

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministere de l'enseignement et de la recherche scientifique

2EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME

ELABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL
AUX ETATS LIMITES D'UNE TOUR
EN PORTIQUES AUTOSTABLES

6 PLANCHES

Proposé par :

Pr B. TILIOUINE

Etudié par :

H. BOUTALEB
N. BAKIR

Dirigé par :

Pr B. TILIOUINE

PROMOTION JUIN 1988

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministere de l'enseignement et de la recherche scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME

ELABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL
AUX ETATS LIMITES D'UNE TOUR
EN PORTIQUES AUTOSTABLES

Proposé par :

Pr B. TILIOUINE

Etudié par :

H. BOUTALEB
N. BAKIR

Dirigé par :

Pr B. TILIOUINE

PROMOTION JUIN 1988

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département : Génie Civil
Promoteur : B.TILIOUINE
Elèves Ingénieurs : H.BOUTALEB & N.BAKIR

مصلحة : هندسة مدنية
موجه : ب. تليوينة
تلميذ مهندس : حسنة بوطالب
نور الدين بكير

الموضوع : انشاء برامج حسابية في الحالات المحدودة للمنشآت المتكونة
بالركائز والجوائز.

الملخص : هذا المشروع يهدف الى انشاء برامج حسابية في الحالات المحدودة
للمنشآت بالحزبان المعصية بالركائز والجوائز.
الخصائص الهندسية والميكانيكية تستعمل كمدخل للمعطيات لتحديد
ابعاد كل العناصر وفقاً لمتطلبات.

Sujet : Elaboration d'un logiciel de calcul aux états
limites d'une tour en portiques autostables.

Résumé :

Le présent projet a pour objectif l'élaboration
d'un logiciel de calcul aux états limites des
structures en béton armé contreventées par des
portiques autostables .

les caractéristiques géométriques et mécaniques
sont utilisées comme données d'entrée afin de
dimensionner tous les éléments de la structure.

Subject : Development of a computer program using ultimate
state theory to analyse multistorey portal
frames structure.

Abstract :

The aim of a present research is to develop a
computer program (or software) using ultimate
state theory to analyse wind resisting structure
using portal frames.

Given the mechanical and geometrical properties
as input ,the computer program will work out
the dimensions and steel area of each elements
of the structure.

Remerciements

Notre reconnaissance la plus sincère a tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a l'élaboration de ce projet.

Nous remercions plus particulièrement :

- Pr B.TILIOUINE qui n'a ménagé aucun effort pour nous venir en aide , apprendre , conseiller et diriger .
Qu'il trouve ici le témoignage de notre reconnaissance.
- A tous les enseignants qui ont contribué a notre formation depuis le cycle primaire .
- A tous ceux qui ont contribué et on espère qu'ils se connaîtront .

HOCINE & NOUR-EDDINE

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- A ma mère dont les sacrifices a mon égard n'ont de compensation que mon admiration dévouée avec toute mon affection.
- A mon père qui demeure pour moi l'exemple de bonté et de sagesse ,avec toute ma profonde affection .
- A ma grand mère et a ma tante : Leurs esprits de sacrifice et leurs gentillessees ,qu'elles trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance .
- A mon frère.
- A mes soeurs .
- A ma très chère nièce IKRAM .
- A toute ma famille .

HOCINE

Je dédie ce modeste travail :

- A ma mère trois fois .
- A mon père qui a souffert pour me voir ainsi diplômé .
- A mes frères et soeurs .
- A ma famille .

NOUR-EDDINE

On dédie ce modeste travail :

- A tous ceux qui croient en DIEU et le craignent .
- A tous nos amis .

HOCINE & NOUR-EDDINE

SOMMAIRE

- CH I- Présentation de l'ouvrage.
- CH II- Caractéristiques mécaniques des matériaux.
- CH III- Charges et surcharges.
- CH IV- Déscente de charges.
- CH V- Prédimensionnement.
- CH VI- Calcul des éléments:
 - * Calcul des escaliers.
 - * Calcul de l'acrotère.
 - * Calcul des poutrelles.
 - * Calcul des planchers-dalles.
- CH VII- Etude au vent:
 - *Force de trainée.
 - *Force de portance.
 - *Force de dérive.
- CHVIII- Etude au séisme:
 - *Modélisation de la structure.
 - *Etude de la réponse dynamique de la structure.
 - Organigramme.
 - Résultats.
 - *Evaluation de la charge sismique horizontale:
 - Méthode RPA 81.
 - Méthode PS 69.
 - Méthode spectrale.
 - Organigramme.
 - Résultats.
 - *Vérification au renversement.
 - *Résultats.
- CH IX- Calcul des efforts internes:
 - *Sous charges latérales "MUTO":
 - Calcul des rigidités.
 - Calcul du cdm et du cdt.
 - Déformation horizontale.
 - Détermination des sollicitations.
 - *Sous charges verticales.
- CH X- Combinaisons des sollicitations.
- CH XI- Bases de calcul aux états limites:
 - *Hypothèses fondamentales.
 - *Règle des 3 pivots.
- CH XII- Ferrailage des poutres et des poteaux:
 - *Organigrammes.
 - *Résultats.
- CHXIII- Fondations:
 - *Calcul Radier.
 - *Organigramme.
 - *Résultats.
- CH XIV- Organigramme général.
- CH XV- Conclusion.



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Généralités:

Le projet d'étude présenté porte sur le calcul des éléments résistants en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bâtiment sera situé dans une ville classée en zone II par les RPA 81 . Il se compose :

- D'un sous-sol qui est à usage de parking.
- D'un rez de chaussées qui est à usage de magasins.
- De 14 étages courants.
- Une cage d'ascenseur.
- Un vide sanitaire.

1°)Caractéristiques géométriques du Bâtiment.

1.1 Ossature:

Le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques autostables en béton armé dans les 2 sens .

Les dimensions en plan sont les suivantes:

- Sens longitudinal:.....L = 25.5 m
- Sens transversal:.....l = 9.80 m
- Hauteur totale du Bt:.....H= 46.92 m
 - H du sous-sol:3.70 m
 - H du RDC:.....4.08 m
 - H de l'étage courant:.....3.06 m

1.2- Planchers:

Tous les planchers sont à corps creux à l'exception du plancher RDC qui est un plancher dalle.

1.3-Cage d'escaliers:

L'escalier est du type droit et constitué par deux volées adjacentes appuyées sur les deux paliers.
Les éléments d'escalier seront tous coulés sur place.

2°)Caractéristiques des matériaux:

2.1-Béton: Pour le béton entrant dans la réalisation de notre ouvrage, nous nous conformerons aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 83) et à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE.

3.2 Aciers: Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (Fe E 40).

CHAPITRE-2

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I) Aciers:

1°) Catégorie d'aciers:

Les armatures utilisées sont des barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, ce sont des armatures de type (1) de nuance FeE(40).

2°) Contraintes de calcul à l'état limite ultime:

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

-De l'origine au point A ($f_e / (\gamma_s * E_s)$, f_e / γ_s) une droite d'équation: $\sigma_s = E_s * \epsilon_s$.

-Du point A au point B une horizontale d'ordonnée f_e / γ_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

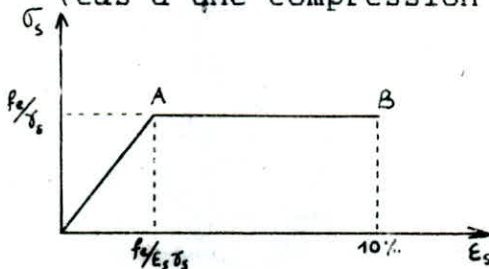
E_s : Module d'élasticité. $\Rightarrow E_s = 2E + 5$ Mpa

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeurs:

$\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles. $\Rightarrow F_{su} = 400$ Mpa

$\gamma_s = 1.15$ Pour les autres cas. $\Rightarrow F_{su} = 348$ Mpa

L'allongement maximale de l'acier est limité à 10 %.
Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas d'une compression).



3°) Contraintes de calcul à l'état limite de service:

L'acier dans ce cas est considéré comme un matériau linéairement élastique, c'est à dire que les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

II) Béton:

1°) Résistances caractéristiques:

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.
 $\Rightarrow f_{c28} = 27$ Mpa.

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

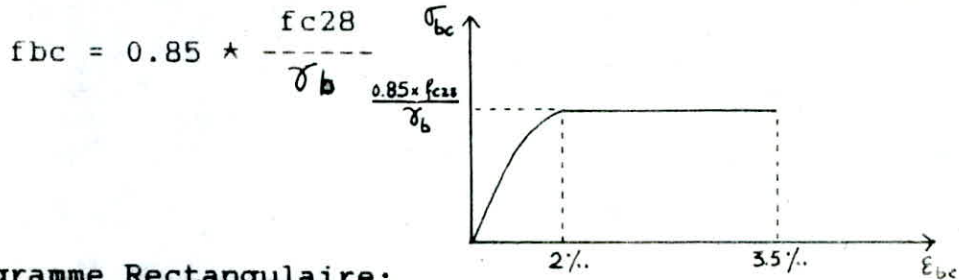
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa}$$

2°) Diagramme Déformations-Contraintes:

Pour la vérification à l'état limite ultime ,on doit utiliser pour le béton un diagramme non-linéaire "Parabole-Rectangle" ou bien , dans un but de simplification ,le diagramme rectangulaire qui en est déduit .

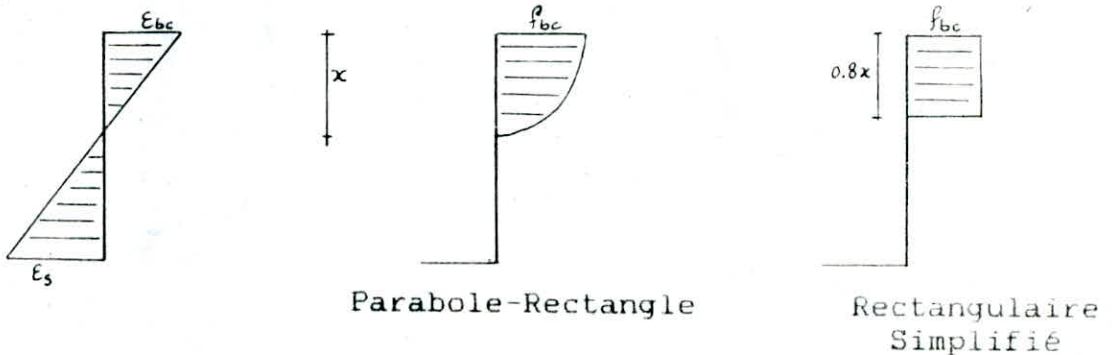
Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire , est défini par son module d'élasticité .

a) Diagramme Parabole-Rectangle:



b) Diagramme Rectangulaire:

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant au diagramme Parabole-Rectangle le diagramme rectangulaire simplifié.



3°) Module de déformation longitudinale:

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est supérieur à 28 jours et l'on considère un module "de courte durée" (Ei) et un module "de longue durée" (Ev) donnés par:

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{ Mpa}$$

$$E_v = E_i / 3 = 11000 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE-3

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES ET SURCHARGES

I) Plancher terrasse:

A Terrasse inaccessible:

a) Charges permanentes:

-Gravillons de protection.(5cm):.....	100	Kgs/m ²
-Etanchéité multicouches.(2cm):.....	012	Kgs/m ²
-Forme de pente.(1.5%):.....	198	Kgs/m ²
-Isolation thermique.(4cm):.....	016	Kgs/m ²
-Dalle+Hourdis.(16+4):.....	275	Kgs/m ²
-Enduit+Plâtre.(2cm):.....	020	Kgs/m ²

G = 621 Kgs/m²

b) Surcharges d'exploitations:..... Q = 100 Kgs/m²

B Terrasse accessible:

a) Charges permanentes:

-Carrelages.(2cm):.....	040	Kgs/m ²
-Etanchéité multicouches.(2cm):.....	012	Kgs/m ²
-Forme de pente.(1.5%):.....	198	Kgs/m ²
-Isolation thermique en liège.(4cm):.....	016	Kgs/m ²
-Dalle+Hourdis.(16+4):.....	275	Kgs/m ²
-Enduit+Plâtre.(2cm):.....	020	Kgs/m ²

G = 587 Kgs/m²

b) Surcharges d'exploitations:..... Q = 175 Kgs/m²

II) Plancher Courant:

a) Charges permanentes:

-Carrelages.(2cm):.....	040	Kgs/m ²
-Mortier.(2cm):.....	036	Kgs/m ²
-Sable.(2cm):.....	036	Kgs/m ²
-Hourdis+Dalle.(16+4):.....	275	Kgs/m ²
-Cloisons:.....	075	Kgs/m ²
-Enduit+Plâtre.(3cm):.....	030	Kgs/m ²

G = 492 Kgs/m²

b) Surcharges d'exploitations:..... Q = 175 Kgs/m²

III) Plancher RDC:

a) Charges permanentes:

-Carrelages.(2cm):.....	040	Kgs/m ²
-Mortier.(2cm):.....	036	Kgs/m ²
-Sable.(2cm):.....	036	Kgs/m ²
-Dalle en Beton Armé.(20cm):.....	500	Kgs/m ²
-Cloisons:.....	075	Kgs/m ²
-Enduit+Plâtre.(3cm):.....	030	Kgs/m ²

G = 717 Kgs/m²

b) Surcharges d'exploitations:..... Q = 400 Kgs/m²

IV) Mur Extérieur:

Le mur extérieur est formé d'un double cloisons , l'un de 15cm d'épaisseur et l'autre de 5cm avec un vide de 5cm entre eux.

-Brique creuse.(15cm):.....	130 Kgs/m2
-Brique creuse.(5cm):.....	090 Kgs/m2
-Enduit intérieur.(1cm):.....	034 Kgs/m2
-Enduit extérieur.(1cm):.....	044 Kgs/m2

	G = 298 Kgs/m2

V) Balcon:

-Poids Propre:2500*(50*15+117.5*14+25*40)E-2	G= 849 Kgs/ml
-Surcharges d'exploitations:.....Q	= 350 Kgs/ml

VI) Acrotère:

-Poids Propre: 2500*(0.9*0.1).....G	= 225 Kgs/ml
-surcharges d'exploitations:.....Q	= 100 Kgs/ml

VII) Escalier:

1°) Volée d'escalier:

a) Charges permanentes:

-Paillasse:.....2500*0.14/0.843.....	415 Kgs/m2
-Marches:.....2200*0.17/2.....	187 Kgs/m2
-Carrelages+Mortier.....	080 Kgs/m2
-Enduit+Plâtre.....	030 Kgs/m2

	G = 712 Kgs/m2
<u>b) Surcharges d'exploitations:.....Q</u>	= 400 Kgs/m2

2°) Palier:

a) Charges permanentes:

-Dalle :.....0.20*2500 =	500 Kgs/m2
-Carrelage + Mortier.....	080 Kgs/m2
-Enduit.....	030 Kgs/m2

	G = 610 Kgs/m2
<u>b) Surcharges d'exploitations:.....Q</u>	= 400 Kgs/m2

CHAPITRE-4

DESCENTE DE CHARGES

DESCENTE DE CHARGES

I) Poteau Central:

Surface lui revenant : $S = (2.7 + 2.2) * 3 = 14.7 \text{ m}^2$

A) Charges:

- Niveau 16: (Niveau terrasse)

.Terrasse accessible:.....587*14.7 = 8.630 t
.Poutres longitudinales:....0.45*0.25*3*2500 = 0.844 t
.Poutres transversales:(2.2+2.7)*0.6*0.3*2500= 2.205 t

N16 = 11.68 t

- Niveau 15: (Niveau Courant)

.Plancher Courant:.....492*14.7=7.230 t
.Poutres longitudinales:.....0.844 t
.Poutres transversales:.....2.205 t
.Venant du niveau 16:.....11.68 t

N15 = 21.96 t

- Niveau 14:

.Plancher Courant:.....492*14.7 = 7.230 t
.Poutres longitudinales:.....0.844 t
.Poutres transversales:.....2.205 t

M = 10.279 t

.Venant du niveau 15:.....21.960 t

N14 = 32.239 t

- Niveau 2: (Niveau Courant)

.(12 * M):.....123.35 t
.Venant du niveau supérieur:.....32.24 t

N2 = 155.59 t

- Niveau 1: (RDC)

.Plancher RDC:.....14.7*0.717 = 10.54 t
.Poutres longitudinales:.....0.844 t
.Poutres transversales:.....2.205 t
.Venant du niveau superieur:.....155.59 t

N1 = 170 t

B) Surcharges d'exploitations:

En tenant compte de la dégression de charge, On obtient:
A la base $Q = 30.320 \text{ t}$

==> A l'état limite ultime: $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 275t$
 A l'état limite de service: $N_{ser} = G + P = 201t$

II) Poteau de Rive:

Surface lui revenant : -Plancher : 6.6 m²
 -Balcon : 4.5 m²

A) Charges:

-Niveau 16: (Niveau Terrasse)

-Plancher terrasse:.....587*6.6 = 3.874 t
 -Acrotère :.....1.22*0.10*3*2500 = 0.915 t
 -Poutres longitudinales:....3*0.45*0.25*2500 = 0.844 t
 -Poutres transversales:.....2.2*0.6*0.3*2500 = 0.990 t

 N16 = 6.623 t

-Niveau 15: (Niveau Courant)

-Plancher Courant:.....492*6.6 = 3.180 t
 -Poutres longitudinales:.....0.844 t
 -Poutres transversales:.....0.990 t
 -Mur extérieur:.....2.740 t
 -Balcon:.....2.549 t

 M = 10.303 t
 -Venant du niveau supérieur:.....6.623 t

 N15 = 16.926 t

-Niveau 2:

-(13*M):.....133.939 t
 -Venant du niveau supérieur:.....16.926 t

 N2 = 150.865 t

-Niveau 1: (RDC)

-Plancher:.....6.6*0.717 = 4.74 t
 -Poutres longitudinales:.....0.844 t
 -Poutres transversales:.....0.990 t

 6.574 t
 -Venant du niveau supérieur:.....150.865 t

 G = 157 t

B) Surcharges d'exploitations:

En faisant la dégression sur les surcharges on aura à la base une surcharge : $Q = 27 t$

A l'état limite ultime : $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 252 t$

A l'état limite de service : $N_{ser} = G + Q = 184 t$

CHAPITRE-5

PRE- DIMENSIONNEMENT

PREDIMENSIONNEMENT

I) Poutrelles:

La condition de limitation de flèche dans les poutrelles est le critère le plus important pour le prédimensionnement.

$$l = 4.5 \text{ m (Portée de la poutrelle)}$$

$$hp = \frac{l}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

Soit donc un plancher (16 + 4)

II) Poutres:

Les poutres sont prédimensionnées d'après les limites de déformations imposées par monsieur " Pierre Charon ".

Sens longitudinal: (Poutres non porteuses)

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad \implies \quad \frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10}$$

$$0.3 * ht \leq b \leq 0.7 * ht$$

$$\implies ht = 45 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 25 \text{ cm}$$

Sens transversal: (Poutres porteuses)

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad \implies \quad \frac{540}{15} \leq ht \leq \frac{540}{10}$$

$$0.3 * ht \leq b \leq 0.7 * ht$$

$$\implies ht = 50 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions de ces poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ En zone II OK!
- $h \geq 30 \text{ cm}$ OK!
- $3 \geq \frac{h}{b}$ OK!
- $1.5 * h + b \geq b \text{ max}$ OK!

III) Poteaux:

On majore l'effort normal de 20% vu qu'on a négligé les poteaux dans la descente de charge.

$$\text{En BAEL } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 15.3 \text{ Mpa}$$

On considère trois types de poteaux :

1°) Poteau Central:

$$N_u = 1.2 * 275 = 330 \text{ t}$$

$$\frac{N_u}{S} \leq f_{bu} \implies S \geq \frac{N_u}{f_{bu}} = 2157 \text{ cm}^2$$

$$\implies S = (60 * 60) \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par les RPA 81 :

$$-\text{Min} (b , h) \geq 25 \text{ cm En zone II} \quad \text{OK!}$$

$$-\frac{l}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \quad \text{OK!}$$

$$-\text{Min} (b , h) \geq \frac{h}{20} \quad \text{OK!}$$

2°) Poteaux de rive et d'angle:

$$N_u = 1.2 * 252 = 302 \text{ t}$$

$$\frac{N_u}{S} \leq f_{bu}$$

$$\implies S \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \quad S = (50 * 50) \text{ cm}^2$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions exigées par les RPA :

$$-\text{Min} (b , h) \geq 25 \text{ cm En zone II} \quad \text{OK!}$$

$$-\frac{l}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \quad \text{OK!}$$

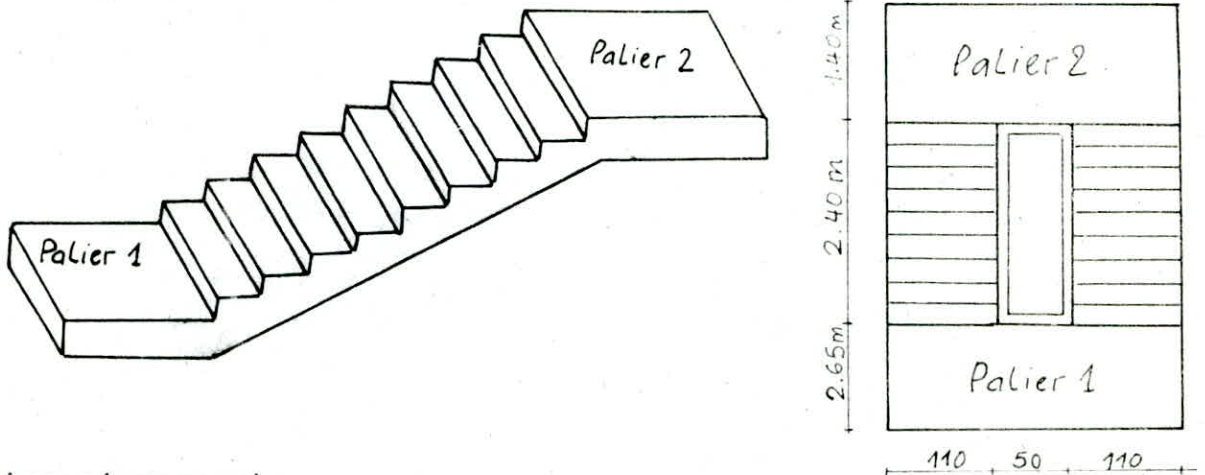
$$-\text{Min} (b , h) \geq \frac{h}{20} \quad \text{OK!}$$

CHAPITRE-6

CALCUL DES ELEMENTS

ESCALIERS

Les escaliers prévus pour notre bâtiment sont du type escaliers à paillasse avec deux paliers, l'ensemble est coulé sur place.



I) Dimensionnement:

Pour assurer une montée confortable, on vérifie la relation de blandel :

$$(*) \quad 60 \text{ cm} \leq g + 2 * h \leq 64 \text{ cm}$$

*Nombre de marches:

$$64 * n_2 - (64 + 2 * H + L) * n + 2 * H = 0$$

$$64 * n_2 - 610 * n + 306 = 0 \implies n = 9 \text{ marches}$$

*Hauteur d'une marche:

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm}$$

*Giron:

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

*Vérification:

$$g + 2 * h = 30 + 2 * 17 = 64 \implies (*) \text{ Vérifiée}$$

*Inclinaison:

$$\alpha = \text{Arctg} \frac{H}{L} \quad \alpha = 32.50^\circ$$

***Epaisseur de la paillasse:**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.85 \text{ m} \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

II) Détermination des Charges et Surcharges:

1°) Volée d'escaliers:

a) Charges permanentes:

- Paillasse: $0.14 \times 2500 / 0.843 = 415 \text{ Kgs/m}^2$
- Marches: $0.17 \times 2200 / 2.000 = 187 \text{ Kgs/m}^2$
- Carrelage + Mortier: = 080 Kgs/m^2
- Enduit de plâtre: = 030 Kgs/m^2

 $G = 712 \text{ Kgs/m}^2$

b) Surcharges d'exploitations: $Q = 400 \text{ Kgs/m}^2$

A l'E.L.U. : $Q_u = 1.35 \times 712 + 1.5 \times 400 = 1561 \text{ Kgs/m}^2$

A l'E.L.S. : $Q_s = 712 + 400 = 1112 \text{ Kgs/m}^2$

2°) Palier:

a) Charges permanentes:

- Dalle: $0.20 \times 2500 = 500 \text{ Kgs/m}^2$
- Carrelage + Mortier: = 080 Kgs/m^2
- Enduit: = 030 Kgs/m^2

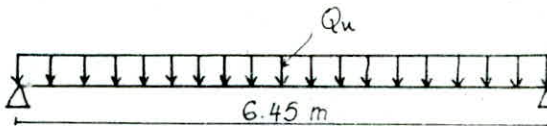
 $G = 610 \text{ Kgs/m}^2$

b) Surcharges d'exploitations: $Q = 400 \text{ Kgs/m}^2$

A l'E.L.U : $Q'_u = 1.35 \times 610 + 1.5 \times 400 = 1424 \text{ Kgs/m}^2$

A l'E.L.S : $Q'_s = 610 + 400 = 1010 \text{ Kgs/m}^2$

Vu que $Q' = Q$, On calculera l'escalier avec une charge uniformément répartie $Q_u = 1561 \text{ Kgs/m}^2$.



Moment isostatique:

$M_{ou} = Q_u \times L^2 / 8 = 81.17 \text{ KN.m/ml}$

$M_{os} = Q_s \times L^2 / 8 = 57.83 \text{ KN.m/ml}$

Moment hyperstatique:

Les appuis présentent un encastrement partiel dont on réduit les moments en travée et on calcule les moments aux appuis soient:

A l'E.L.U : -En travée : $M_t = 0.8 * M_u = 64.94 \text{ KN.m/ml}$
 -Sur appuis: $M_a = 0.3 * M_u = 19.48 \text{ KN.m/ml}$

A l'E.L.S : -En travée : $M_t = 0.8 * M_s = 46.26 \text{ KN.m/ml}$
 -Sur appuis: $M_a = 0.3 * M_s = 17.35 \text{ KN.m/ml}$

III) Calcul des Aciers: Le calcul se fait en flexion simple

1°) En travée:

$$f_{su} = \frac{F_e}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier type 1} \implies \xi_1 = \frac{F_e}{\gamma_s * E_s} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$Y_1 = \frac{3.5 * 12}{1.739 + 3.5} = 8.02 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.80 * f_{bu} * Y_1 * (d - 0.4 * Y_1) = 86.31 \text{ KN.m/ml}$$

On a $M_r > M_t \implies$ Pas d'aciers comprimés

$$Y = 1.25 * (1 - \text{SQRT}(1 - \frac{Z * M}{f_{bu} * b * d^2})) * d$$

$$Y = 5.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{((d - 0.4 * Y) * f_{su})} = 18.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité: La section minimale des armatures tendues est telle que :

$$A_s > \frac{0.23 * f_{t28} * b * d}{F_e} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$\implies A_s = 20.11 \text{ cm}^2$ Soit donc 10 \varnothing 16 / ml et $S_t = 12 \text{ cm}$

Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est peu nuisible.

En flexion simple pour une section rectangulaire dont les aciers sont des FeE40, si la fissuration est peu nuisible, et si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha (*) \implies \text{Vérification non nécessaire.}$$

$$\alpha = \frac{Y}{d} = \frac{5.39}{12} = 0.45$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64.94}{46.26} = 1.4$$

L'inégalité(*) est vérifiée donc vérification non nécessaire.

2°) Sur appuis:

$$Y_1 = \frac{3.5 * d}{(\xi_1 + 3.5)} = 10.02 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.8 * f_{bu} * Y_1 * b * (d - 0.4 * Y_1) = 134.8 \text{ KN.m/ml}$$

On a $M_r > M_a$ ==> Pas d'aciers comprimés

$$Y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_a}{f_{bu} * b * d^2}} \right) * d$$

$$Y = 1.10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{(d - 0.4 * Y) * f_{su}}$$

Condition de non fragilité:

$$A_s = \frac{0.23 * f_{t28} * b * d}{f_e} = 1.91 \text{ cm}^2$$

==> $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ Soit donc 5 \emptyset 10 / ml et $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'E.L.S:

$$\alpha = \frac{Y}{d} = 0.074$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.12$$

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.33$$

On a bien $\alpha = 0.074 < 0.33$ ==> Vérification non nécessaire.

Armatures de répartitions:

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 4.74 \text{ cm}^2$$

==> $A_s = 5.09 \text{ cm}^2$ Soit donc 8 \emptyset 9 / ml et $S_t = 14.3 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant à l'appui:

$$V_u = \frac{Q_u * L}{2} = 5034 \text{ Kgs/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.34 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible ==>>>

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.13 * f_{c28} , 4 \text{ Mpa}) = 3.51 \text{ Mpa}$$

On a bien $\tau_u < \bar{\tau}_u$

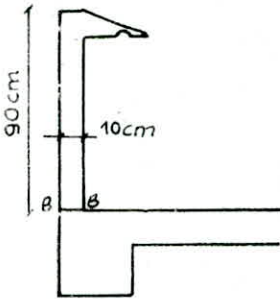
Armatures transversales:

- Aucune armature transversale n'est nécessaire si :
- la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ce qui est le cas .
 - $\tau_u \leq 0.05 * f_{c28} = 1.35 \text{ Mpa}$ OK!

CALCUL ACROTERE

L'acrotère est assimilée à une console encastree dans le plancher terrasse. Elle est soumise à la surcharge d'exploitation et celle due à la main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur . La section dangereuse étant à l'encastrement B-B.



-Poids propre : $G = 2500 * 0.9 * 0.10 = 2.25 \text{ KN/ml}$
 -Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Les efforts pondérés sont:

$$\begin{aligned} M_u &= 1.5 * 1 * 0.9 = 1.35 \text{ KN.m/ml} \\ N_u &= 1.35 * 2.25 = 3.04 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Le calcul se fait en flexion composee.

$$M_{ua} = M_{ugo} + N_{ugo} * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.44 \text{ KN.m/ml}$$

$$bc = 0.8 * \frac{h}{d} * \left(1 - 0.4 * \frac{h}{d} \right) = 0.5$$

$$M_{bc} = bc * b * d^2 * f_{bu} = 48.96 \text{ KN.m}$$

On a $M_{bc} > M_{ua} \implies$ La section est partiellement comprimée.

$$\begin{aligned} bd &= 0.48 \\ M_{bd} &= 0.8 * b * d^2 * f_{bu} = 47 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{bd} > M_{ua} \implies$ Il existe une nappe d'armatures tendues.

La démarche de calcul est celle indiquée en flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0147$$

$$\begin{aligned} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} &\implies \mu_{lu} = .341 * \delta - .1776 = .3339 \\ f_{c28} = 30 \text{ Mpa} &\implies \mu_{lu} = .356 * \delta - .1756 = .3584 \end{aligned}$$

Pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ et par interpolation on trouve:

$$\mu_{lu} = 0.3437$$

On a $\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow$ Il n'existe pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \text{SQRT}(1 - 2 * \mu_{bu})) = 0.0185$$

On a $\alpha_1 > \alpha = 0.0185$

\Rightarrow Pivot A $\epsilon_s = 10 \%$ $\epsilon_{bc} < 3.5 \%$.

$$\epsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} * 10 \% = 0.254 \%$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} \text{ avec } Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$$

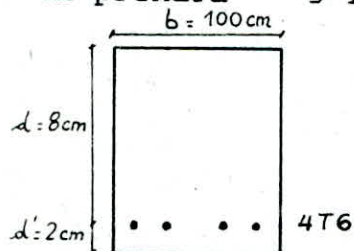
Cette valeur nous paraît faible, voyons ce que ça va nous donner avec la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d^2 * f_{t28}}{f_e} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T 6 / ml = 1.13 cm² avec t = 25 cm

On prévoit des armatures perpendiculaires à celles-ci afin d'éviter les ouvertures de fissures vu que l'acrotère est soumise aux intempéries.

\Rightarrow On prendra 3 T 6 / ml



Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 * f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$V_u = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}$$

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

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.018 < \bar{\tau}_u = 2.7 \text{ Mpa}$$

Vérification au séisme: (art 3.3.9 RPA 81)

Notre section d'encastrement doit être vérifiée sous F_p appliquée à la partie supérieure de l'acrotère.

$$F_p = ZI * c_p * W_p$$

ZI : Ce produit dépend de la zone et du groupe d'usage du Bt est donné par le tableau (P 49 RPA 81).
ZI = 0.6

c_p : Donné par le tableau.
 $c_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère .
 $W_p = 225 \text{ Kgs/ml}$

$$\implies F_p = 108 \text{ Kgs} < 150 \text{ Kgs/ml} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton:

$$\xi = \frac{A}{b * d} \leq 2 \% \implies \xi = \frac{1.13}{100 * 8}$$

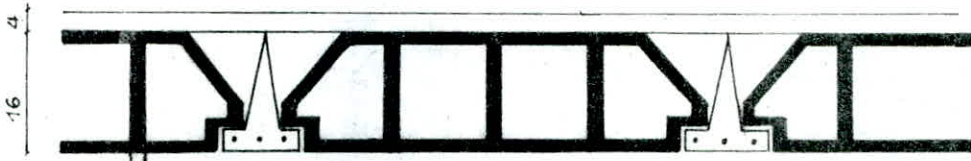
$$\xi = 0.14 \% < 2 \% \quad \text{Vérifié}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier l'état limite de compression du béton.

CALCUL POUTRELLES

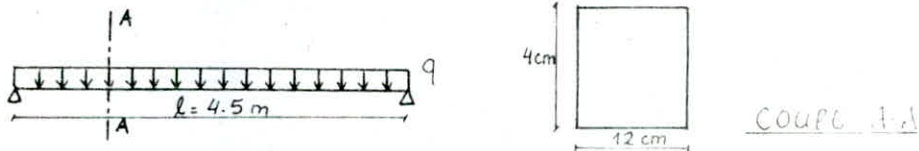
Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16 + 4).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du Bt .On les calcule pour qu'elles résistent avant et après coulage du béton .Donc le calcul se fera en deux étapes .



1^o Etape: (Avant coulage du béton)

Avant le coulage du béton ,la poutrelle est considérée comme simplement appuyée .Elle supporte son poids propre, l'hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis .



CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRELLE.

- Poids propre de la poutrelle: $0.12 \times 0.04 \times 2500 = 12$ Kgs/ml
- Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.095 = 62$ Kgs/ml
- Surcharge due à l'ouvrier : $0.10 \times 0.65 = 65$ Kgs/ml

$$\text{Soit } Q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 197.4 \text{ Kgs/ml}$$

$$\text{Moment ultime en travée : } M_u = \frac{Q_u * l^2}{8} = 0.5 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant ultime : } T_u = \frac{Q_u * l}{2} = 0.444 \text{ t}$$

Calcul des armatures d'une section rectangulaire en F.S

$$M_u = 0.5 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 0.352 \text{ t.m}$$

$$\gamma = 1.42$$

$$M_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 6.8$$

$$M_{eu} = 0.341 * 1.42 - 0.1776 = 0.307$$

On a $M_{bu} > M_{eu}$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires vu que la section (12*4) est très petite, elle ne peut pas contenir la section des armatures tendues et des armatures comprimées donc on doit obligatoirement chercher une autre solution. On prévoit des échaffaudages sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

2° Etape:

La poutrelle doit résister après coulage. On a des poutrelles reposant sur plusieurs appuis et travaillent comme une poutre continue, le calcul et le ferrailage se fait sous le cas le plus défavorable sur appuis et en travées pour la détermination des efforts tranchants et moments.

L'application de la méthode forfaitaire concernant la distribution des moments n'est pas possible car :

$$\frac{L(i)}{L(i+1)} > 1.25$$

Donc le calcul sera fait pour la poutrelle de 4.5 m de portée avec une réduction de 10 % du moment en travée et un moment sur appui de $0.15 * M_o$.

Détermination de la charge Q:

A L'E.L.U Plancher terrasse $Q_u = 642.43$ Kgs/ml
 Plancher courant $Q_u = 602.36$ Kgs/ml

Vu qu'il n'y a pas une grande différence on prend :

$Q = 642.43$ Kgs/ml pour tous les planchers.

Ferrailage de la poutrelle:

Détermination de la largeur L de la table de compression.

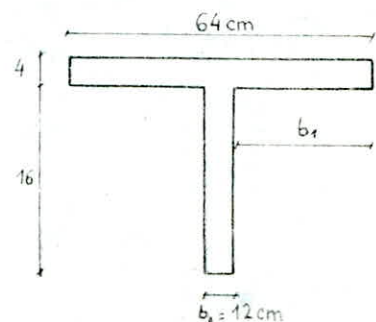
$$b_l \leq \text{Min} \left(\frac{l}{10}, \frac{65 - b_0}{2}, \frac{l}{2} \right)$$

$$b_l \leq \text{Min} (45 \text{ cm}, 26 \text{ cm}, 150 \text{ cm})$$

$$b_l = 26 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 2 * 26 + 12 = 64 \text{ cm}$$



***En travée:**

$$M_{tr} = b * h_o * f_{bu} * \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 6266.88 \text{ Kgs/ml}$$

$$M_{ou} = \frac{Q_u * l^2}{8} = 1626.15 \text{ Kgs/ml}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.9 * M_{ou} = 1463.85 \text{ Kgs/ml}$$

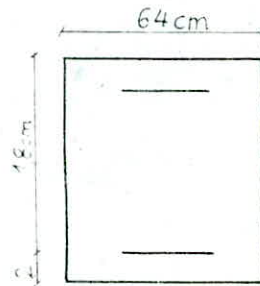
$M_{tu} < M_{tr} \Rightarrow$ l'A.N tombe dans la table de compression donc la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

$$b = 64 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.046$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.48$$

$$\mu_1 = 0.341 * \gamma - 0.1776 = 0.327$$



On a $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \text{SQRT}(1 - 2 * \mu_{bu})) = 0.059$$

$$Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.1758 \text{ m}$$

$$\alpha < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad \epsilon_s = 10 \%$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit à prendre } 6 \text{ T } 10 \Rightarrow A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$M_{ao} = 0.15 * 1626.15 = 243.92 \text{ Kgs.m}$$

$$\gamma = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 0.325$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ao}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0077$$

On a $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés.

$$M_{bu} = 0.0077$$

$$Z_b = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{M_{ao}}{Z_b * f_{su}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte un treilli soudé en $\emptyset 5 / \text{ml}$

On prend $A_s = 1.41 \text{ cm}^2 \implies 6 \emptyset 5 / \text{ml}$

Vérification nécessaire:

*Condition de non fragilité:

-En travée:

$$\frac{A_s}{b * d} = 13.1 \text{ E-3} \gg 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.28 \text{ E-3}$$

-En appui:

$$\frac{A_s}{b * d} = 6.53 \text{ E-3} \gg 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.28 \text{ E-3}$$

*Vérification à l'effort tranchant:

Les poutrelles soumises à l'effort tranchant sont justifiées vis à vis de l'E.L.U. Cette justification pour une section courante concerne les armatures transversales de l'âme et la contrainte du béton.

**Vérification du béton:

Pour les armatures d'âme droite (perpendiculaire à la ligne moyenne) il faut que dans la section du nu d'appui :

$\tau_u < \text{Min}(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$ La fissuration est peu nuisible

$\bar{\tau}_u = 3.51 \text{ Mpa} \implies$ Contrainte tangente conventionnelle du béton.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.667 < \bar{\tau}_u = 3.51 \text{ Mpa}$$

**Vérification au voisinage des appuis:

$$\frac{V_u}{b * d} = 0.667 < \bar{\tau}_u = 0.4 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 7.2 \text{ Mpa}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b * St} \geq \frac{\tau_u - 0.5}{0.8 * f_e}$$

On prend $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ Soit 2 0-6

$$St \leq \frac{0.8 * f_e * A_t}{(\tau_u - 0.5) * b}$$

Avec $7 \text{ ou } 8 \text{ cm} \leq St \leq \text{Min} (0.9 * d , 40 \text{ cm})$

On prend $St = 14 \text{ cm}$

***Vérification à l'E.L.S:**

Traction des armatures: La fissuration est peu nuisible donc la contrainte des aciers n'est pas limitée dans ce cas .

Déformation: "Condition de flèche"

Si les 3 conditions sont satisfaites il n'y a pas lieu donc de faire la justification .

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 * M_o} \quad \text{OK!}$$

$$\bar{\omega}_o = \frac{A}{b_o * h} \leq \frac{36}{\text{en}} \quad \text{Non Vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{OK!}$$

La 2° condition n'est pas vérifiée donc la vérification de flèche est nécessaire .

!	! Section Ai (cm ²)!	! z (cm)	! Mt Stat.	! I / oo'	!					
!	béton 1 ! 4 * 64 = 256	!	18	!	4608	!	82944	!		
!	béton 2 ! 12 * 16 = 192	!	8	!	1536	!	12288	!		
!	Acier ! 2.83 * 15 = 42.5!	!	2	!	84.9	!	169.8	!		
!	!	!	490.45	!	--	!	6228.9	!	95401.8	!

$$V = \frac{\sum M_s}{\sum A_i} = 12.7 \text{ cm}$$

$$I_g = I_{oo'} - V * \sum M_s = 16294.8 \text{ cm}^4$$

I_g : C'est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$ par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de cette section.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour la déformation instantanée

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour la déformation de longue durée.

$$\beta = \frac{A}{b_o * d} = 0.0131$$

$$I_{fi} = \frac{I_o}{1 + \lambda_i * \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v * \mu}$$

$$\text{Avec } \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 b_o/b) \beta} = 3.31$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{(2 + 3 b_o/b) \beta} = 1.324$$

$$\mu = 1 - \frac{0.75 * f_{t28}}{4 \beta \sigma_s + f_{t28}}$$

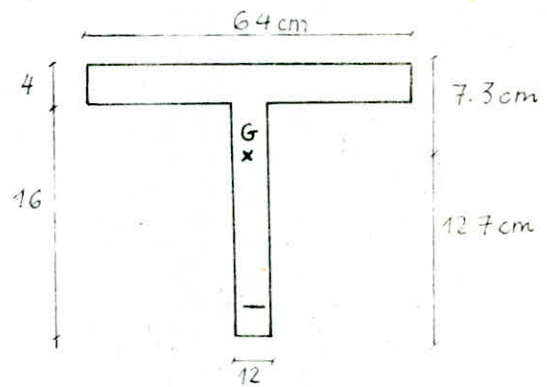
$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.177 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{Z_b * A_{su}} = 219 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \mu = 0.71$$

$$I_{fi} = 4863.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 8399.21 \text{ cm}^4$$



Evaluation forfaitaire des flèches:

$$M_{ser} (g) = 1021.74 \text{ Kgs.m}$$

$$M_{ser} (p) = 164.53 \text{ Kgs.m}$$

$$M_{ser} (g+p) = 1186.27 \text{ Kgs.m}$$

==>

$$\text{L'expression de la flèche est : } f = \frac{M * l^3}{10 * E * I}$$

$$f_{gv} = 0.0222 \text{ m}$$

$$f_{ji} = 0.015 \text{ m}$$

$$f_{pi} = 0.0021 \text{ m}$$

$$f_{gi} = 0.013 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3. / E-3 \text{ m}$$

$$\text{La flèche admissible est : } \frac{l}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Donc on a bien Δf_t inférieure à la flèche admissible .

CALCUL DU PLANCHER RDC

PLANCHER DALLE

1	2	3	4	5	6	7	
8	9	10	11	12	13	14	15

- charges permanentes G = 717 Kg/m²
- charges d'exploitation P = 400 Kg/m²

à l'état limite ultime $q_u = 1.35 G + 1.5 P = 1568 \text{ Kg/m}^2$

à l'état limite de service $q_{ser} = G + P = 1177 \text{ Kg/m}^2$

1) PANNEAU DALLE N° 2 :

$l_x = 3 - 0.3 = 2.7 \text{ m}$

$l_y = 5.4 - 0.25 = 5.15 \text{ m}$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.7}{5.15}$

$= \frac{2.7}{5.15} = 0.52$

$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \implies$ Le panneau dalle porte dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0918$

$\mu_y = 0.250$

Moments isostatiques :

à L'ELU : $M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 10.50 \text{ KN.m/ml}$
 $M_y = \mu_y M_x = 2.62 \text{ KN.m/ml}$

à L'ELS : $M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 7.48 \text{ KN.m/ml}$
 $M_y = \mu_y M_x = 1.87 \text{ KN.m/ml}$

Moments Hyperstatiques :

Les appuis de la dalle présentent un encastrement partiel donc on réduit les moments en travée et on calcule les moments aux appuis.

à L' E L U : $M_{tx} = 0.75 M_x = 7.86 \text{ KN.m/ml}$
 $Max = 0.50 M_x = 5.25 \text{ KN.m/ml}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.23 \text{ KN.m/ml}$
 $May = 0.50 M_x = 5.25 \text{ KN.m/ml}$ (intermédiaire)
 $May = 0.35 M_x = 3.68 \text{ KN.m/ml}$ (rive)

à L' E L S : $M_{tx} = 0.75 M_x = 5.61 \text{ KN.m/ml}$
 $Max = 0.50 M_x = 3.75 \text{ KN.m/ml}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 1.59 \text{ KN.m/ml}$
 $May = 0.50 M_x = 3.74 \text{ KN.m/ml}$ (intermédiaire)
 $May = 0.35 M_x = 2.62 \text{ KN.m/ml}$ (rive)

Calcul des armatures :

A) Sens X :

1°) En travée :

$M_u = 7.86 \text{ KN.m/ml}$
 $M_{ser} = 5.61 \text{ KN.m/ml}$

$F_{bu} = 15.3 \text{ MPA}$

$F_{su} = 348 \text{ MPA}$

Acier type 1 ==> $\xi_1 = \frac{f_e}{\delta_s E_s} = 1.739 \%$

$Y_L = \frac{3.5}{\xi_1 \cdot 10^3 + 3.5} d = \frac{3.5}{1.739 + 3.5} 16 = 10.69 \text{ cm}$

$M_r = F_{bu} \times 0.80 \times \gamma_L^0 \times b(d - 0.4Y_L) = 153.4 \text{ KN.m/ml}$

$M_u \ll M_r$ ==> pas d'aciers comprimés

$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{F_{bu} b d^2}} \right) d = 0.41 \text{ cm}$

$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) f_{su}} = 1.43 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

Pour les dalles dont l'épaisseur est comprise entre 0.12 m et 0.30 m, le pourcentage minimum des armatures dans chaque direction est calculé à partir d'un pourcentage de référence ρ qui a pour valeur

$\rho = 0.8 \%$ pour les barres à haute adhérence FeE40.

$$A_s \geq \rho \left(\frac{3-\xi}{2} \right) b h_0 = 0.0008 \left(\frac{3-0.52}{2} \right) 100 \times 20 = 1.98 \text{ cm}^2 > 1.43 \text{ cm}^2$$

! Soient $4\phi 8/\text{ml}$ $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ $St = 33 \text{ cm}$!

Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.86}{5.61} = 1.4$$
$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{0.41}{16} = 0.026$$
$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire la vérification à l'ELS.

2°) Sur appui :

$$M_u = - 5.25 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = - 3.75 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_r = 153 \text{ KN.m/ml} \gg M_u \implies \text{pas d'aciers comprimés}$$

Vu que M_u sur appui est inférieur à M_u entravée alors on adoptera les armatures données par la condition de non fragilité.

Soient donc $4\phi 8/\text{ml}$ $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ $St = 33 \text{ cm}$!

B) Sens Y : Supposons que nous utilisons des $\phi 6$ comme armatures dans
----- ce sens.

$$d_y = 20 - (4 + 0.4 + 0.3) = 15.3 \text{ cm}$$

1°) En travée :

$$\begin{aligned} M_u &= 2.23 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser} &= 1.59 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

$$y_1 = \frac{3.5}{\xi_1 + 3.5} d = 10.22 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.8 F_{bu} y_1 b (d - 0.4y_1) = 140.25 \text{ KN.m/ml}$$

$M_u \ll M_r \implies$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}} \right) d = 0.12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) f_{su}} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \rho_0 b h_0 = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 > 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit ! $6\phi 6/\text{ml} = 1.70 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$!

Vérification à L' E L S

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = 7.8 \times 10^{-3}$$

$$\implies \alpha \ll \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \text{La vérification à L' E L S n'est pas nécessaire.}$$

$$A_{sy} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx}/4 = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_{sy} > \frac{A_{sx}}{4}$$

Résumé : Dalle (2)

Sens x	en travée :	4ø8/ml	St = 33 cm
-----	sur appui :	4ø8/ml	St = 33 cm
Sens y	sur appui :	4ø8/ml	St = 33 cm
-----	en travée :	6ø6/ml	St = 20 cm

Remarque : L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser, dans la région centrale la plus faible des deux valeurs suivantes :

Armatures Ax parallèles à lx 3ho et 33 cm : (60 et 33)cm OK
 Armatures Ay parallèles à ly 4ho et 45 cm : (80 et 45)cm OK

II) PANNEAU DALLE N°4 :

G = 717 Kg/m² lx = 4.4 - 0.25 = 4.15 m
 P = 400 Kg/m² ly = 4.5 - 0.30 = 4.20 m

Pu = 1.35 G + 1.5 P = 1568 Kg/m²
 Pser = G + P = 1178 Kg/m²

$\frac{lx}{ly} = 0.99$; $0.4 \leq \frac{lx}{ly} \leq 1 \implies$ dalle porte dans les deux sens.

$\mu_x = 0.037$ et $\mu_y = 0.978$

1°) Moments isostatiques :

E L U : Mx = μ_x Pu lx² = 10.18 KN.m/ml
 ----- My = μ_y Mx = 9.96 KN.m/ml

E L S : Mx = μ_x Pser lx² = 7.25 KN.m/ml
 ----- My = μ_y Mx = 7.09 KN.m/ml

2°) Moments Hyperstatiques :

E L U : Mtx = 0.85 Mx = 8.66 KN.m/ml
 ----- Max = 0.50 Mx = 5.09 KN.m/ml (rive)
 Max = 0.50 Mx = 5.09 KN.m/ml (intermédiaire)
 Mty = 0.75 My = 7.47 KN.m/ml
 May = 0.50 My = 4.98 KN.m/ml

E L S : Mtx = 0.85 Mx = 6.17 KN.m/ml
 ----- Max = 0.50 Mx = 3.63 KN.m/ml
 Mty = 0.75 My = 5.32 KN.m/ml
 May = 0.50 My = 3.55 KN.m/ml

3°) Calcul des armatures :

A) Sens x :

1°) En travée :

E L U : $M_u = 8.66 \text{ KN.m/ml}$
 E L S : $M_{ser} = 6.17 \text{ KN.m/ml}$

$F_{bu} = 15.3 \text{ MPA}$ $F_{su} = 348 \text{ MPA}$ $\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \%$

$y_1 = \frac{3.5}{\epsilon_1 \times 10^3 + 3.5} d = \frac{3.5}{1.739 + 3.5} 16 = 10.69 \text{ cm}$

$M_r = F_{bu} \times 0.8 \times y_1 \times b (d - 0.4y_1) = 153.4 \text{ KN.m/ml}$

$M_u \ll M_r \implies$ pas d'aciers comprimés

$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{F_{bu} \times b \times d^2}} \right) d = 0.45 \text{ cm}$

$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) f_{su}} = \frac{8.66 \times 10^3}{(16 - 0.4 \times 0.45) 348} = 1.58 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$12 \leq h_0 \leq 30$

$\xi = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \implies A_x \geq \xi_0 \left(\frac{3-\xi}{2} \right) b h_0$ avec $\xi_0 = 0.0008$
 $A \geq 1.61 \text{ cm}^2$

Soit : $6\phi 6/\text{ml}$ $A_s = 1.70 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

Vérification à L' E L S

$\gamma = 1.4$

$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{0.45}{16} = 0.028$

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{27}{100} = 0.47$

$\implies \alpha \ll \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
 Pas lieu de faire la vérification.

2°) Sur appui :

 E L U : $M_u = 5.09 \text{ KN.m/ml}$
 E L S : $M_{ser} = 3.63 \text{ KN.m/ml}$

$M_u \ll M_r \implies$ pas d'aciers comprimés

$$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{F_{bubd}^2}} \right) d = 0.26 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) f_{su}} = \frac{5.09 \times 10^3}{(16 - 0.4 \times 0.26) 348} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

 La condition de non fragilité nous donne :

$$A_s = 1.61 \text{ cm}^2$$

 Soit donc ! $6\phi 6/\text{ml}$ $S_t = 20 \text{ cm}$!

B) Sens Y : Supposons que nous utilisons des $\phi 6$ comme armatures dans
 ----- ce sens.

$$d_y = 15.3 \text{ cm}^2$$

1°) En travée :

 $M_u = 7.47 \text{ KN.m/ml}$
 $M_{ser} = 5.32 \text{ KN.m/ml}$

$$y_l = \frac{3.5}{\xi_l \times 10^3 + 3.5} d = 10.22 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.8 F_{bu} y_l b (d - 0.4y_l) = 15.3 \times 0.8 \times 10.22 \times 100 (15.3 - 0.4 \times 10.22)$$

$$M_r = 140.25 \text{ KN.m/ml}$$

$M_r \gg M_u \implies$ Pas d'aciers comprimés

$$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{f_{bubd}^2}} \right) d = 0.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) f_{su}} = \frac{7.47 \times 10^3}{(15.3 - 0.4 \times 0.4) 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \rho b h_0 = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \rho = 6\phi 6/\text{ml} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad St = 20 \text{ cm}$$

Vérification à L * E L S

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = 0.026$$

$$\gamma - 1 + \frac{f_{c28}}{100} \gg \alpha \text{ pas lieu de faire la vérification}$$

2°) Sur appuis :

$$M_u = 4.98 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = 3.55 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_u = 4.98 \ll M_r = 140.25 \implies \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_u}{F_{bu} b d^2}} \right) d = 0.27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4y) F_{su}} = 0.94 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité l'emporte soit donc

$$\rho = 6\phi 6/\text{ml} \quad A_s = 1.70 \text{ cm}^2 \quad St = 20 \text{ cm}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{F}{2ly+lx} \text{ avec } F = qul \times ly = 27330.24$$

$$V_u = 21.77 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{21770}{0.153} = 0.14 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1.35 \text{ MPA}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

Vérification de la flèche :

$$\frac{b}{lx} = \frac{100}{440} = 0.227$$

$$\frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0.043$$

$$\frac{b}{lx} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$\frac{1}{27} = 0.037$$

$$\frac{b}{lx} = 0.227$$

$$\Rightarrow \frac{b}{lx} > \frac{1}{27}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{1.70}{100 \times 16} = 1.06 \times 10^{-3}$$

$$\frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{bd} < \frac{2}{f_e}$$

La vérification de la flèche est inutile.

Résumé : Dalle (4)

! Sens x en travée : 6ø6/ml	St = 20 cm	!
! ----- sur appui : 6ø6/ml	St = 20 cm	!
! Sens y sur appui : 6ø6/ml	St = 20 cm	!
! ----- en travée : 6ø6/ml	St = 20 cm	!

CHAPITRE-7

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

I) INTRODUCTION : On admet que le vent à une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

Pour déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part les caractéristiques du vent qui dépendent des régions, du site, de l'effet de masque ect et qui engendrent de ce fait une pression dynamique et d'autre part des dispositions de la construction (rapport des dimensions principales, sa position dans l'espace).

L'action du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions dont-on cite :

- 1°) La force de trainée T : Action horizontale dans la direction du vent produisant un effet d'entraînement et de renversement.
- 2°) La force de dérive L : Action perpendiculaire à T dans le plan horizontal.
- 3°) La force de portance U : Force ascendente produisant un soulèvement et éventuellement un renversement de la structure.

II) ETUDE DANS LE SENS TRANSVERSAL :

1°) Force de trainée :

La force de trainée étant la plus importante est donnée par :

$$T = q C_t d \quad \text{avec} \quad q = q_h k_m k_s \delta \beta$$

d : Largeur du maître couple : qui est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent. $d = 25.5 \text{ m}$

C_t : Coefficient de trainée. $C_t = C_{t0} \gamma_0$ avec $C_{t0} = 1.30$ (prisme de 4 cotes)

$$\begin{aligned} \text{Hauteur } H &= 46.92 \text{ m} ! \\ \text{Grand cote } a &= 25.5 \text{ m} ! \\ \text{Petit coté } b &= 9.8 \text{ m} ! \end{aligned} \quad \implies \lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{46.92}{25.5} = 1.84 \implies \gamma_0 = 1 \quad (\text{R III 5 NV65})$$

d'où $C_t = 1.30$.

q10 : Pression dynamique de base : qui est par convention celle qui s'exerce à une hauteur de 10 mètres au dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.50 mètres.

- Pression dynamique de base normale q10=90daN/m² (Region III)
- Pression dynamique de base extreme q10=157.5 daN/m²

ks : Coefficient de cite : La structure est implantée dans un site exposé Region III ==> ks = 1.25

km : Coefficient de masque km = 1

δ : Coefficient de dimensions

$$q_h = q_{10} \frac{2.5(h+18)}{h+60} \text{ pour } h \text{ compris entre } 0 \text{ et } 500 \text{ mètres.}$$

β : Coefficient de majoration dynamique $\beta = \theta (1 + \xi) \geq 1$
avec ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental de vibration.

$$T_t = 1.8627 \text{ s} \longrightarrow \xi = 1.1$$

ζ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau en fonction du H correspondant, par une échelle fonctionnelle (R III 4 NV 65)

θ : Coefficient global dépendant du type de construction.

Pour 30 m < Hs < 60 m ----> θ = 0.70 + 0.01 (Hs - 30)

$$\theta = 0.87$$

$$\beta = 0.87 (1 + 1.1 \zeta) \geq 1$$

a) Cas des surcharges normales :

Action statique au niveau H : T_{sn} = 41.44 δ q_{Hn}

Action dynamique au niveau H : T_{dn} = β T_{sn}

H	q _{Hn} (daN/m ²)	δ	Act. Stat. T _{sn} -daN/m ²	ζ	β = 0.87(1+1.1ζ)	Act. dyn. T _{dn} -daN/m ²
0	67.5	0.74	2070	0.36	1.215	2515
10	90	0.74	2760	0.36	1.215	3354
20	107	0.74	3281	0.345	1.201	3941
30	120	0.74	3680	0.33	1.186	4365
40	130.5	0.85	4597	0.32	1.176	5406
46.92	136.6	0.87	4925	0.305	1.162	5723

b) Cas des surcharges extremes :

Action statique au niveau H : $T_{se} = 1.75 T_{sn}$

Action dynamique au niveau H :

$$T_{de} = \left(0.5 + \frac{\theta}{2}\right) \beta T_{se} = 0.94 \beta T_{se}$$

avec $0.94 \beta \geq 1$

H	Action Stastique T _{se} - daN/m	β	0.94β	Action dynamique T _{de} - daN/m
0	3623	1.215	1.142	4138
10	4830	1.215	1.142	5516
20	5742	1.201	1.129	6483
30	6440	1.186	1.115	7180
40	8045	1.176	1.105	8894
46.92	8619	1.162	1.092	9414

Remarque (1) : Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles "effet de masque" et "effet de dimension" ne doit en aucun cas dépasser 33 %.

$! \quad km \delta \geq 0.66 \quad ! \quad \text{ce qui est le cas ici.}$

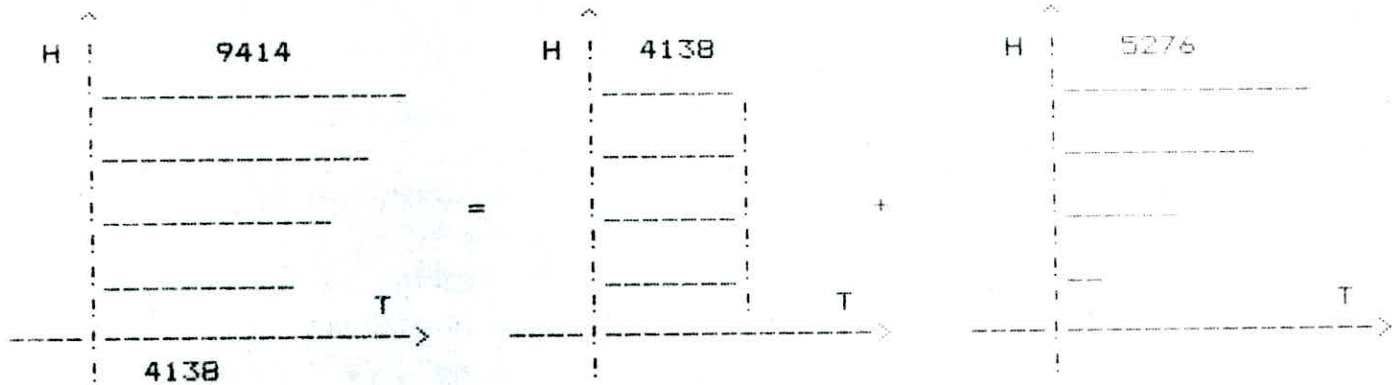
Remarque (2) : La pression dynamique corrigée a une valeur maximale et une valeur minimale.

- Cas normal : $30 \text{ daN/m}^2 \leq q_H \cdot km \cdot ks \cdot \delta \leq 170 \text{ daN/m}^2$

- Cas extreme: $52.5 \text{ daN/m}^2 \leq q_H \cdot km \cdot ks \cdot \delta \leq 297.5 \text{ daN/m}^2$

c) Détermination des efforts à la base :

Le diagramme représentant les forces de trainées sur toute la hauteur du bâtiment peut être décomposé en la somme de deux diagrammes simples.



$$H_{ex} = 4138 (H) + 5276 \frac{H}{2} = (4138 + \frac{5276}{2}) 46.92 = 318 \text{ t}$$

$$M_{ex} = 4138 \frac{H^2}{2} + 5276 \frac{H^2}{3} = (\frac{4138}{2} + \frac{5276}{3}) (46.92)^2 = 8426,556 \text{ t.m}$$

2°) Force de derive :

La force de derive prend en compte l'action des tourbillons de KARMA qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent.

Tk : Période des tourbillons : il y a résonance si $T_k = T$ dans la direction étudiée soit une vitesse de vent dite critique.

$$V_{cr} = \frac{d}{ST}$$

avec d : Largeur du maître-couple
S : Nombre de Strouhal $S = 0.30 \text{ m}$

$$V_{cr} = \frac{25.5}{0.30(1.8627)} = 45.63 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

donc il est inutile de faire un calcul à la résonance.

3°) Force de portance :

$$! U = C_u \zeta q S_u !$$

- C_u : Coefficient de portance $C_u = C_i - C_e$

- C_i : Coefficient de surpression interieure sur la terrasse.

La tour étant considérée comme une construction fermée $\mu < 5\%$.

$$\text{donc } C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \zeta_0) = 0.6 (1.8 - 1.3(1)) = 0.30$$

- C_e : Coefficient de depression exterieure sur la terrasse vent normal aux génératrices ; $\alpha = 0 \implies C_e = - 0.5$

$$C_u = C_i - C_e = 0.30 + 0.5 = 0.80$$

S_u : Surface de la terrasse

$$S_u = (25.5 \times 9.8) - (4.4 \times 3 + 5.4 \times 3) = 220.5 \text{ m}^2$$

* Pression du vent q : $H = 46.92 \implies q = 136.6 \text{ daN/m}^2$

* Coefficient de dimension $\zeta = 0.87$

L'effort de portance : $U = 0.80 \times 0.87 \times 136.6 \times 220.5 = 20.97 \text{ t}$

$$! U_t = 20.97 \text{ t} !$$

Sous vent extrême

$$U_{ex} = 1.75 \times 20.97 = 36.7 \text{ t}$$

Si on désigne par G : Le poids total du batiment à vide il faut vérifier si $G > U$.

4594.51 t \gg 36.7 t Vérifiée pas de risque de soulèvement.

III) ETUDE DANS LE SENS LONGITUDINAL :

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{46.92}{9.8} = 4.79 \implies \sigma_0 = 1.09 \implies C_t = 1.3 \times 1.09 = 1.417$$

$$T_1 = 1.7815 \text{ s} \implies \zeta = 1.00$$

$$d = 9.8 \text{ m}$$

$$\theta = 0.87$$

ξ déjà déterminé

$$\beta = \theta (1 + \zeta \xi) = 0.87 (1 + \xi)$$

a) Cas des surcharges normales :

$$\text{Action Statique au niveau H : } T_{sn} = 17.36 \delta q_{Hn}$$

$$\text{Action dynamique au niveau H : } T_{dn} = \beta T_{sn}$$

H	q_{Hn} (daN/m ²)	δ	Act. Stat. T_{sn} -daN/m	ξ	$\beta = 0.87(1 + \xi)$	Act. dyn. T_{dn} -daN/m
0	67.5	0.74	867.132	0.36	1.183	1026
10	90	0.74	1156.176	0.36	1.183	1368
20	107	0.74	1374.565	0.345	1.170	1609
30	120	0.74	1541.568	0.33	1.157	1783
40	130.5	0.85	1925.658	0.32	1.148	2210
46.92	136.6	0.87	2063.097	0.305	1.135	2341

b) Cas des surcharges extremes :

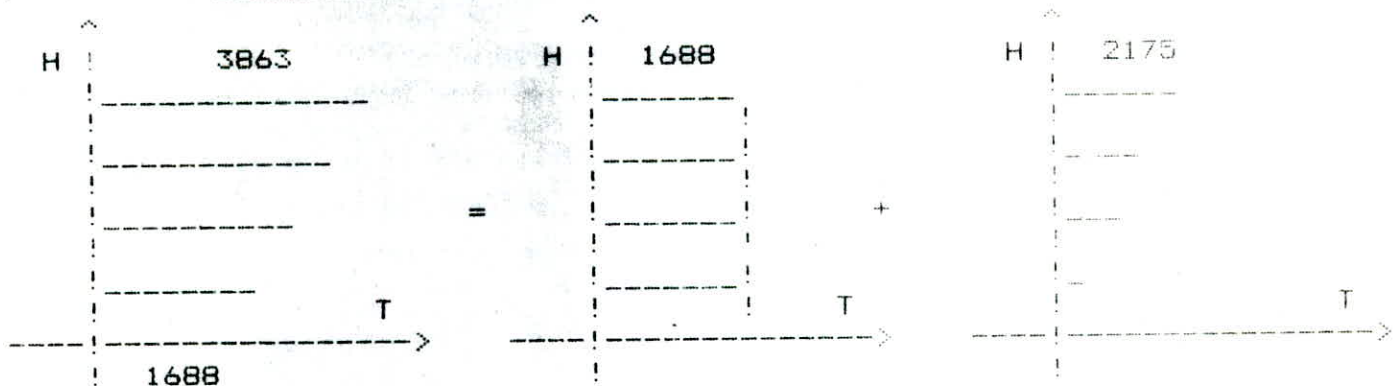
Action statique au niveau H : $T_{se} = 1.75 T_{sn}$

Action dynamique au niveau H : $T_{de} = (0.5 + \frac{0}{2}) \beta T_{se} = 0.94 \beta T_{se}$

avec $0.94 \geq 1$

H	Action Statistique $T_{se} - daN/m$	β	0.94β	Action dynamique $T_{de} - daN/m$
0	1517.481	1.183	1.112	1688
10	2023.308	1.183	1.112	2250
20	2405.489	1.170	1.10	2646
30	2697.744	1.157	1.09	2941
40	3369.902	1.148	1.079	3636
46.92	3610.420	1.138	1.07	3863

c) Détermination des efforts à la base :



$$H_{ex} = 1688 \cdot H + 2175 \frac{H}{2} = \left(1688 + \frac{2175}{2} \right) 46.92 = 130.226 \text{ t}$$

$$M_{ex} = 1688 \frac{H^2}{2} + 2175 \frac{H^2}{3} = \left(\frac{1688}{2} + \frac{2175}{3} \right) 46.92^2 = 3454.132 \text{ t.m}$$

2°) Force de derive :

$$\text{Vitesse critique : } V_{cr} = \frac{d}{S.T} = \frac{9.8}{0.30 \times 1.7815} = 1834 \text{ m/s} < 25 \text{ m/s.}$$

donc on fera un calcul à la résonance.

- Dérive :

$$L_{cr} = \delta C_l \beta' q_{cr} d \frac{H}{h}$$

avec : $C_l = 0.2$

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta = 0.30 \implies \beta' = 10.47$$

$$q_{cr} = \frac{V^2}{16.3} = \frac{18.34^2}{16.3} = 20.64 \text{ daN/m}^2$$

$$h = 46.92 \text{ m}$$

$$d = 9.8 \text{ m}$$

$$L_{cr} = ((0.2 \times 10.47 \times 20.64 \times 9.8) / 46.92) \delta . H = 9.03 \delta . H$$

H (m)	δ (m)	L _{cr} (daN/m)
0	0.74	0
10	0.74	66.822
20	0.74	133.644
30	0.74	200.466
40	0.85	307.020
46.92	0.87	368.608

- Trainée :

$$T_{cr} = \delta C_t \beta d q_{cr}$$

$$C_t = 1.417$$

$$d = 9.8$$

$$q_{cr} = 18.34$$

$$T_{cr} = 1.417 \times 9.8 \times 18.34 \times \delta \times \beta = 254.68 \cdot \delta \cdot \beta$$

H	δ	β	T_{cr} (daN/m)
0	0.74	1.183	222.952
10	0.74	1.183	222.952
20	0.74	1.170	220.502
30	0.74	1.157	218.052
40	0.85	1.148	248.517
46.92	0.87	1.135	251.484

- Superposition de la force de dérive et de la trainée dues à la pression critique :

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$$

H	L_{cr} (daN/m)	T_{cr} (daN/m)	F_{cr}
0	0	222.952	222.952
10	66.822	222.952	232.750
20	133.644	220.502	257.841
30	200.466	218.052	296.198
40	307.020	248.517	395.000
46.92	368.608	251.484	446.224

F_{cr} étant nettement inférieur aux efforts de trainée sous la pression normale ce sont les actions parallèles à la direction du vent qui sont à retenir.

CHAPITRE-8

ETUDE AU SEISME

ETUDE AU SEISME

1°) Modélisation de la structure:

Les constructions courantes ne présentant pas de dissymétries excessives peuvent être, presque toujours, réduites au modèle :

En effet les planchers constituent des diaphragmes horizontaux infiniment rigides dans leurs plans et capables d'assurer à chaque niveau :

- La même translation horizontale pour tous les sous-ensemble de contreventement .
- Le même angle de torsion .

Modélisation des masses dans les ouvrages courants:

Pour les constructions courantes avec un système porteur vertical et planchers horizontaux la plupart de la masse totale est concentrée au niveau des planchers, le poids des éléments verticaux représentant 10 - 15 % du poids totale .

2°) Etude de la réponse dynamique de la structure:

Le but du calcul parasismique est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou dimensionner les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur .

*Formulation de l'équation du mouvement:

On considère un oscillateur multiple pouvant se déformer par rapport à sa base qui reste fixe et caractérisé par les matrices M, K, C respectivement de masse, de rigidité et d'amortissement .

On applique aux noeuds des forces $P_j(t)$ variables dans le temps, soit U le vecteur déplacement .

En tenant compte de l'amortissement, de la rigidité du système alors l'équation du mouvement s'écrit :

$$(*) \quad M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = P(t)$$

Pour les valeurs usuelles de l'amortissement, la valeur d'un oscillateur simple amorti différerait très peu de la période du même oscillateur supposé non amorti .

De même l'étude des oscillations libres de l'oscillateur multiple supposé non amorti, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

En l'absence des forces extérieurs $P(t)$ et en négligeant l'amortissement du système (*) devient :

$$M \ddot{U} + K U = 0$$

Cette équation peut s'écrire sous-forme : $[K - M \omega_\lambda^2] D = 0$

***Etude de la réponse dynamique de la structure:**

Les paramètres définissant la réponse sismique sont :

- Les pulsations propres (fréquences propres).
- Les vecteurs propres associés à chaque mode propre de vibration .

Pour cela on résoud l'équation :

$$[[K] - [M] \omega_\lambda^2] D_\lambda = 0$$

- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $[M]$: Matrice de masse.
- ω : Fréquence propre du mode i .

***Formulation de la matrice de masse et de rigidité:**

-Matrice de masse:

C'est une matrice diagonale dont la formulation est :

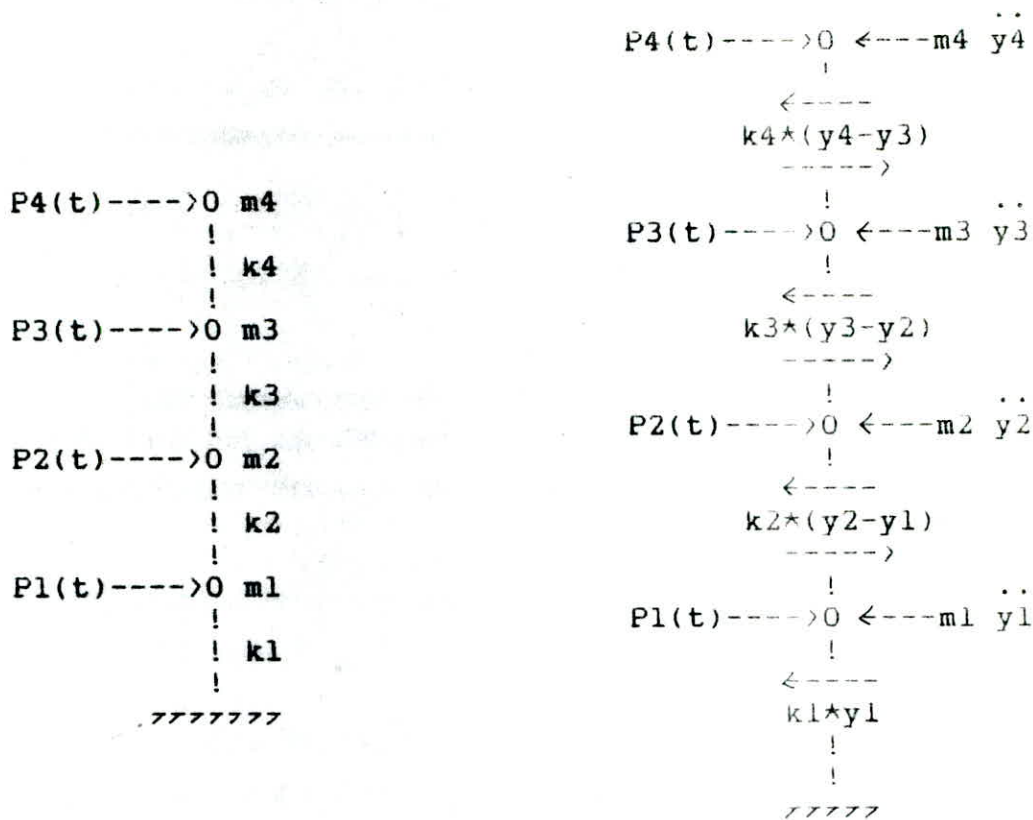
$$\begin{aligned} |M| &= M_{ij} & \text{si } i &= j \\ |M| &= 0 & \text{si } i &\neq j \end{aligned}$$

-Matrice de rigidité:

La rigidité de niveau j s'écrit : $K_j = \sum_{i=1}^q \frac{12 E I_i j}{h^3}$

- q : Le nombre de poteaux à l'étage j .
- E : Le module d'élasticité .
- I : Inertie du niveau i .
- h : Hauteur du niveau i .

Pour illustrer la détermination des matrices $[K]$ et $[M]$, on prend une structure à 4 niveaux , soumise à des forces perturbatrices $P(t)$.



Ecrivons l'équilibre de chaque masse :

$$\begin{aligned}
 m_4 \ddot{y}_4 - P_4(t) + k_4(y_4 - y_3) &= 0 \\
 m_3 \ddot{y}_3 - P_3(t) + k_3(y_3 - y_2) - k_4(y_4 - y_3) &= 0 \\
 m_2 \ddot{y}_2 - P_2(t) + k_2(y_2 - y_1) - k_3(y_3 - y_2) &= 0 \\
 m_1 \ddot{y}_1 - P_1(t) + k_1 y_1 - k_2(y_2 - y_1) &= 0
 \end{aligned}$$

En réarrangeant les termes ,on aura :

$$\begin{aligned}
 m_4 \ddot{y}_4 + k_4 y_4 - k_4 y_3 &= P_4(t) \\
 m_3 \ddot{y}_3 - k_4 y_4 + (k_3 + k_4) y_3 - k_3 y_2 &= P_3(t) \\
 m_2 \ddot{y}_2 - k_3 y_3 + (k_2 + k_3) y_2 - k_2 y_1 &= P_2(t) \\
 m_1 \ddot{y}_1 - k_2 y_2 + (k_1 + k_2) y_1 &= P_1(t)
 \end{aligned}$$

Ce qui peut s'écrire sous forme matricielle :

$$M \ddot{Y} + K Y = P(t)$$

$$!K! = \begin{bmatrix} K4 & -K4 & 0 & 0 \\ -K4 & K4+K3 & -K3 & 0 \\ 0 & -K3 & K2+K3 & -K2 \\ 0 & 0 & -K2 & K1+K2 \end{bmatrix}$$

$$!M! = \begin{bmatrix} M4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M1 \end{bmatrix}$$

*Méthode utilisée pour le calcul des caractéristiques de la structure: (Méthode de JACOBI)

La méthode de "JACOBI" permet de calculer les n valeurs et vecteurs propres d'un système de dimensions limitées dont les matrices sont symétriques et définies positives .

La recherche des λ est donc identique à la recherche des racines d'un polynôme d'ordre n .

Il n'existe pas de méthode directe pour $n > 4$,il faut utiliser des méthodes itératives ,comme celle qu'on va exposer ds ce présent projet .

La méthode de JACOBI consiste à transformer les matrices !K! et !M! en des matrices diagonales en utilisant des transformations successives .

$$\begin{aligned} !K1! &= !K! \\ !K2! &= !P1!^t !K1! !P1! \\ !K3! &= !P2!^t !K2! !P2! \\ &\vdots \\ !K(n+1)! &= !Pn!^t !Kn! !Pn! \end{aligned}$$

Il en est de même pour la matrice !M! .

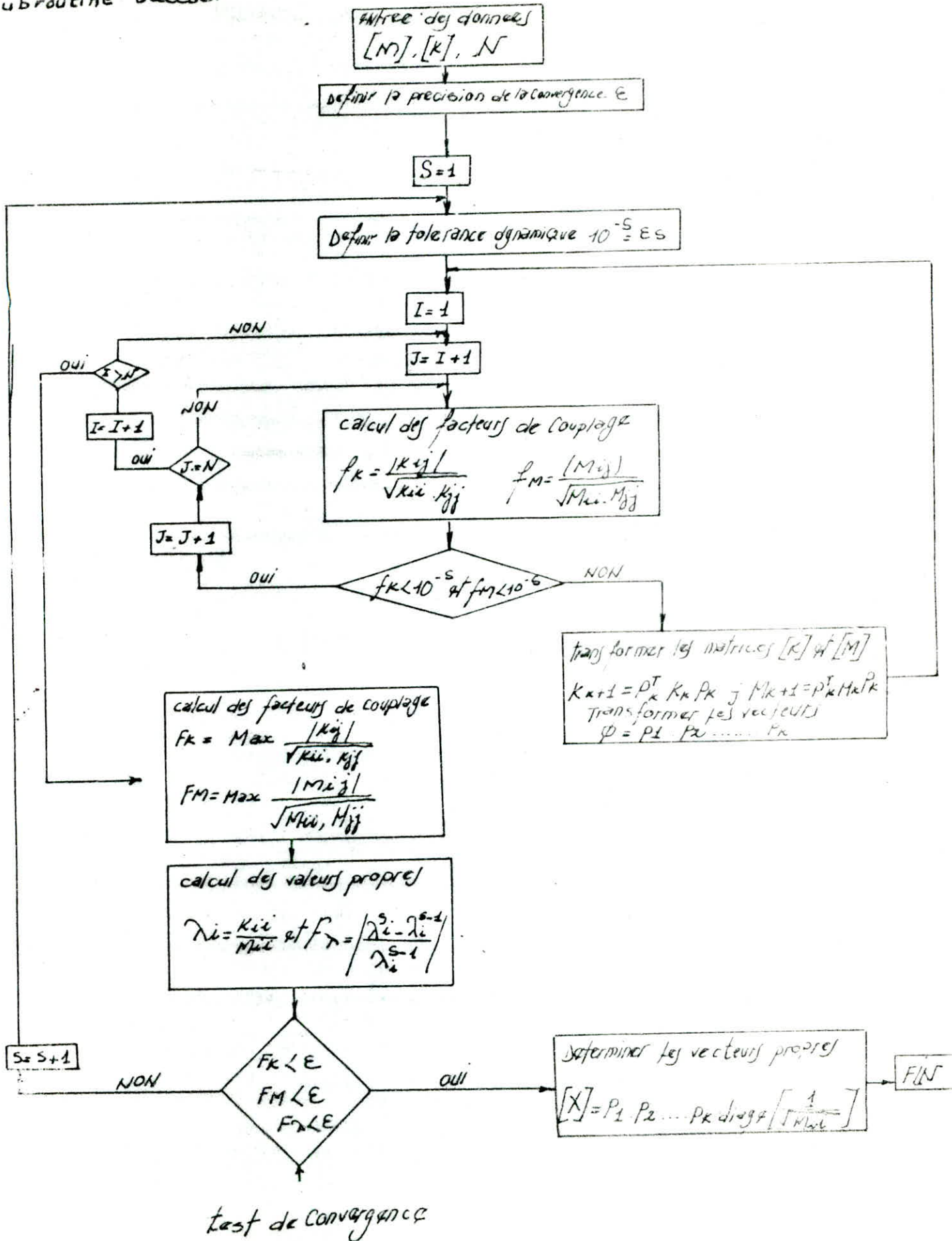
Les matrices !K(n+1)! et !M(n+1)! tendent vers des matrices diagonales !Kd! et !Md! lorsque n tend vers l'infini.

Les valeurs et vecteurs propres sont alors :

$$\lambda = !Kd! !Md!^{-1} \quad \text{ou} \quad \lambda_i = \frac{K_{ii}}{M_{ii}}$$

$$\phi = !P1! !P2! \dots !P(n+1)! \begin{bmatrix} 1/\sqrt{M_{11}} & \dots & \dots \\ \dots & 1/\sqrt{M_{ii}} & \dots \\ \dots & \dots & 1/\sqrt{M_{nn}} \end{bmatrix}$$

Subroutine Jaccobi



Ou !Pn! est la matrice de transformation .

Chaque matrice !Pn! est choisie de manière à ce qu'un terme (i,j) non diagonal et non nul de !Kn! et de !Mn! soit après transformation égal à zéro.

La Matrice !Pn! a la structure suivante :

$$P_n(i,i) = 1$$

$$P_n(i,j) = a$$

$$P_n(j,i) = b$$

$$\text{Avec } a = \frac{K_{jj}}{x} \quad \text{et} \quad b = -\frac{K_{ii}}{x}$$

$$\text{Avec } x = \frac{K}{2} + \text{Signe}(K) \sqrt{\left(\frac{K}{2}\right)^2 + K_{ii} * K_{jj}}$$

$$\text{Avec } \bar{K} = K_{ii} * M_{jj} - K_{jj} * M_{ii}$$

$$\bar{K}_{ii} = K_{ii} * M_{ij} - M_{ii} * K_{ij}$$

$$\bar{K}_{jj} = K_{jj} * M_{ij} - M_{jj} * K_{ij}$$

***Exemple:**

$$!K! = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$!M! = \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}$$

1°) Détermination de P1:

$$\bar{K}_{11} = k_{11} m_{12} - m_{11} k_{12} = 1*1 - 2*(-1) = 3 = C1$$

$$\bar{K}_{22} = k_{22} m_{12} - m_{22} k_{22} = 1*1 - 2*(-1) = 3 = C2$$

$$\bar{K} = k_{11} m_{22} - k_{22} m_{11} = 1*2 - 1*2 = 0 = C3$$

$$x = \frac{\bar{K}}{2} + \text{Sign}(\bar{K}) \sqrt{\left(\frac{\bar{K}}{2}\right)^2 + \bar{K}_{11} \bar{K}_{22}} = 3 = d$$

$$a = \frac{C2}{d} = \frac{3}{3} = 1$$

$$b = -\frac{C1}{d} = -\frac{3}{3} = -1$$

$$!P1! = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

====>

$$!P1!^t = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$!P1!^t !K! !P1! = \begin{bmatrix} 4 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$${}^t P1 \cdot M \cdot P1 = \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 6 \end{bmatrix}$$

Remarque: On a plus besoin de faire des itérations étant donné que les deux matrices M et K sont diagonales.

$$\lambda = \text{diag.} \frac{K_r}{M_r} = \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\phi = P1 \cdot \text{diag.} \left(\frac{1}{\sqrt{M_r}} \right) = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{2} & 1/\sqrt{6} \\ -1/\sqrt{2} & 1/\sqrt{6} \end{bmatrix}$$

$$\lambda_1 = 2 \quad \text{et} \quad \lambda_2 = 0$$

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{2} \\ -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ 1/\sqrt{6} \end{bmatrix}$$

*Sélection des modes:

Après avoir calculé les réponses modales, on ne conservera de ces dernières que celles qui donnent des efforts notables.

La sélection s'effectue d'après la valeur maximum de l'énergie potentielle emmagasinée dans la structure lors du mouvement.

Pour un mode j , cette énergie a pour expression :

$$E = \frac{1}{2} U_j^t K U_j$$

U_j : Représente le vecteur transposé du vecteur U_j des déplacements relatifs maxima selon le mode j .

$$U_j = \frac{1}{\omega_j^2} a_j \gamma_j X_j$$

ω_j : Pulsation propre du mode j .

γ_j : Valeur de l'accélération lûe sur le spectre de réponse.

X_j : Vecteur propre correspondant au mode j .

$$a_j = \frac{\sum M_i X_{ij}}{\sum M_i X_{ij}^2}$$

La sélection des modes peut être faite en calculant le coefficient de participation.

$$C_p = \frac{(\sum M_i X_{ij})^2}{\sum M_i (\sum M_i X_{ij}^2)}$$

***Remarque:**

On constate en générale que deux à trois modes au plus sont à retenir ,l'un d'eux étant nettement prépondérant par rapport aux autres .

***Résultats:**

Les résultats obtenus par ordinateur sont données dans les tableaux ci-après.

3°Evaluation de la charge sismique horizontale:

Dans ce présent projet ,nous allons evaluer les forces sismiques horizontales par trois méthodes :

- Méthode des RPA 81 .
- Méthode PS 69 .
- Méthode Spectrale .

1°)Méthode des RPA 81:

Conformément aux règles parasismiques algériens ,les forces sismiques seront déterminées d'après la formule :

$$F_{ik} = Q * \eta_{ik} * W_k * \begin{cases} \frac{A * D * B}{0.7} & \text{Si } T < 0.5 \text{ s} \\ \frac{A * D}{1.4} & \text{Si } T > 0.5 \text{ s} \\ \frac{1}{B} & \end{cases}$$

A :Coefficient d'accélération de zone

Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique .

Groupe d'usage 2 et Zone 2 : ==> A = 0.15

B :Facteur de comportement de la structure

Il dépend du type de système de contreventement ,des types de structures ainsi que leurs définitions.

Catégorie 3 : Contreventement :Portique autostable en B.A

==> B = 0.25

D :Facteur d'amplification dynamique

Il caractérise l'effet dynamique de la sollicitation

sismique sur les structures ,il est déterminé par les expressions suivantes :

$$\text{Pour un sol meuble : } 1.0 \leq D_i = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T_i}} \leq 2$$

$$\text{Pour un sol ferme : } 0.78 \leq D_i = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T_i}} \leq 2$$

T_i : Période du i ème mode de vibration .

Q :Facteur de qualité

Il est donné en fonction de l'hyperstaticité , de la surabondance du système ,de ses symétries en plan ,de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction .Elle est déterminé par :

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

P_q : Pénalité qui dépend de l'observation ou du critère de qualité .

Sens Longitudinal : $Q = 1.4$

Sens transversal : $Q = 1.3$

η_{ik} :Coefficient du mode de vibration

Il exprime que pour les différents niveaux X_k de la construction ,les forces sismiques de calcul sont différentes.

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum W_j X_{ij}}{\sum W_j X_{ij}^2}$$

Où X_{ik} et X_{ij} sont les amplitudes des k ième et j ième point de la construction .

2°)Méthode PS 69:

Chaque masse est soumise à une force horizontale F_j ayant pour valeur :

$$F_j = \alpha \cdot \beta_i \cdot \gamma_i \cdot \delta \cdot M_j$$

α :Coefficient d'intensité sismique

$$\alpha = 2^{(i_n - 8)}$$

i_n :Intensité par laquelle doit être établi le projet .On admet que les sollicitations doublent chaque fois qu'on progresse d'une unité dans l'échelle des intensités.

Zone 2 et Groupe 2 ==> min = 1

β : Coefficient de réponse

Pour le calcul de β_1 :

$$0.05 \leq \beta_1 = \frac{0.065}{T_i} \leq 0.1$$

Pour le calcul de β_2 et β_3 :

$$\beta_i = 1.25 * T_i * 60\% \quad \text{Pour } 0 \leq T_i \leq 0.2 \text{ s}$$

$$\beta_i = 0.25 * 60\% \quad \text{Pour } 0.2 \text{ s} \leq T_i \leq 0.26 \text{ s}$$

$$\beta_i = \frac{0.09}{T_i} * 60\% \quad \text{Pour } 0.26 \text{ s} \leq T_i$$

Avec un minimum de 0.06 pour le calcul de β_1

δ : Coefficient de fondation

Le coefficient de fondation, indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Mode de fondation : Radier ; terrain de consistance moyenne

$$====> \delta = 1.00$$

γ_i : Coefficient de distribution dans le 1^{er} mode

$$\text{Forme générale: } \gamma_i(h) = A_i(h) \frac{M(z) A_i(z) + \int m(z) A_i(z) dz}{M(z) \overset{2}{A}_i(z) + \int m(z) \overset{2}{A}_i(z) dz}$$

Puisque les masses sont concentrées :

$$\gamma_i(h) = A_i(h) \frac{\sum M(z) A_i(z)}{\sum M(z) \overset{2}{A}_i(z)}$$

3°) *Méthode Spectrale:

La structure est supposée soumise à un séisme agissant dans une direction donnée et défini par son spectre de réponse.

Le calcul des modes propres s'effectue par des méthodes vue précédemment (JACOBI).

Les forces sismiques seront déterminées par l'expressions suivante :

$$F_{ik} = \gamma_i * X_{ik} * a_i * M_k$$

F_{ik} : Force appliquée au k ième point correspondant au i ème mode de vibration .

γ_i : Valeur lue sur le spectre de réponse $\gamma_i = f(T_i)$.

X_{ik} : Valeur de la composante k du vecteur propre du mode i.

a_i : Joue le rôle de coefficient de repartition de la charge sismique.

$$a_i = \frac{\sum m_k X_{ik}}{\sum m_k X_{ik}^2}$$

4°) Superposition quadratique des forces:

La charge sismique de calcul résultante a l'étage k est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=1}^n F_{ki}^2}$$

F_{ki} : Force sismique de calcul du i ème mode au k ème étage .

5°) Superposition quadratique des sollicitations:

On peut aussi a partir des charges sismiques ,détterminer les efforts dans les sections de la structure d'après la formule:

$$C_k = \sqrt{\sum_{i=1}^n C_{ik}^2}$$

ou C_k : l'effort (Ml Nl Tl) total dans la section considérée.

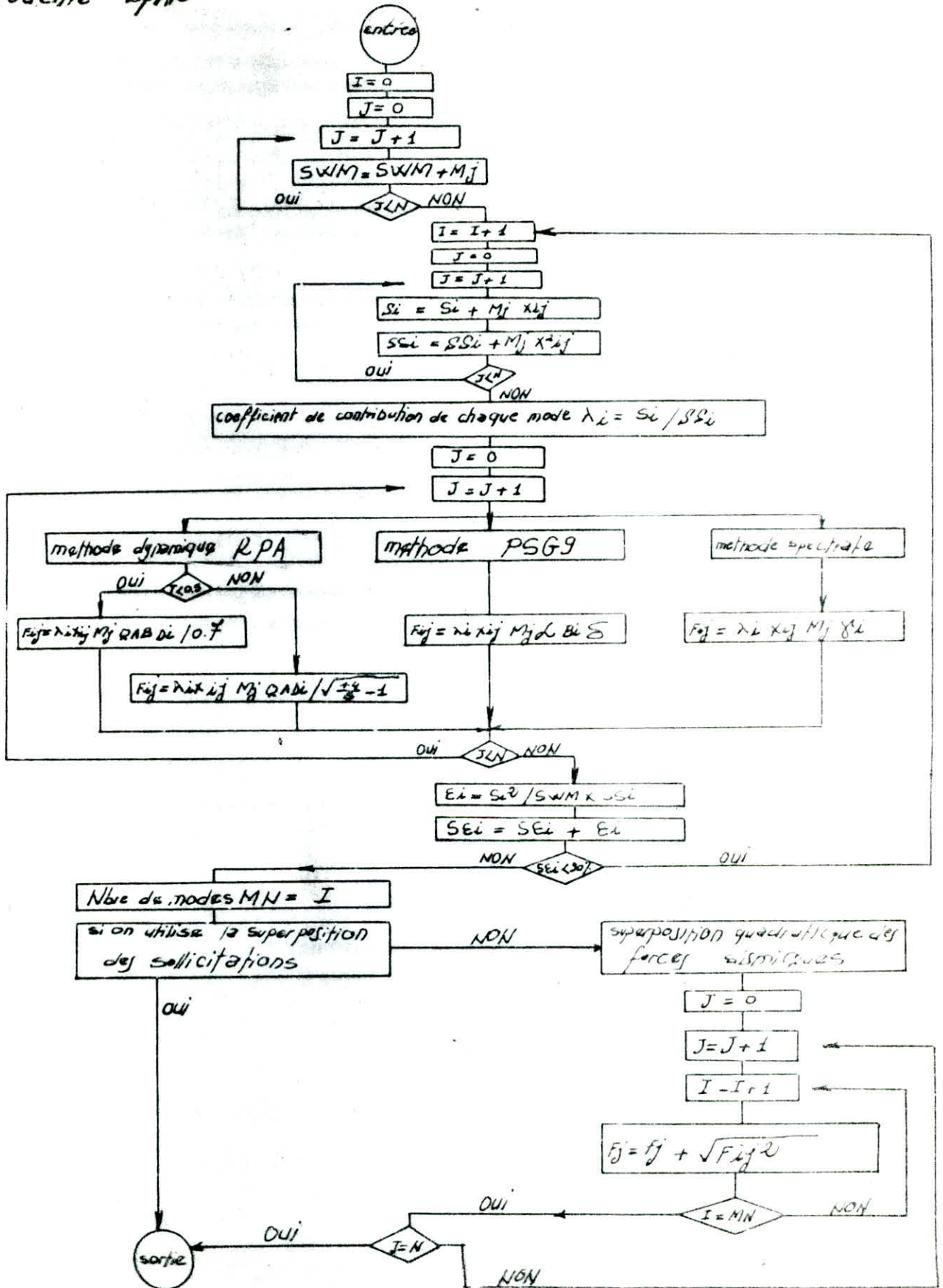
C_{ik} : est l'effort (Ml Nl Tl) dans la section considérée , engendrée par la charge sismique de calcul , correspondant au i ème mode .

6°) Remarque:

La deuxième méthode est plus exacte mais plus laborieuse que la première .

les deux méthodes ont été traitées dans ce logiciel dont les résultats nous ont permis d'illustrer la différence qu'on a représenté dans la Fig.10 .

Subroutine SPAR



4°) Vérification au renversement:

Chaque structure doit être calculée et conçue afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques spécifiés dans ce chapitre.

$$P = 4590 \text{ tonnes}$$

$$\Rightarrow \text{Le moment résistant est : } M_r = \frac{P l}{2} = 22491 \text{ t.m}$$

Sens transversal:

Le moment de renversement est: $M_{ren} = F_i y_i = 7542.72 \text{ t.m}$

$$\frac{M_r}{M_{ren}} = 2.98 > 1.5 \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque de renversement.}$$

Sens longitudinal:

Le moment de renversement est: $M_{ren} = F_i y_i = 8444.18 \text{ t.m}$

$$\frac{M_r}{M_{ren}} = 2.66 > 1.5 \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque de renversement.}$$

5°) Résultats:

Les résultats obtenus par ordinateur sont donnés par les tableaux ci-après.

** Résultats plancher indéformable **

. S E N S L O N G I T U D I N A L .

VECTEURS PROPRES				VECTEURS PROPRES NORMALISES		
NIV	1° MODE	2° MODE	3° MODE	1° MODE	2° MODE	3° MODE
16	0.0008	-0.0008	0.0008	1.0000	1.0000	1.0000
15	0.0008	-0.0007	0.0004	0.9691	0.8268	0.5352
14	0.0007	-0.0004	-0.0001	0.9101	0.5187	-0.1642
13	0.0007	-0.0001	-0.0006	0.8246	0.1258	-0.7916
12	0.0006	0.0001	-0.0007	0.7607	-0.1153	-0.9552
11	0.0005	0.0003	-0.0007	0.6837	-0.3453	-0.8709
10	0.0005	0.0004	-0.0004	0.5948	-0.5416	-0.5581
9	0.0004	0.0005	-0.0002	0.5332	-0.6304	-0.2733
8	0.0004	0.0006	0.0000	0.4658	-0.6802	0.0571
7	0.0003	0.0006	0.0003	0.3931	-0.6874	0.3778
6	0.0003	0.0005	0.0004	0.3444	-0.6647	0.5405
5	0.0002	0.0005	0.0005	0.2931	-0.6144	0.6430
4	0.0002	0.0004	0.0005	0.2396	-0.5384	0.6733
3	0.0002	0.0004	0.0005	0.2021	-0.4716	0.6428
2	0.0001	0.0003	0.0004	0.1636	-0.3913	0.5625
1	0.0001	0.0001	0.0002	0.0704	-0.1737	0.2672
PERIODES (en secondes)				VALEURS PROPRES		
T	0.9783	0.4130	0.2521	w°	41.25	231.50

. S E N S T R A N S V E R S A L .

VECTEURS PROPRES				VECTEURS PROPRES NORMALISES		
NIV	1° MODE	2° MODE	3° MODE	1° MODE	2° MODE	3° MODE
16	0.0008	-0.0008	0.0008	1.0000	1.0000	1.0000
15	0.0008	-0.0007	0.0004	0.9691	0.8268	0.5352
14	0.0007	-0.0004	-0.0001	0.9101	0.5187	-0.1642
13	0.0007	-0.0001	-0.0006	0.8246	0.1258	-0.7916
12	0.0006	0.0001	-0.0007	0.7607	-0.1153	-0.9552
11	0.0005	0.0003	-0.0007	0.6837	-0.3453	-0.8709
10	0.0005	0.0004	-0.0004	0.5948	-0.5416	-0.5581
9	0.0004	0.0005	-0.0002	0.5332	-0.6304	-0.2733
8	0.0004	0.0006	0.0000	0.4658	-0.6802	0.0571
7	0.0003	0.0006	0.0003	0.3931	-0.6874	0.3778
6	0.0003	0.0005	0.0004	0.3444	-0.6647	0.5405
5	0.0002	0.0005	0.0005	0.2931	-0.6144	0.6430
4	0.0002	0.0004	0.0005	0.2396	-0.5384	0.6733
3	0.0002	0.0004	0.0005	0.2021	-0.4716	0.6428
2	0.0001	0.0003	0.0004	0.1636	-0.3913	0.5625
1	0.0001	0.0001	0.0002	0.0704	-0.1737	0.2672
PERIODES (en secondes)				VALEURS PROPRES		
T	0.9783	0.4130	0.2521	w°	41.25	231.50

** Résultats plancher déformable **

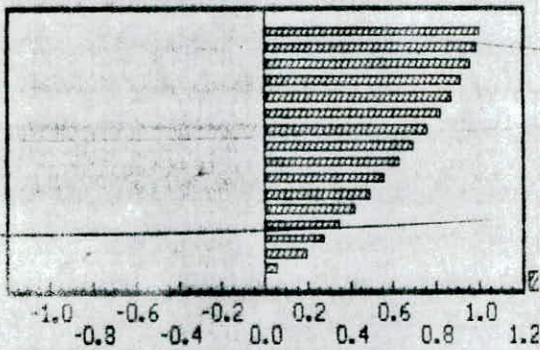
. S E N S L O N G I T U D I N A L .

VECTEURS PROPRES				VECTEURS PROPRES NORMALISES		
NIV	1° MODE	2° MODE	3° MODE	1° MODE	2° MODE	3° MODE
16	0.0007	-0.0008	0.0007	1.0000	1.0000	1.0000
15	0.0007	-0.0007	0.0005	0.9834	0.8816	0.6743
14	0.0007	-0.0005	0.0001	0.9515	0.6647	0.1416
13	0.0006	-0.0003	-0.0003	0.9047	0.3736	-0.4346
12	0.0006	-0.0001	-0.0006	0.8596	0.1272	-0.7624
11	0.0006	0.0001	-0.0007	0.8044	-0.1298	-0.9142
10	0.0005	0.0003	-0.0006	0.7396	-0.3758	-0.8527
9	0.0005	0.0004	-0.0005	0.6799	-0.5496	-0.6414
8	0.0004	0.0005	-0.0002	0.6136	-0.6847	-0.3059
7	0.0004	0.0006	0.0001	0.5416	-0.7704	0.0864
6	0.0003	0.0006	0.0003	0.4768	-0.7967	0.4013
5	0.0003	0.0006	0.0005	0.4079	-0.7735	0.6477
4	0.0002	0.0005	0.0006	0.3354	-0.7021	0.7830
3	0.0002	0.0005	0.0006	0.2670	-0.5976	0.7840
2	0.0001	0.0003	0.0005	0.1964	-0.4588	0.6609
1	0.0000	0.0001	0.0002	0.0593	-0.1437	0.2243
PERIODES (en secondes)				VALEURS PROPRES		
T	1.7815	0.6664	0.4019	w°	12.44	88.90

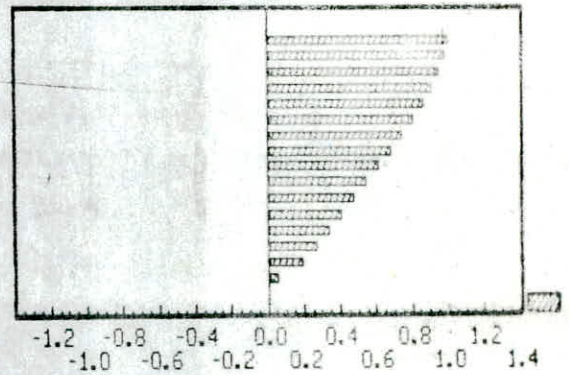
. S E N S T R A N S V E R S A L .

VECTEURS PROPRES				VECTEURS PROPRES NORMALISES		
NIV	1° MODE	2° MODE	3° MODE	1° MODE	2° MODE	3° MODE
16	0.0007	-0.0007	0.0007	1.0000	1.0000	1.0000
15	0.0007	-0.0007	0.0005	0.9848	0.8877	0.6906
14	0.0007	-0.0005	0.0001	0.9553	0.6814	0.1797
13	0.0006	-0.0003	-0.0003	0.9122	0.4030	-0.3836
12	0.0006	-0.0001	-0.0005	0.8689	0.1557	-0.7314
11	0.0006	0.0001	-0.0007	0.8158	-0.1045	-0.9122
10	0.0005	0.0003	-0.0006	0.7534	-0.3560	-0.8826
9	0.0005	0.0004	-0.0005	0.6936	-0.5429	-0.6860
8	0.0004	0.0005	-0.0003	0.6270	-0.6906	-0.3531
7	0.0004	0.0006	0.0000	0.5549	-0.7870	0.0467
6	0.0003	0.0006	0.0003	0.4885	-0.8209	0.3813
5	0.0003	0.0006	0.0005	0.4178	-0.8015	0.6478
4	0.0002	0.0005	0.0006	0.3434	-0.7300	0.7979
3	0.0002	0.0005	0.0006	0.2716	-0.6196	0.8044
2	0.0001	0.0003	0.0005	0.1976	-0.4712	0.6746
1	0.0000	0.0001	0.0002	0.0556	-0.1375	0.2131
PERIODES (en secondes)				VALEURS PROPRES		
T	1.9107	0.7041	0.4242	w°	10.81	79.63

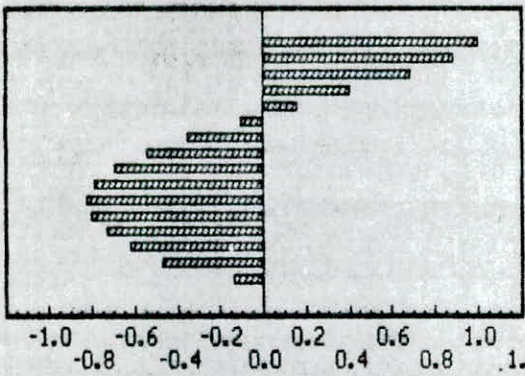
SENS TRANSVERSAL
1er MODE



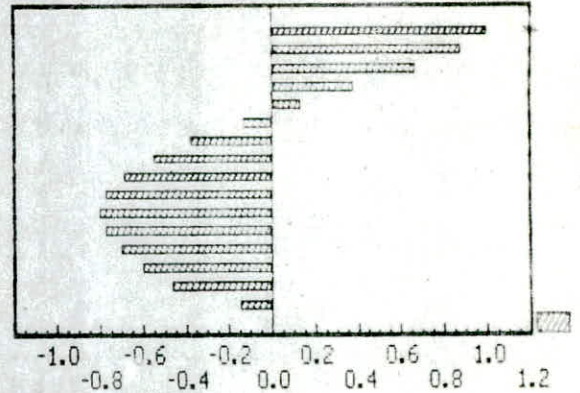
SENS LONGITUDINAL
1er MODE



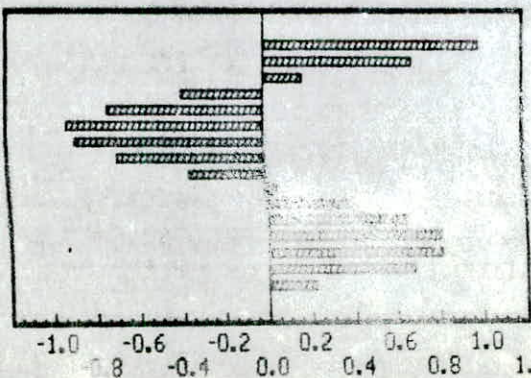
2ème MODE



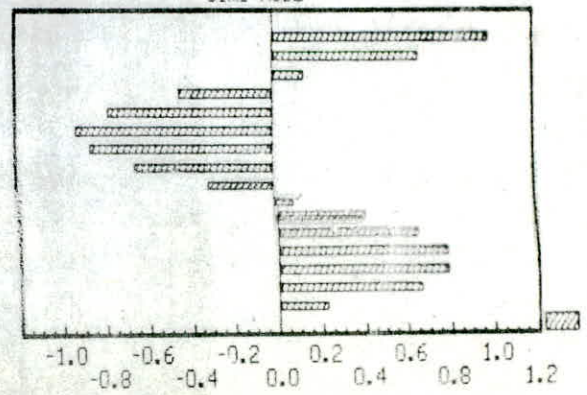
2ème MODE



3ème MODE



3ème MODE



 ** RESULTATS **

S E N S L O N G I T U D I N A L

P L A N C H E R D E F O R M A B L E

! ENERGIE DE DEFORMATION DE CHAQUE MODE !

!mode!	energie (joules)	pourcentage (%)
!1er !	0.44E+09	99.44010
!2em !	0.24E+07	0.53437
!3em !	0.11E+06	0.02553

! COEFFICIENT D'EQUIVALENCE DE CHAQUE MODE (%) !

! 1°mode !	! 2°mode !	! 3°mode !
! 79.63 !	! 10.50 !	! 3.18 !

. S E N S T R A N S V E R S A L .

P L A N C H E R D E F O R M A B L E

! ENERGIE DE DEFORMATION DE CHAQUE MODE !

!mode!	energie (joules)	pourcentage (%)
!1er !	0.28E+09	99.22528
!2em !	0.21E+07	0.74238
!3em !	0.92E+05	0.03233

! COEFFICIENT D'EQUIVALENCE DE CHAQUE MODE (%) !

! 1°mode !	! 2°mode !	! 3°mode !
! 79.86 !	! 10.17 !	! 3.07 !

! SOMME DES MASSES (Kgs)! W= 4594510.000000000 !

*** RESULTATS ***

SENS LONGITUDINAL

PLANCHER DEFORMABLE

FORCES SISMIQUES PAR LE SPECTRE D'EL CENTROS (18 MAI 1940)				
		Fij (tf)		Fi (tf)
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON
16	22.65903	-14.68122	9.795281	28.721
15	21.01018	-12.20292	6.227799	25.082
14	20.32780	-9.20091	1.307782	22.351
13	19.32783	-5.17149	-4.013786	20.406
12	18.64230	-1.78793	-7.147441	20.045
11	17.64028	1.84443	-8.666986	19.741
10	16.22015	5.34031	-8.084279	18.894
9	15.24149	7.98261	-6.215168	18.294
8	13.90254	10.05251	-2.996224	17.416
7	12.27284	11.31088	0.846129	16.712
6	11.32577	12.26088	4.120375	17.192
5	9.73738	11.96464	6.684387	16.812
4	8.00649	10.85984	8.080948	15.727
3	6.48166	9.40053	8.227584	14.074
2	4.86435	7.36078	7.074647	11.309
1	1.85202	2.90866	3.029111	4.590

FORCES SISMIQUES: PRESCRIPTIONS RPA				
		Fij (tf)		Fi (tf)
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON
16	23.24618	-14.77562	13.258542	30.569
15	21.55461	-12.28139	8.429726	26.201
14	20.85455	-9.26008	1.770168	22.887
13	19.82866	-5.20474	-5.432917	21.208
12	19.12536	-1.79943	-9.674520	21.508
11	18.09739	1.85629	-11.731322	21.647
10	16.64046	5.37465	-10.942591	20.628
9	15.63644	8.03394	-8.412629	19.489
8	14.26279	10.11715	-4.055582	17.951
7	12.59085	11.38361	1.145290	17.013
6	11.61925	12.33972	5.577192	17.843
5	9.98970	12.04158	9.047747	18.074
4	8.21396	10.92967	10.938082	17.509
3	6.64962	9.46098	11.136562	16.055
2	4.99040	7.40811	9.575989	13.095
1	1.90001	2.92736	4.100096	5.384

. S E N S T R A N S V E R S A L .
P L A N C H E R D E F O R M A B L E

FORCES SISMIQUES PAR LE SPECTRE D'EL CENTROS (18 MAI 1940)!					
		Fij (tf)			Fi(tf)
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON!	
16	22.45310	-14.18453	9.532238	28.217	
15	20.84724	-11.87228	6.206534	24.781	
14	20.22472	-9.11367	1.614849	22.242	
13	19.31140	-5.39014	-3.447999	20.344	
12	18.67266	-2.11370	-6.672725	19.941	
11	17.72763	1.43523	-8.416113	19.676	
10	16.37202	4.88764	-8.143153	18.927	
9	15.40599	7.61822	-6.469383	18.364	
8	14.07736	9.79596	-3.365362	17.477	
7	12.45932	11.16266	0.445364	16.734	
6	11.49748	12.20522	3.810064	17.195	
5	9.88320	11.97855	6.505556	16.837	
4	8.12311	10.90943	8.013708	15.787	
3	6.53408	9.41674	8.214941	14.102	
2	4.84796	7.30409	7.027998	11.236	
1	1.72061	2.68922	2.800121	4.247	

FORCES SISMIQUES: PRESCRIPTIONS RPA					
		Fij (tf)			Fi(tf)
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON!	
16	20.65383	-12.89627	11.661935	26.998	
15	19.17666	-10.79402	7.593200	23.279	
14	18.60402	-8.28595	1.975640	20.461	
13	17.76389	-4.90060	-4.218352	18.904	
12	17.17633	-1.92173	-8.163548	19.114	
11	16.30703	1.30488	-10.296444	19.330	
10	15.06005	4.44374	-9.962500	18.596	
9	14.17144	6.92632	-7.914775	17.648	
8	12.94928	8.90627	-4.117252	16.247	
7	11.46090	10.14885	0.544867	15.318	
6	10.57614	11.09673	4.661311	16.022	
5	9.09122	10.89064	7.959031	16.267	
4	7.47217	9.91862	9.804135	15.822	
3	6.01047	8.56149	10.050327	14.506	
2	4.45947	6.64072	8.598196	11.744	
1	1.58273	2.44498	3.425725	4.497	

 ** RESULTATS **

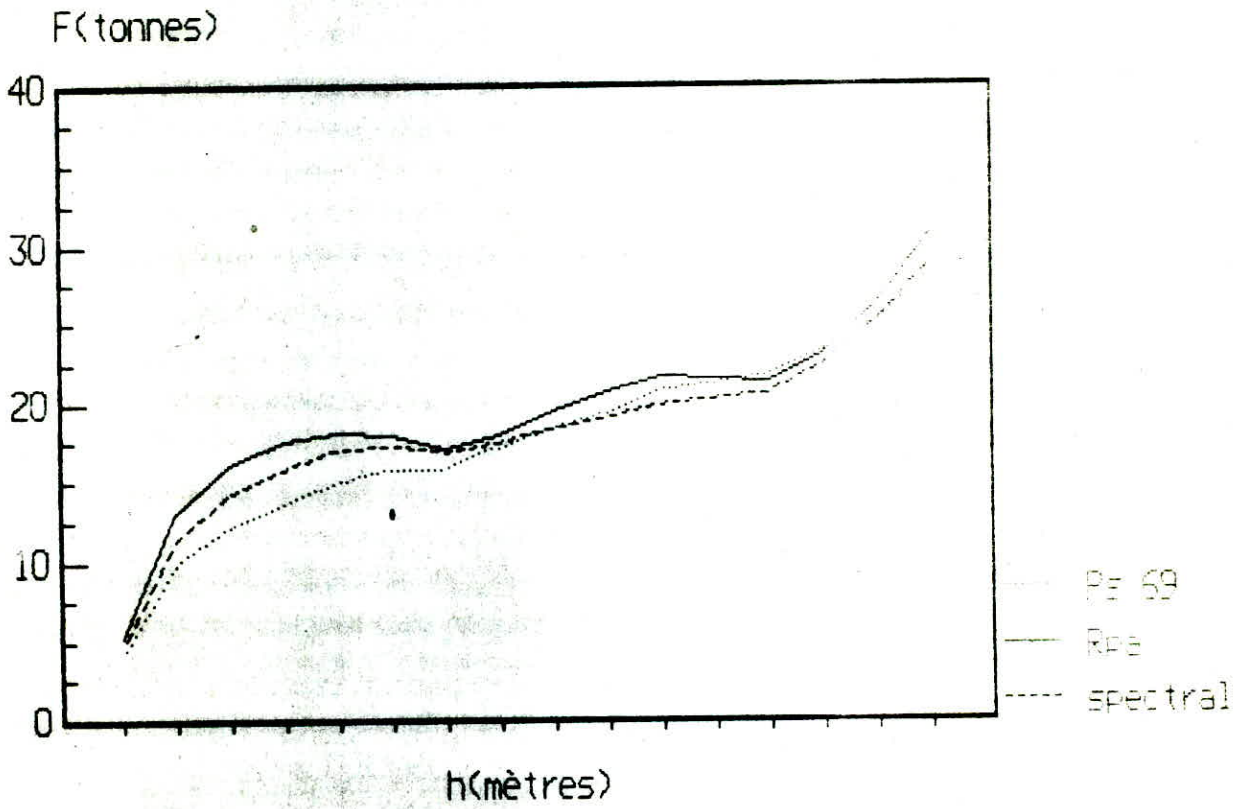
S E N S L O N G I T U D I N A L
 P L A N C H E R D E F O R M A B L E

FORCES SISMIQUES:PRESCRIPTIONS PS69 MODIFIEES						82
		Fij (tf)			Fi(tf)	
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON!		
16	24.54728	-10.74864	8.383733	28.078		
15	22.76103	-8.93419	5.330343	25.026		
14	22.02179	-6.73632	1.119325	23.056		
13	20.93848	-3.78623	-3.435380	21.554		
12	20.19582	-1.30901	-6.117460	21.143		
11	19.11031	1.35038	-7.418031	20.544		
10	17.57183	3.90983	-6.919295	19.286		
9	16.51162	5.84436	-5.319532	18.305		
8	15.06108	7.35980	-2.564454	16.958		
7	13.29557	8.28109	0.724198	15.680		
6	12.26959	8.97662	3.526609	15.606		
5	10.54883	8.75974	5.721134	14.857		
4	8.67370	7.95087	6.916444	13.649		
3	7.02180	6.88246	7.041948	12.094		
2	5.26972	5.38909	6.055156	9.668		
1	2.00635	2.12953	2.592601	3.909		

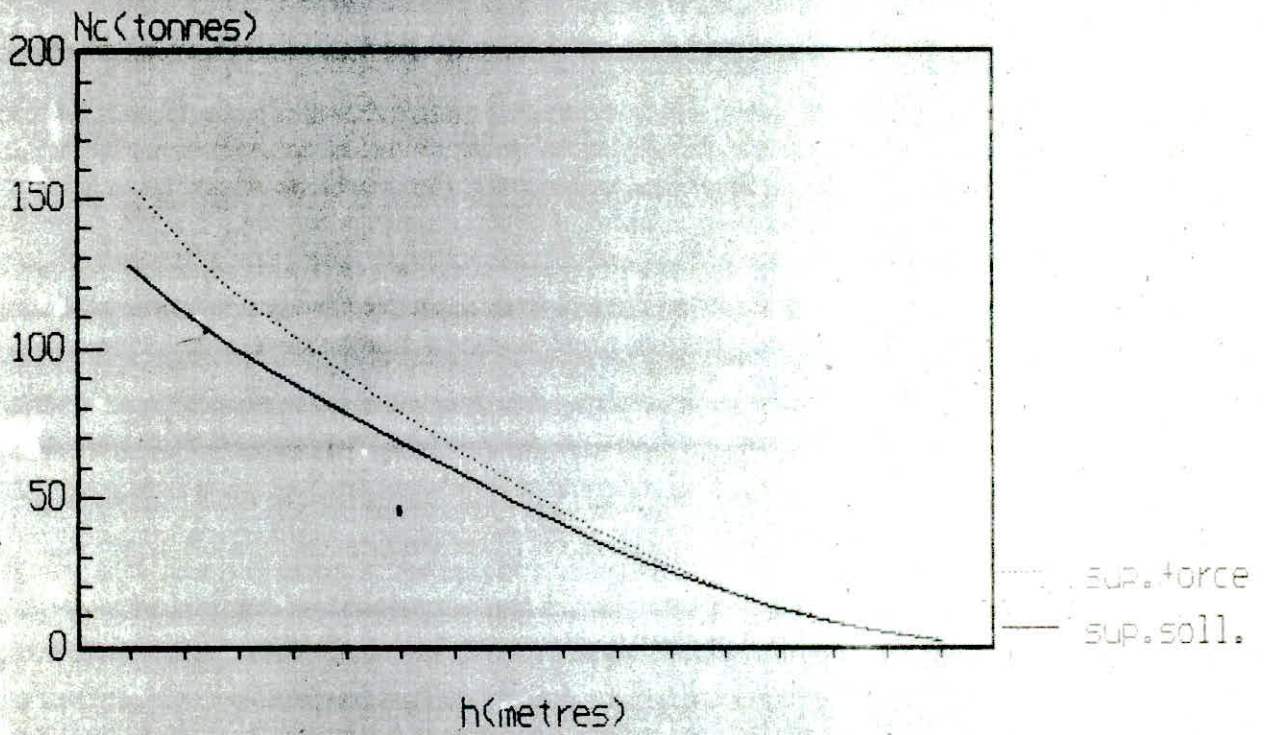
. S E N S T R A N S V E R S A L .

FORCES SISMIQUES:PRESCRIPTIONS PS69 MODIFIEES						82
		Fij (tf)			Fi(tf)	
NIV	1°MODE	2°MODE	3°MODE	COMBINAISON!		
16	24.32419	-9.96510	7.834978	27.429		
15	22.58451	-8.34067	5.101431	24.610		
14	21.91011	-6.40265	1.327318	22.865		
13	20.92068	-3.78675	-2.834066	21.449		
12	20.22871	-1.48494	-5.484615	21.012		
11	19.20493	1.00830	-6.917584	20.438		
10	17.73635	3.43373	-6.693226	19.266		
9	16.68982	5.35205	-5.317479	18.316		
8	15.25047	6.88198	-2.766143	16.958		
7	13.49760	7.84213	0.366065	15.615		
6	12.45561	8.57457	3.131664	15.443		
5	10.70680	8.41532	5.347211	14.630		
4	8.80004	7.66423	6.586830	13.400		
3	7.07858	6.61557	6.752232	11.810		
2	5.25196	5.13136	5.776629	9.343		
1	1.86400	1.88927	2.301546	3.513		

Comparaison graphique entre la methode
spectrale , Rpa et Ps69



Comparaison graphique entre la
superposition des sollicitations
et la superposition des forces sismiques



CHAPITRE-9

CALCUL DES EFFORTS INTERNES

! CALCUL DES RIGIDITES !

I) INTRODUCTION

Le calcul des rigidités sera fait selon la méthode de monsieur MUTO. Cette méthode proposée dans la réglementation parasismique japonaise se prête bien pour ce type de contreventement, elle est basée sur la rigidité de niveau d'un portique dont MUTO suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux noeuds.

soit R^{∞} = rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (ou bien poutres infiniment rigides)

R = rigidité relative de niveau d'un portique, corrigée au sens de MUTO

$$\text{ON a } R = a R^{\infty}$$

II) ETAPES DE CALCUL

II.1.1) Calcul des raideurs de poteaux et des poutres

$$K \text{ poteau} = \frac{I}{HE}$$

$$K \text{ poutre} = \frac{I}{L}$$

II.1.2) Calcul des coefficients \bar{k} relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux:

a) Etape courant : $\bar{k} = \frac{\sum k \text{ poutres}}{2 k \text{ pot}}$

b) 1er niveau : $\bar{k} = \frac{\sum k \text{ poutres}}{k \text{ pot}}$

II.1.3) Calcul des coefficients correcteurs "a":

a) Etage courant $a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$

b) Premier niveau :

- Poteau encastre: $a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$

- Poteau articulé: $a = \frac{0.5 \times \bar{k}}{1 + 2 \bar{k}}$

II.1.4) Calcul des rigidités des poteaux suivant les deux sens :

a) Etage courant $r_{ij} = a \frac{12 EI}{H_e^3}$

b) Premier niveau

- Poteau encastre à la base: $r_{ij} = a \frac{12 EI}{H_e^3}$

- Poteau articulé à la base: $r_{ij} = a \frac{3 EI}{H_e^3}$

II.1.5) Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^{i=k} r_{ij}$$

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^{i=m} r_{ij}$$

! CALCUL DU CENTRE DE MASSE ET DE TORSION !

I) Calcul du centre de masse.

Le but de ce paragraphe, c'est la détermination du centre de masse de tous les éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axe plan orthonormé convenablement choisi.

$$X_g = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_g = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

X_i ; Y_i sont les coordonnées de chaque élément par rapport au système d'axe choisi.

II) CALCUL DU CENTRE DE TORSION

dans le repère xoy , les coordonnées du centre de torsion de l'étage; sont données par :

$$X_{cj} = \frac{\sum R_{jy} x_{jt}}{\sum R_{jy}}$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum R_{jx} y_{jl}}{\sum R_{jx}}$$

III) CALCUL DE L'EXCENTRICITE ENTRE C ET G

$$e_x = X_g - X_c$$

$$e_y = Y_g - Y_c$$

une excentricité accidentelle est préconisée par le RPA et qui est: ACC = 5% (l_{max}) avec l_{max} : dimension maximal en plan de la structure

IV) CALCUL DE LA RIGIDITE A LA TORSION DE L'etage "j"

$$R_j = \sum_{t=1}^k R_{jt} X_t^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (X_l)^2$$

X_t : distance du portique transversale à l'axe cy

Y_l : distance du portique longitudinal à l'axe cx

Les résultats donnés par l'ordinateur figurent dans la page ci-après

! CALCUL DES EFFORTS SOUS CHARGES HORIZONTALES !

I) DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU

Soit $F_1 ; F_2 ; \dots ; F_n$ les forces sismiques calculées à chaque niveau et dans chaque sens. L'effort tranchant revenant à chaque niveau est :

$$T_n = F_n$$

$$T_{n-1} = F_n + F_{n-1}$$

.

.

$$T_1 = F_n + F_{n-1} + \dots + F_j + \dots + F_1$$

II) DEFORMATIONS HORIZONTALES

Sous l'action des forces horizontales, notre structure subira des déformations horizontales. Afin d'éviter les désordres dans les éléments de remplissage, le RPA a spécifié que le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $(1.0/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif. Ainsi les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0.0075 fois la hauteur de l'étage.

$$\delta_k = \left(\frac{t_k}{R_k} \right) \left(\frac{1}{2.B} \right) \leq \bar{\delta}_k = 0.0075 \times h$$

La méthode de MUTO présente un avantage assez important puisqu'elle nous permet d'évaluer les déplacements relatifs de niveau ainsi on peut modifier le coffrage avant la détermination des moments dans le cas où la condition ci-dessus n'est pas satisfaite.

III) REPARTITION DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES DIFFERENTS PORTIQUES

- Portiques longitudinaux :
$$T_{jx} = \epsilon_{jx} \frac{R_{j1}}{\sum R_{j1}} + \epsilon_{jx} Y_B \frac{R_{j1}}{R_{j0}} Y$$

- Portiques transversaux :
$$T_{jy} = \epsilon_{jy} \frac{R_{j1}}{\sum R_{j1}} + \epsilon_{jy} \frac{R_j}{R_{j0}} X_g X$$

Les résultats obtenus toujours sur ordinateur seront présentés dans ce qui suit.

IV) CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS REVENANT A CHAQUE POTEAU DANS CHAQUE SENS

$$t_{ji} = \frac{r_{ij}}{R_j} T_j = T_j \frac{\tilde{a}_j K_j}{D_j}$$

\tilde{t}_{ji} = Effort tranchant revenant au poteau i du niveau j

\tilde{a}_j = Coefficient de correction donné selon muto

\tilde{K}_j = Raideur du poteau i du niveau j

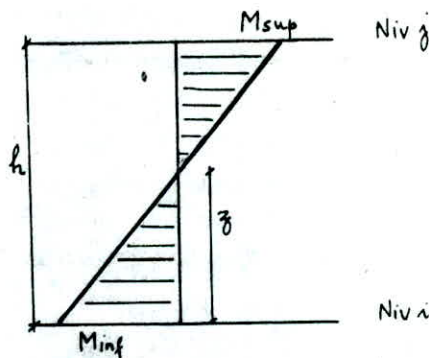
T_j = Effort tranchant revenant au portique considéré du niveau j

$$D_j = \sum \tilde{a}_j \tilde{K}_j$$

V) CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX :

$$M_{sup} = \tilde{t}_{ji} (h - z) \quad \text{avec} \quad z = Y.h \quad \text{et} \quad y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

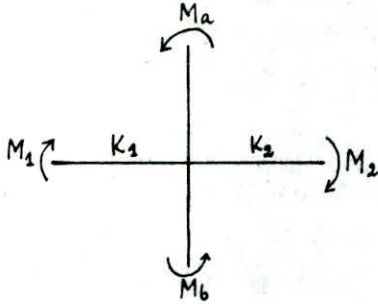
$$M_{inf} = \tilde{t}_{ji} z$$



Les coefficients y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnés dans le livre (Conception et calcul des structures soumises au seisme).

VI) CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT DANS LES POUTRES

- Dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.

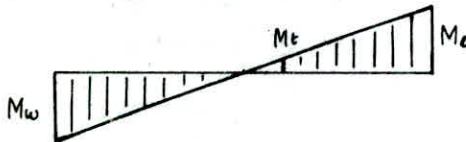


$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

VII) CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES

Sous l'action d'une force latérale la diagramme du moment fléchissant dans une poutre est linéaire.



$$M_t = \frac{Me - Mw}{2}$$

VIII) EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES



L'équation du moment fléchissant peut s'écrire : $M(x) = Ax + b$

$$T = \frac{dM(x)}{dx} = A$$

Sous un seisme de gauche à droite (---->) :

$$\begin{array}{l}
 M(x) = Ax + b \implies \begin{array}{l} ! \\ ! \end{array} \quad \begin{array}{l} x = 0 \implies M(0) = Md \\ x = L \implies M(L) = AL + b = - Mg \end{array} \\
 \\
 A = - \frac{!Mg! + !Md!}{L} \quad \text{d'où} \quad T = - \frac{!Mg! + !Md!}{L}
 \end{array}$$

VX) CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

- Les efforts tranchants s'exerçant sur les nœuds des poutres se transmettent comme des efforts normaux dans les poteaux.

$$N = T_e - T_w$$

- Cet effort normal est réversible selon que le seisme agit dans un sens ou dans l'autre.

**** Resultats ****

niv	Rjo	e(acc)	sens long		sens trans	
			e(theo)	e(cal)	e(theo)	e(cal)
1	4120538.65	127.50	19.91	127.50	26.75	127.50
2	1702055.83	127.50	-17.40	-127.50	24.55	127.50
3	3216440.32	127.50	-15.51	-127.50	24.58	127.50
4	3216440.32	127.50	-15.51	-127.50	24.58	127.50
5	2937542.85	127.50	-18.71	-127.50	24.62	127.50
6	2937542.85	127.50	-18.71	-127.50	24.62	127.50
7	2937542.85	127.50	27.29	127.50	19.62	127.50
8	2343620.82	127.50	-25.95	-127.50	05.24	127.50
9	2284810.75	127.50	-39.27	-127.50	01.58	127.50
10	2284810.75	127.50	-39.27	-127.50	01.58	127.50
11	1877424.36	127.50	-37.07	-127.50	03.34	127.50
12	1877424.36	127.50	-37.07	-127.50	03.34	127.50
13	1877424.36	127.50	-37.07	-127.50	03.34	127.50
14	1395634.04	127.50	-34.44	-127.50	05.88	127.50
15	1395634.04	127.50	-34.44	-127.50	05.88	127.50
16	1395634.04	127.50	-90.44	-127.50	-01.12	-127.50

- Rjo : rigidite a la torsion d'etage en (t.m)
 e(acc) : excentricite accidentelle en cm
 e(theo) : excentricite theorique en cm
 e(cal) : excentricite a considerer dans les calculs en cm

EFFORT TRANCHANT DANS LES PROTIQUES (en tonnes)

niveau	portique	Ft	Fo	F rpa
1		26.486	-5.445	26.49
2		29.189	5.593	34.78
3		28.344	5.381	33.73
4		26.754	5.079	31.83
5		24.299	4.693	28.99
6		22.566	4.358	26.92
7		20.860	-4.029	20.86
8	1	11.967	2.590	14.56
9		9.295	2.064	11.36
10		8.297	1.824	10.14
11		7.120	1.619	8.74
12		6.045	1.374	7.42
13		4.983	1.133	6.12
14		3.771	0.886	4.66
15		2.681	0.630	3.31
16		1.39	0.338	1.78
<hr/>				
1		33.066	-5.151	33.07
2		31.978	4.630	36.61
3		30.522	4.376	34.90
4		28.809	4.130	32.94
5		27.066	3.951	31.02
6		25.137	3.669	28.81
7		23.236	-3.392	23.24
8	2	22.426	3.718	26.14
9		20.620	3.518	24.14
10		18.406	3.140	21.55
11		16.140	2.818	18.96
12		13.704	2.393	16.10
13		11.296	1.972	13.27
14		8.981	1.620	10.60
15		6.383	1.151	7.53
16		3.428	0.618	4.05
<hr/>				
1		33.066	-3.506	33.07
2		31.978	3.132	35.11
3		30.522	2.957	33.48
4		28.809	2.791	31.60
5		27.066	2.675	29.74
6		25.137	2.484	27.62
7		23.236	-2.296	23.24
8	3	22.426	2.582	25.01
9		20.620	2.457	23.08
10		18.406	2.193	20.60
11		16.140	1.967	18.11
12		13.704	1.670	15.37
13		11.296	1.376	12.67
14		8.981	1.129	10.11
15		6.383	0.803	7.19
16		3.428	0.431	3.86

S E N S T R A N S V E R S A L

EFFORT TRANCHANT DANS LES PORTIQUES (en tonnes)					
niveau	portique	Ft	Fo	F rpa	
1		33.066	-1.860	33.07	
2		31.978	1.634	33.61	
3		30.522	1.539	32.06	
4		28.809	1.453	30.26	
5		27.066	1.398	28.46	
6		25.137	1.299	26.44	
7		23.236	1.201	23.24	
8	4	22.426	1.446	23.87	
9		20.620	1.397	22.02	
10		18.406	1.247	19.65	
11		16.140	1.115	17.26	
12		13.704	0.947	14.65	
13		11.296	0.781	12.08	
14		8.981	0.639	9.62	
15		6.383	0.454	6.84	
16		3.428	0.244	3.67	
<hr/>					
1		33.066	0.608	33.67	
2		31.978	-0.612	31.98	
3		30.522	-0.589	30.52	
4		28.809	-0.556	28.81	
5		27.066	-0.516	27.07	
6		25.137	-0.479	25.14	
7		23.236	0.443	23.68	
8	5	22.426	-0.258	22.43	
9		20.620	-0.193	20.62	
10		18.406	-0.173	18.41	
11		16.140	-0.162	16.14	
12		13.704	-0.137	13.70	
13		11.296	-0.113	11.30	
14		8.981	-0.097	8.98	
15		6.383	-0.069	6.38	
16		3.428	-0.037	3.43	
<hr/>					
1		33.066	2.254	35.32	
2		31.978	-2.110	31.98	
3		30.522	-2.007	30.52	
4		28.809	-1.894	28.81	
5		27.066	-1.792	27.07	
6		25.137	-1.665	25.14	
7		23.236	1.539	24.77	
8	6	22.426	-1.393	22.43	
9		20.620	-1.254	20.62	
10		18.406	-1.119	18.41	
11		16.140	-1.013	16.14	
12		13.704	-0.860	13.70	
13		11.296	-0.709	11.30	
14		8.981	-0.588	8.98	
15		6.383	-0.418	6.38	
16		3.428	-0.224	3.43	

S E N S T R A N S V E R S A L

EFFORT TRANCHANT DANS LES PORTIQUES (en tonnes)

niveau	portique	Ft	Fo	F rpa
1		33.066	3.900	36.97
2		31.978	-3.607	31.98
3		30.522	-3.425	30.52
4		28.809	-3.233	28.81
5		27.066	-3.069	27.07
6		25.137	-2.850	25.14
7		23.236	2.634	25.87
8	7	22.426	-2.529	22.43
9		20.620	-2.314	20.62
10		18.406	-2.066	18.41
11		16.140	-1.864	16.14
12		13.704	-1.583	13.70
13		11.296	-1.305	11.30
14		8.981	-1.079	8.98
15		6.383	-0.767	6.38
16		3.428	-0.412	3.43

1		33.066	5.545	38.61
2		31.978	-5.105	31.98
3		30.522	-4.844	30.52
4		28.809	-4.572	28.81
5		27.066	-4.345	27.07
6		25.137	-4.035	25.14
7		23.236	3.730	26.97
8	8	22.426	-3.665	22.43
9		20.620	-3.374	20.62
10		18.406	-3.012	18.41
11		16.140	-2.715	16.14
12		13.704	-2.305	13.70
13		11.296	-1.900	11.30
14		8.981	-1.569	8.98
15		6.383	-1.115	6.38
16		3.428	-0.599	3.43

1		16.802	3.654	20.46
2		17.218	-3.555	17.22
3		16.514	-3.388	16.51
4		15.587	-3.198	15.59
5		14.422	-2.995	14.42
6		13.394	-2.782	13.39
7		12.382	2.571	14.95
8	9	11.631	-2.490	11.63
9		10.695	-2.300	10.69
10		9.546	-2.053	9.55
11		7.986	-1.765	7.99
12		6.781	-1.498	6.78
13		5.589	-1.235	5.59
14		4.100	-0.940	4.10
15		2.914	-0.568	2.91
16				1.56

*** RESULTATS ***

. S E N S L O N G I T U D I N A L .
P L A N C H E R D E F O R M A B L E

Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs de niveau

NIV	Dj=Tj/Rj	Dj=0.0075*Hj	Dj(cumulé)cm	Vérification
1	1.08	< 2.78	1.08	OK
2	2.47	< 3.06	3.55	OK
3	1.24	< 2.30	4.80	OK
4	1.18	< 2.30	5.97	OK
5	1.21	< 2.30	7.19	OK
6	1.13	< 2.30	8.31	OK
7	1.04	< 2.30	9.36	OK
8	1.15	< 2.30	10.50	OK
9	1.05	< 2.30	11.55	OK
10	0.94	< 2.30	12.50	OK
11	1.01	< 2.30	13.51	OK
12	0.86	< 2.30	14.37	OK
13	0.71	< 2.30	15.08	OK
14	0.76	< 2.30	15.84	OK
15	0.54	< 2.30	19.38	OK
16	0.29	< 2.30	16.67	OK

. S E N S T R A N S V E R S A L .
P L A N C H E R D E F O R M A B L E

Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs de niveau

NIV	Dj=Tj/Rj	Dj=0.0075*Hj	Dj(cumulé)cm	Vérification
1	1.03	< 2.78	1.03	OK
2	2.61	< 3.06	3.63	OK
3	1.33	< 2.30	4.96	OK
4	1.25	< 2.30	6.22	OK
5	1.27	< 2.30	7.48	OK
6	1.18	< 2.30	8.66	OK
7	1.09	< 2.30	9.75	OK
8	1.17	< 2.30	10.91	OK
9	1.07	< 2.30	11.99	OK
10	0.96	< 2.30	12.95	OK
11	0.99	< 2.30	13.94	OK
12	0.84	< 2.30	14.79	OK
13	0.70	< 2.30	15.48	OK
14	0.71	< 2.30	16.19	OK
15	0.51	< 2.30	16.70	OK
16	0.27	< 2.30	16.97	OK

** Resultats sous l'effet des charges laterales (methode de muto) **

LES MOMENTS AUX NOEUDS

PORTIQUE TRANSVERSAL n°2

NIV	NOEUD	MIN(t.cm)	MSN(t.cm)	MW(t.cm)	ME(t.cm)
1	1	-1243.384	-2412.603	0.000	3655.987
	2	-2478.993	-4500.672	3845.938	3133.727
	3	-1171.436	-2048.382	3219.818	0.000
2	1	-1608.402	-1733.329	0.000	3341.731
	2	-3000.448	-3214.930	3424.800	2790.578
	3	-1365.588	-1458.981	2824.569	0.000
3	1	-1155.552	-1636.064	0.000	2791.616
	2	-2143.287	-3034.526	2853.080	2324.732
	3	-972.654	-1377.111	2349.765	0.000
4	1	-1090.709	-1517.243	0.000	2607.952
	2	-2023.017	-2883.425	2703.549	2202.892
	3	-918.074	-1294.092	2212.166	0.000
5	1	-1011.495	-1409.083	0.000	2420.578
	2	-1922.283	-2677.874	2534.780	2065.377
	3	-862.728	-1201.840	2064.568	0.000
6	1	-939.389	-1136.627	0.000	2076.016
	2	-1785.249	-2160.088	2173.962	1771.376
	3	-801.226	-969.456	1770.682	0.000
7	1	-757.751	-1244.773	0.000	2002.524
	2	-1440.059	-2473.246	2156.311	1756.994
	3	-646.304	-1081.870	1728.174	0.000
8	1	-829.848	-1149.281	0.000	1979.129
	2	-1648.830	-2283.512	2166.801	1765.542
	3	-721.247	-998.875	1720.122	0.000

** Resultats sous l'effet des charges laterales (methode de muto) **

L E S M O M E N T S A U X N O E U D S

PORTIQUE TRANSVERSAL n°2

NIV	NOEUD	MIN(t.cm)	MSN(t.cm)	MW(t.cm)	ME(t.cm)
9	1	-766.187	-1025.857	0.000	1792.044
	2	-1522.341	-2038.280	1961.975	1598.646
	3	-665.917	-891.604	1557.520	0.000
10	1	-683.904	-861.077	0.000	1544.981
	2	-1358.853	-1851.884	1769.182	1441.555
	3	-594.402	-767.719	1362.121	0.000
11	1	-574.051	-731.131	0.000	1305.182
	2	-1234.589	-1572.414	1546.716	1260.287
	3	-511.813	-651.862	1163.674	0.000
12	1	-487.420	-602.632	0.000	1090.052
	2	-1048.276	-1296.056	1291.774	1052.557
	3	-434.574	-537.294	971.869	0.000
13	1	-401.754	-333.191	0.000	734.945
	2	-864.037	-820.057	927.970	756.124
	3	-358.196	-306.500	664.696	0.000
14	1	-407.233	-210.501	0.000	617.734
	2	-1002.292	-518.091	837.762	682.621
	3	-374.611	-193.639	568.250	0.000
15	1	-315.752	-98.907	0.000	414.658
	2	-777.136	-243.431	562.353	458.214
	3	-290.458	-90.984	381.441	0.000
16	1	-183.684	0.000	0.000	183.684
	2	-452.087	0.000	249.109	202.978
	3	-168.969	0.000	168.969	0.000

 ** Resultats sous l'effet des charges laterales (methode de Muto) **

Effort tranchant dans les poutres

Effort normal et effort normal cumulé dans les poteaux

PORTIQUE TRANSVERSAL n°2						
NIV	POT	T (t)	N (t)	NC (t)		
	1	-17.050	-17.050	-135.375		
1	2	-11.766	5.284	42.796		
	3	0.000	11.766	92.579		
	1	-15.378	-15.378	-118.325		
2	2	-10.398	4.980	37.512		
	3	0.000	10.398	80.813		
	1	-12.829	-12.829	-102.946		
3	2	-8.656	4.172	32.532		
	3	0.000	8.656	70.415		
	1	-12.072	-12.072	-90.118		
4	2	-8.176	3.896	28.359		
	3	0.000	8.176	61.758		
	1	-11.262	-11.262	-78.046		
5	2	-7.648	3.614	24.464		
	3	0.000	7.648	53.582		
	1	-9.659	-9.659	-66.784		
6	2	-6.559	3.100	20.850		
	3	0.000	6.559	45.934		
	1	-9.452	-9.452	-57.125		
7	2	-6.454	2.998	17.750		
	3	0.000	6.454	39.375		
	1	-9.423	-9.423	-47.673		
8	2	-6.455	2.968	14.752		
	3	0.000	6.455	32.921		

★★ Resultats sous l'effet des charges laterales (methode de Muto) ★★

Effort tranchant dans les poutres

Effort normal et effort normal cumulé dans les poteaux

PORTIQUE TRANSVERSAL n°2						
NIV	POT	T (t)	N (t)	NC (t)		
9	1	-8.532	-8.532	-38.250		
	2	-5.845	2.687	11.784		
	3	0.000	5.845	26.466		
10	1	-7.532	-7.532	-29.718		
	2	-5.192	2.340	9.097		
	3	0.000	5.192	20.621		
11	1	-6.482	-6.482	-22.186		
	2	-4.489	1.993	6.757		
	3	0.000	4.489	15.429		
12	1	-5.413	-5.413	-15.705		
	2	-3.749	1.664	4.764		
	3	0.000	3.749	10.940		
13	1	-3.779	-3.779	-10.291		
	2	-2.631	1.148	3.100		
	3	0.000	2.631	7.191		
14	1	-3.308	-3.308	-6.512		
	2	-2.316	0.992	1.952		
	3	0.000	2.316	4.560		
15	1	-2.220	-2.220	-3.204		
	2	-1.555	0.666	0.960		
	3	0.000	1.555	2.244		
16	1	-0.984	-0.984	-0.984		
	2	-0.689	0.295	0.295		
	3	0.000	0.689	0.689		

CHARGES VERTICALES

I) INTRODUCTION :

Pour déterminer les efforts dus aux charges verticales, on a appliqué une méthode approchée préconisée par les règlements CCBA et BAEL, c'est la méthode des continuités simplifiées due à monsieur CAQUOT.

Elle s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures associées à des hourdis.

Elle convient particulièrement aux éléments de planchers à surcharges relativement élevées.

II) ETAPES DE CALCUL :

1) Hauteurs fictives des poteaux :

- Si le poteau ou le noeud appartient à l'avant-dernier niveau $h^*n = 0,9hn$
- Si non $h^*n = 0,8hn$
- Si les poteaux sont encastrés aux fondations $h^*s = 0,8hs$
- Si les poteaux sont articulés aux fondations $h^*s = hs$

2) Longueurs fictives des travées intermédiaires :

Les longueurs L^*w et L^*e des travées fictives sont prises égales au $\frac{8}{10}$ de la longueur libre de ces travées si ce sont des travées intermédiaires. $L^*w = 0,8 lw$ $L^*e = 0,8 le$

3) Longueurs fictives pour les travées de rive :

- a) Etude du noeud de rive :
- | | | | |
|---------|------------|-----------------|--|
| noeud 1 | $M^*w = 0$ | $l^*e = 0,8 le$ | |
| noeud n | $M^*e = 0$ | $l^*w = 0,8 lw$ | |

- b) Etude du noeud voisin du noeud de rive :
-

$$l^*w2 = \chi_1 lw2 \quad \chi_1 \in (0,8 ; 1)$$

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{si} \quad Ks1 + Kn1 \geq 1,5 Ke1$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{Ks1 + Ks2}{7,5 Ke1} \quad \text{si} \quad Ks1 + Kn1 < 1,5 Ke1$$

$l^*e2 = 0,8 le2$ si la travée 2.3 c'est à dire à droite de l'appui n'est pas une travée de rive.

Dans le cas contraire

$$l'e2 = \chi_3 l'e2$$

$$\chi_3 = 0.8 \quad \text{si} \quad Ks3 + Kn3 \gg Kw3 \times 4.5$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{Ks3 + Kn3}{7.5 Kw3} \quad \text{si} \quad Ks3 + Kn3 < Kw3 \times 4.5$$

4) Calcul des moments :

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante on note q_w et q_e la charge uniformément répartie par unité de longueur respectivement sur la travée de gauche et sur la travée de droite.

4.a) Moments fictifs :

$$M'w = \frac{Qw \times l'w^2}{8.5} + l'w \times \sum kw \times Qw$$

$$M'e = \frac{Qe \times l'e^2}{8.5} + l'e \times \sum ke \times Qe$$

Les valeurs de kw et ke sont donnés en fonction de $\frac{a}{l'}$ par une échelle fonctionnelle.

4.b) Moments réels aux noeuds :

$$Mw = M'e \frac{Kw}{D} + M'w \left(1 - \frac{Kw}{D} \right) \quad Me = M'w \frac{Ke}{D} + M'e \left(1 - \frac{Ke}{D} \right)$$

$$Ms = \frac{Ks}{D} (M'e - M'w) \quad Mn = \frac{Kn}{D} (M'e - M'w)$$

$$\text{Avec} \quad Kw = \frac{Iw}{l'w} \quad Ke = \frac{Ie}{l'e} \quad Ks = \frac{Is}{h's} \quad Kn = \frac{In}{h'n}$$

4.c) Moments en travées :

$$M_t = M_o - \frac{|M_e| + |M_w|}{2}$$

M_o = Moment isostatique

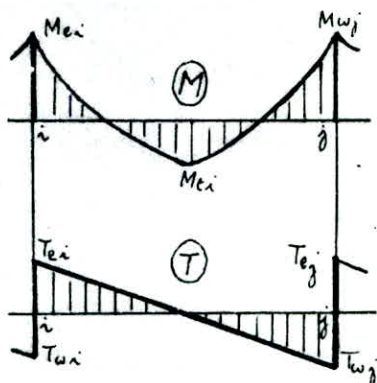
5) Efforts normaux, efforts tranchants :

- On néglige les efforts normaux dans les poutres et les efforts tranchants dans les poteaux.
- Les efforts tranchants dans les poutres sont calculés tenant compte des moments de continuité.

$$T_w = T_{ei} = T_o + \frac{M_{ei} - M_{wj}}{l}$$

$$T_e = T_{wj} = -T_o + \frac{M_{ei} - M_{wj}}{l}$$

- Les efforts normaux dans les poteaux résultent du cumul des efforts tranchants dans les poutres à droite et à gauche d'un appui. Ce sont toujours des efforts de compression.



$$N_i = |T_{ei}| + |T_{iw}|$$

RESULTATS SOUS LES CHARGES PERMANENTES

MOMENTS AUX APPUIS

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2					
NIV.	FILE	MW(kg.m)	ME(kg.m)	MN(kg.m)	MS(kg.m)
8	1	0.00	-1486.20	743.10	743.10
	2	2175.13	-2089.19	-42.97	-42.97
	3	1494.37	0.00	-747.18	-747.18
7	1	0.00	-1606.90	617.61	989.29
	2	2178.88	-2086.19	-36.72	-55.97
	3	1596.90	0.00	-613.76	-983.13
6	1	0.00	-1645.57	822.78	822.78
	2	2128.48	-2041.09	-43.69	-43.69
	3	1631.79	0.00	-815.89	-815.89
5	1	0.00	-1645.57	822.78	822.78
	2	2128.48	-2041.09	-43.69	-43.69
	3	1631.79	0.00	-815.89	-815.89
4	1	0.00	-1729.30	685.10	1044.20
	2	2133.42	-2037.16	-31.32	-64.94
	3	1700.67	0.00	-673.76	-1026.91
3	1	0.00	-1715.74	857.87	857.87
	2	2056.45	-1972.47	-41.99	-41.99
	3	1692.66	0.00	-846.33	-846.33
2	1	0.00	-1669.62	971.27	698.35
	2	2055.33	-1973.35	-47.69	-34.29
	3	1655.05	0.00	-962.80	-692.26
1	1	0.00	-1972.76	931.90	1040.86
	2	2481.13	-2335.09	-68.99	-77.05
	3	1914.10	0.00	-904.19	-1009.91

RESULTATS SOUS LES CHARGES PERMANENTES*

MOMENTS AUX APPUIS*

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2						
NIV.	FILE	MW(kg.m)	ME(kg.m)	MN(kg.m)	MS(kg.m)	
16	1	0.00	-712.62	0.00	712.62	
	2	3281.13	-2973.96	0.00	-307.17	
	3	762.86	0.00	0.00	-762.86	
15	1	0.00	-900.09	423.57	476.52	
	2	2432.32	-2265.84	-78.35	-88.14	
	3	952.25	0.00	-448.12	-504.13	
14	1	0.00	-931.70	465.85	465.85	
	2	2396.23	-2247.89	-74.17	-74.17	
	3	982.69	0.00	-491.35	-491.35	
13	1	0.00	-1134.15	397.58	736.57	
	2	2267.12	-2189.45	-28.70	-48.97	
	3	1173.28	0.00	-411.30	-761.98	
12	1	0.00	-1246.62	623.31	623.31	
	2	2036.79	-1573.85	-231.47	-231.47	
	3	747.97	0.00	-373.98	-373.98	
11	1	0.00	-1246.62	623.31	623.31	
	2	2036.79	-1573.85	-231.47	-231.47	
	3	747.97	0.00	-373.98	-373.98	
10	1	0.00	-1411.43	521.60	889.83	
	2	2066.18	-1544.46	-200.52	-321.20	
	3	846.86	0.00	-312.96	-533.90	
9	1	0.00	-1486.20	743.10	743.10	
	2	2175.13	-2089.19	-42.97	-42.97	
	3	1494.37	0.00	-747.18	-747.18	

RESULTATS SOUS LES CHARGES D'EXPLOITATIONS

MOMENTS AUX APPUIS*

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2						
NIV.	FILE	MW(kg.m)	ME(kg.m)	MN(kg.m)	MS(kg.m)	
8	1	0.00	-216.91	108.45	108.45	
	2	305.83	-254.56	-25.63	-25.63	
	3	175.02	0.00	-87.51	-87.51	
7	1	0.00	-234.52	90.14	144.38	
	2	308.06	-252.77	-21.90	-33.39	
	3	187.02	0.00	-71.88	-115.14	
6	1	0.00	-240.16	120.08	120.08	
	2	290.03	-173.95	-58.04	-58.04	
	3	115.63	0.00	-57.82	-57.82	
5	1	0.00	-240.16	120.08	120.08	
	2	290.03	-173.95	-58.04	-58.04	
	3	115.63	0.00	-57.82	-57.82	
4	1	0.00	-252.38	99.99	152.40	
	2	296.45	-167.53	-41.95	-86.98	
	3	121.52	0.00	-48.14	-73.38	
3	1	0.00	-250.41	125.20	125.20	
	2	295.40	-234.95	-30.23	-30.23	
	3	198.24	0.00	-99.12	-99.12	
2	1	0.00	-243.57	142.02	101.55	
	2	294.59	-235.60	-34.39	-24.59	
	3	193.76	0.00	-112.98	-80.79	
1	1	0.00	-528.13	248.76	279.37	
	2	655.12	-542.85	-52.88	-59.39	
	3	438.14	0.00	-206.37	-231.77	

RESULTATS SOUS LES CHARGES D'EXPLOITATIONS

MOMENTS AUX APPUIS

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2					
NIV.	FILE	MW(kg.m)	ME(kg.m)	MN(kg.m)	MS(kg.m)
16	1	0.00	-167.12	0.00	167.12
	2	776.58	-709.63	0.00	-66.95
	3	149.13	0.00	0.00	-149.13
15	1	0.00	-257.86	121.35	136.52
	2	661.96	-570.93	-42.84	-48.19
	3	223.05	0.00	-104.96	-118.09
14	1	0.00	-241.74	120.87	120.87
	2	592.06	-514.96	-38.55	-38.55
	3	212.47	0.00	-106.24	-106.24
13	1	0.00	-257.48	90.26	167.22
	2	491.38	-434.34	-21.08	-35.97
	3	221.97	0.00	-77.81	-144.16
12	1	0.00	-249.32	124.66	124.66
	2	423.40	-364.59	-29.40	-29.40
	3	207.53	0.00	-103.77	-103.77
11	1	0.00	-215.63	107.82	107.82
	2	368.29	-321.86	-23.21	-23.21
	3	184.47	0.00	-92.24	-92.24
10	1	0.00	-205.99	76.13	129.87
	2	311.25	-261.66	-19.06	-30.53
	3	167.04	0.00	-61.73	-105.31
9	1	0.00	-216.91	108.45	108.45
	2	305.83	-254.56	-25.63	-25.63
	3	175.02	0.00	-87.51	-87.51

RESULTATS SOUS LES CHARGES PERMANENTES*

EFFORTS TRANCHANTS DS LES POUTRES ET EFFORTS NORMAUX DS LES POTEAUX*

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2						
NIV.	FILE	TE(kg)	TW(kg)	N (kg)	NC(kg)	
8	1	3503.56	0.00	3503.56	31890.32	
	2	2880.69	-3850.19	6730.88	62997.17	
	3	0.00	-2641.56	2641.56	22081.75	
7	1	3532.98	0.00	3532.98	35423.30	
	2	2859.47	-3820.77	6680.24	69677.42	
	3	0.00	-2662.78	2662.78	24744.53	
6	1	3507.59	0.00	3507.59	38930.89	
	2	2816.48	-3753.66	6570.14	76247.56	
	3	0.00	-2650.27	2650.27	27394.80	
5	1	3507.59	0.00	3507.59	42438.48	
	2	2816.48	-3753.66	6570.14	82817.70	
	3	0.00	-2650.27	2650.27	30045.06	
4	1	3527.66	0.00	3527.66	45966.15	
	2	2801.70	-3733.59	6535.28	89352.98	
	3	0.00	-2665.05	2665.05	32710.12	
3	1	3472.76	0.00	3472.76	49438.90	
	2	2749.44	-3649.74	6399.19	95752.17	
	3	0.00	-2634.06	2634.06	35344.18	
2	1	3461.06	0.00	3461.06	52899.97	
	2	2757.38	-3661.44	6418.81	102170.98	
	3	0.00	-2626.12	2626.12	37970.30	
1	1	4179.96	0.00	4179.96	57079.93	
	2	3263.55	-4444.04	7707.59	109878.58	
	3	0.00	-3089.95	3089.95	41060.25	

★ RESULTATS SOUS LES CHARGES PERMANENTES★

★ EFFORTS TRANCHANTS DS LES POUTRES ET EFFORTS NORMAUX DS LES POTEAUX★

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2						
NIV.	FILE	TE(kg)	TW(kg)	N (kg)	NC(kg)	
16	1	3974.44	0.00	3974.44	3974.44	
	2	3810.56	-5235.06	9045.62	9045.62	
	3	0.00	-2939.19	2939.19	2939.19	
15	1	3393.37	0.00	3393.37	7367.81	
	2	3075.46	-4145.38	7220.84	16266.46	
	3	0.00	-2557.79	2557.79	5496.98	
14	1	3409.98	0.00	3409.98	10777.79	
	2	3065.92	-4128.77	7194.69	23461.16	
	3	0.00	-2567.33	2567.33	8064.31	
13	1	3491.34	0.00	3491.34	14269.13	
	2	3016.86	-4047.41	7064.26	30525.42	
	3	0.00	-2616.39	2616.39	10680.70	
12	1	3526.81	0.00	3526.81	17795.94	
	2	2439.06	-3919.44	6358.50	36883.92	
	3	0.00	-2028.69	2028.69	12709.39	
11	1	3526.81	0.00	3526.81	21322.75	
	2	2439.06	-3919.44	6358.50	43242.43	
	3	0.00	-2028.69	2028.69	14738.07	
10	1	3560.45	0.00	3560.45	24883.20	
	2	2407.19	-3885.80	6292.99	49535.42	
	3	0.00	-2060.56	2060.56	16798.63	
9	1	3503.56	0.00	3503.56	28386.76	
	2	2880.69	-3850.19	6730.88	56266.30	
	3	0.00	-2641.56	2641.56	19440.19	

RESULTATS SOUS LES CHARGES PERMANENTES

MOMENTS AUX APPUIS

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2					
NIV.	FILE	MW(kg.m)	ME(kg.m)	MN(kg.m)	MS(kg.m)
8	1	0.00	-1486.20	743.10	743.10
	2	2175.13	-2089.19	-42.97	-42.97
	3	1494.37	0.00	-747.18	-747.18
7	1	0.00	-1606.90	617.61	989.29
	2	2178.88	-2086.19	-36.72	-55.97
	3	1596.90	0.00	-613.76	-983.13
6	1	0.00	-1645.57	822.78	822.78
	2	2128.48	-2041.09	-43.69	-43.69
	3	1631.79	0.00	-815.89	-815.89
5	1	0.00	-1645.57	822.78	822.78
	2	2128.48	-2041.09	-43.69	-43.69
	3	1631.79	0.00	-815.89	-815.89
4	1	0.00	-1729.30	685.10	1044.20
	2	2133.42	-2037.16	-31.32	-64.94
	3	1700.67	0.00	-673.76	-1026.91
3	1	0.00	-1715.74	857.87	857.87
	2	2056.45	-1972.47	-41.99	-41.99
	3	1692.66	0.00	-846.33	-846.33
2	1	0.00	-1669.62	971.27	698.35
	2	2055.33	-1973.35	-47.69	-34.29
	3	1655.05	0.00	-962.80	-692.26
1	1	0.00	-1972.76	931.90	1040.86
	2	2481.13	-2335.09	-68.99	-77.05
	3	1914.10	0.00	-904.19	-1009.91

RESULTATS SOUS LES CHARGES D'EXPLOITATIONS*

EFFORTS TRANCHANTS DS LES POUTRES ET EFFORTS NORMAUX DS LES POTEAUX*

PORTIQUE TRANSVERSAL N°2						
NIV.	FILE	TE(kg)	TW(kg)	N (kg)	NC(kg)	
16	1	930.31	0.00	930.31	930.31	
	2	770.19	-1229.44	1999.63	1999.63	
	3	0.00	-549.31	549.31	549.31	
15	1	980.71	0.00	980.71	1911.02	
	2	728.30	-1179.04	1907.34	3906.97	
	3	0.00	-591.20	591.20	1140.51	
14	1	892.03	0.00	892.03	2803.05	
	2	668.60	-1063.97	1732.57	5639.54	
	3	0.00	-549.40	549.40	1689.91	
13	1	798.35	0.00	798.35	3601.41	
	2	574.72	-913.15	1487.87	7127.41	
	3	0.00	-491.03	491.03	2180.94	
12	1	701.38	0.00	701.38	4302.78	
	2	483.51	-787.87	1271.38	8398.79	
	3	0.00	-420.99	420.99	2601.93	
11	1	606.07	0.00	606.07	4908.85	
	2	429.34	-681.93	1111.27	9510.06	
	3	0.00	-374.66	374.66	2976.59	
10	1	517.22	0.00	517.22	5426.08	
	2	345.46	-569.53	914.98	10425.04	
	3	0.00	-307.79	307.79	3284.38	
9	1	514.25	0.00	514.25	5940.33	
	2	339.36	-559.00	898.36	11323.40	
	3	0.00	-307.39	307.39	3591.77	

CHAPITRE-10

COMBINAISONS DES SOLLICITATIONS

COMBINAISON DES SOLLICITATIONS

I) INTRODUCTION

Les règles BAEL prévoient que les calculs de béton armé seront conduit en application de la théorie des états limites.

On distingue :

- Les états limites ultimes, qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage.
- Les états limites de service, qui constituent les limites au delà desquelles les conditions normales d'exploitations de la construction ne sont plus satisfaites.

II) COMBINAISONS QUI SERVIRONS AU CALCUL DU FERRAILLAGE :

II.1) Combinaisons à considérer vis a vis des états limites ultimes

* Situations durables ou transitoires :

1.35 G + 1.5 P

* Situations accidentelles :

Ces actions sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application à titre d'exemple le seisme. Les actions ne sont à considérer que pour les états limites ultimes. les valeurs à prendre en compte sont fixées par les textes réglementaires, tels que les règles parasismiques.

Les combinaisons à prendre en compte

1°) Poteaux :

a) $G + P + 1,2 E$

b) $0.8 G \pm E$

- La combinaison (a) donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle dimensionne le coffrage des section de béton (contrainte de compression maximale)
- La combinaison (b) donne un effort normal minimum et un moment correspondant, elle dimensionne la section d'acier (contrainte de traction maximale).

2°) Poutres :

a) $G + P + E$

b) $0.8 G \pm E$

- La combinaison (a) donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis, elle détermine le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (b) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis, elle détermine le ferrailage inférieur (dans le cas où les fibres inférieurs sont tendues).

II.2) Les combinaisons à considérer vis à vis des états limites de services :

! $G + P$!

III Resultats: Les resultats sont donnés dans le tableau se trouvant dans l'annexe

CHAPITRE-11

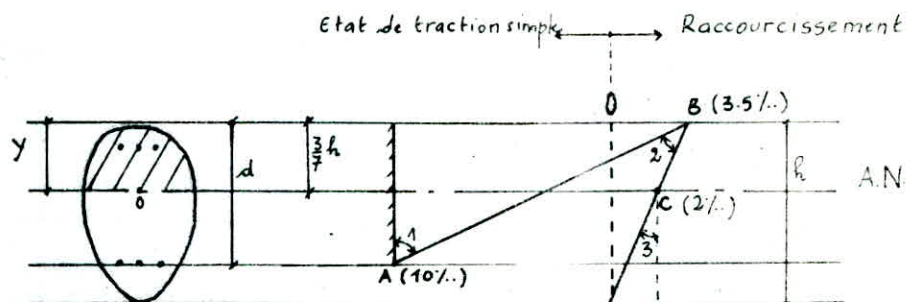
BASES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

! LES BASES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES !

I) HYPOTHESES FONDAMENTALES :

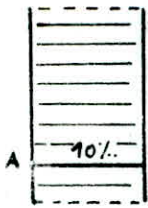
- 1°) Les sections droites, planes avant déformation de la pièce, restent planes après déformation. Cette hypothèse entraîne comme conséquence que le diagramme des déformations est représenté par une droite. (Principe de Bernouilli).
- 2°) La résistance du béton tendu est négligeable à cause de la fissuration.
- 3°) Par suite de l'adhérence chaque armature subit la même variation linéaire que le béton situé à son niveau.
- 4°) Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 % dans le cas de flexion simple ou composée et à 2 % dans le cas de compression simple.
- 5°) L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % dans tous les cas.
- 6°) Le diagramme des déformations de la section, représenté par une droite, est supposée passer par l'un des trois points A, B ou C. Ces points sont appelés pivot, d'où le nom règle des 3 pivots.

Regle des 3 Pivots :



- A ---> Correspond à un allongement de 10 % de l'armature la plus tendue supposée concentrée au c.d.g de l'ensemble des armatures tendues.
- B ---> Correspond à un raccourcissement de 3.5 % du béton.
- C ---> Correspond à un raccourcissement de 2 % de la fibre de béton située à une distance égale à $\frac{3}{7}h$ (h : Hauteur totale de la section) de la fibre la plus comprimée.

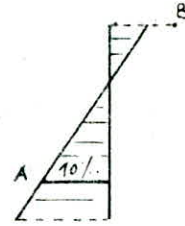
Domaine 1 : Le diagramme des déformations passe par le point A, il peut
 ----- alors occuper l'une des positions représentées ci-dessous.



(a)



(b)



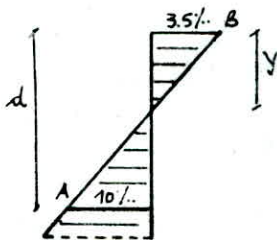
(c)

- * La figure (a) correspond au cas de la traction simple, les allongements sont tous égaux à 10 %.
- * La figure (b) correspond au cas où la section est entièrement tendue ceci se présente en flexion composée lorsque l'effort normal est un effort de traction et l'excentricité faible.
- * La figure (c) correspond au cas de la flexion simple, ou de la flexion composée, lorsque le béton n'attend pas son raccourcissement ultime, la section comporte alors une zone comprimée et une zone tendue.

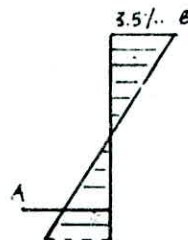
y : position de l'axe neutre par rapport à la fibre de béton la plus comprimée.

$$y < \frac{3.5}{3.5+10} d = 0.259 d$$

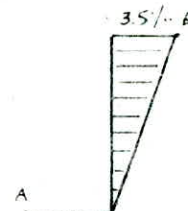
Domaine 2 :



(a)



(b)

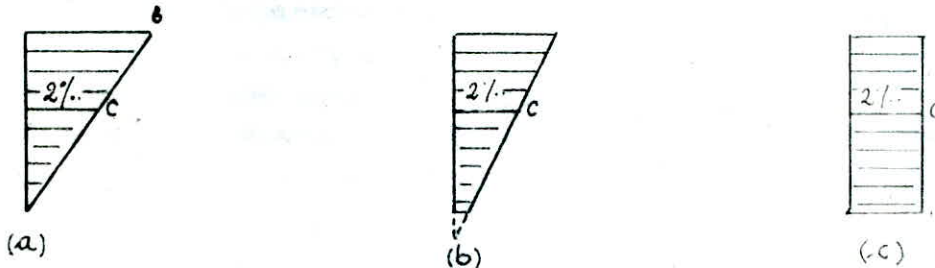


(c)

- * La figure (a) : correspond au cas limite du domaine 1 c. Le diagramme des déformations va pivoter autour de B qui correspond à un raccourcissement relatif du béton de 3.5%.
- * La figure (b) : flexion simple ou composée lorsque le béton a atteint son raccourcissement limite, l'allongement des aciers est alors inférieur à 10 %.
- * La figure (c) : L'allongement des aciers est devenu nul.

$$! \quad 0.259 d < y < h \quad !$$

Domaine 3 : La section est entièrement comprimée.



- * La figure (a) : 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 %.
- * La figure (b) : flexion composée avec effort de compression important.
- * La figure (c) : Compression simple.

$$! \quad y > h \quad !$$

CHAPITRE-12

FERRAILLAGE DES POUTRES ET POTEAUX

FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres se calculent en flexion simple. il ne sera tenu compte que des moments et des efforts tranchants sollicitant celle-ci on ne fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres (Art E2.4.8 BAEL 83)

On calcul les poutres sous deux sollicitations.

1°) Etat limite ultime en situation durable

$$\text{Avec } F_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$F_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

2°) Etat limite ultime en situation accidentelle: $F_{bu} = 20 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \gamma_s = 1$$

$$F_{su} = 400 \text{ MPa}$$

On fera une vérification a L' E L S

- Etat limite de compression
- Etat limite de déformation
- Etat limite d'ouvertures des fissures.

La méthode de calcul des armatures est celle de Mr PIERRE CHARON

Etapes de calculs

Un sous programme de flexion simple a été établi pour déterminer les armatures tendues et comprimées dans toutes les poutres du portique considéré, sur appuis et en travées.

Il fait également la vérification à l'état limite de service, la vérification de la condition de non fragilité, la détermination des armatures transversales avec leur répartitions suivant la série de CAQUOT, le dimensionnement à l'état limite de service dans le cas où les contraintes ne sont pas vérifiées.

ETAT-LIMITES DE SERVICE :

1°) Hypothèse de calcul :

Les sections droites, planes avant déformation de la pièce restent planes après déformation.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques, c'est à dire que les contraintes sont proportionnelles aux déformations. $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$ $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

2°) Etat limite de compression :

$$! \sigma_b < 0.6 f_{c28} !$$

3°) Etat limite d'ouverture des fissures :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures importantes la contrainte des armatures tendues sous la sollicitation de service la plus défavorable doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après.

- Si la fissuration est peu nuisible :

(cas des éléments situés dans les locaux couverts et clos)
il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s < \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e \text{ et } 150\eta \right)$$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences.

- Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s < \text{Min} (0.5 f_e, 110\eta)$$

3°) Etat limite de déformation

On sera amené, en général, à déterminer les flèches des éléments principaux d'une structure, soit pour donner une contre flèche lors de la construction soit pour s'assurer que ces flèches demeurent admissibles et ne risquent pas d'entraîner des désordres dans les éléments supportés tels que les cloisons.

Pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues, on remplace le moment d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène par un moment fictif I_f (B6.5.2 règle). Néanmoins on considère qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche des poutres si les trois inégalités suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{42}{f_e} \quad (f_e \text{ évalué en MPa})$$

DONNÉES

$f_{su}; f_{su}; \sigma_b; \sigma_s; f_{tj}; E_c$

$k = 1, NN$

SUBROUTINES

FLEXION COMPOSEE AVEC TRACTION

$E = M/N$

oui $E > d - \frac{H}{2}$ NON

Section partiellement comprimée

$E_A = E - (D - \frac{H}{2})$

$M_A = N \cdot E_A$

Call flexion simple avec $M = M_A$

$A' = A' f$

$A = A_f + \frac{1N1}{100 f_{su}}$

Condition de non fragilité $A > 0.23 b d f_{tj} / f_c$

section entièrement tendue

$E_A = (D - \frac{H}{2}) - E$

$A_1 = N e_A / 100 (d - d') f_{su}$

$A_2 = N / 100 f_{su} - A_1$

Condition de non fragilité $A_1 > 0.23 b d f_{tj} / f_c$
 $A_2 > 0.23 b d f_{tj} / f_c$

Subroutine : Verification à l'ELS

$E = M_{ser} / N_{ser}$

oui $E > D - \frac{H}{2}$

Section partiellement comprimée

$c = \frac{H}{6} + |e|$

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

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

Call résolution : $y_1^3 + P y_1 + q = 0$

y_2

$y_1 = y_2 + c$

$S = b y_1^2 / 2 + 15 [A' (y_1 - d') - A (d - y_1)]$

$K = N_{ser} / 100 S$

$\sigma_p = K y_1$
 $\sigma_s = 15 K (y_1 - d')$
 $\sigma_s = 15 K (d - y_1)$

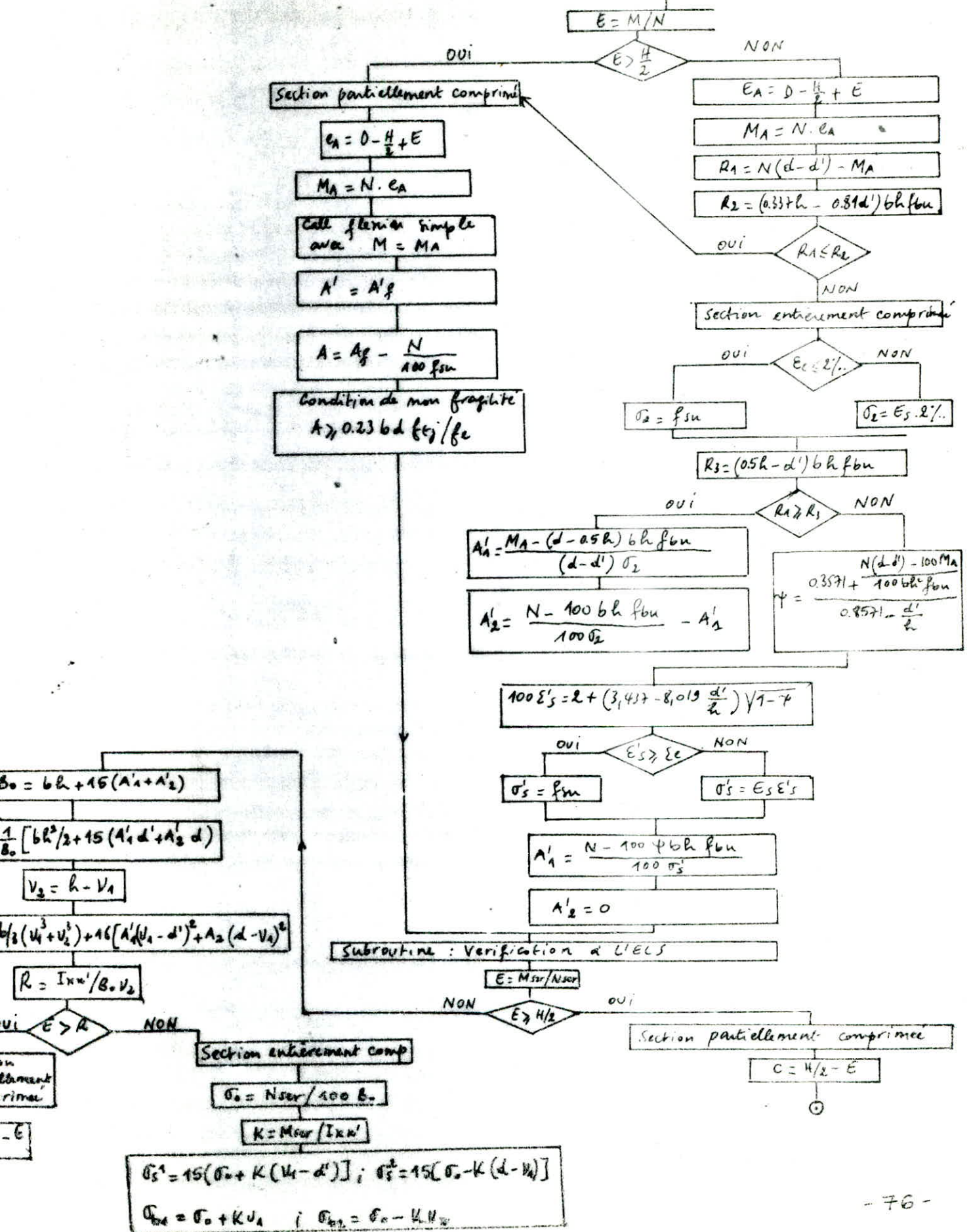
section entièrement tendue

$e_A = D - H/2 - E$

$\sigma_s^A = \frac{N_{ser} e_A}{100 (d - d') A_1}$

$\sigma_s^B = \frac{N (d - d' - e_A)}{100 (d - d') A_2}$

FLEXION COMPOSEE AVEC COMPRESSION



$$B_0 = bh + 15(A_1' + A_2')$$

$$\frac{1}{B_0} [bh^2/2 + 15(A_1' d' + A_2' d)]$$

$$v_3 = h - v_1$$

$$\frac{b}{2}(v_1^3 + v_2^3) + 15[A_1' v_1 - d']^2 + A_2' (d - v_2)^2$$

$$R = I_{xx}' / B_0 v_2$$

$$E > R$$

$$\sigma_0 = N_{ser} / 100 B_0$$

$$K = M_{ser} / I_{xx}'$$

$$\sigma_{s1}' = 15(\sigma_0 + K(h_1 - d')) ; \sigma_{s2}' = 15(\sigma_0 - K(d - h_1))$$

$$\sigma_{0e} = \sigma_0 + K h_1 ; \sigma_{0e2} = \sigma_0 - K h_1$$

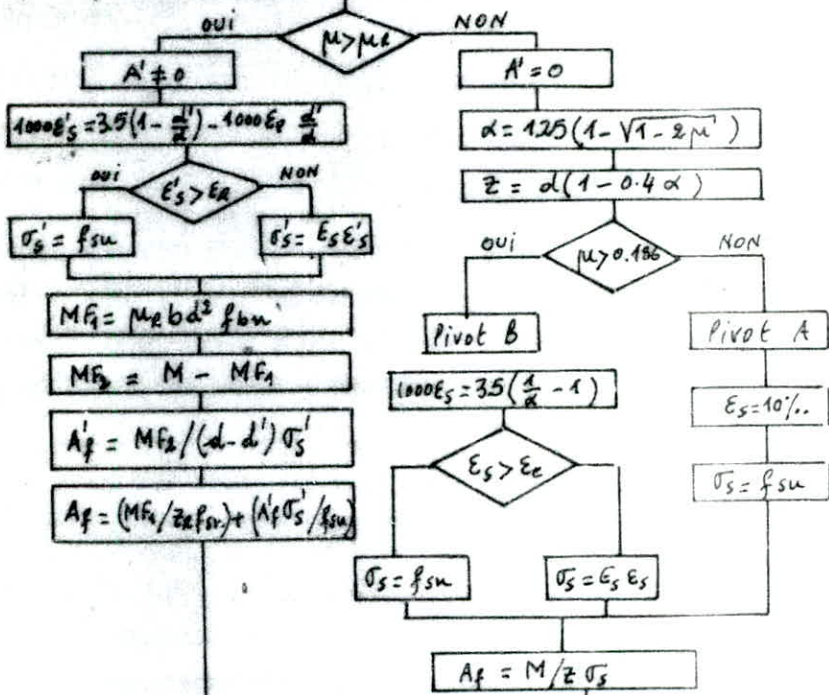
FLEXION SIMPLE

$$\alpha_R = 35 / (3.5 + E_e)$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R)$$

$$z_R = d (1 - 0.4 \alpha_R)$$

$$\mu = M / b d^3 f_{bu}$$



condition de non fragilité
 $A_g \geq \alpha_3 b d f_{tj} / f_c$

Subroutine : Vérification à l'ELS

$$F = \frac{15}{b} (A_f' + A_g)$$

$$E = 30 (A_f' d' + A_f d) / b$$

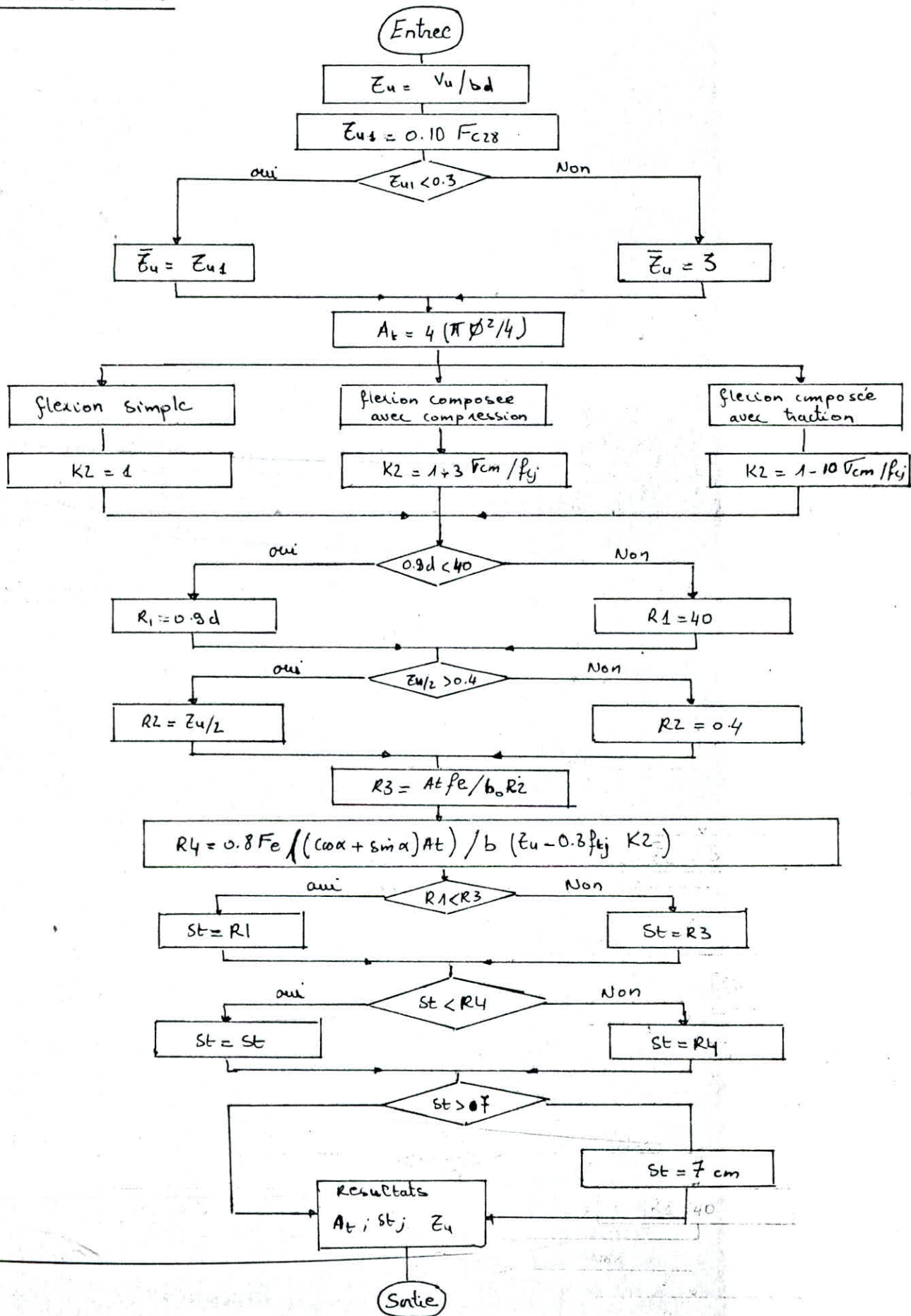
$$y_1 = -F + \sqrt{F^2 + E}$$

$$I = b y_1^3 / 3 + 15 A_f' (y_1 - d')^3 + 15 A (d - y_1)^3$$

$$K = M_{ser} / I$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= K y_1 \\ \sigma_s' &= 15 K (y_1 - d') \\ \sigma_s &= 15 K (d - y_1) \end{aligned}$$

Subroutine EFT



Resultat
Poutres Sans Longitudinal

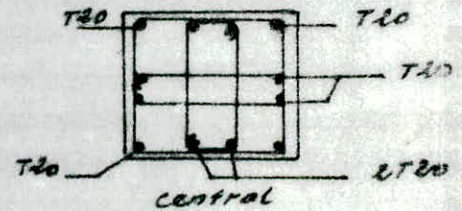
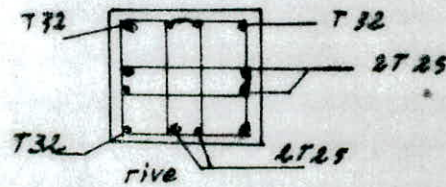
Niv	Nœuds 1,2,3,6,7,8,9		4,5		Travées 1,2,3,5,6,7,8		4
	Armatures Long	Espacemente des At	Armatures Long	Espacemente des At			
1-5	3T25 2T20	2x8, 2x9, 2x10 2x11, 2x13, 2x16, 2x20	3T25 3T20	3x8, 3x9, 3x10, 3x11 3x13, 3x16, 3x20	3T12		3T12 1T14
6-10	4T20 3T16	2x8, 2x9, 2x10, 2x11 2x13, 2x16, 2x20	7T20 3T16	idem	3T12		3T12 1T14
11-16	3T20 3T16	idem	5T20 3T16	idem	3T12		3T12 1T14

Poutres Sans transversal

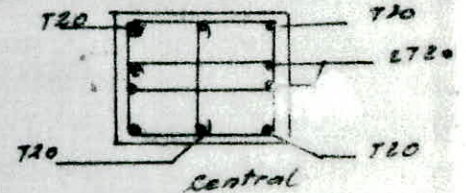
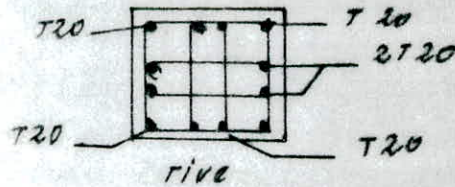
Niv	Appuis	Travées	Espacemente des At
1-5	8T20 3T20	3T20 3T20	3x7, 3x8, 3x9, 3x10, 3x11, 3x12, 3x16
6-10	5T20 3T20	3T20 3T20	idem
11-16	4T20 3T20	3T20 3T20	idem

Poteaux.

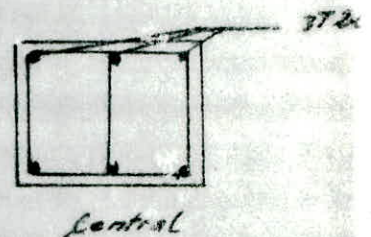
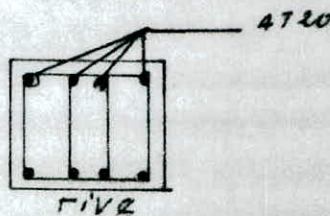
1^o/Niv 1-4



2^o/Niv 5-10



3^o/Niv 11/16



Pour les armatures transversales dans les poteaux on utilisera des

Espacements: 15cm en zones de recouvrement
24cm en zones courantes

chapitre-13

FONDATIONS

! CALCUL DES FONDATIONS !

I) INTRODUCTION :

Le sol sur lequel repose le bâtiment a une contrainte admissible de 2 bars (20t/m^2).

Un calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles filantes conduit à l'occupation de plus de 2/3 de la surface du bâtiment.

Au vu : de l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents poteaux.

Des désordres ultérieurs qui peuvent résulter des tassements éventuels, le type de fondation choisie est le radier général car :

- 1°) Il intéresse l'ensemble du bâtiment. En effet il répartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges qui lui sont transmises par les poteaux (il assure le passage des charges d'une manière uniforme)
- 2°) Un radier est capable de réduire les désordres dus aux divers tassements

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable de point de vue calcul à un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas en haut d'une manière uniforme.

1°) Hypothèses de calcul :

- a) Le radier sera considéré comme infiniment rigide
- b) Le sol n'est pas compressible, il n'existe pas de points durs pouvant causer une concentration trop importante de contraintes en ces points.

2°) Descente de charge : $G = 4590\text{ t}$ $P = 515.5\text{ t}$

$$N = G + P = 4590 + 515.5 = 5105.5\text{ t}$$

II) CALCUL DU RADIER :

Remarque : Dans ce qui suit on présentera que les formules qui nous ont permis de faire nos calculs et éventuellement quelques exemples car un programme a été établi pour faire :

- Le dimensionnement du radier
- Les diverses vérifications
- Le ferraillement du radier

a) Dimensionnement du radier :

- Surface nécessaire $S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = (20t/m^2)$

- D'autre part la surface d'emprise du bâtiment est : S_0

Pendant on doit prendre un débord réglementaire minimal de 30 cm.

Soit donc dans notre cas un débord de 50 cm.

Nous appelons la surface du débord : S_{deb}

! $S = S_0 + S_{deb}$!

- La surface finale du radier sera :

! $S_{rad} = \text{Max} (S_{nec}, S)$!

b) Epaisseur du radier :

$N = 1.35 G + 1.5 P$

Prad : Pression sous le radier $Prad = \frac{N}{S_{rad}}$

La contrainte de cisaillement est limitée à :

$\xi_u < 0.05 f_{c28}$ avec $\xi_u = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

avec T_{max} effort tranchant par unité de longueur au milieu la plus grande portée.

$T_{max} = \frac{P}{2l_y + l_x}$ avec $P = Prad \times l_x \times l_y$

d'où $z \geq \frac{T_{max}}{b \times 0.05 f_{c28}}$ et $H_{tr} = \frac{1}{0.9} z$

c) Vérification à la rigidité :

La vérification à la rigidité du radier est donnée par la relation suivante

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

l_e : Longueur élastique E : module d'élasticité du radier
 K : Coefficient de raideur du sol ($K=4$ sol moyen)
 a : Epaisseur du poteau
 l_i : La plus petite portée

$$! \quad H_r \geq \left(\left((l_i - a) \frac{2}{\pi} \right)^4 \times \frac{z \cdot K}{E} \right)^{1/3} \quad !$$

d) Vérification au poinçonnement

Cette vérification se fait pour le poteau le plus chargé.
 La condition de non poinçonnement est donnée par :

$$! \quad Q_u \leq 0.045 U_c H_o F_{c28} \quad !$$

Q_u : effort normal ultime de poinçonnement

$$! \quad Q_u = N_u - Prad (a + h_o) (b + h_o) \quad !$$

U_c : périmètre du contour diffusé au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (b + h_o + a + h_o) = 2 (b + a + 2h_o)$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 2 (b + a + 2h_o) h_o \times F_{c28} \quad \text{d'où}$$

$$- (Prad + 1.8 F_{c28}) h_o - (a + b) (Prad + 0.9 F_{c28}) h_o + N_u - Prad \cdot a \cdot b < 0$$

$$h_p = h_o = \left((a + b) (Prad + 0.9 F_{c28}) + \sqrt{\Delta} \right) / (-2 (Prad + 1.8 F_{c28}))$$

La hauteur qu'on adoptera pour le radier sera :

$$! \quad H_t = \text{Max} (H_{tr}, H_r, H_p) \quad !$$

II) CALCUL DE LA CONTRAINTE DU SOL SUR LE RADIER :

Soit grad : poids du radier grad = Ht x Srad x 2500

G : poids du bâtiment

P : poids des surcharges

$$N = 1.35 G + 1.5 P + 1.35 \text{ Grad}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ sinon } S_{rad} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \implies \text{Grad} = Ht \times S_{rad} \times 2500$$

III) STABILITE DU RADIER :

Sollicitation du 2eme genre (ELU accidentel)

Le radier est sollicité par les efforts de moment de renversement M et de l'effort normal N qui agissent simultanément à la base du radier. Donc nous devrons éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment.

La vérification se fera en calculant les contraintes extrêmes σ_1 et σ_2 qui devront être inférieure à la contrainte admissible du sol majorée de 50%.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_v}{I} \leq 1.5 \times 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$$

N : effort normal à la bse N = G + P + Grad

Mt : moment de renversement dans le sens transversal

Ml : moment de renversement dans le sens longitudinal

On vérifie aussi que : $\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \bar{\sigma}_s$

IV) DETERMINATION DE LA SOLLICITATION LA PLUS DEFAVORABLE :

Le radier sera calculer sous la sollicitation la plus défavorable définie par :

q1 : Contrainte maximale produite sous le radier sous la combinaison (1.35 G + 1.5 P) en négligeant le poids du radier.

q2 : Contrainte maximale du 2eme genre produite sous le radier à l'état limite ultime accidentel en négligeant le poids du radier.

$$q1 = (1.35 G + 1.5 P) / Srad$$

$$q2 = \sigma_1 - \frac{Grad}{Srad}$$

Si $\frac{q1}{Fsu} \geq \frac{q2}{Fe} \implies$ La combinaison 1.35 G + 1.5 P donne l'effet le

plus défavorable $\implies q = q1$

Sinon la combinaison à L' E L U (accidentel) qui donne l'effet le plus défavorable $\implies q = q2$

V) FERRAILLAGE DES PANNEAUX DE DALLE DU RADIER :

Remarque : le programme que nous avons établis permet de ferrailer ----- tous les panneaux-dalles du radier, dans le deux sens, sur appui et en travée permet aussi de faire la vérification à l'état limite de service permet de faire les vérifications à l'effort tranchant.

le radier sera calculer comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie q.

Nous désignerons par lx la petite portée et par ly la grande portée.

1°) Détermination des moments de flexion et des efforts tranchants

a) La dalle ne porte que dans un seul sens :

$$-\beta = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$$

- Dalle uniformément chargée.

On est ramené donc à l'étude d'une poutre de section rectangulaire de largeur l m, de hauteur h_0 et de portée l_x .

$$M_0 = \frac{ql_x^2}{8} \implies M_t = 0.8 M_0 \quad \text{et} \quad M_a = -0.5 M_0$$

$$V_u = \frac{ql_x}{2} \implies \xi_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \text{Min} (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPA})$$

b) La dalle porte dans les deux sens :

$$-\beta = \frac{l_x}{l_y} \text{ compris entre } 0.4 \text{ et } 1$$

- dalle uniformément chargée.

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x ql_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs de μ_x et μ_y seront lues sur un tableau, en

fonction du rapport $\frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν .

Pour tenir compte de la continuité. On a :

- Si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis
 - $M_{tx} = 0.75 M_x$; $M_{ty} = 0.75 M_y$
 - $M_{ax} = 0.5 M_x$; $M_{ay} = M_{ax}$
- Si le panneau est un panneau de rive
 - $M_{tx} = 0.85 M_x$; $M_{ty} = 0.85 M_y$
 - $M_{ax} = 0.5 M_x$; $M_{ay} = M_{ax}$

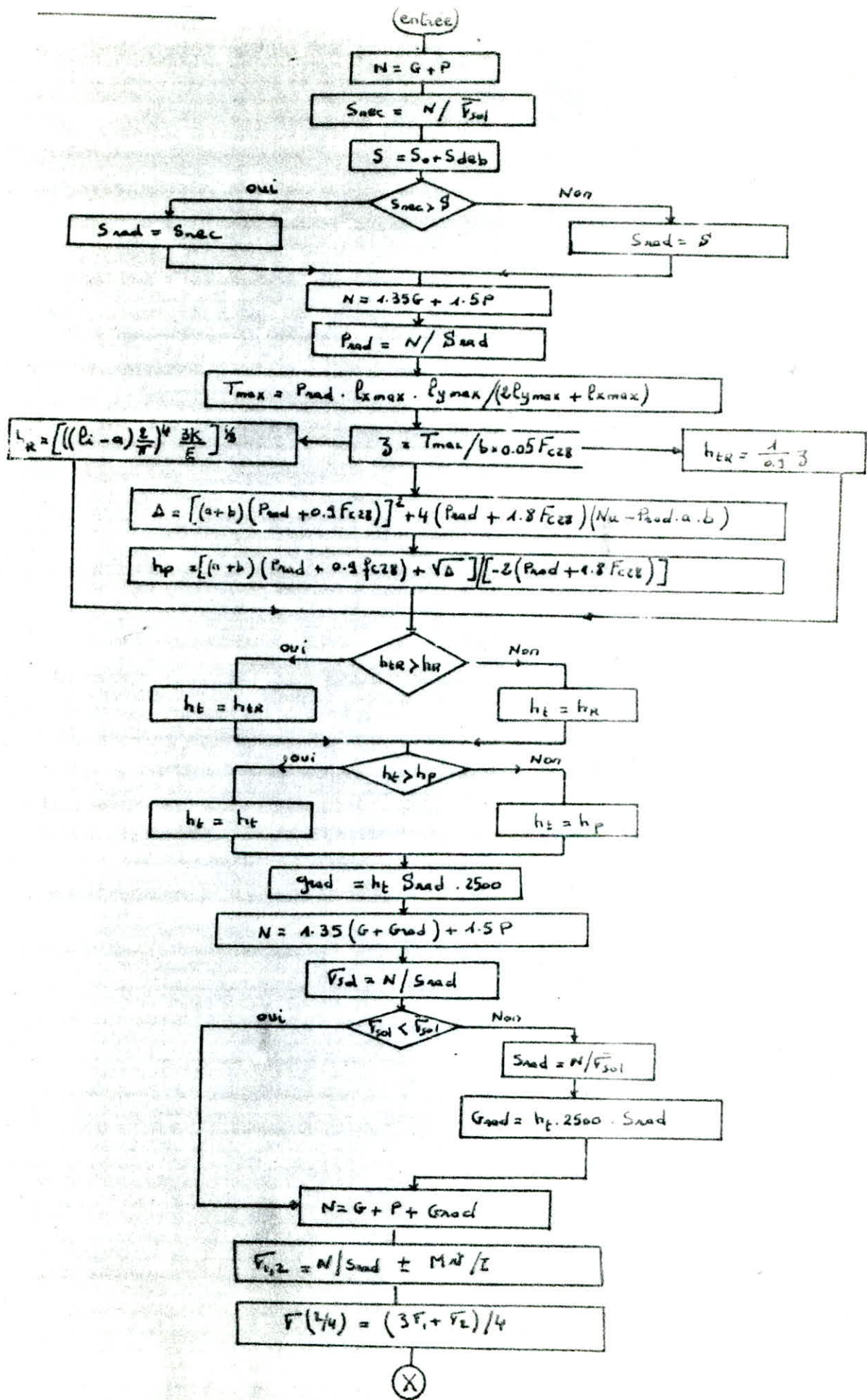
L'effort tranchant par unité de longueur peut être calculé par :

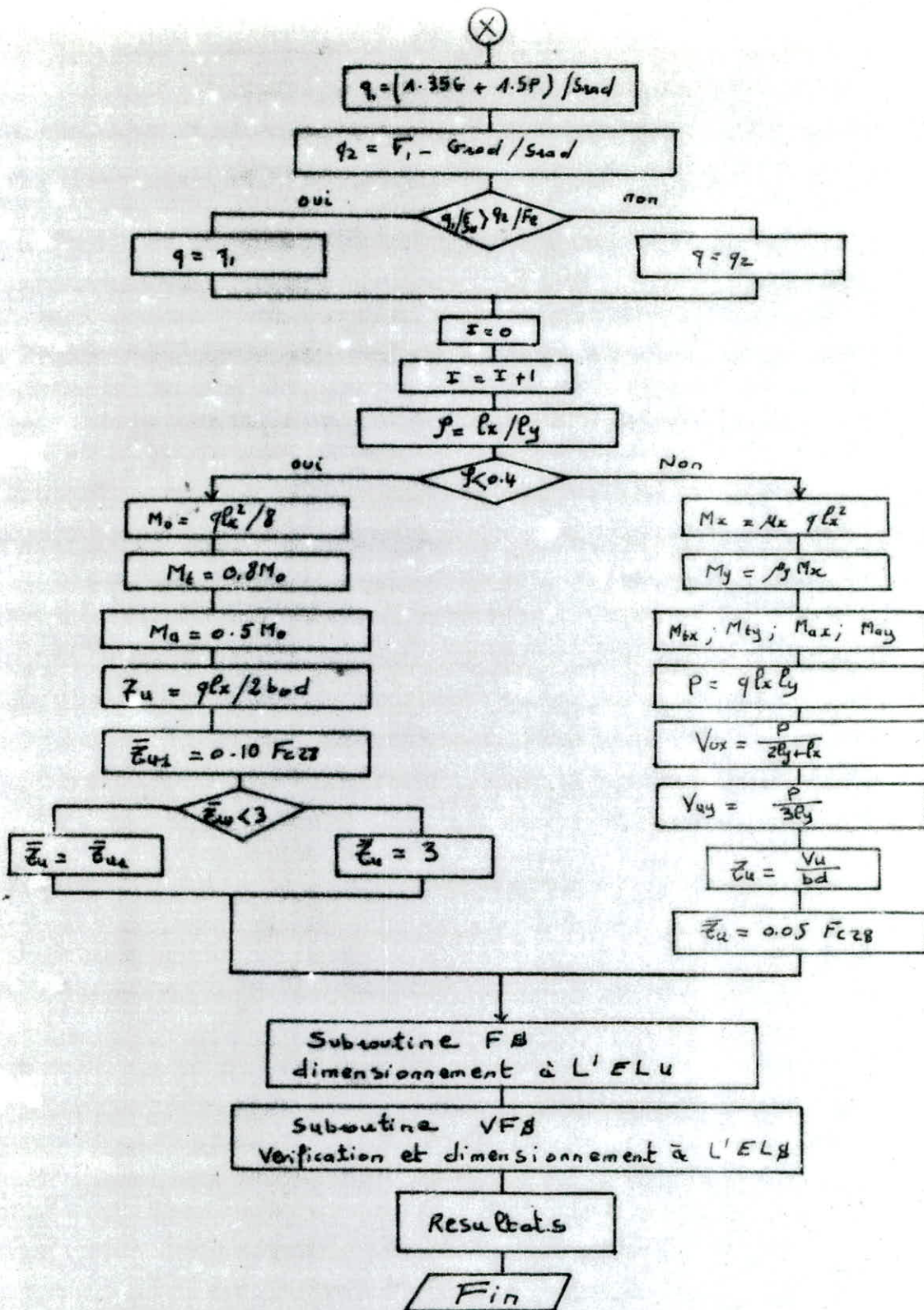
$$\text{au milieu de } l_y : V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \quad \text{avec } P = q \cdot l_x \cdot l_y$$

$$\text{au milieu de } l_x : V_u = \frac{P}{3l_y}$$

$$\xi_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.05 f_{c28} \implies \text{Pas d'aciers transversaux.}$$

Après avoir déterminé toutes les sollicitations on passe au ferrailage et aux diverses vérifications.





! Predimensionnement !

La hauteur que donne l'effort tranchant esth = 40.00 cm
La hauteur donnée par le poinçonnement esth = 46.95 cm
La hauteur donnée par la rigidité esth = 27.93 cm
Soit donc la hauteur finaleh = 50.00 cm

! Contrainte du sol sous le radier !

Le poids du radier estGrad = 276151.880 Kg
 $N = (1.35)G + (1.5)P + (1.35)Grad$ N = 6742555.039 Kg
Contrainte du sol sous le radiersigr = 2.866 bars
Contrainte admissible du solsigsol = 2.000 bars
On augmente la surface du radier soitSrad = 3371277.519 cm²
le poids du radier estGrad = 395700.617 Kg

! stabilite du radier !

Contrainte admissible $(1.5) \times (1.33) \times (\text{sigsol})$ sigst1 = 3.99 bars
Contrainte admissible $(1.5) \times (\text{sigsol})$ sigst2 = 3.00 bars

! s e n s l o n g i t u d i n a l !

sig1 = 2.311 < sigst1 = 3.99 bars
sig2 = 0.716 < sigst1 = 3.99 bars
sig(L/4) = 1.912 < sigst2 = 3.00 bars

! s e n s t r a n s v e r s a l !

sig1 = 3.361 < sigst1 = 3.99 bars
sig2 = -0.335 < sigst1 = 3.99 bars
sig(L/4) = 2.437 < sigst2 = 3.00 bars

le 2° genre est plus defavorable soit ~~! q = 324372.009 kg/cm² !~~

★★ Resultats ★★

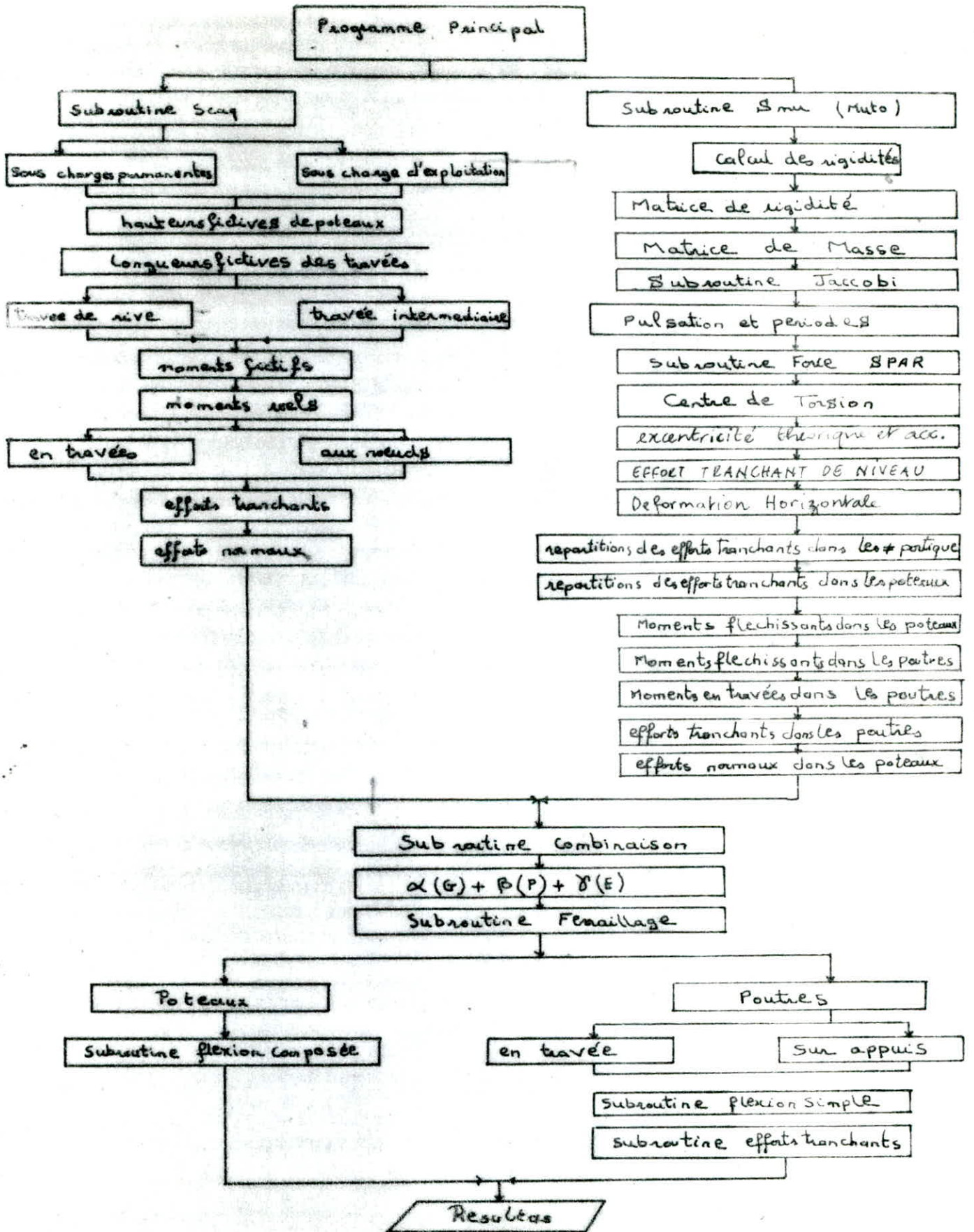
ARMATURES DU RADIER

!	SENS LONGITUDINAL				SENS TRANSVERSAL				!									
	SUR APPUIS		EN TRAVEES		SUR APPUIS		EN TRAVEES											
!	dalles	!At(cm ²)!	!Ac(cm ²)!	!At(cm ²)!	!Ac(cm ²)!	!At(cm ²)!	!Ac(cm ²)!	!At(cm ²)!	!Ac(cm ²)!	!								
!	1	!	8.79	!	0.00	!	15.21	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	2	!	8.79	!	0.00	!	13.35	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	3	!	8.79	!	0.00	!	13.35	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	4	!	12.06	!	0.00	!	18.41	!	0.00	!	12.46	!	0.00	!	12.12	!	0.00	!
!	5	!	8.79	!	0.00	!	13.35	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	6	!	8.79	!	0.00	!	13.35	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	7	!	8.79	!	0.00	!	15.21	!	0.00	!	9.08	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	8	!	7.04	!	0.00	!	12.13	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	9	!	7.04	!	0.00	!	10.66	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	10	!	7.04	!	0.00	!	10.66	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	11	!	8.27	!	0.00	!	12.56	!	0.00	!	8.54	!	0.00	!	12.38	!	0.00	!
!	12	!	7.04	!	0.00	!	10.66	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	13	!	7.04	!	0.00	!	10.66	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	14	!	7.04	!	0.00	!	10.66	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!
!	15	!	7.04	!	0.00	!	12.13	!	0.00	!	7.27	!	0.00	!	5.32	!	0.00	!

* Resultats **

VERIFICATION DES CONTRAINTES

	SENS LONGITUDINAL				SENS TRANSVERSAL			
	SUR APPUIS		EN TRAVEES		SUR APPUIS		EN TRAVEES	
dalles	sigc	sigb	sigc	sigb	sigc	sigb	sigc	sigb
1	157.70	2.95	158.26	4.05	157.80	3.06	112.62	1.62
2	157.70	2.95	158.21	3.75	157.80	3.06	99.37	1.43
3	157.70	2.95	158.21	3.75	157.80	3.06	99.37	1.43
4	158.13	3.54	158.20	4.52	158.19	3.67	158.16	3.61
5	157.70	2.95	158.21	3.75	157.80	3.06	99.37	1.43
6	157.70	2.95	158.21	3.75	157.80	3.06	99.37	1.43
7	157.70	2.95	158.26	4.05	157.80	3.06	112.62	1.62
8	157.29	2.60	158.14	3.55	157.41	2.69	147.84	2.13
9	157.29	2.60	157.99	3.29	157.41	2.69	130.45	1.88
10	157.29	2.60	157.99	3.29	157.41	2.69	130.45	1.88
11	157.59	2.85	158.17	3.62	157.70	2.95	158.18	3.65
12	157.29	2.60	157.99	3.29	157.41	2.69	130.45	1.88
13	157.29	2.60	157.99	3.29	157.41	2.69	130.45	1.88
14	157.29	2.60	157.99	3.29	157.41	2.69	130.45	1.88
15	157.29	2.60	158.14	3.55	157.41	2.69	147.84	2.13



Conclusion

Ce modeste travail a développé un sens d'analyse et a dévoilé de nouvelles connaissances et d'orientations concernant les différentes disciplines qui sont :

- Analyse du comportement des structures sous l'action sismique et calcul des caractéristiques dynamiques (modes propres de vibrations , périodes propres , matrice de rigidité , matrice dynamique etc).
- Utilisation d'un outil précieux , a savoir l'informatique , est ce pour déterminer les différentes caractéristiques de la structure .Ce qui nous a permit a se familiariser avec l'ordinateur .

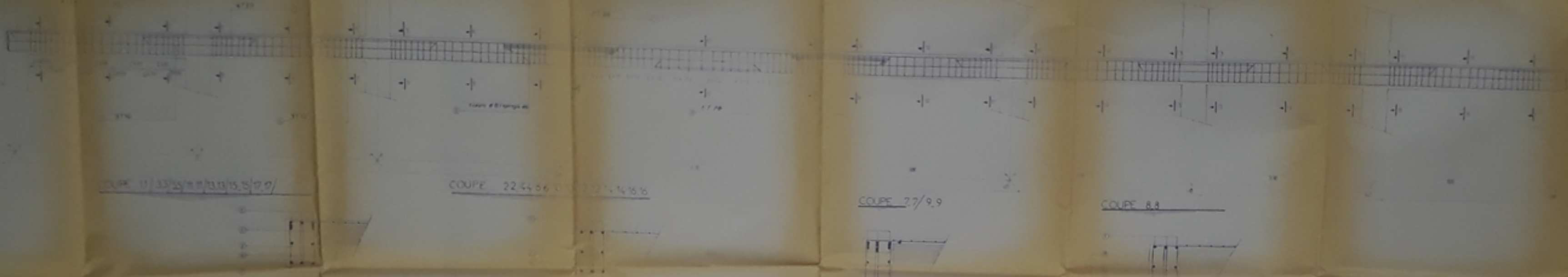
On a établi dans ce sens un programme principal accompagné de neuf sous-programmes .

Nous pensons qu'avec ce modeste travail avoir apporté une contribution originale et donné un plus a la conception des élaborations de logiciels .

Dans cet esprit , nous tenons encore une fois a remercier notre promoteur monsieur B.TILIOUINE .

Bibliographie

- Conception des ouvrages de grandes hauteurs en B.A /FUENTES.
- Dynamique des structures en zones sismiques /CAPRA DAVIDOVICI
- BATH and WILSON.
- Initiation a la méthode des éléments finis./DHATT THOUSEAU.
- Calcul du béton armé aux états limites./DUNOD.
- Cours pratique de béton armé.
- Calcul des ouvrages en béton armé suivants les règles B.A.E.L (Cours et exercices)./PIERRE CHARON.
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes. (Conformément a la réglementation algérienne -RPA 81)
- Calcul pratiques des tours en B.A./MARIUS DIVERS.
- Tables de BARES.
- Annales I.T.B.T.P.(Année 1986-1987)
- Calcul des ouvrages en béton armé./BELAZOUGUI.
- Calcul des ouvrages en béton armé./GUERRIN.



PB0 25 78
- 1 -

ÉCOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT
 GÉNIE CIVIL
 FERRAILLAGE
 DES
 POUTRES

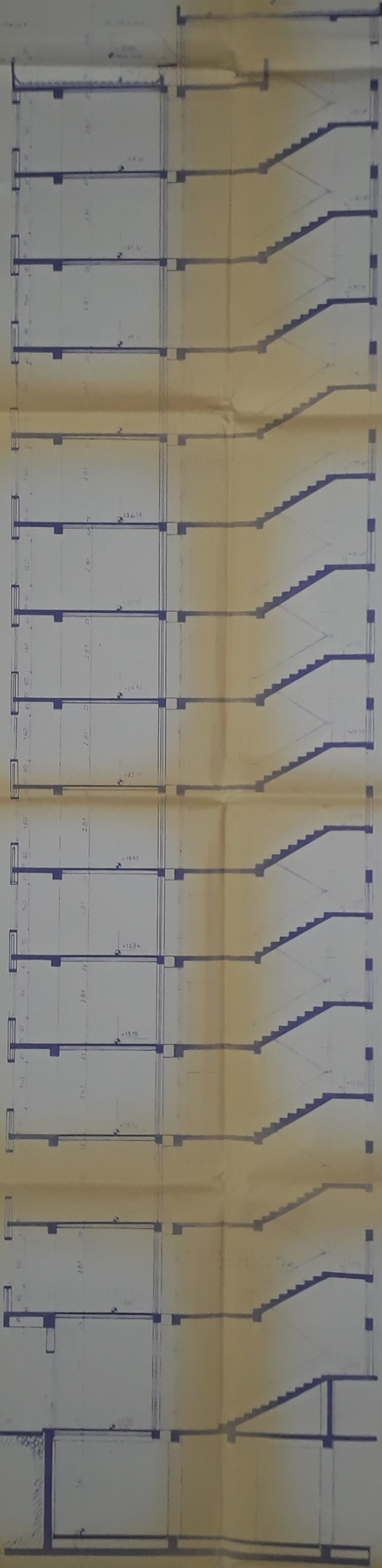
étudié par Bakir Nour édifié
 Soudab Hachim
 dirigé par Dr. Tilaouine

ANNÉE UNIVERSITAIRE
 1987 - 1988
 PROJET DE FIN D'ÉTUDE

- COUPE AA -



PB 025736
- 2 -



COUPE AA Ech 1/20
NOTE: DETAIL TYPE AA VALABLE POUR
TOUT LES NIVEAUX

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

COUPE AA
EN
ELEVATION



Étudié par: Bakir Nour Eddine
Boutaleb Mazine
Dirigé par: Dr. Trilaoune

échelle
1/50

ANNEE UNIVERSITAIRE
1987 - 1988

PROJET DE FIN D'ETUDE

FERRAILLAGE
DU
RADIER



révisé par: Boutaleb Hocine
Bakir Nour-édline
dirigé par: D' Tilouine

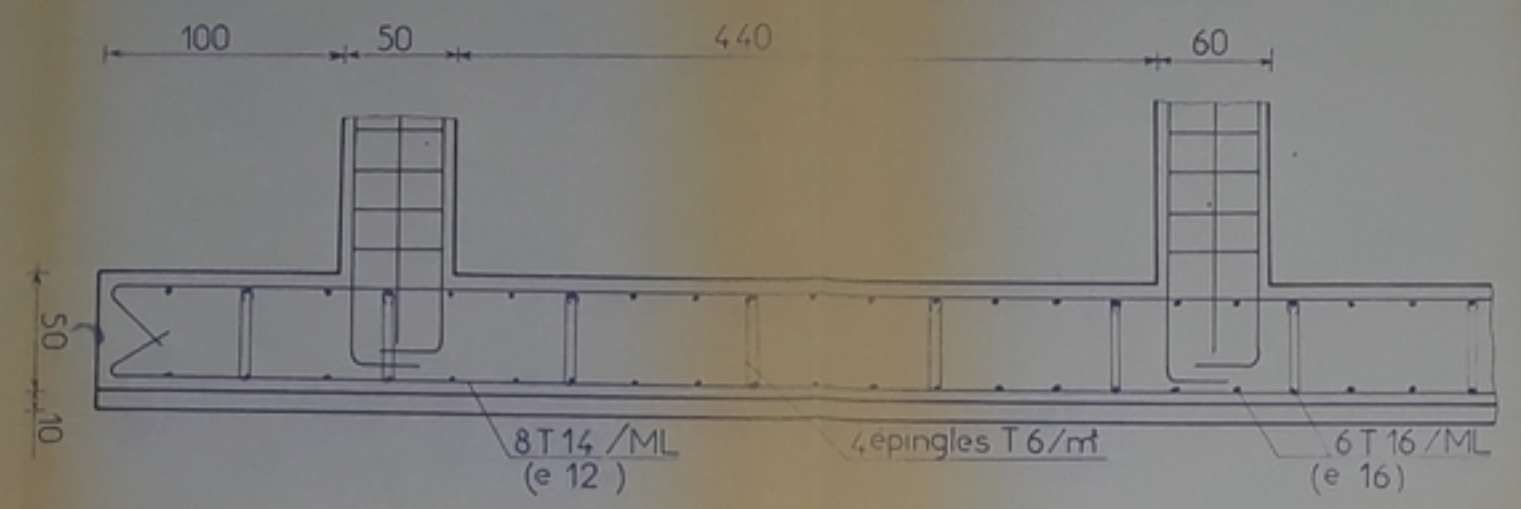
échelle:
1/25 - 1/30

ANNEE UNIVERSITAIRE:
1987 - 1988

PROJET DE FIN D'ETUDE

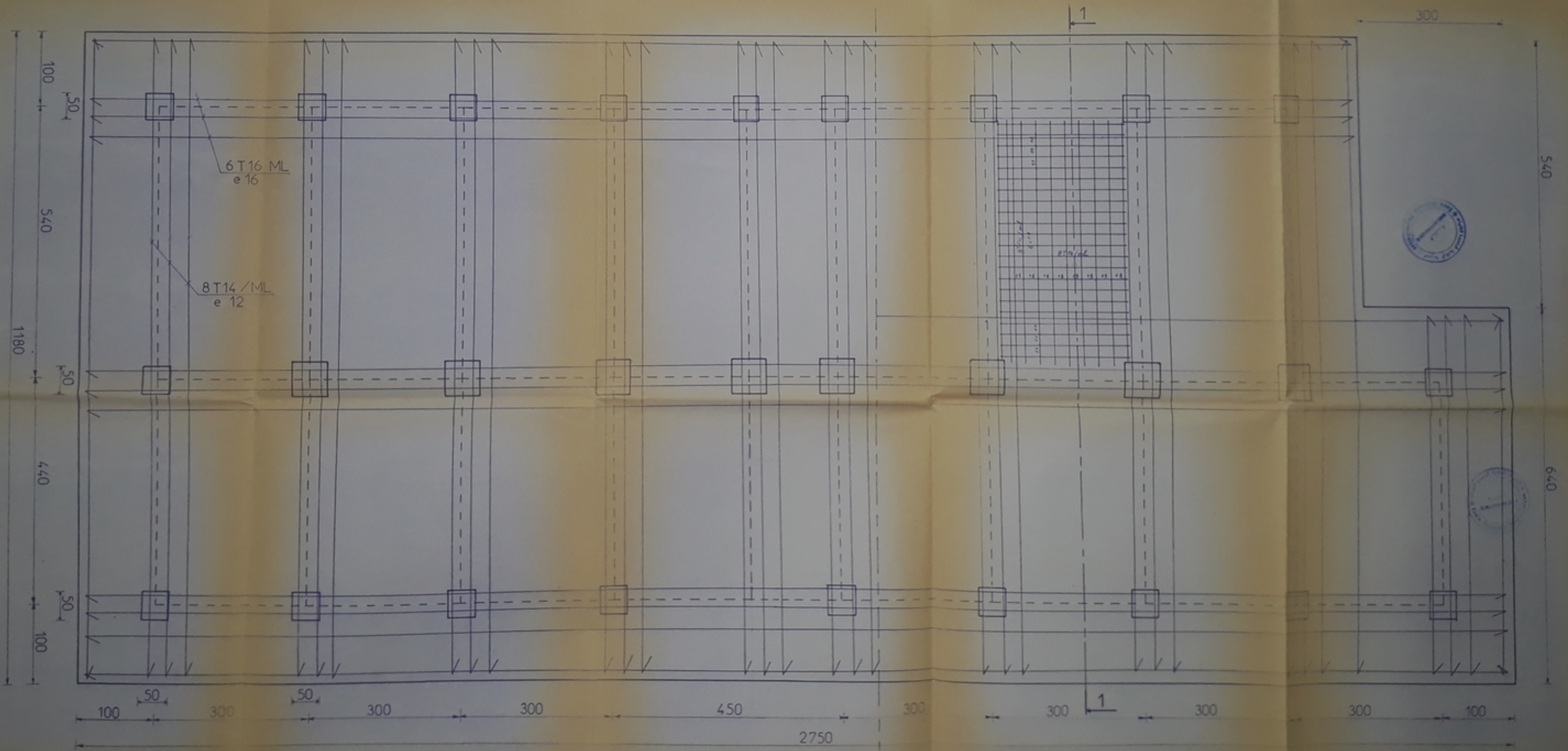
PB 025 88
-3-

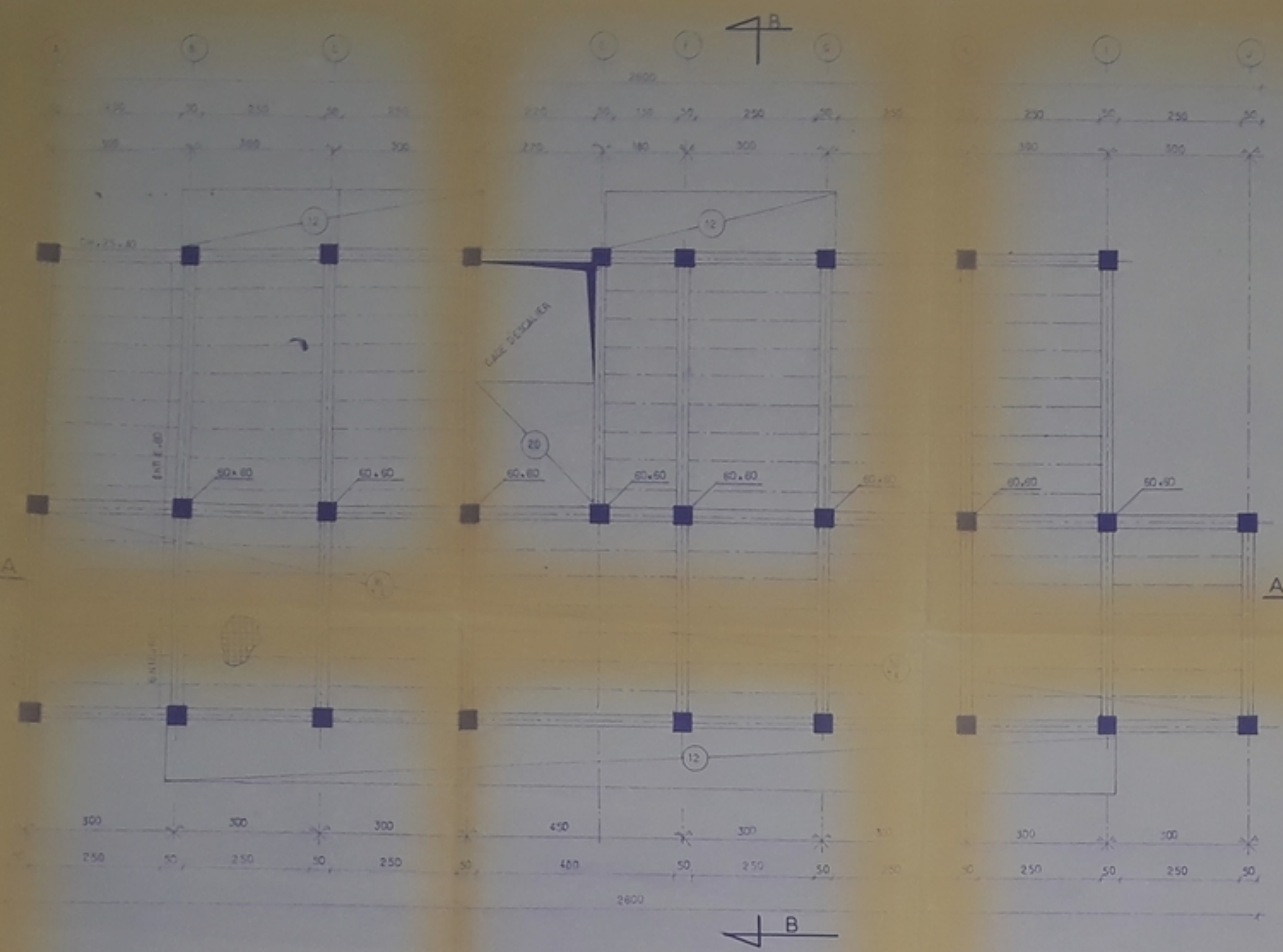
COUPE 1.1.



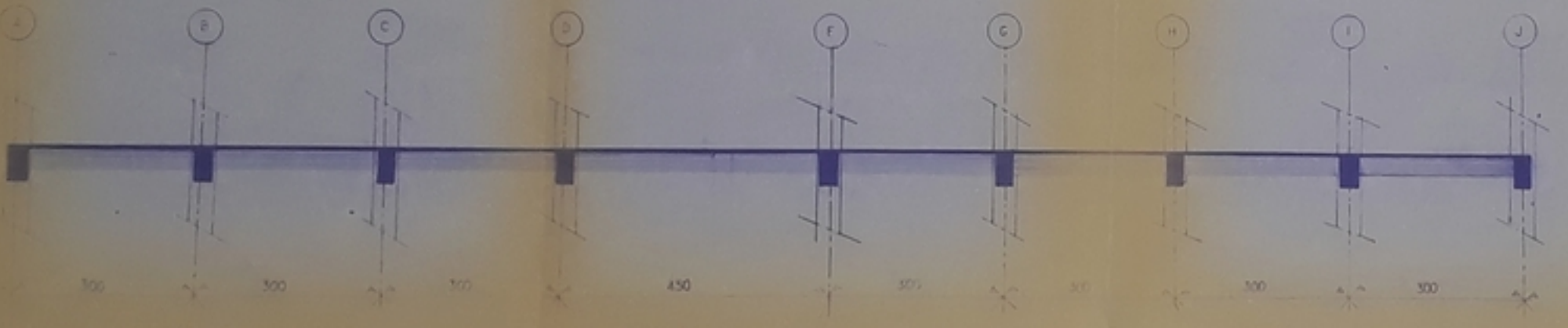
VUE DE LA NAPPE INFÉRIEURE

VUE DE LA NAPPE SUPÉRIEURE

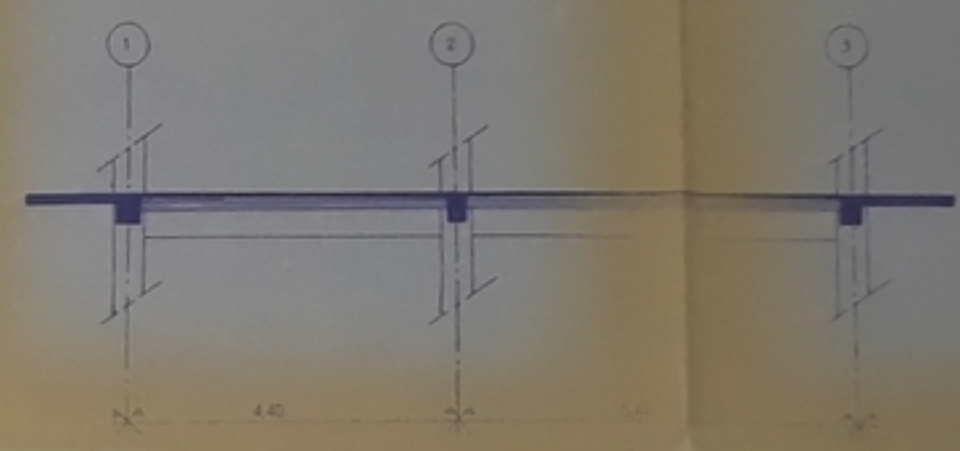




COUPE AA



COUPE BB



ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT,
GENIE CIVIL



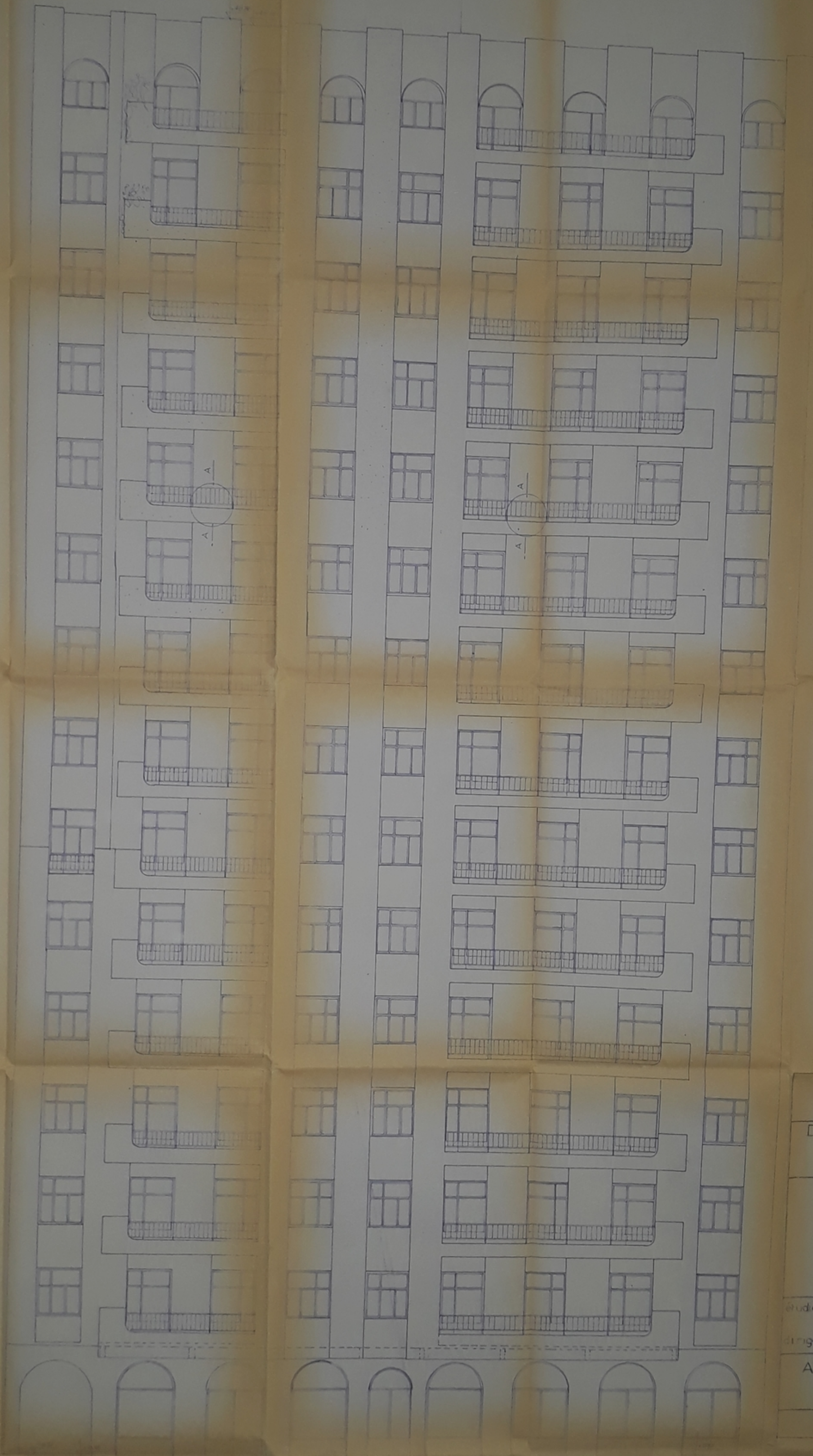
COFFRAGE DU PLANCHER
RDC

etudie par: Boutaleb Hacine
Bakir Nour eddine
dirigé par: D' Tilioune

échelle:
1/30 et 1/10

ANNEE UNIVERSITAIRE
87 - 88

PROJET DE FIN D'ETUDE



-5-
PB 02188

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT:
GENIE CIVIL

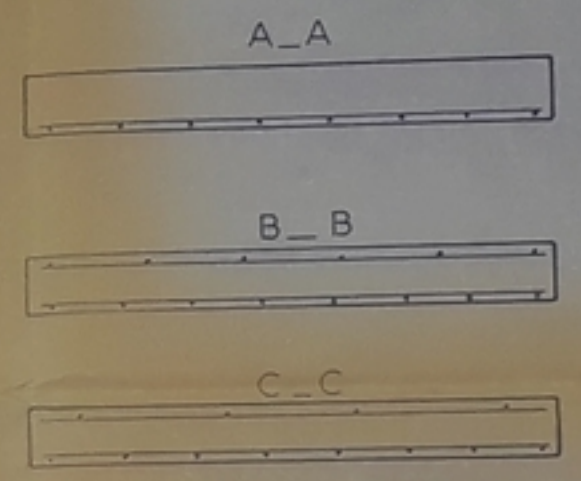
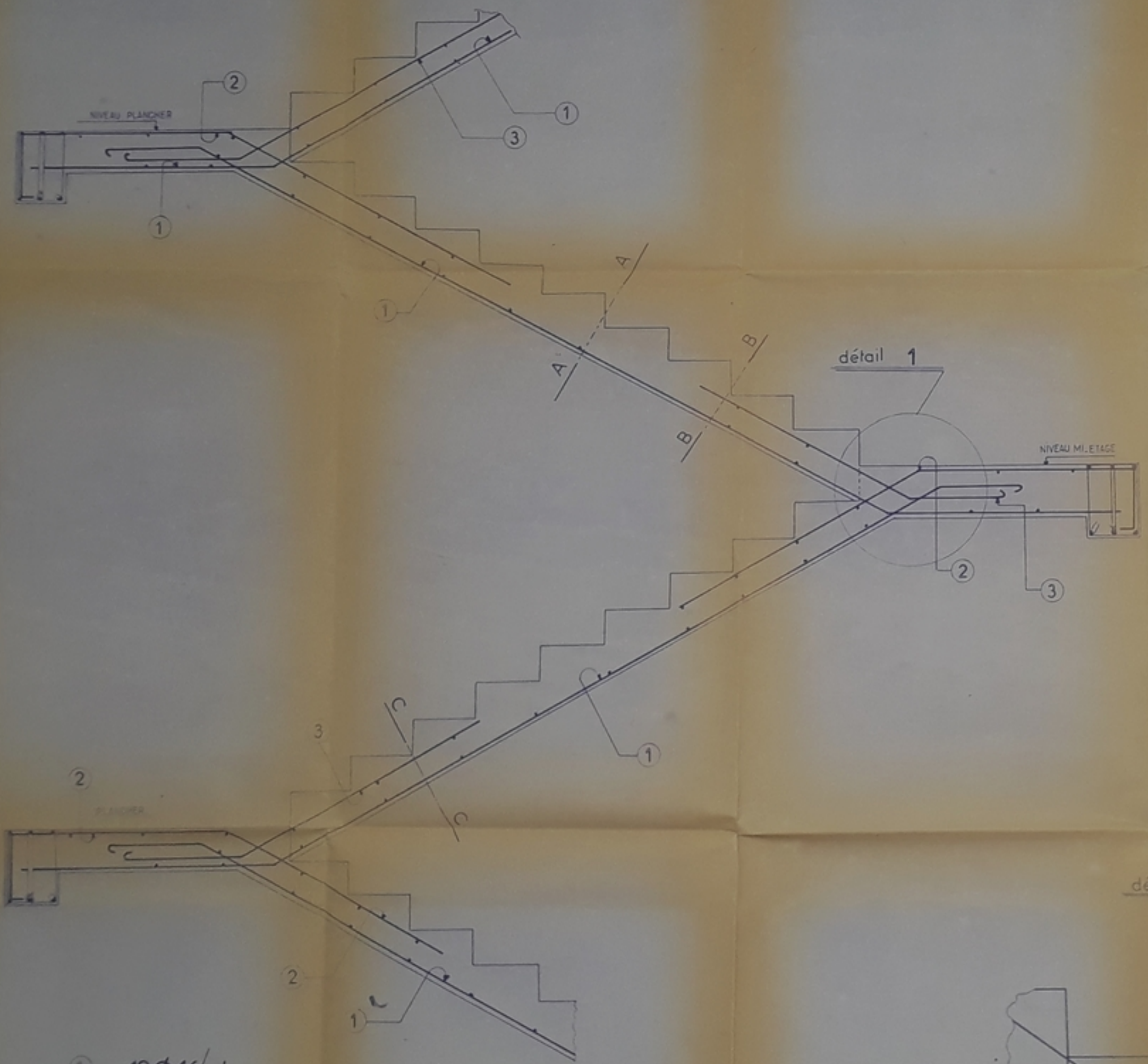


FAÇADE PRINCIPALE

étudié par: Bakir Nounéddine échelle:
Boutaleb Hocine 1/50
dirigé par D^r Tilouine

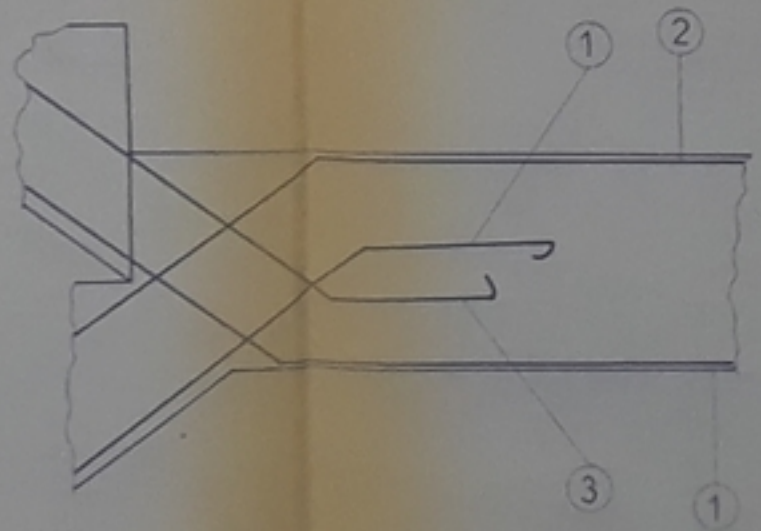
ANNEE UNIVERSITAIRE
1987-1988

PROJET DE FIN D'ETUDE



détail 1

détail 1



- ① 10 Ø 16/ml
- ② 5 Ø 10/ml
- ③ 5 Ø 10/ml



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

PROJET DE FIN D'ETUDES

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

DES ESCALIERS

ECHELLE 1/8 & 1/5

Dessiné par : Boutaleb H
 D' Tifouine
 Vérifié par : Bakir N
 D' Tifouine

