sur appui)	A <sub>&lt;</sub> (en travée)	$\tau_b$
	[m]	[cm]	[t/m]	[t.m]	[t.m]	[t]			[MPa]
a	0.50	7.99	0.185	0.167	0.104	0.278	3HA8	3HA8	0.03
b	1.50	8.96	0.554	0.499	0.312	0.831	3HA8	4HA8	0.09
c	2.50	9.93	0.923	0.831	0.519	1.385	3HA10	4HA10	0.14
d	3.50	10.90	1.292	1.163	0.727	1.938	4HA10	5HA10	0.18
e	4.50	11.87	1.661	1.495	0.934	2.492	4HA10	5HA10	0.21
f	5.50	12.84	2.030	1.827	1.142	3.045	4HA10	4HA12	0.24
g	6.50	13.81	2.399	2.159	1.349	3.599	4HA10	5HA12	0.26
h	7.50	14.78	2.768	2.491	1.557	4.152	5HA10	5HA12	0.28
i	8.50	15.75	3.137	2.823	1.765	4.706	5HA10	5HA12	0.30
j	9.50	16.72	3.506	3.155	1.972	5.259	5HA10	6HA12	0.31
k	10.15	17.35	3.745	3.371	2.107	5.618	3HA10	3HA12	0.32

### Remarques :

1° - h est la hauteur utile propre à chaque tranche étant donné que l'épaisseur du rideau est variable (l'enrobage  $d' = 2.5 \text{ cm}$ ).

2° - pour la dernière tranche, la valeur à prendre en compte pour la largeur b n'est que de 30cm dans notre cas.

3°-comme  $\tau_u < \tau_{uadm} = 0.1 * f_{c28}$  au niveau de chaque tranche, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Cependant on prévoit des armatures de montage.

### VI.2. Calcul de la semelle :

La semelle est soumise :

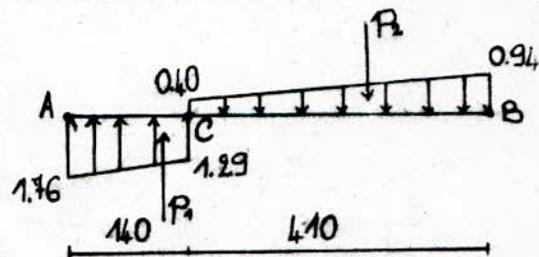
- à la réaction du sol (répartition trapézoïdale des pressions)
- à son poids propre, réparti uniformément sur AB
- au poids du rideau ainsi que celui des terres répartis uniformément sur BC.

D'où le diagramme ci-dessous :

La résultante des charges

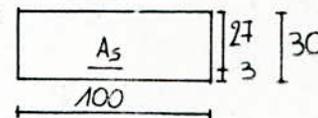
- sur la partie AC  $P_1 = 21.35t$

- sur la partie CB  $P_2 = 17.51t$



La partie CA travaille en console.  $P_1$  agit à 0.74m de C d'où  $M_c = 21.35 * 0.74 \Rightarrow M_c = 15.80t.m$

donc  $A_s = 24.54cm^2$  soit 5HA25/m



La contrainte tangentielle

$$\tau_u = 21.35 / (1 * 0.27) = 0.79MPa < \tau_{uadm} = 2.7MPa$$

donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âme.

La partie CB de la semelle sera considérée comme une dalle appuyée sur le rideau et sur la bêche. La résultante  $P_2$  agit à 2.33m de C.

On pourra vérifier que le moment maximum dans la partie CB est peu différent du moment sur l'appui C. Dans ces conditions, nous prolongerons dans la partie CB les armatures déterminées pour la partie CA.

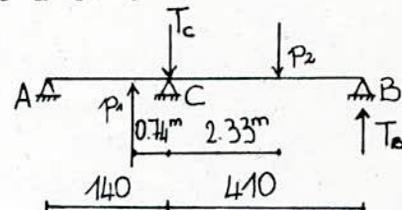
Donc  $A_s = 24.54cm^2$  soit 5HA25/m

### VI.3. Calcul de la bêche :

Pour déterminer la réaction de la semelle sur la bêche, considérons la somme des moments par rapport à C :

$$\Sigma M/c = 21.35 * 0.74 + 17.51 * 2.33 - 4.1 * T_B = 0$$

$$\Rightarrow T_B = 13.80t/m$$



Le poids propre de la bêche au dessous de la semelle :

$$P_B = (0.4)^2 * 2.5 = 0.4t/m$$

La charge totale a pour valeur :  $q = P_B + T_B = 13.80 + 0.4$

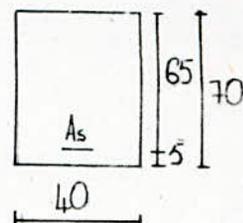
$$\Rightarrow q = 14.20t/m$$

La valeur des moments agissants :

- en travée  $M_t = q \cdot L_c^2 / 10 = 14.20 \cdot 3^2 / 10 = 12.78 \text{ t.m}$

- sur appui  $M_a = q \cdot L_c^2 / 16 = 14.20 \cdot 3^2 / 16 = 8.0 \text{ t.m}$

L'effort tranchant maximal :  $T = q \cdot L_c / 2 = 21.30 \text{ t}$



Les résultats obtenus sont :

1°- armatures inférieures  $A_{s<} = 12.56 \text{ cm}^2$  soit 4HA12+4HA16

2°- armatures supérieures  $A_{s>} = 7.60 \text{ cm}^2$  soit 4HA12+2HA14

La contrainte tangente a pour valeur

$$\tau_u = 21.30 / (0.4 \cdot 0.35) = 1.52 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 2.7 \text{ MPa} \text{ (satisfaisant)}$$

Ainsi, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Toutefois, on disposera un cadre  $\varnothing 8$  tous les 15 cm.

#### VI.4. Calcul du contrefort :

Le contrefort travaille comme une console verticale encastree dans la semelle. Il est soumis aux efforts transmis par le rideau.

A la base du contrefort nous avons :

$$* q = A \cdot \Gamma_a \cdot h_c \cdot l_c = 0.171 \cdot 1600 \cdot 10.3 \cdot 3 = 8.45 \text{ t/m}$$

avec  $h_c$  : hauteur du contrefort;  $h_c = 10.3 \text{ m}$

$$* M = q \cdot h_c^2 / 6 = 8.45 \cdot (10.3)^2 / 6 = 149.50 \text{ t.m}$$

Nous prendrons comme largeur de la table de compression  $b = 150 \text{ cm}$  et comme hauteur utile  $h = 365 \text{ cm}$ .

Les calculs nous donnent :  $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$  soit 4HA20

L'effort tranchant maximal agissant  $T = q \cdot h_c / 2 = 43.52 \text{ t}$   
d'où

$$\tau_u = T / (b \cdot h) = 43.52 / (0.3 \cdot 3.65) = 0.40 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 2.7 \text{ MPa} \text{ (vérifié)}$$

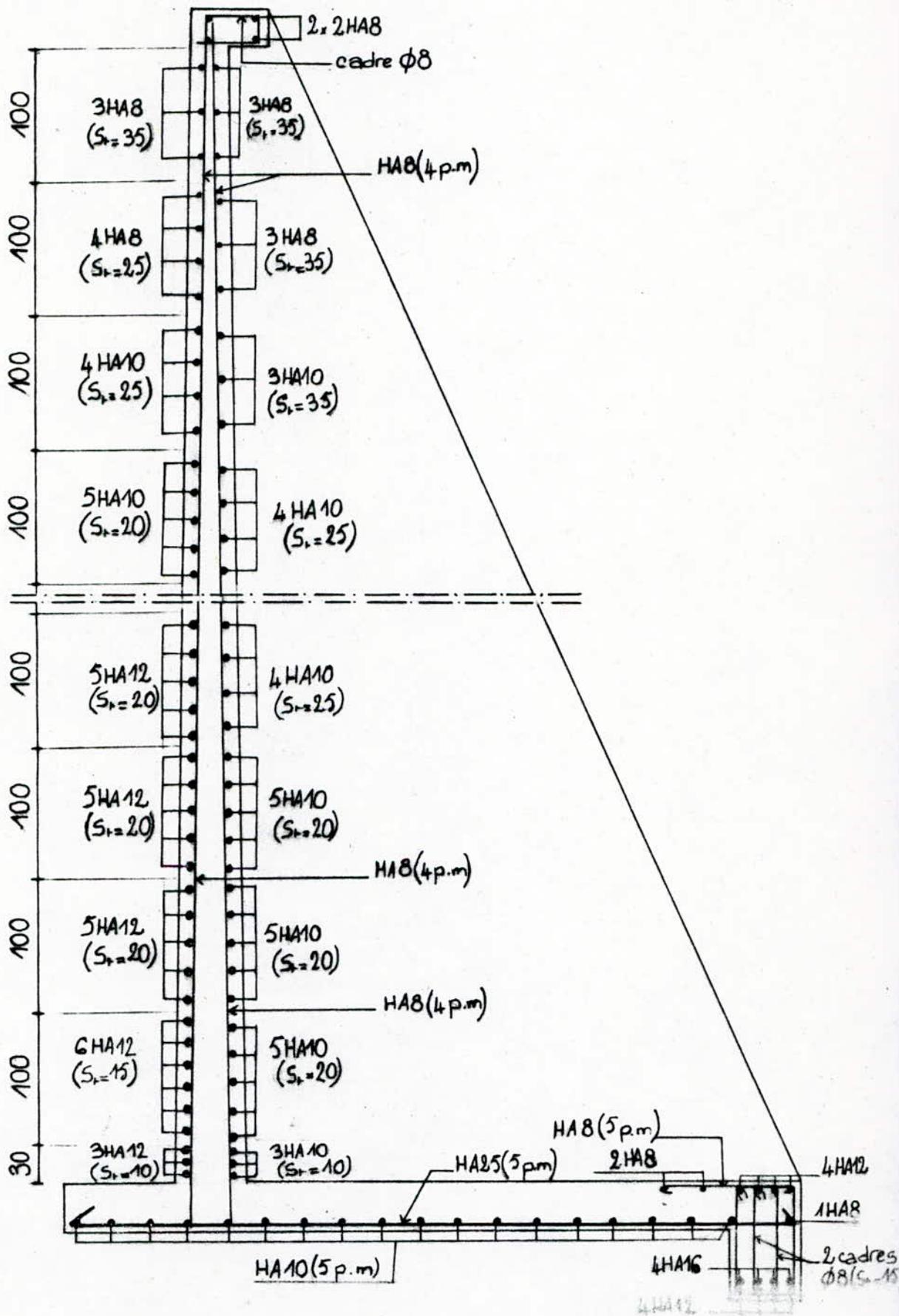
Pour les armatures transversales, pour  $S_t = 20 \text{ cm}$ , à la base du contrefort, on aura  $A_t \geq 0.4 \cdot b_0 \cdot S_t / f_e = 0.6 \text{ cm}^2$ .

L'effort d'arrachement du rideau, pour une tranche d'1m de hauteur, est de  $(8.45 \cdot 1.35 \cdot 1 = 11.41 \text{ t})$ . Cet effort nécessite une section totale d'armatures  $A_{st} = 11.41 / f_{su} = 3.28 \text{ cm}^2$  soit par plan d'armatures transversales  $A_{st} = 3.28 / 4 = 0.82 \text{ cm}^2$ .

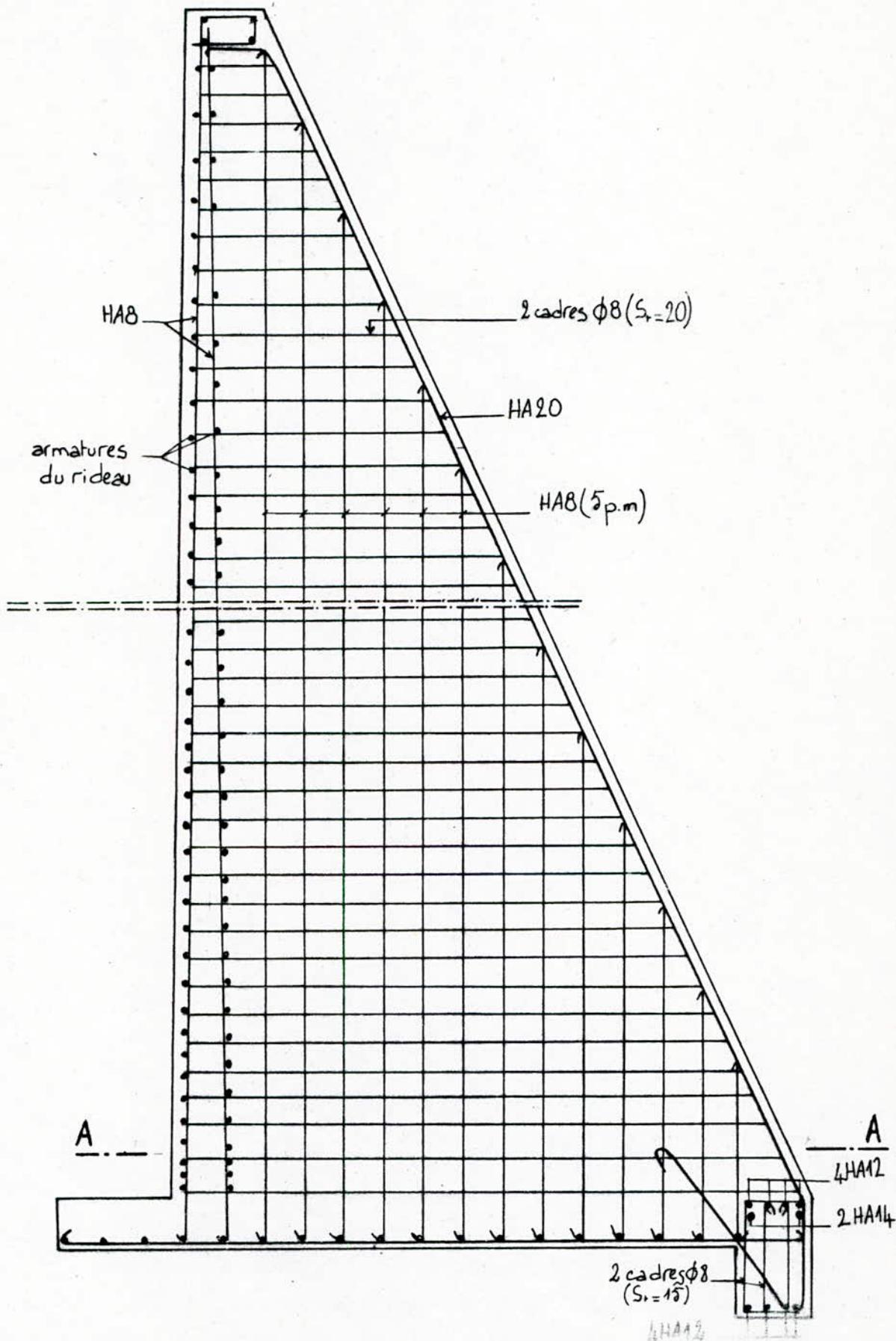
En définitive, on aura  $A_{st} = 0.82 + 0.6 = 1.42 \text{ cm}^2$  soit pour la partie basse du contrefort, 2 cadres en  $\varnothing 8$  tous les 20 cm.

On prévoit de disposer des armatures de montage: 5HA8/m.

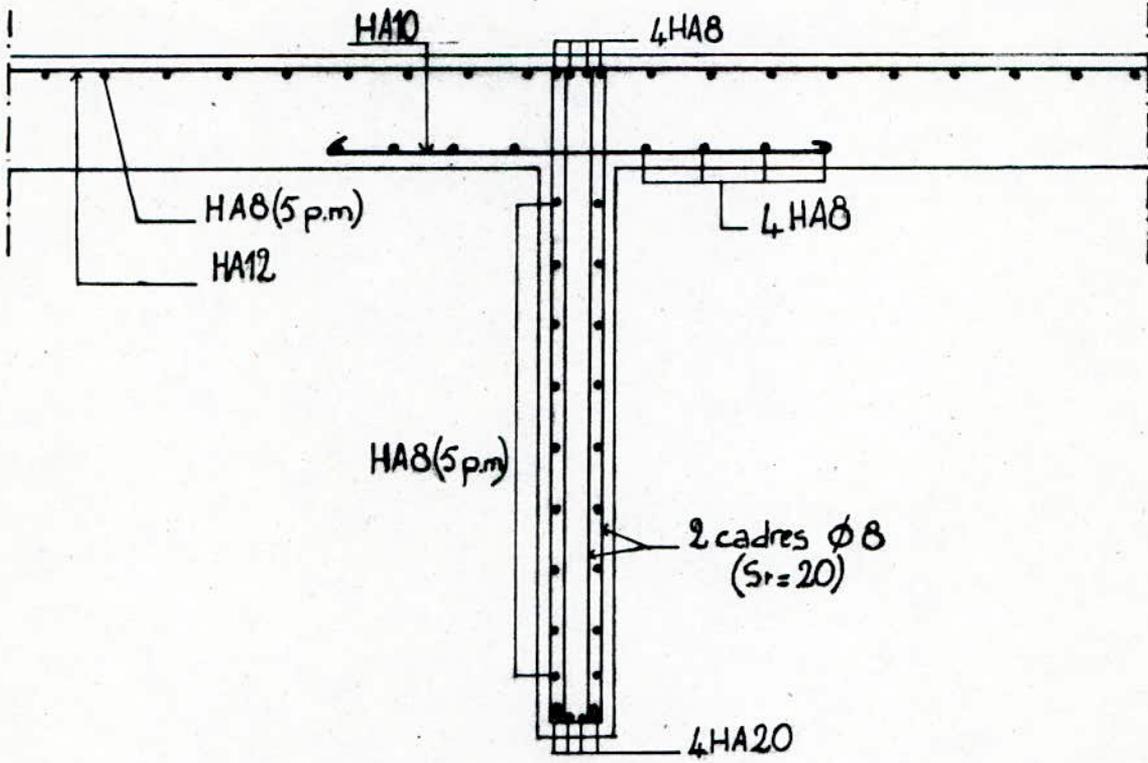
VII. SCHEMAS DE FERRAILLAGE :



— Coupe verticale entre deux contreforts —



— Coupe verticale dans un contrefort —



— Coupe A-A —

# ANNEXES

ANNEXE IINTERRACTION VOILES-PORTIQUES

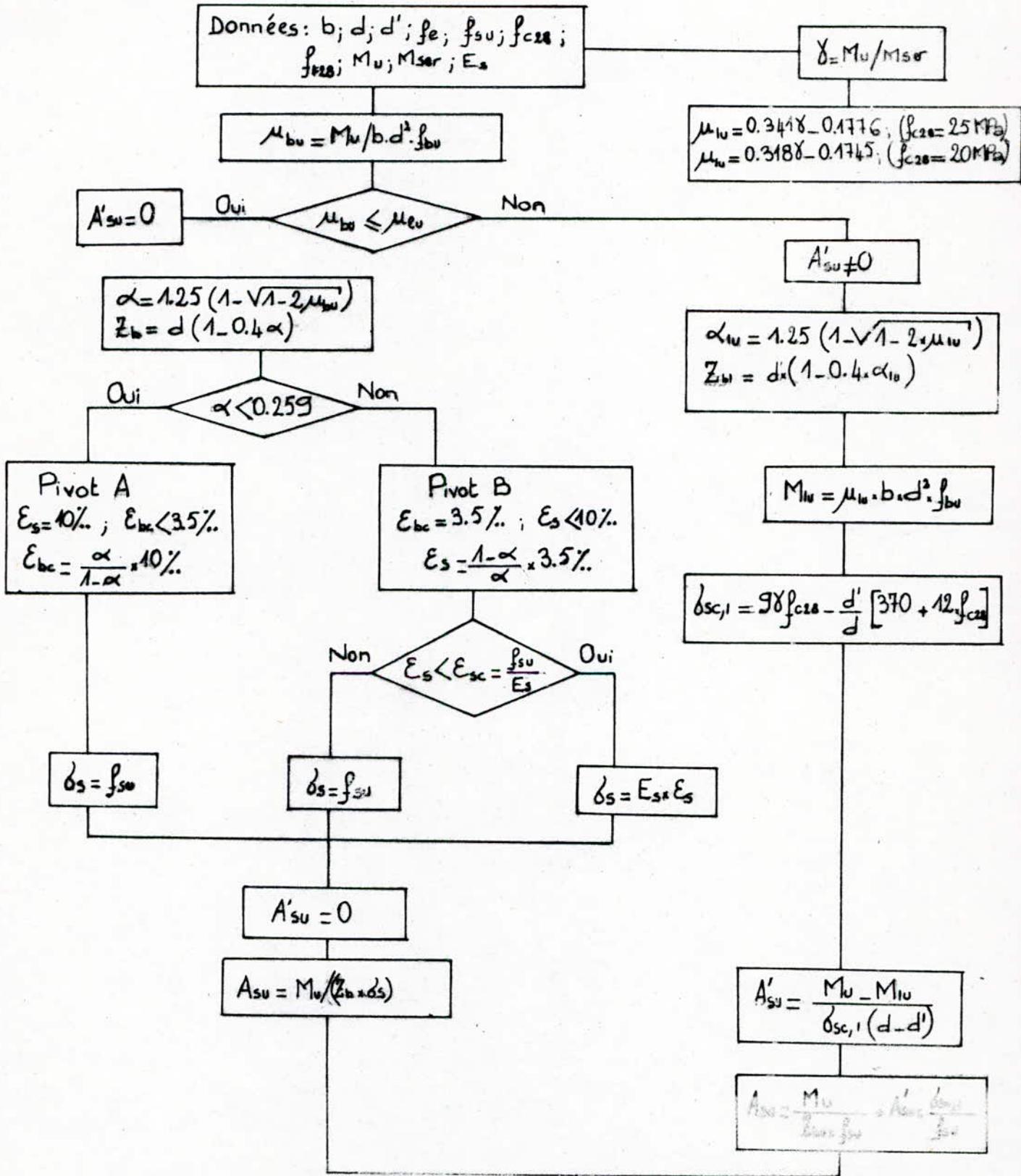
Selon les RPA88 (art 2.3.2), la 5<sup>e</sup> catégorie comprend les structures constituées de voiles et de portiques. Pour cette catégorie, il faut que « ...les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dûes aux charges verticales ». Dans ce cas, « On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ».

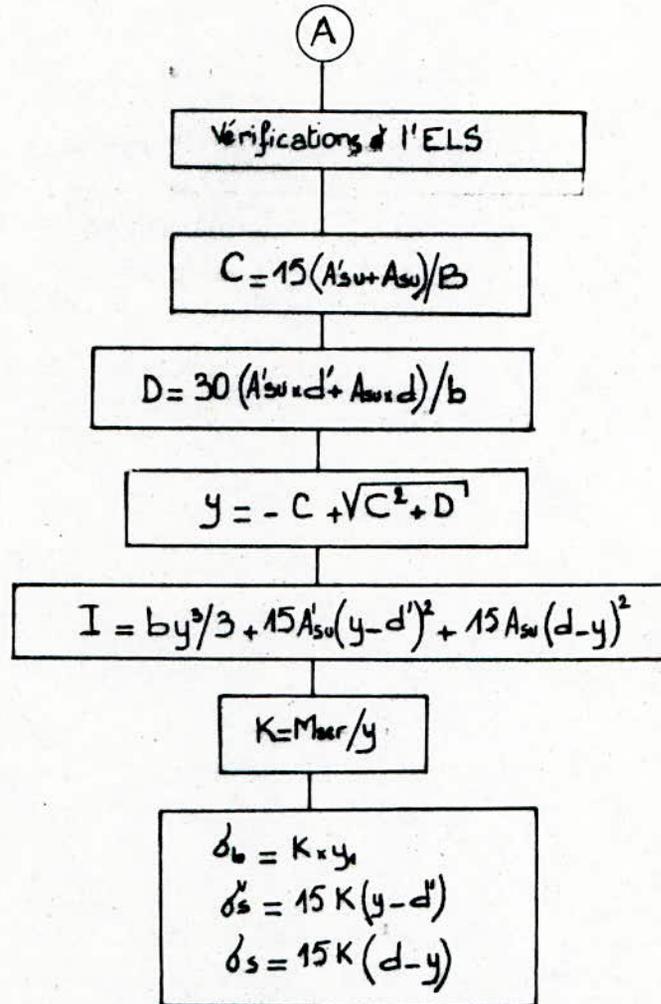
Notre projet d'étude faisant partie de la 5<sup>e</sup> catégorie, des calculs faits ultérieurement ont montrés que ses voiles reprennent 50.23% de la charge verticale ce qui justifie notre choix pour le contreventement par voiles uniquement.

ANNEXE II

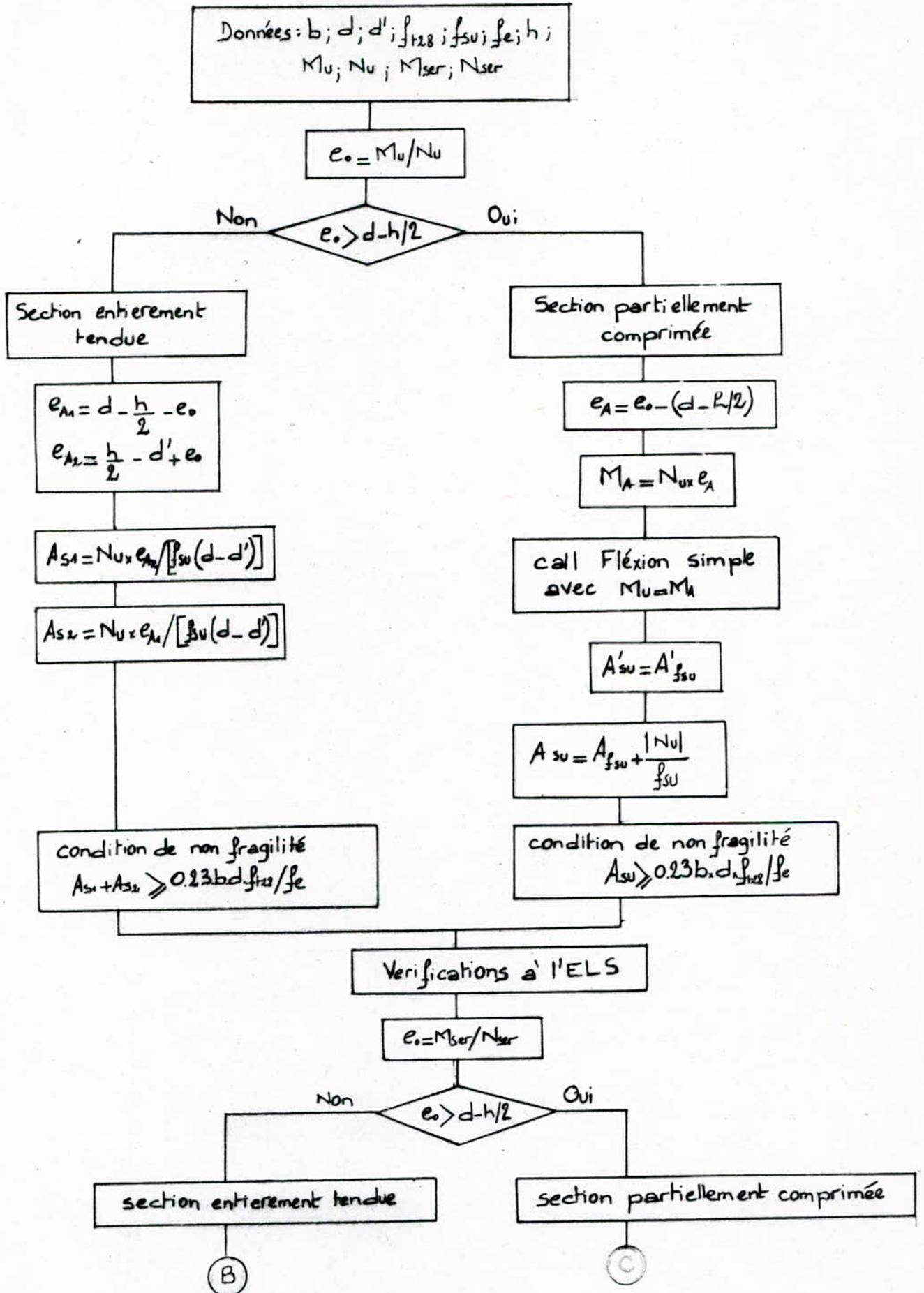
ORGANIGRAMMES DE CALCUL (à l'ELU)  
ET DE VERIFICATION (à l'ELS)

I. FLEXION SIMPLE :





II. FLEXION COMPOSEE AVEC EFFORT NORMAL DE TRACTION :



(B)

$$e_{A1} = d - \frac{h}{2} - e_0$$

$$e_{A2} = \frac{h}{2} - d' + e_0$$

$$\delta_{S1} = \frac{N_{ser} \times e_{A2}}{A_{S1} (d - d')}$$

$$\delta_{S2} = \frac{N_{ser} \times e_{A1}}{A_{S2} (d - d')}$$

(D')      (C)

$$c = h/2 + |e_0|$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_{su}}{b} (c - d') + \frac{90A_{su}}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_{su}}{b} (c - d')^2 - \frac{90A_{su}}{b} (d - c)^2$$

Solution:  $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$y_2$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$$s = by_1^2 / 2 + 15[A'_{su}(y_1 - d') - A_{su}(d - y_1)]$$

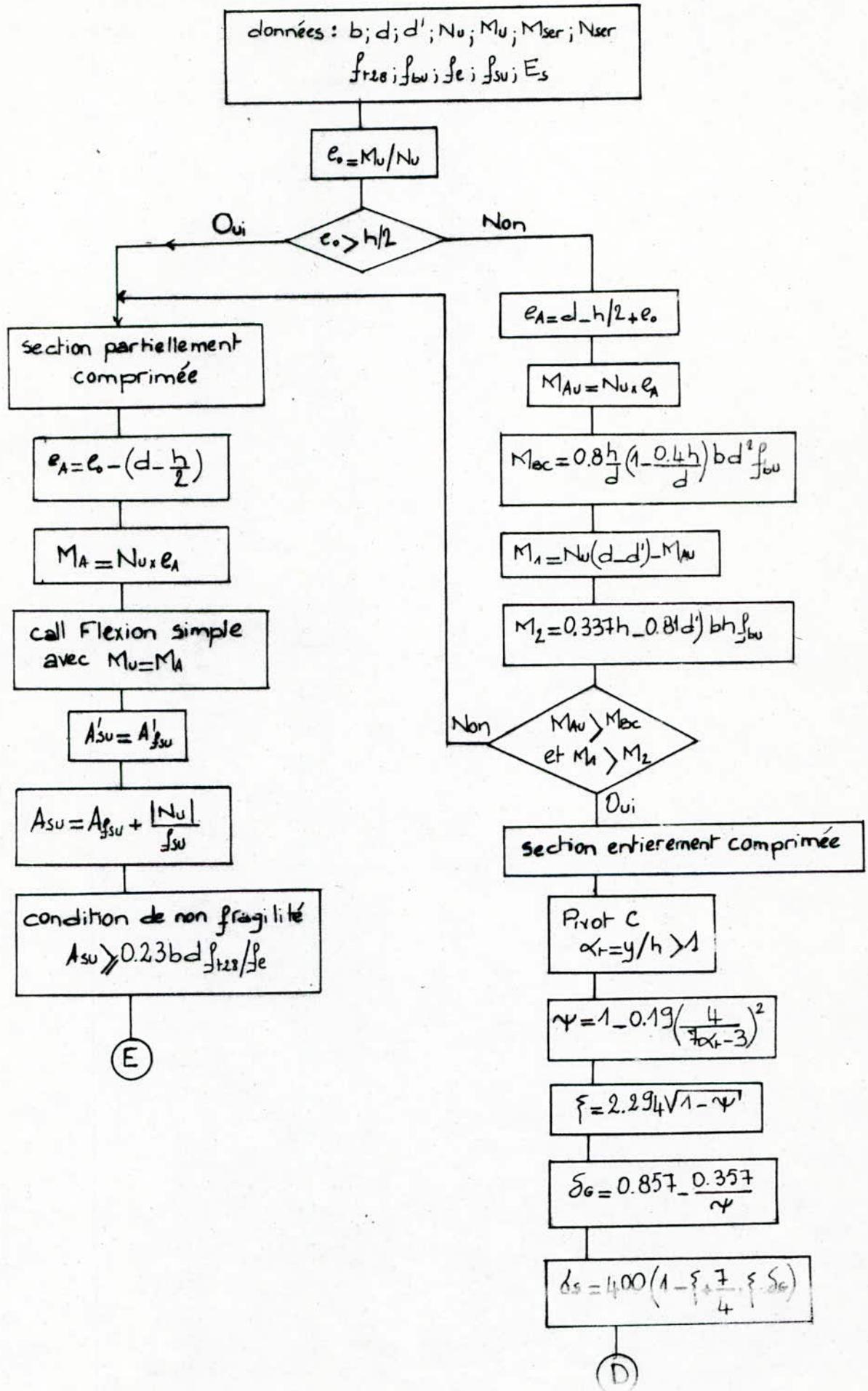
$$K = N_{ser} / s$$

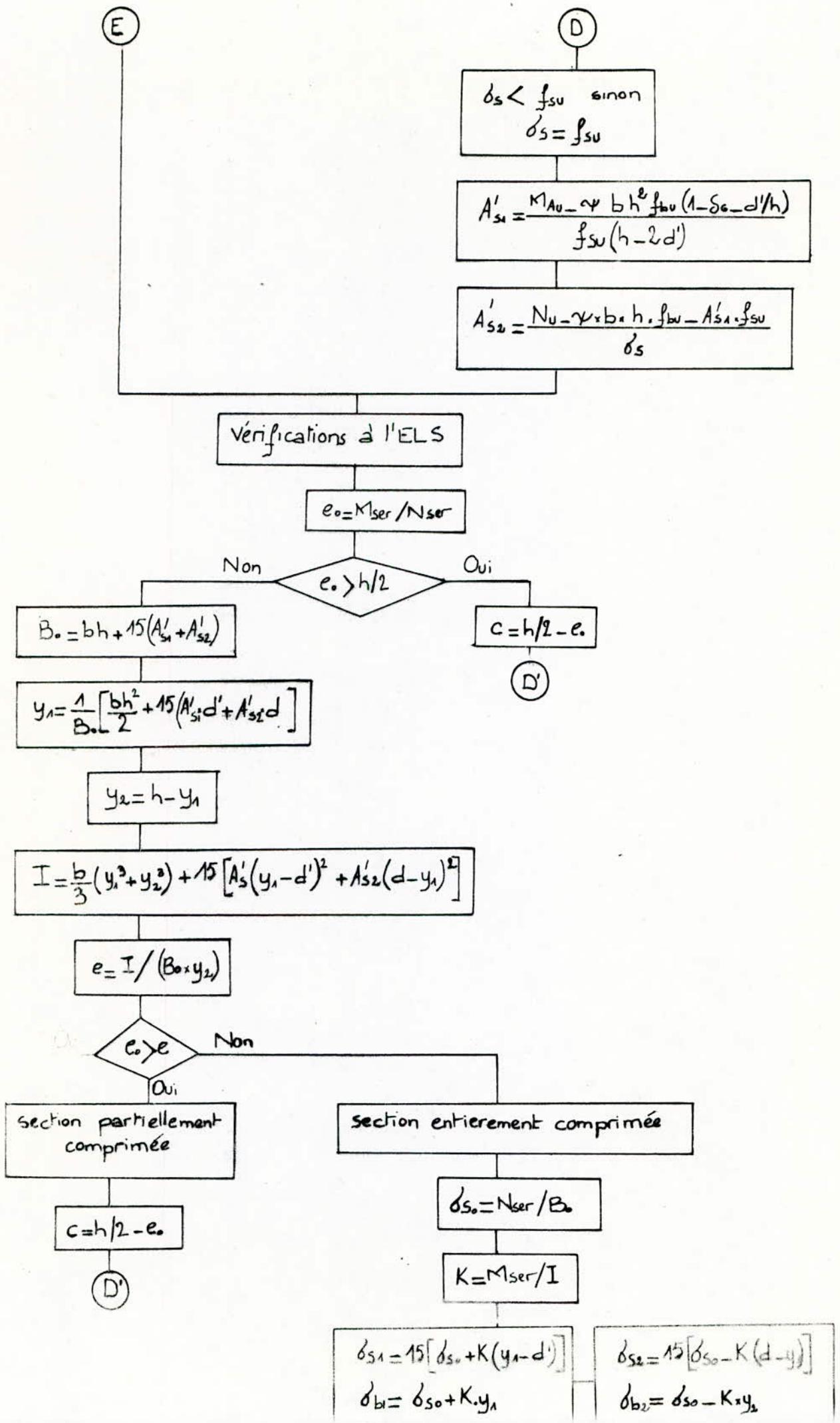
$$\delta_b = K \times y_1$$

$$\delta_{S'} = 15K(y_1 - d')$$

$$\delta_S = 15K(d - y_1)$$

III. FLEXION COMPOSÉE AVEC EFFORT NORMAL DE COMPRESSION :





ANNEXE IIIEFFET DES VARIATIONS DE TEMPERATUREI. INTRODUCTION :

Les variations de la température ambiante provoquent d'importantes variations de volume dans les éléments de construction (structuraux ou non structuraux); par conséquent elles modifient l'état de contrainte dû aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation .

Les paramètres suivants sont susceptibles d'intervenir dans la réponse "thermique" d'une construction :

- variation de la température ambiante .
- matériaux de construction et détails de finition des éléments .
- position de l'élément dans le bâtiment .
- dimensions de l'élément .

Dans les constructions courantes, les actions d'origine thermique produisent particulièrement des désordres dans les éléments non structuraux . Pour les constructions de grandes dimensions ( grande longueur ou grande hauteur ) les variations de température perturbent d'une façon importante l'état général de contraintes et de déformation de la structure même .

Il existe 2 méthodes fondamentales pour tenir compte de l'influence des variations de température sur l'état général de sollicitation d'un bâtiment :

-1<sup>ere</sup> méthode : réaliser des constructions qui de par leur conception d'ensemble sont susceptibles de ne pas subir de déplacements thermiques importants .

-2<sup>eme</sup> méthode : analyser par calcul les contraintes d'origine thermique et dimensionner les éléments de structure afin d'équilibrer ces contraintes dans les conditions d'une sécurité satisfaisante .

Malheureusement, les études théoriques effectuées n'offrent pas aux projeteurs d'éléments sûrs permettant une appréciation exacte des contraintes d'origine thermique; ce qui restreint l'application de cette 2<sup>eme</sup> méthode à quelques catégories de constructions dont le fonctionnement normal empêche l'utilisation des dispositions constructives permettant la déformation plus ou moins libre des diverses parties, c'est notamment le cas des entrepôts frigorifiques, fours, etc . . . .

Dans la plus part des cas pratiques (réalisés en ALGERIE), les ingénieurs de structure sont obligés de choisir la 1<sup>ere</sup> méthode citée ci-dessus et de faire appel aux règles de bonnes construction ( citées plus loin ) ainsi qu'à leur expérience professionnelle .

## II. VARIATION DE LA TEMPÉRATURE AMBIANTE :

Deux catégories de variation de température sont à prendre en compte pour l'étude des constructions :

- variations journalières .
- variations saisonnières .

Les variations de la température ambiante sont suivies des variations de la température interne du matériau . Ce qui caractérise ce transfert de chaleur est un décalage entre la température externe et la température interne du matériau ainsi qu'une atténuation des valeurs extrêmes de la température ambiante .

Par analogie avec les phénomènes mécaniques, nous diront que ce décalage est dû à " l'inertie thermique " de la pièce . Cette inertie dépend de 2 facteurs :

- la conductibilité thermique du matériau .
- les dimensions de la pièce .

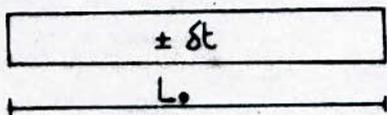
Pour les éléments minces réalisés avec des matériaux de haute conductibilité thermique ( acier par exemple ), les variations journalières et parfois même horaires sont ressenties dans l'ensemble de la pièce et doivent être prises en compte pour la conception et le calcul de l'ouvrage . Par contre, les éléments massifs en béton armé sont influencés uniquement par les variations saisonnières , c-à-d par les modifications lentes de température qui se produisent pendant un intervalle de temps assez long . Ces modifications lentes concernent les longues périodes de basses températures (hiver) ou les périodes chaudes (été) . Pour ces périodes on définit " l'état stationnaire équivalent " qui est la température journalière minimale ayant une période de retour de 40ans ceci car, d'une manière générale, les différences de température hivernales sont plus fortes que les différences estivales .

## III. SOLLICITATIONS THERMIQUES :

### III.1. Sollicitations thermiques des barres droites :

Le comportement des structures et des éléments de structure, sous l'action des variations de température, dépend de la distribution du champs thermique ainsi que de la forme et des proportions de l'élément .

Soit une barre longue, droite, soumise à une variation uniforme de température . Soit  $L_0$  la longueur de la barre à la température de référence et  $\pm \delta t$  une variation de température constante le long de la barre (voir fig1) .



- fig1 -

La relation suivante donne la variation de longueur due à  $\delta t$

$$L_t = L_0 * (1 \pm \alpha * \delta t) = L_0 \pm \delta L_t$$

avec  $\delta L_t = L_0 * \alpha * \delta t$  (\*)

Dans le cas où les déformations longitudinales sont libres, il n'y a pas de contraintes supplémentaires dans le matériau de la barre. Pour la barre ayant les extrémités bloquées, les variations de température provoquent un état de contraintes axiales ( de type traction pour  $\delta t < 0$  et de type compression pour  $\delta t > 0$  ) .

La valeur de la contrainte d'origine thermique peut être déterminée comme suit :

Pour une sollicitation axiale, la déformation longitudinale est donnée par la relation suivante :

$$\delta t = N \cdot L / (E \cdot A) = \sigma \cdot L / E$$

avec N : force axiale  
A : aire de la section transversale  
L : Longueur de la barre  
E : module de YOUNG  
 $\sigma$  : contrainte normale

Compte tenu de la relation (\*) nous obtenons :

$$\sigma_t = \alpha \cdot E \cdot \delta t$$

Il faut remarquer que la contrainte  $\sigma_t$  est dépendante de la longueur de la barre .

#### IV. PROPRIÉTÉS THERMIQUES DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION :

Du point de vue de la réponse thermique (variation des dimensions) chaque matériau est caractérisé par le coefficient de dilatation thermique  $\alpha_1$ . Les valeurs de ce coefficient, pour les principaux matériaux de construction, sont :

	matériaux				
	béton	acier	maçonnerie pierre	aluminium	verre
$\alpha_1$ *(10 <sup>-5</sup> )	1.0÷1.1	1.17	8*10 <sup>-1</sup>	2.60	0.8÷1.5

#### Remarque :

Le béton étant un matériau non homogène, obtenu à partir des agrégats et de la pâte de ciment dont les coefficients de dilatation thermique sont différents, son coefficient de dilatation thermique est fonction des volumes relatifs de ses composants. Une diminution des variations, d'origine thermique, des dimensions peut être obtenue en choisissant des granulats avec un faible coefficient de dilatation (granit, basalte). Mais dans le cas de fréquentes variations de température il faut éviter une différence trop grande entre le coefficient de dilatation des agrégats et celui de la pâte de ciment ( pour assurer la compatibilité des déformations thermiques ). Cette dernière observation concerne d'ailleurs tous les matériaux mixtes dont la stabilité à l'action thermique ne peut être assurée que dans le cas où les composants ont des coefficients de dilatation thermique de valeurs rapprochées. L'association entre le béton et le fer ( le béton armé ) est possible et

avantageuse car les deux coefficients thermiques sont pratiquement égaux .

Pour un élément quelconque, l'effet du rayonnement direct qui modifie la température superficielle est fonction également de la texture du matériau ainsi que de la couleur de la surface exposée .

## V. PRESCRIPTIONS DES REGLES BAEL83 :

### V.1. Généralités (art B.5.0) :

Les effets des variations dimensionnelles qui peuvent habituellement être négligés dans les vérifications d'état limite ultime sont en principe à envisager dans les états limites de service <sup>1</sup>. Mais il est loisible de ne pas les prendre en compte dans les calculs sous réserve de respecter certaines dispositions constructives (données plus loin) .

### V.2. Dimensions des blocs entre joints (art B.5.1) :

Dans les calculs relatifs aux " constructions courantes " et aux " constructions industrielles ", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 25m dans les régions sèches et à forte opposition de température (telles les régions méditerranéennes) .
- 50m dans les régions humides et tempérées .

Quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte, dans les calculs, des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets . On admet, cependant, qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction des effets du retrait et des variations de température .

Si  $l_{max}$  est la distance maximale, entre joints, autorisée et  $l$  la distance entre joints prévue au projet et si  $S_{r+t}$  représente l'une des sollicitations provoquées, dans la construction projetée, par le retrait et la température alors on admet de ne concerver que la fraction  $\alpha$ , définie ci-après, de cette sollicitation :

- si  $l \leq l_{max} \Rightarrow \alpha=0$
- si  $l_{max} < l \leq 1.25 \cdot l_{max} \Rightarrow \alpha=4 \cdot (l/l_{max} - 1)$
- si  $l > 1.25 \cdot l_{max} \Rightarrow \alpha=1$

La tolérance, consistant à négliger les effets du retrait et des variations de température pour des éléments de construction compris entre joints distants au maximum des longueurs fixées ci-dessus, ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète

---

<sup>1</sup> En effet, les variations dimensionnelles sont généralement petites par rapport aux déformations à l'ELU .

en BA reposant sur des supports normalement flexibles <sup>2</sup>. Cette tolérance ne vise pas le cas des poutres de grande longueur reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes les dispositions nécessaires pour que les effets du retrait et des variations thermiques ne produisent pas de désordres dans les maçonneries ni éventuellement des efforts anormaux dans les poutres.

#### VI. CONCLUSION :

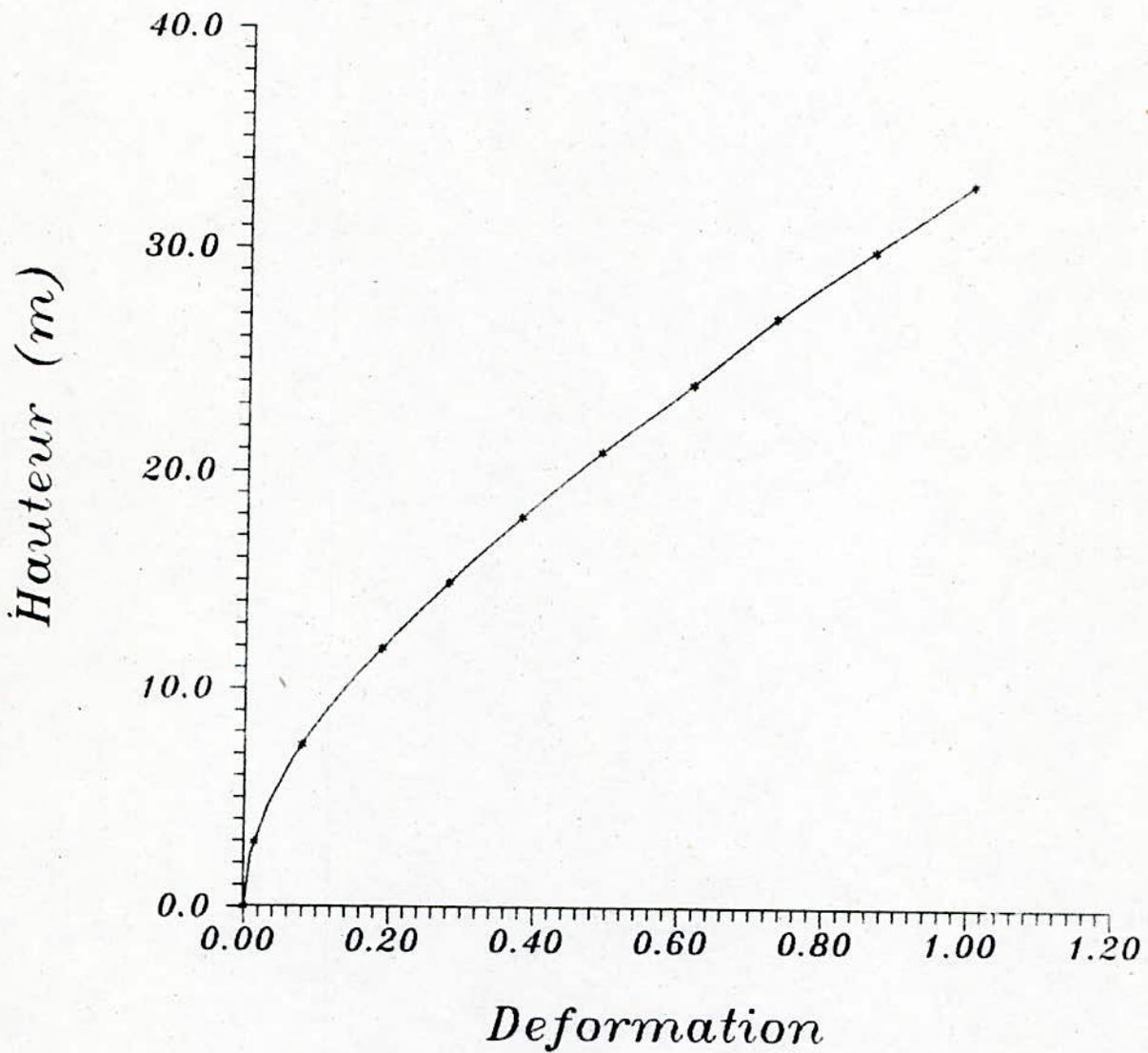
Compte tenu de ce qui vient d'être dit, une meilleure connaissance des particularités de la réponse thermique des constructions nous permet d'envisager les mesures constructives capables d'atténuer les effets des variations de température.

Nous indiquerons ci-après quelques mesures générales à prendre afin de réduire les effets des contraintes d'origine thermique :

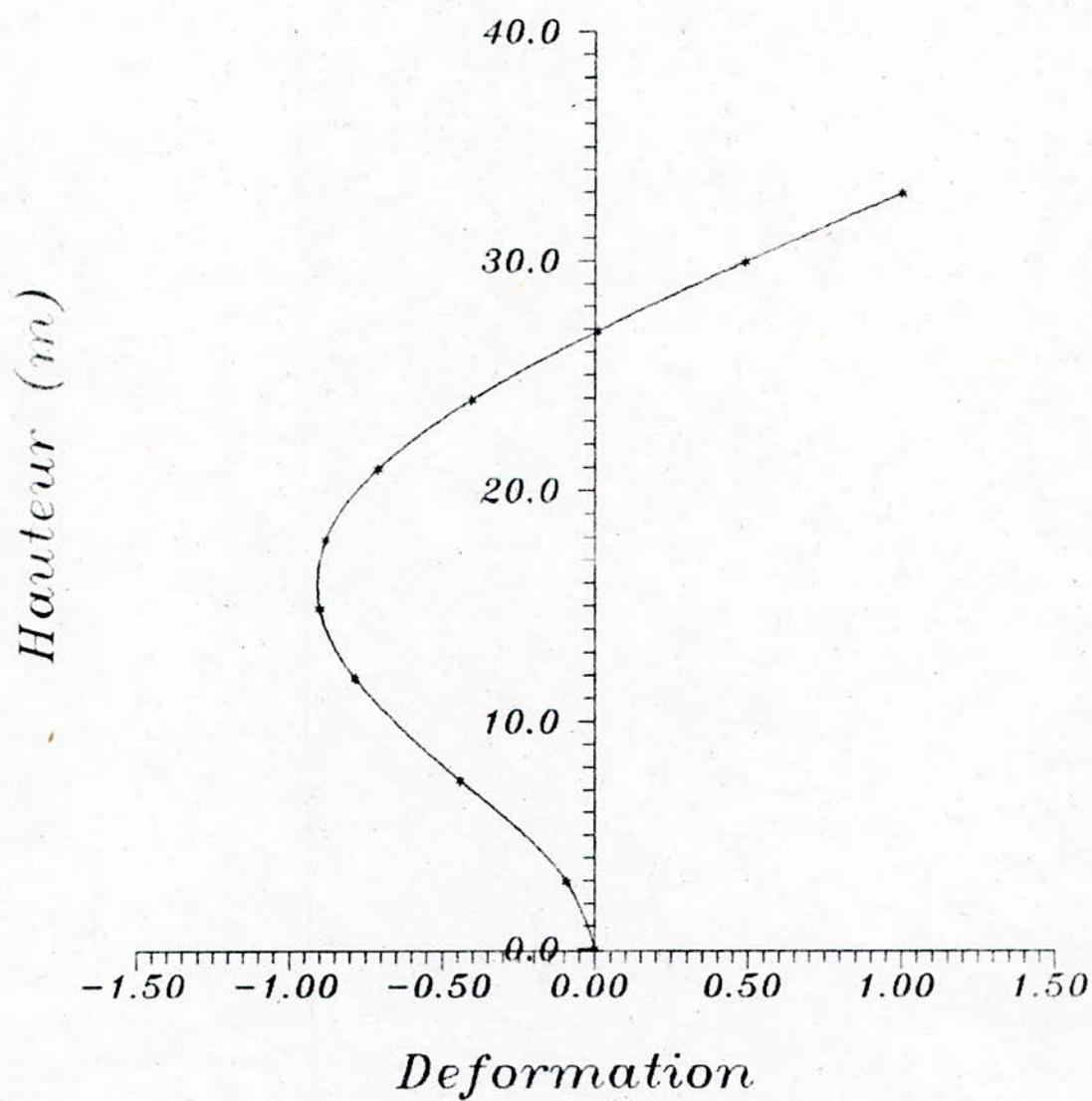
- réduire le nombre des éléments structuraux exposés.
- disposer convenablement les éléments de fermeture, tels que les vitrages.
- adopter pour les façades des matériaux peu sensibles à une augmentation de la température superficielle par rayonnement
- concevoir les façades afin de maintenir les déplacements thermiques inférieurs aux valeurs admissibles.
- prévoir des joints limitant les dimensions des blocs ainsi que les dimensions des éléments sensibles aux variations de température.
- prendre des dispositions constructives de détail pour éviter l'endommagement des éléments non structuraux.
- respecter les règlements.

---

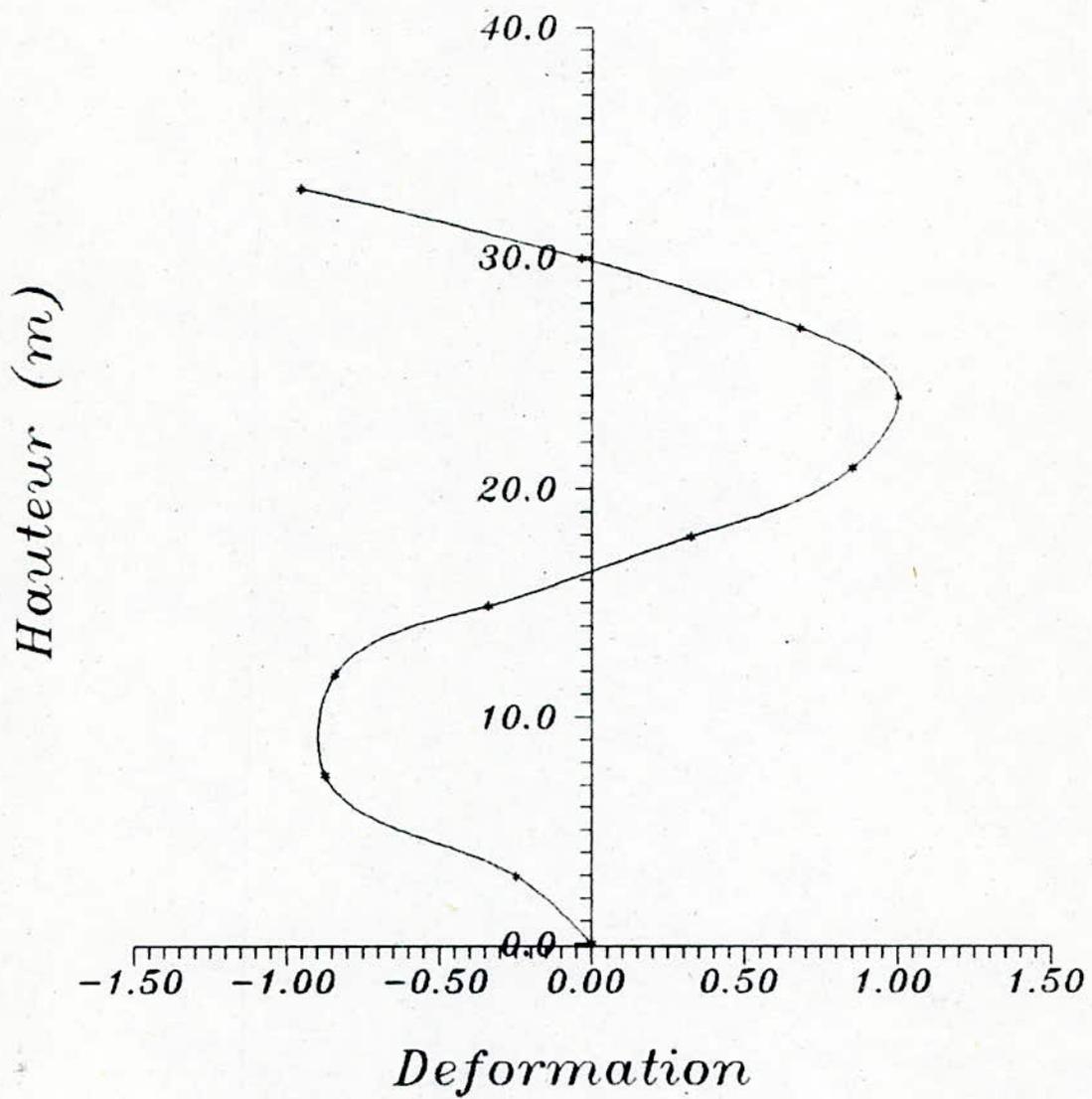
<sup>2</sup> Dans le cas fréquent de bâtiments présentant, en plan, une forme rectangulaire allongée, la présence, aux deux extrémités, de voiles en BA, destinés à assurer le contreventement longitudinal, est très défavorable en ce qui concerne les effets des variations dimensionnelles ; il est bien préférable, lorsque cela est possible, de disposer de tels voiles au voisinage du milieu de la longueur des bâtiments.

ANNEXE IVALLURE DES DEFORMEES SELON LES DIRECTIONS  
PRINCIPALES DE LA STRUCTUREALLURE DE LA DEFORMEE DU MODE  
FONDAMENTAL DE VIBRATION

ALLURE DE LA DEFORMEE DU 2ND MODE  
DE VIBRATION



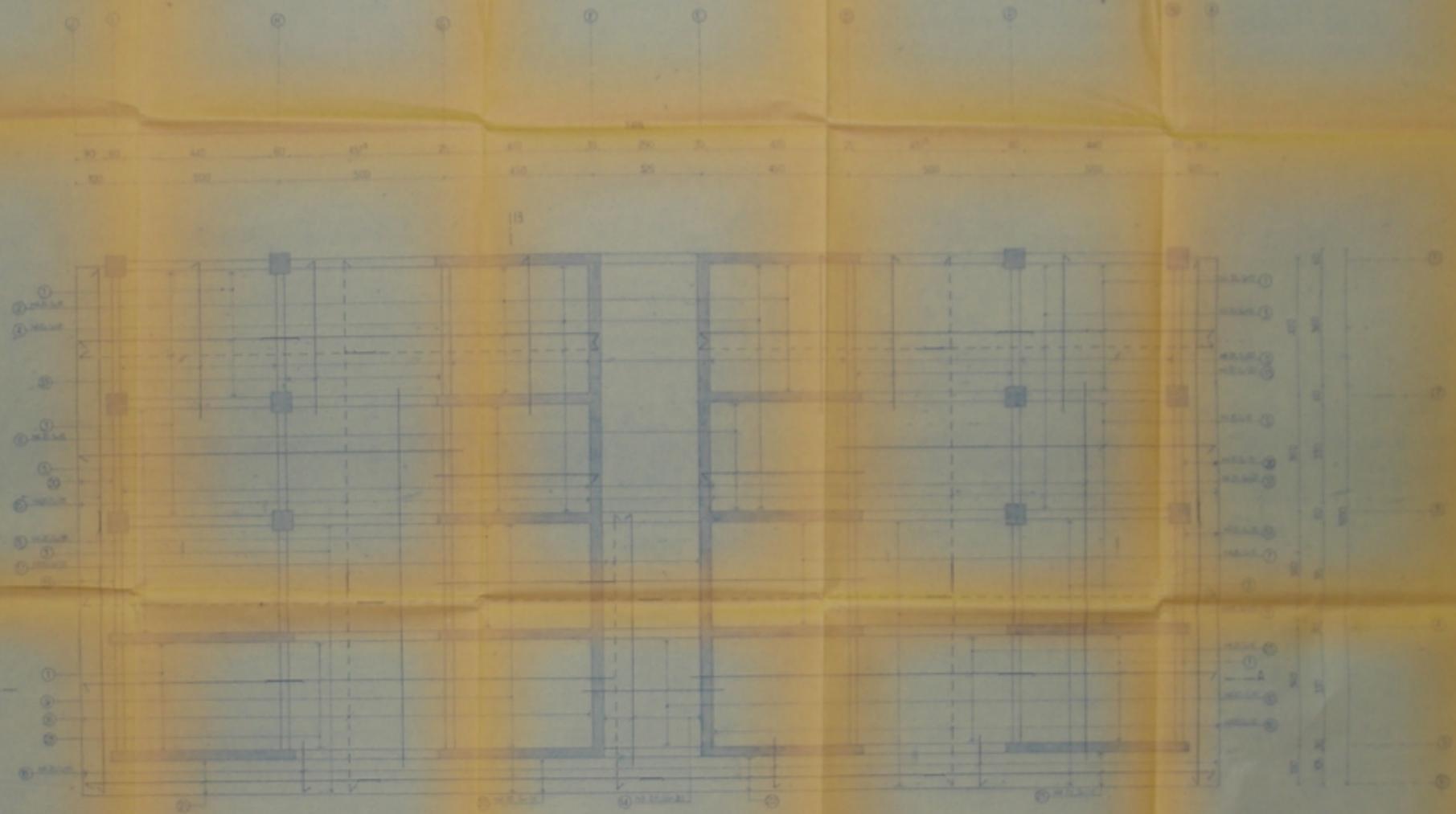
ALLURE DE LA DEFORMEE DU 3EME MODE  
DE VIBRATION



## BIBLIOGRAPHIE

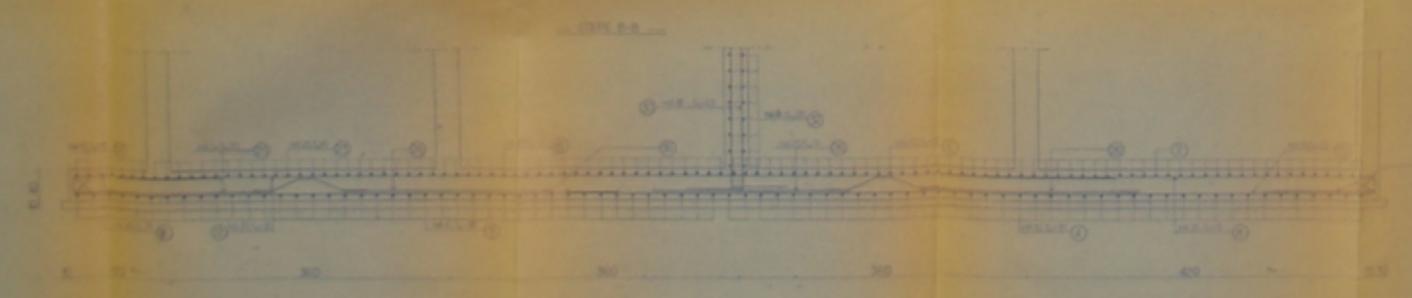
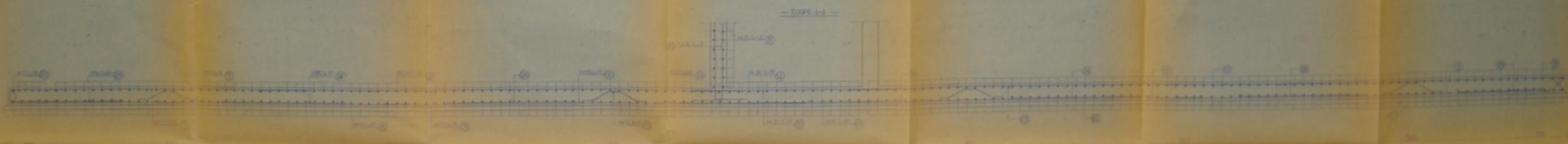
- 1- A.FUENTES, *Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé: bâtiments courants, bâtiments de grande hauteur*, Eyrolles 1983
- 2- P.CHARON, *Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL83*, Eyrolles 1986
- 3- *Règles Parasismiques Algériennes, RPA 88*
- 4- R.BARES, *Tables pour le calcul des dalles et des parois*, Dunod 1968
- 5- M.BELAZOUGUI, *Le béton armé aux états limites*, OPU 1989
- 6- B.GUERRIN, *Calcul des ouvrages en béton armé*
- 7- *Règles définissant les effets de la neige et du vent sur la construction - et annexes, Règles NV65* 1965
- 8- A.CAPRA, V.DAVIDOVICI, *Calcul dynamique des structures en zones sismiques*, Eyrolles 1984

- 9- O.CHALLAL, *Dynamique des constructions et conception parasismique*, Tome 1
  
- 10- A.DOBRESCU, L.DOBRESCU, *Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur*, Tome 1 DPU 1983
  
- 11- C.CLOUGH, *Dynamique des structures*, 1980
  
- 12- M.DAOUDI, M.RILI, A.SALHI, *Conception et calcul des structures soumises au séisme*, DPU 1984
  
- 13- M.DIVER, *Calcul des tours en béton armé*, 1972
  
- 14- G.SANGLERAT, J.COSTET, *Calcul des ouvrages*, Dunod 1983
  
- 15- Thèses



MEMORANDUM DES BUREAU

N°	DATE	OBJET	REDACTEUR	APPROUVE
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				



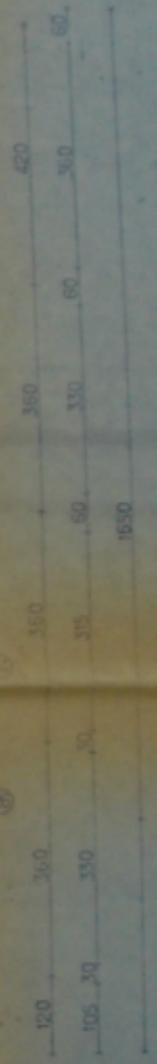
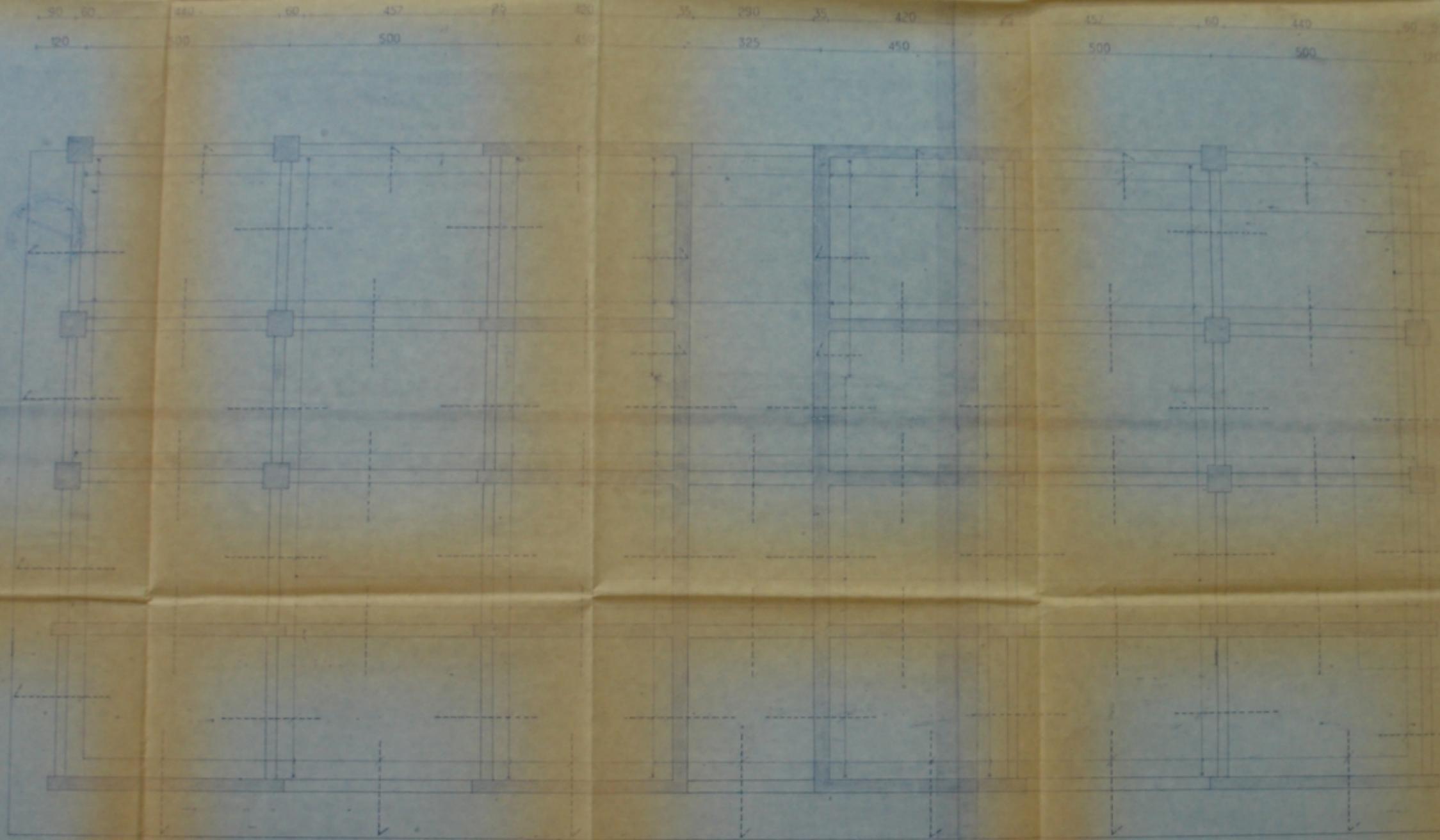
MEMORANDUM DES BUREAU

OBJET DE LA TRAVAIL

DATE

REDACTEUR

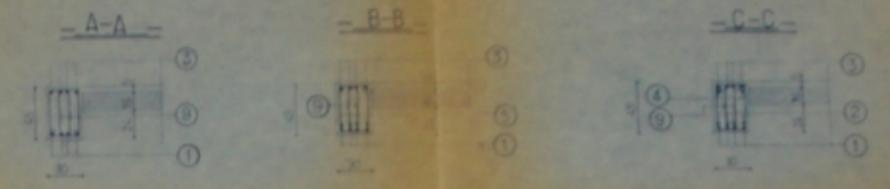
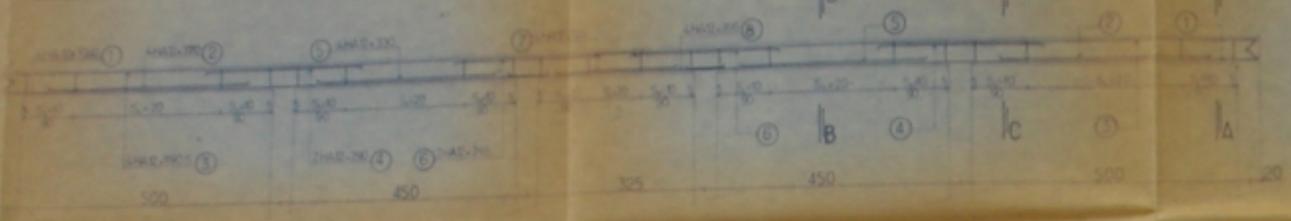
APPROUVE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية	
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ÉTUDES	Année: JUIN 93
COFFRAGE, FERRAILLAGE FONDATIONS (radier)	
Ferrailage sur appui -	Échelle: N° 1/50 2
Étudiant: EFFOUNI Samir Amine	

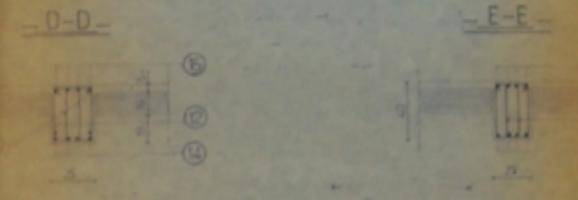
PB 013/93  
N: 2

POUTRES LONGITUDINALES (30x45) Niv 12,8 + 30,24m PLI



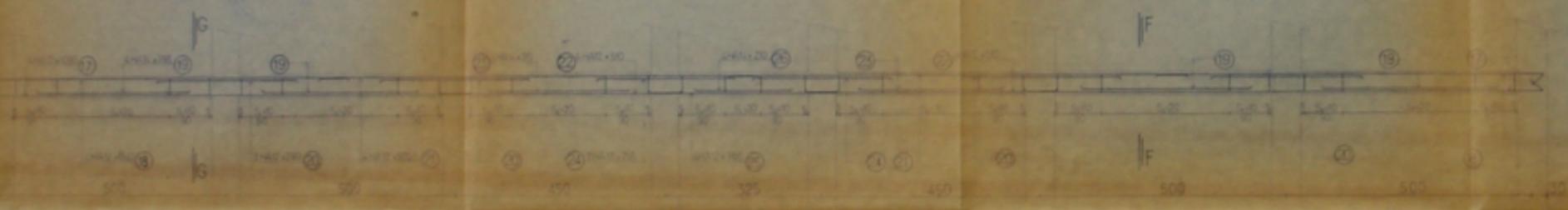
échelle: 1/25

POUTRES TRANSVERSALES P1I (25x40) Niv 12,8m - 30,24m



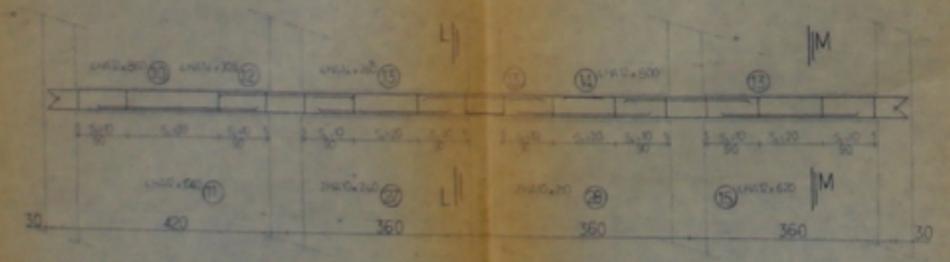
échelle: 1/20

POUTRES LONGITUDINALES PLII (30x45) Niv 0,30m - 7,72m



échelle: 1/25

POUTRES TRANSVERSALES P1II (25x40) Niv 0,30 - 7,72m



échelle: 1/20



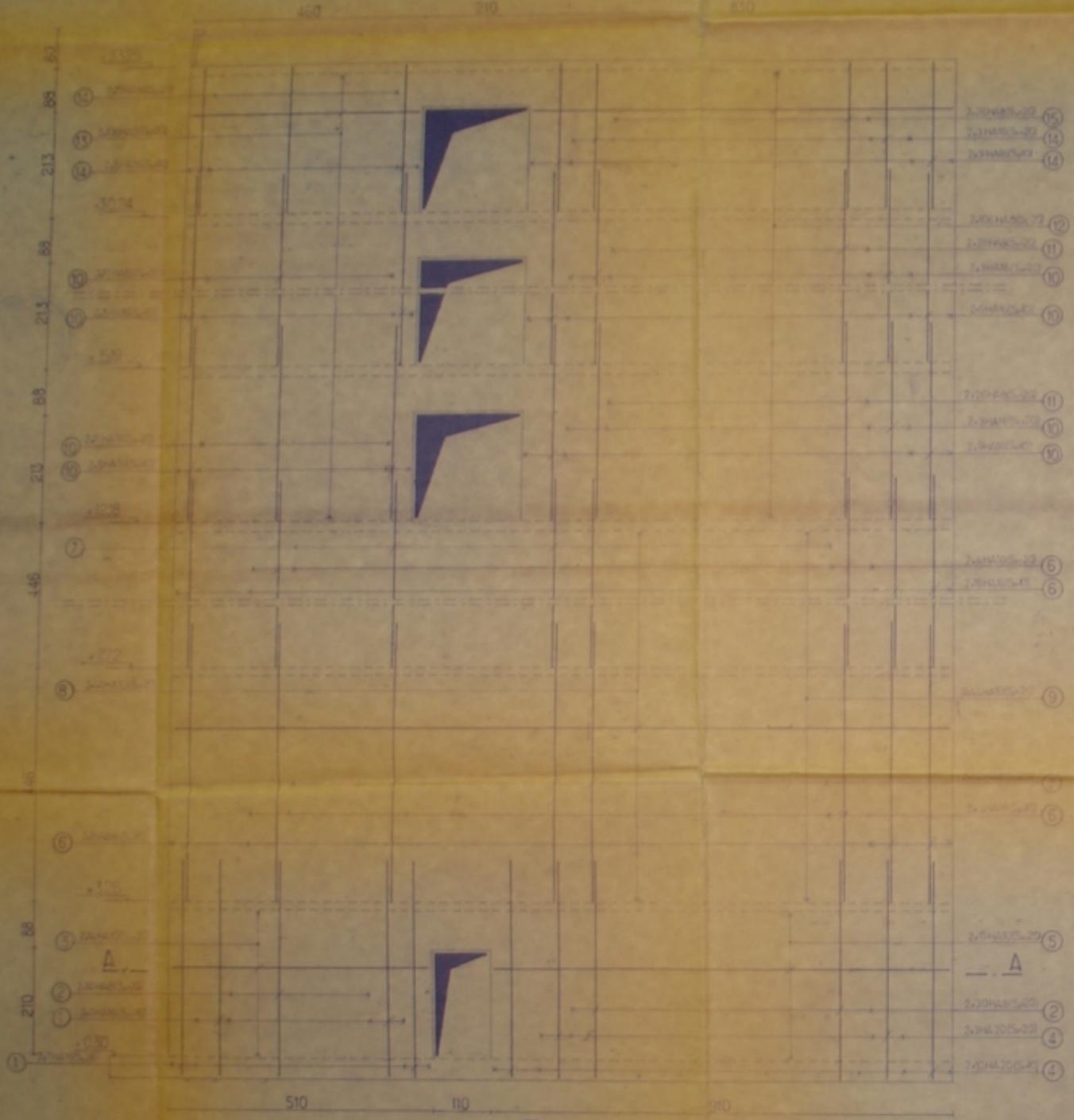
N°	HA	Longueur	Façonnage
34	HA		
33	HA		
32	HA		
31	HA		
30	HA		
29	HA		
28	HA 10	2100	2100
27	HA 10	2400	2400
26	HA 14	2100	2100
25	HA 12	3250	3250
24	HA 12	2550	2550
23	HA 14	1150	1150
22	HA 11	1150	1150
21	HA 10	3035	3035
20	HA 12	2800	2800
19	HA 14	3550	3550
18	HA 12	8400	30/ 8400
17	HA 12	10900	30/ 10900
16	Ø8	1100	Ø8
15	HA 12	5200	30/ 5200
14	HA 10	8000	30/ 7800
13	HA 14	2400	2400
12	HA 14	3050	3050
11	HA 12	10400	30/ 10100
10	HA 12	8600	30/ 8300
9	Ø8	1200	Ø8
8	HA 12	3350	3350
7	HA 12	2250	2250
6	HA 12	2650	2650
5	HA 12	3300	3300
4	HA 12	2900	2900
3	HA 12	1190,5	30/ 1160,5
2	HA 12	3700	3700
1	HA 12	10400	30/ 10100

NOMENCLATURE DES ACIERS

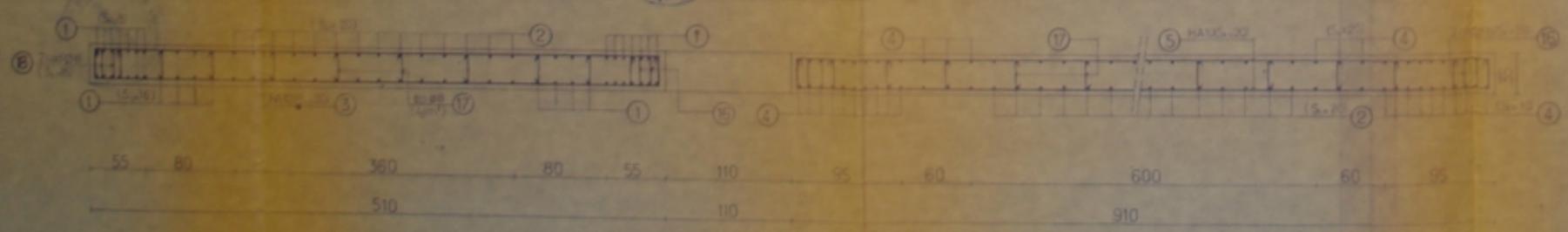
الجمهورية التونسية  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 PROJET DE FIN D'ETUDES Remplir  
JUN 53  
 COFFRAGE - FERRAILLAGE DES  
 POUTRES  
 échelle: 1/30 N°: 3  
 ZEFFANI Saoud Amro



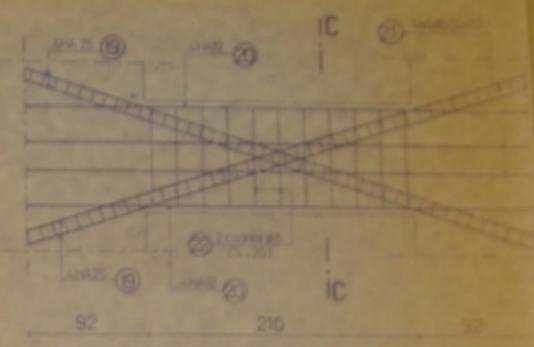
VOILE V<sub>yr</sub>



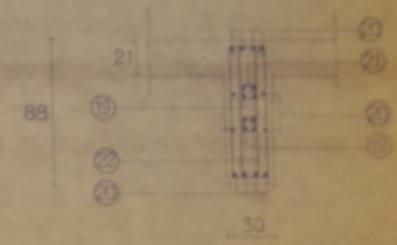
COUPE A-A



LINTEAUX N° 4519, 4520



COUPE C-C



22	28	282		
21	28	50		
20	HA12	395		395
19	HA25	485		485
18	28	96		
17	28	35		
16	28	104		
15	HA8	375	800	295
14	HA16	375	800	295
13	HA8	480	150	635
12	HA8	850	150	635
11	HA8	380		380
10	HA16	380		380
9	HA10	360	150	345
8	HA10	1200	150	1185
7	HA8	525		525
6	HA16	525		525
5	HA10	930	150	75
4	HA20	490	800	410
3	HA10	530	150	500
2	HA8	410	800	410
1	HA10	490	800	410

ACIERS	LIÉGÈRES	FAÇONNAGE
	500	

NOMENCLATURE DES ACIERS

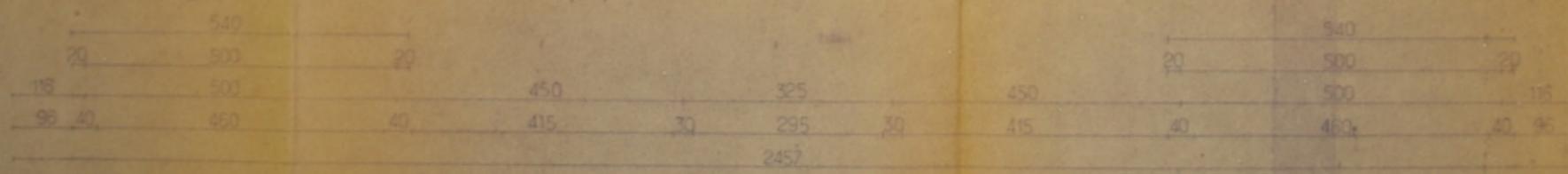
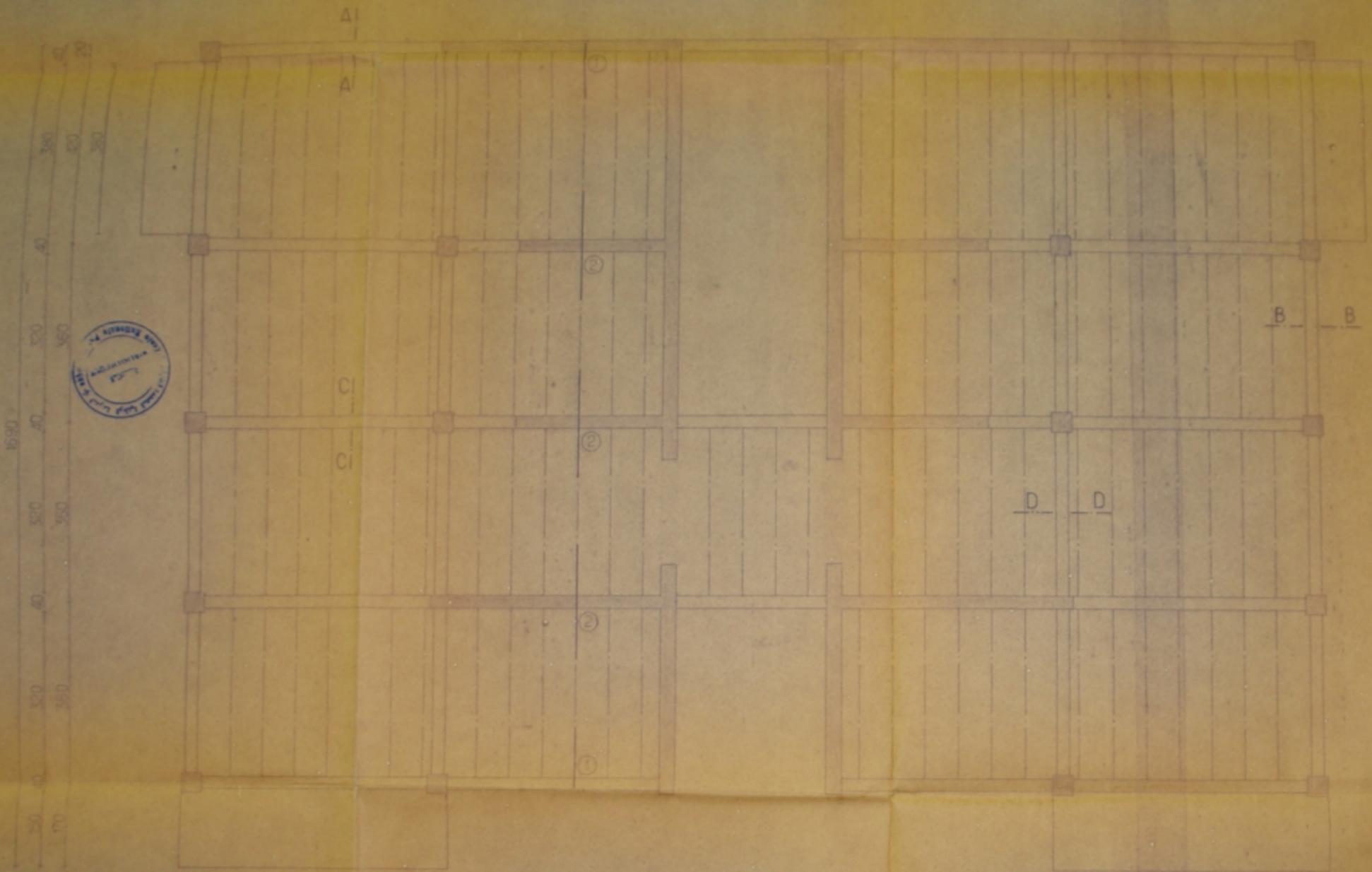


الجمهورية العربية السورية  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 COFFRAGE, FERRAILLAGE VOILE V<sub>yr</sub>

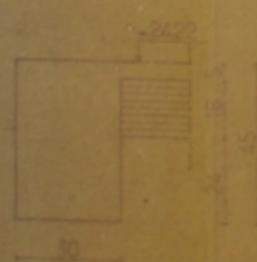
Échelle: 1/50, 1/25, 1/20

par: ZEFFOUNI Samir Amira

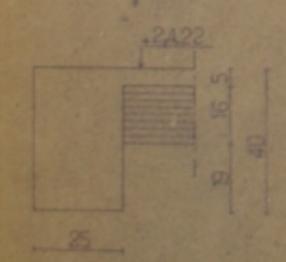
PB 019/93  
 1015



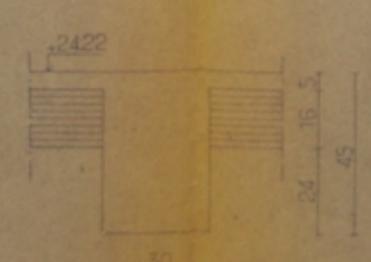
-A-A-



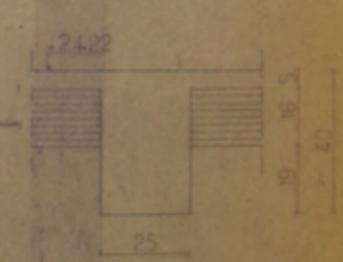
-B-B-



-C-C-



-D-D-



2	HA 10	230	230
1	HA 10	230	230
Reprises	HA 10	230	230

الجمهورية العراقية الديمقراطية  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 COFFRAGE - FERRAILLAGE DU  
 PLANCHER A CORPS CREUX  
 Echelle: 1/50, 1/40, 1/6  
 etudie par: ZEFFOUNI Samir Amra

PB 013/93  
 N:6