

52/84

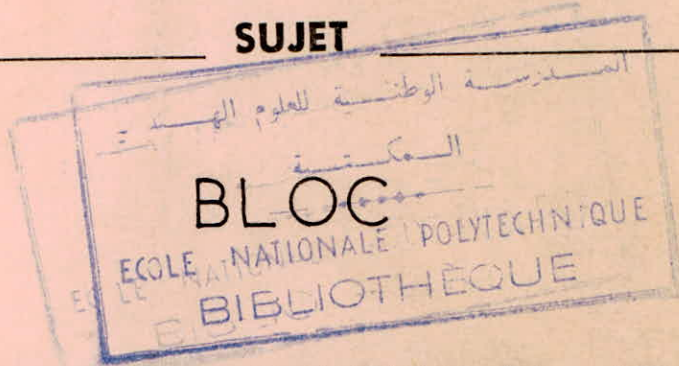
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1 ex

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET



A USAGE MULTIPLE (R+6)

Proposé par :

BEREP

Etudié par :

SIKA OUI M.
YUODJOU H.

Dirigé par :

M^r BLOUD
M^r CERBAN



PROMOTION : JANVIER 1984

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ALGER

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

Thème

المدرسة الوطنية للعلوم
المعمارية

BLOC A USAGE MULTIPLE

R + 6

Proposé par :

BEREP

Etudié par :

H. YOUDJOU

M. SIKAOUI

Dirigé par :

Mr BIOUD

Mr CERBAN

Janvier 1984

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement nos promoteurs
M^E CERBAN et M^E BLOUD pour leurs conseils
et leur aide si efficaces.

Aussi nous tenons à exprimer notre sincère
reconnaissance à tous ceux qui ont contribué
de près ou de loin à l'élaboration de notre
projet de fin d'étude et en particulier aux
ingénieurs et dessinateurs-projeteurs du
BEREP.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous
ont guidés au cours de notre formation
d'ingénieur à l'école nationale polytechnique
d'Alger.

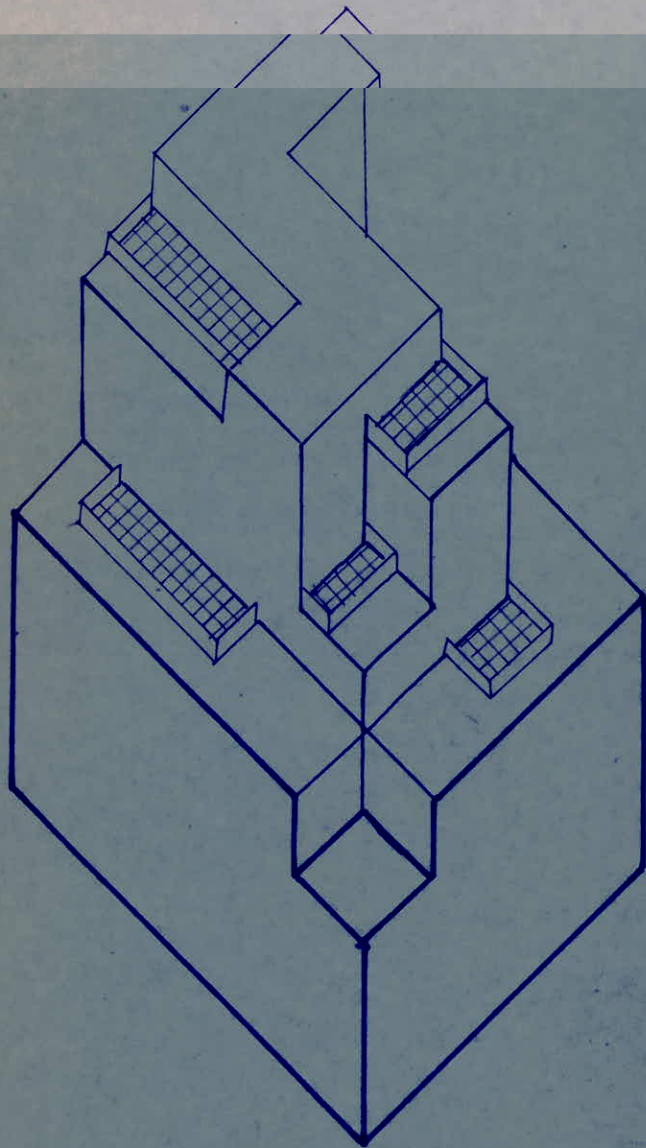
Notre respect aux membres du jury qui nous
fera l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

Mohamed et hachemi

TABLE DES MATIERES

Introduction.	
ch 1	Descente de charges 9
ch 2	Calcul des elements
	- acrotère 23
	- escalier 26
	- plancher 56
ch 3	Etude dynamique. 75
ch 4	Etude au séisme 112
ch 5	Efforts dans les portiques PTB et PLE 144
ch 6	Ferraillage des poutres. 149
ch 7	Ferraillage des poteaux 228
ch 8	Ferraillage des nervures 258
ch 9	Calcul des fondations.
	- semelles isolées sous poteaux 276
	- longrines 239
	- dallage sur terre plein. 291

Bibliographie



INTRODUCTION

PRESENTATION

Notre projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple qui sera implanté en zone II (Les Annassers - Alger). Il est composé de 4 planchers logements, d'un plancher commerce (boutiques, banque), d'un plancher parking, d'un plancher RDC (parking) et d'un plancher terrasse supposé non accessible. Tous les planchers sont constitués d'une dalle pleine d'épaisseur 13 cm; le plancher RDC est constitué d'un dallage sur terre plein. Les dimensions du bâtiment sont:

longueur : 33,0 m

largeur : 26,4 m

hauteur : 27,0 m

Notre intérêt pour ce projet a été motivé par l'irrégularité des portiques et de sa totale dissymétrie. L'étude de ce bâtiment par des moyens manuels était impossible, nous avons eu recours à l'ordinateur qui a étudié la structure dans son ensemble. L'étude dynamique spatiale a été faite avec le programme "ETABS"

Dans un but purement pédagogique nous avons fait une étude dynamique et le calcul de la période du mode fondamental manuellement.

L'ossature est en béton armé. Nous avons travaillé avec les règlements en vigueur en Algérie

- règlement BA. 68

- règlement parasismique Algérien (RPA)

* contreventement :

Le contreventement du bâtiment est assuré par des poutres longitudinales et transversales.

Maçonnerie Murs extérieurs : 30 cm d'épaisseur

- cloison de briques creuses de 15 cm.
- un vide d'air de 5 cm.
- cloison en briques creuses de 10 cm.

Revêtement.

- enduit plâtre pour les murs et les
- cannelage pour les planches.
- asphalte coulé pour les planchers parking.

escalier.

L'accès aux différents étages est assuré par une cage d'escalier.

Taux de travail du sol

La contrainte de travail admissible du sol est de :

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars à } 1,3 \text{ m d'ancrage.}$$

Nature du sol : argile rougeâtre.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX REGLEMENTS UTILISES

INTRODUCTION

Les prescriptions relatives au béton armé utilisées dans nos calculs sont contenues dans le document intitulé "Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé" connue sous le nom "Regles CLBA 68"

A - BETON

- Béton dosé à 350 kg/m^3
- ciment CPA 325 (le plus courant)
- Résistance nominale $\sigma'_{28} = \sigma' - 0,8e$
 σ' = moyenne arithmétique des mesures de résistance
 e = écart quadratique
- contrôle atténué

contrainte de compression admissible (Art 9,4)

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \sigma'_{28}$$

la fraction f'_b est définie comme le produit de cinq facteurs sans dimension

$$f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sigma \cdot \varepsilon$$

coefficient α : c'est un coefficient de vitesse de durcissement du ciment.

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{CPA 325} \\ 0,9 & \text{CPA 400} \\ 0,833 & \text{CPA 500} \end{cases}$$

coefficient β

$$\beta = \begin{cases} 0,833 & \text{contrôle atténué} \\ 1 & \text{contrôle strict} \end{cases}$$

coefficient γ : c'est un coefficient qui dépend des épaisseurs relatives des éléments et de la grosseur du granulats utilisé

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m > 4C_g \text{ (} h_m \text{ épaisseur minimale de l'élément) } \\ \frac{h_m}{4C_g} & \text{si } h_m < 4C_g \text{ (} C_g \text{ : grosseur du granulats) } \end{cases}$$

coefficient ψ

c'est un coefficient qui dépend de la distribution des contraintes, c'est le coefficient de sécurité qui est égal au rapport de la sollicitation de service à la sollicitation de rupture.

$$\psi = 0,30 \text{ compression simple.}$$

$$\psi = 0,60 \text{ flexion simple.}$$

0,60 flexion composée si l'effort normal est une traction

$0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$ avec maximum de 0,6 en flexion composée si l'effort est une compression

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section total du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

coefficient ξ

il dépend de la sollicitation et de la forme de la section.

$\xi = 1$ dans le cas de la compression simple quelque soit la forme de la section.

dans les autres cas, on attribue à ξ la valeur numérique maximale, mais au plus égale à 1 qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton dans la zone comprimée soit inférieure à la contrainte admissible de compression du béton $\bar{\sigma}_b$.

$$\bar{\sigma}_m = \frac{N_s'}{B'} \leq \bar{\sigma}_b'$$

B. ACIER

contrainte de traction et de compression admissible

$$\bar{\sigma}_a = f_a \bar{\sigma}_e$$

avec $f_a = 2/3$ pour les sollicitations du 1^{er} genre

$f_a = 1$ pour les sollicitations du 2^e genre

$\bar{\sigma}_e$ limite d'élasticité nominale

		nuances	$\bar{\sigma}_e$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_e$ (Kg/cm ²)
nature	aciers doux A.D.X	FeE24 FeE22	2400 2200	1600 1470
	Haute adhérence H.A	FeE40 AetB	4200 $\phi \leq 20$ mm 4000 $\phi \geq 25$ mm	2800 2670

Résistances attribuables au béton courant

ciment de classe 325 dosé à 350 Kg/m³

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$$

contraintes admissibles imposées par les conditions de fissuration (Art 49.22)

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)}$$

$$\sigma_2 = 214 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des deux valeurs indiquées ci-dessus

k: désigne une grandeur exprimée en bars.mm à laquelle on attribue les valeurs suivantes

$k = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible.
site protégé, ouverture maximale des fissures ($w = 0,3$ mm)

$k = 1,0 \cdot 10^6$: site moyennement agressif ($w = 0,2$ mm)
fissuration nuisible (préjudiciable)

$k = 0,5 \cdot 10^6$: site agressif ($w = 0,1$ mm)
fissuration très nuisible (très préjudiciable)

η : coefficient de fissuration $\eta = 1$ ADX
 $\eta = 1,6$ HA

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre tendue

$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec} \quad \left[\begin{array}{l} A: \text{section totale des barres tendues} \\ B_f: \text{section d'enrobage des barres tendues} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{t0}$: contrainte de traction de référence du béton.

module de déformation du béton (Art 9.61)

- module de déformation longitudinal: Dans le cas des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module instantané: $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j^i}$ (bars)

σ_j^i : résistance du béton à j jours (en bars)

- le module de déformation longitudinal du béton sous des contraintes permanentes ou de longue durée d'application

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j^i} \quad (\text{bars})$$

lorsqu'on ne dispose que des résistants à 28 jours pour la résistance des betons, on peut admettre que pour les grandes valeurs de j , on a sensiblement

$$\sigma_j^i = 1,20 \sigma_{28}^i \quad \text{Pour béton à base de CPA 325}$$

$$\sigma_j^i = 1,10 \sigma_{28}^i \quad \text{Classe inférieure}$$

RECAPITULATION

SOLLICITATIONS DU PREMIER GENRE SP1

$$\bar{\sigma}_{b0}' = 1.5/6 \cdot 1.03 \cdot 270 = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 = 67,5 \text{ bars} - \text{compression simple}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 1.5/6 \cdot 1.06 \cdot 270 = 137 \text{ Kg/cm}^2 = 135 \text{ bars} - \text{flexion simple}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.5/6 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right) 270 = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 = 5,8 \text{ bars} - \text{traction simple}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour les FeE40 AetB } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour les FeE24.}$$

SOLLICITATIONS DU SECOND GENRE SP2

- toutes les valeurs des contraintes admissibles du béton sous SP1 seront majorées de 50%

$$\bar{\sigma}_{b0} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Les valeurs des contraintes admissibles des aciers longitudinaux sont:

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{eu}$$

nature de la sollicitation	contraintes admissibles
compression simple	$\bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$
flexion simple	$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$
traction simple	$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
traction et compression	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ FeE40}$
	$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ FeE24}$

SOLLICITATIONS PONDEREES

dans les justifications de calculs relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées, définies ci-dessous (art 7.1 CEBA 68)

Notations.

- G sollicitation due à la charge permanente.
- P sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique.
- V sollicitation due aux surcharges climatiques normales
- W sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes
- T sollicitation due aux effets de la température et au retrait
- SI sollicitation due aux séismes.

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre SP 1

$$S_1 = G + 1,2P + T$$

$$S'_1 = G + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2nd genre SP 2

$$S_2 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

Le coefficient γ_w est calculé par la formule.

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_w = 1,10 - \frac{0,15 P_{2max}}{G} \quad \text{si } (P_{2max}) < 0,20 (G) \\ \gamma_w = 1 \quad \text{dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

(P_{2max}) représente la sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation.

DES'CENTE DE
'CHARGES'

CHARGES ET SURCHARGES

A - CHARGES PERMANENTES

1- plancher terrasse.

- gravillons (protection) 5 cm	100 Kg/m ²
- étanchéité multicouche	20 "
- forme de pente : 0,13 x 2000	260 "
- isolation thermique : 5 cm ($\gamma = 1000$)	50 "
- dalle béton armé : 0,13 x 2500	325 "
- faux plafond	65 "
	G = 820 Kg/m²

2- balcon terrasse.

- carrelage	60 Kg/m ²
- mortier de pose + sable	60 "
- étanchéité multicouche	20 "
- forme de pente 0,07 x 2000	140 "
- isolation thermique 5 cm ($\gamma = 1000$)	50 "
- dalle béton armé : 0,13 x 2500	325 "
- faux plafond	65 "
	G = 720 Kg/m²

3- plancher logement

- carrelage	60 Kg/m ²
- mortier de pose + sable	60 "
- dalle béton armé : 0,13 x 2500	325 "
- faux plafond	65 "
- cloisons	150 "
	G = 660 Kg/m²

4- plancher Bureaux, Commerce

- carrelage	60 kg/m ²
- mortier de pose + sable	60 "
- dalle beton armé : 0,13 x 2500	325 "
- faux plafond	65 "
- cloisons	200 "
	<hr/>
	G = 740 kg/m ²

5- plancher parking.

asphalte coulé 10cm : 0,10 x 1800	180 kg/m ²
beton maigre 10cm : 0,10 x 2100	210 "
dalle beton armé : 0,13 x 2500	325 "
enduit platre	45 "
	<hr/>
	G = 760 kg/m ²

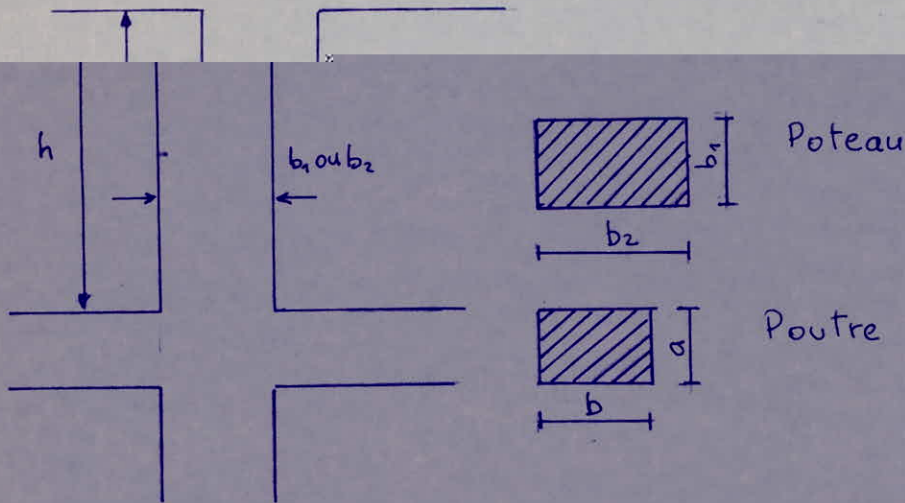
B SURCHARGES D'EXPLOITATION

- plancher terrasse (inaccessible)	100 kg/m ²
- Balcon terrasse	200 "
- plancher logement	175 "
- plancher bureaux	250 "
- plancher commerce	400 "
- escaliers, corridors, lieux public.	400 "
- escaliers (logement)	250 "
- plancher parking 250 x 1,15 :	300 "
- actotere	100 kg/ml.

NB: pour le plancher parking on a pris une surcharge de 250 kg/m² qui correspond à des voitures de tourisme on prendra pour coefficient de majoration dynamique, le coefficient 1,15.

PREDIMENSIONNEMENTossature autostable

Prescriptions relatives au coffrage (R.P.A)



a- Poteaux Ils doivent vérifier les conditions suivantes :

- on doit avoir $A = b_1 b_2 \geq \frac{KN}{\sigma'_{28}}$

K coefficient qui dépend de la zone (zone II $\rightarrow K=4$)

d'où $A = b_1 b_2 \geq \frac{4N}{\sigma'_{28}}$

- $\min(b_1, b_2) \geq 30 \text{ cm}$

- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$

- $\min(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}$

b- Poutres

les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$b \geq 20 \text{ cm}$ en zones I et II

$\frac{a}{b} \leq 3$

1 - Predimensionnement des Poutres.

la portée maximale pour les poutres longitudinales et transversale est: $l_1 = l_2 = 6,60 \text{ m}$.

la hauteur de la poutre sera déterminée à partir de la

condition: $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

a. Poutres longitudinales:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10} \\ 44 \text{ cm} \leq h_t \leq 66 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{d'où on prend} \\ h_t = 65 \text{ cm.} \end{array}$$

Pour la largeur on a: $0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Leftrightarrow 13,5 \leq b \leq 45,5$

d'où $b = 30 \text{ cm}$.

b. Poutres transversales.

$$\frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10} \Leftrightarrow 44 \text{ cm} \leq h_t \leq 66 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 70 \text{ cm}$ pour être en sécurité vis-à-vis des efforts concentrés, ramenés par les nervures sur les poutres transversales.

pour la largeur on aura:

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Leftrightarrow 21 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm}$$

d'où $b = 30 \text{ cm}$.

c. Poutres secondaires (Nervures)

afin de soulager les panneaux de dalle (6,6 m sur 6,6 m) vis-à-vis des efforts importants et surtout pour ne pas avoir un problème de flèche, il était nécessaire de mettre un appui supplémentaire (Nervure); d'où réduction des dimensions de ces panneaux. et c'est aussi dans un but économique, pour éviter d'avoir un plancher d'une épaisseur un peu importante.

dimensions des nervures

$$b = 30 \text{ cm}, \quad h_t = 55 \text{ cm.}$$

2- Predimensionnement des poteaux

On a fait une descente de charge par niveau afin de calculer les efforts normaux qui agissent sur chaque poteau sous l'action des charges G et P. Les résultats sont donnés directement sur les schémas des différents planchers.

Le predimensionnement des poteaux a été fait selon la formule du RPA ($A = b_1 b_2 \geq \frac{KN}{\sigma_{28}}$).

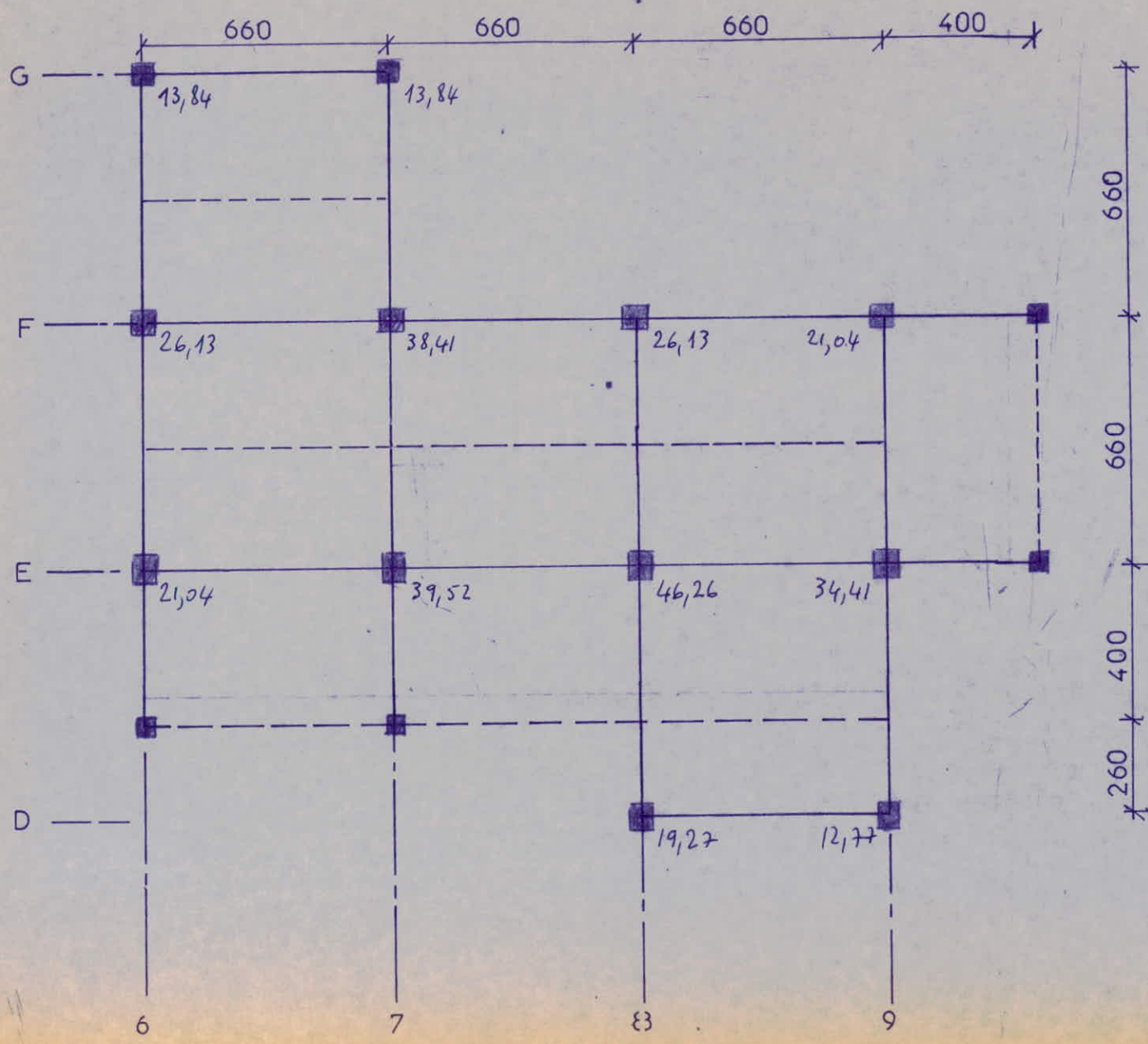
Les résultats obtenus sont donnés aussi directement aux pages 21 et 22

on a eu 4 types de poteaux :

- du niveau 109 au niveau 123 :
 pot 50x50
 pot 60x60

- du niveau 95,5 au niveau 109 :
 pot 50x50
 pot 70x70
 pot 80x80

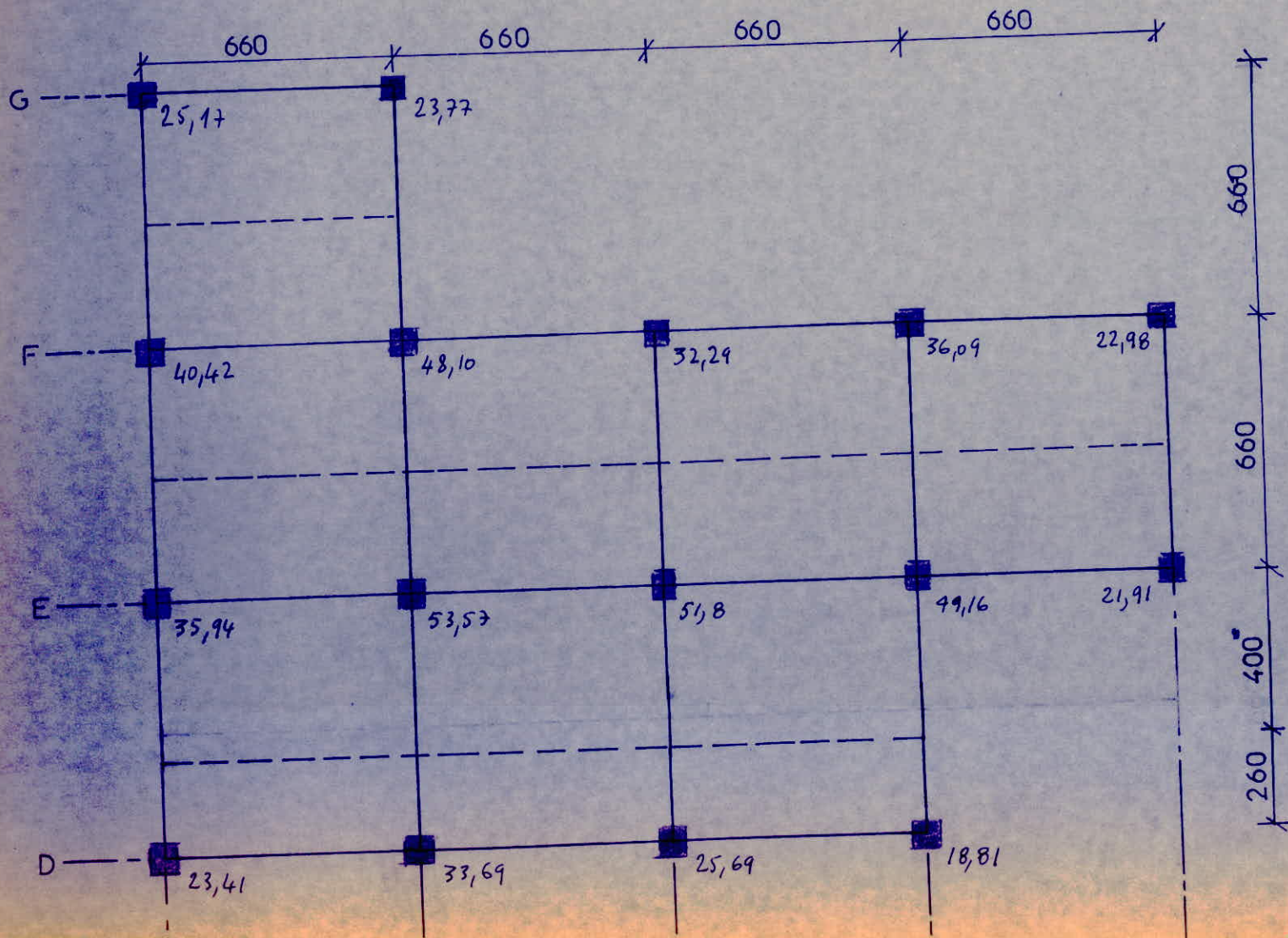
Certain poteaux ne font pas partie de l'ossature de contreventement. Ils vont d'un niveau à un autre seulement. Ils ne supportent pas une grande charge par conséquent, ils ont été dimensionnés selon les dimensions minimales du RPA relative aux poteaux qui sont de 25 x 25 en zone II
 on a pris 30 x 30



$S = 297 \text{ m}^2$

14

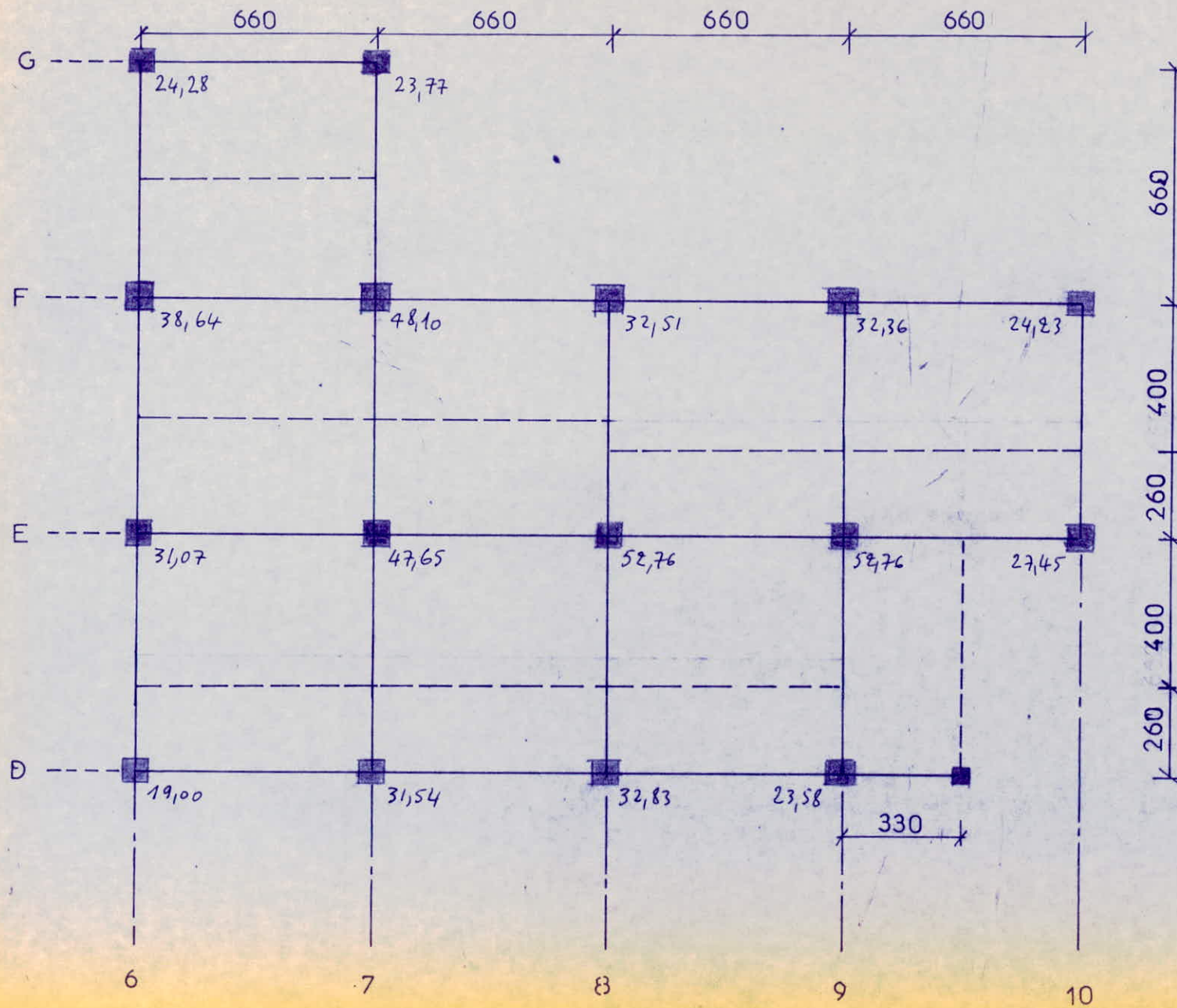
NIV 123



$$S = 3483.5 \text{ m}^2$$

15

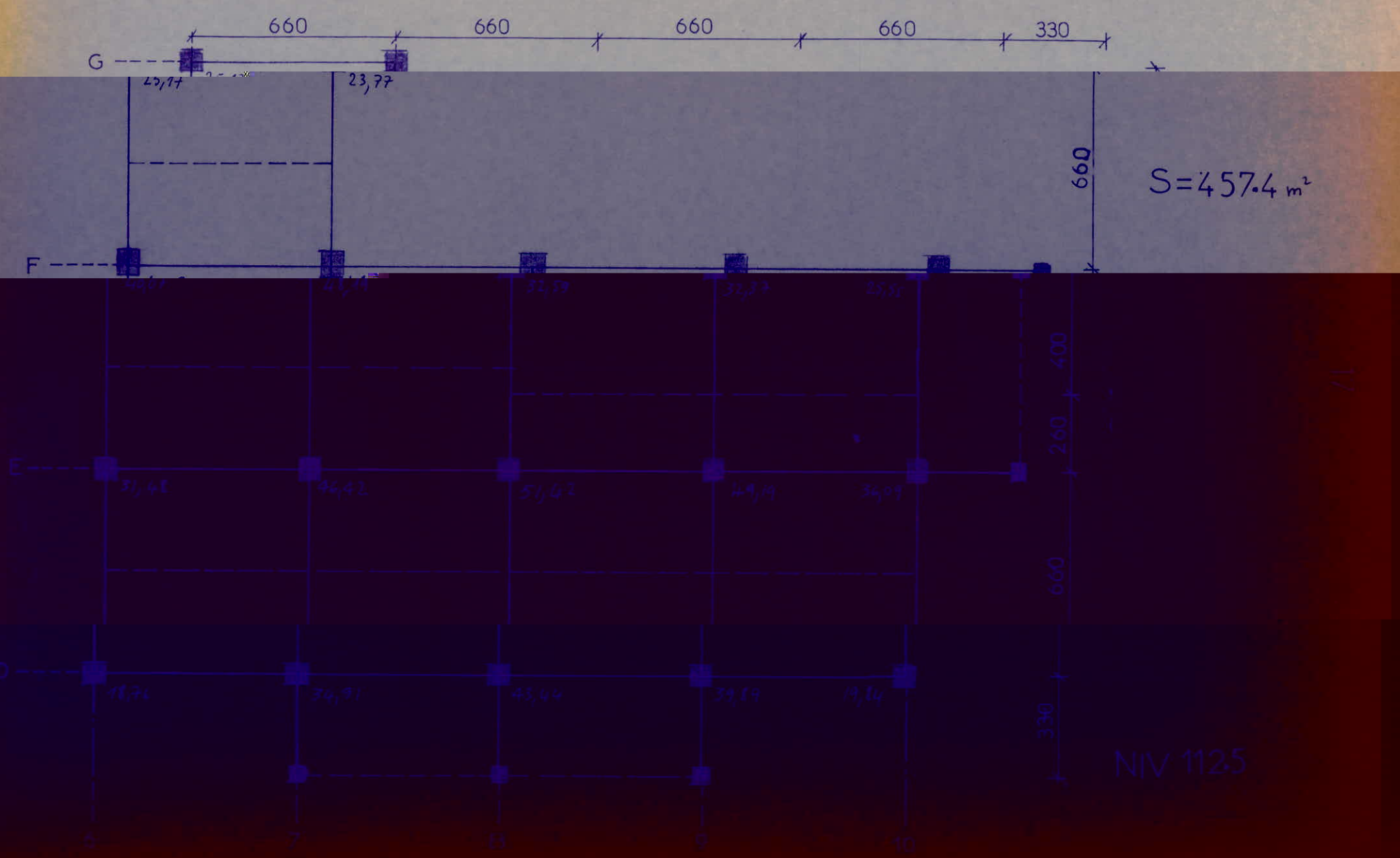
NIV 119.5

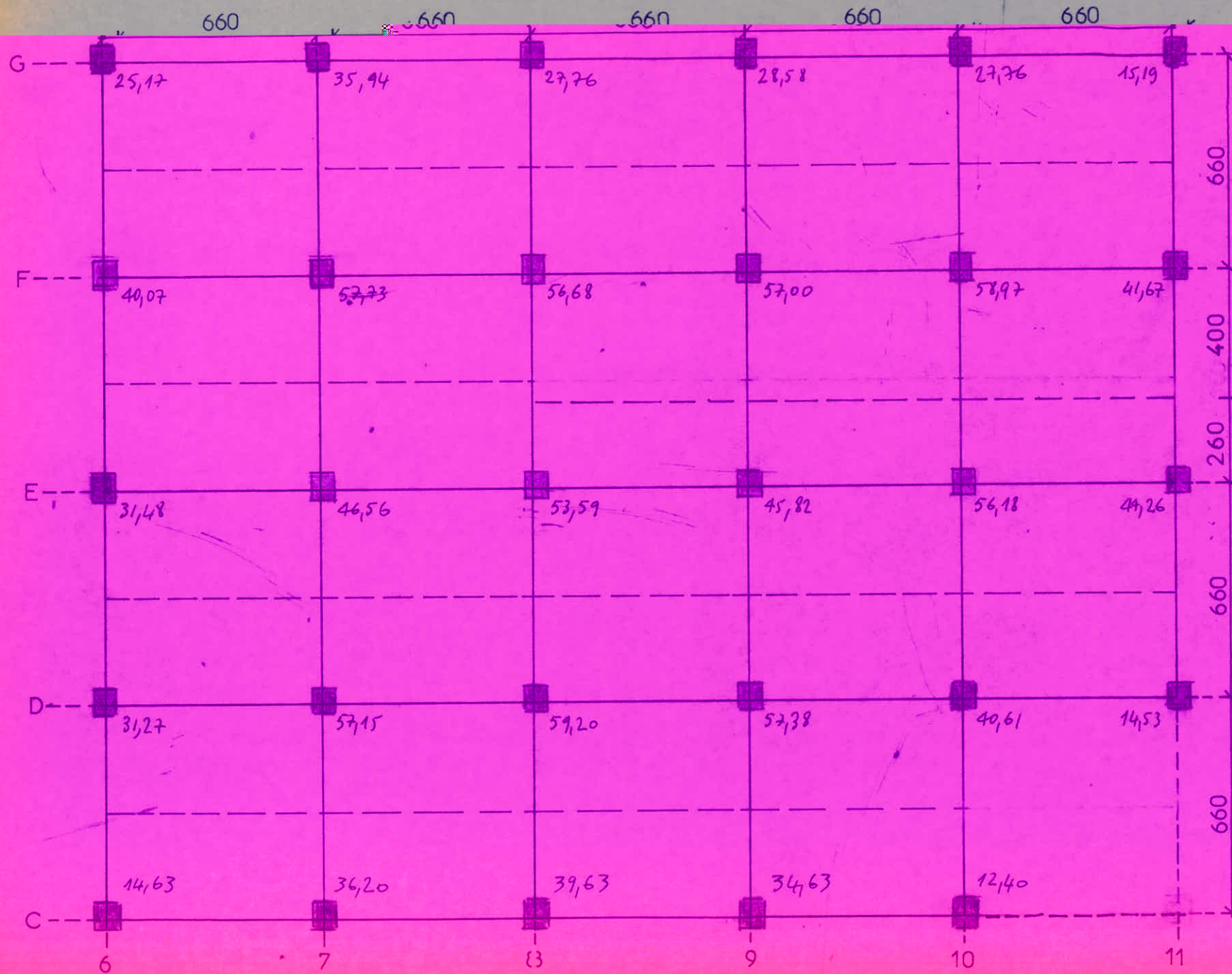


$$S = 370.3 \text{ m}^2$$

16

NIV 116

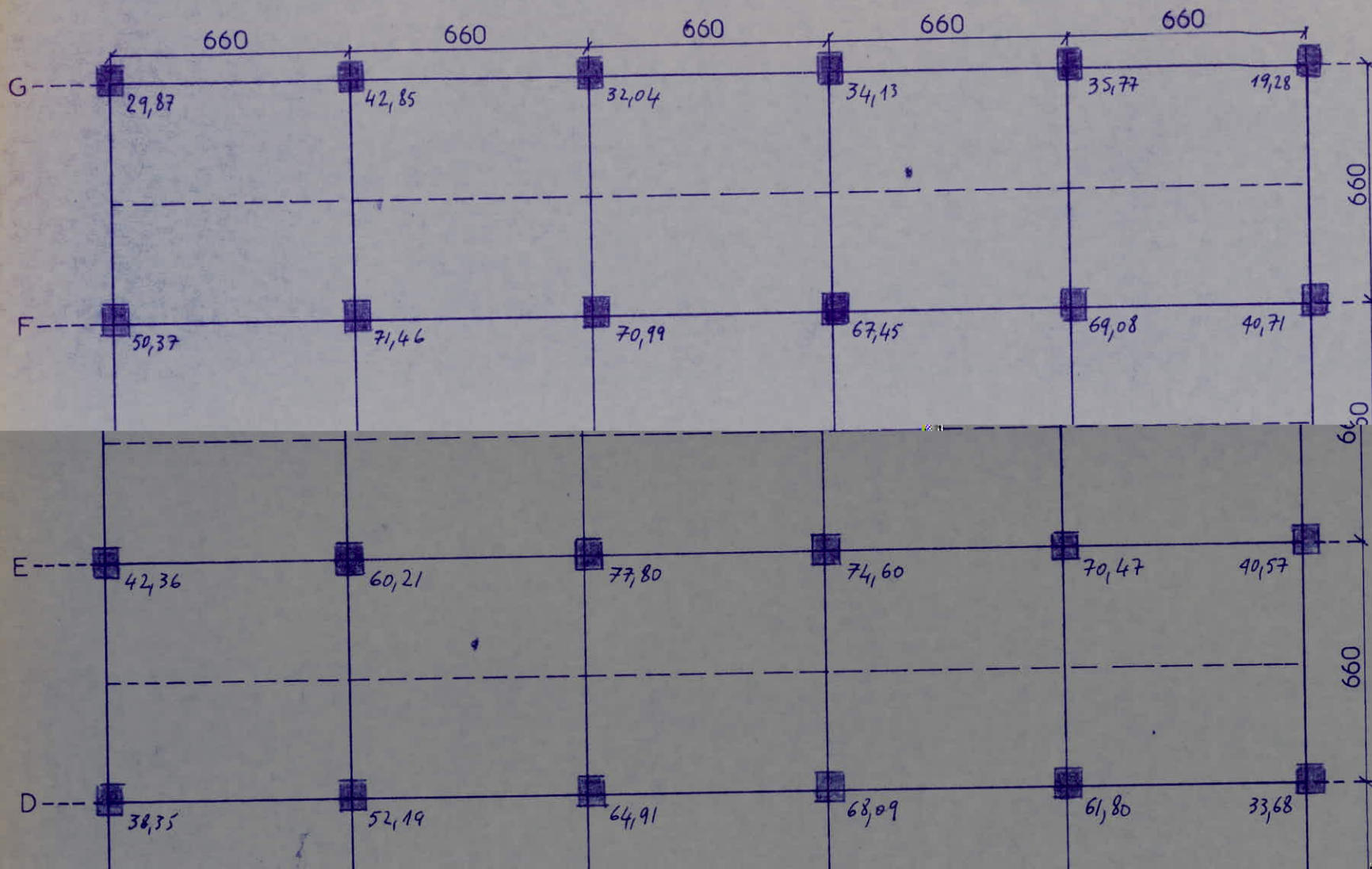




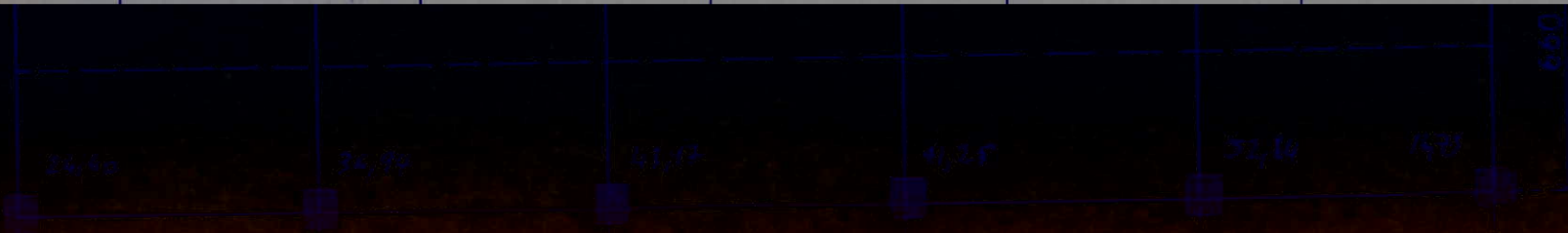
S=327.6m²

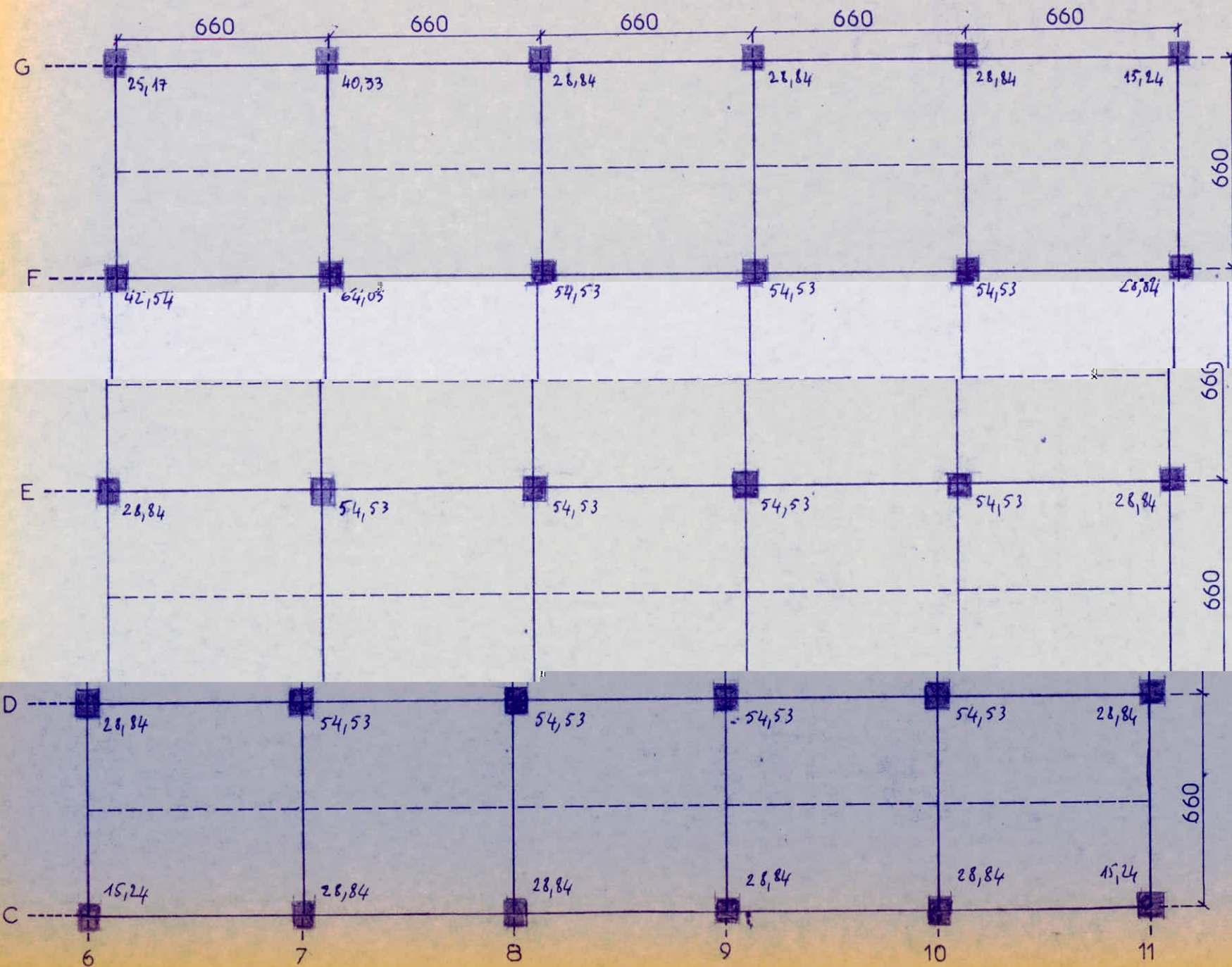
18

NIV 109



$$S=371.2 \text{ m}^2$$

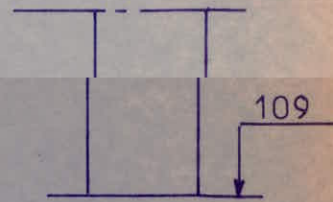




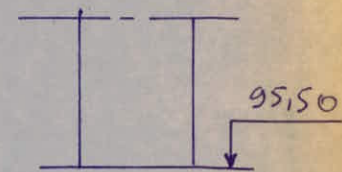
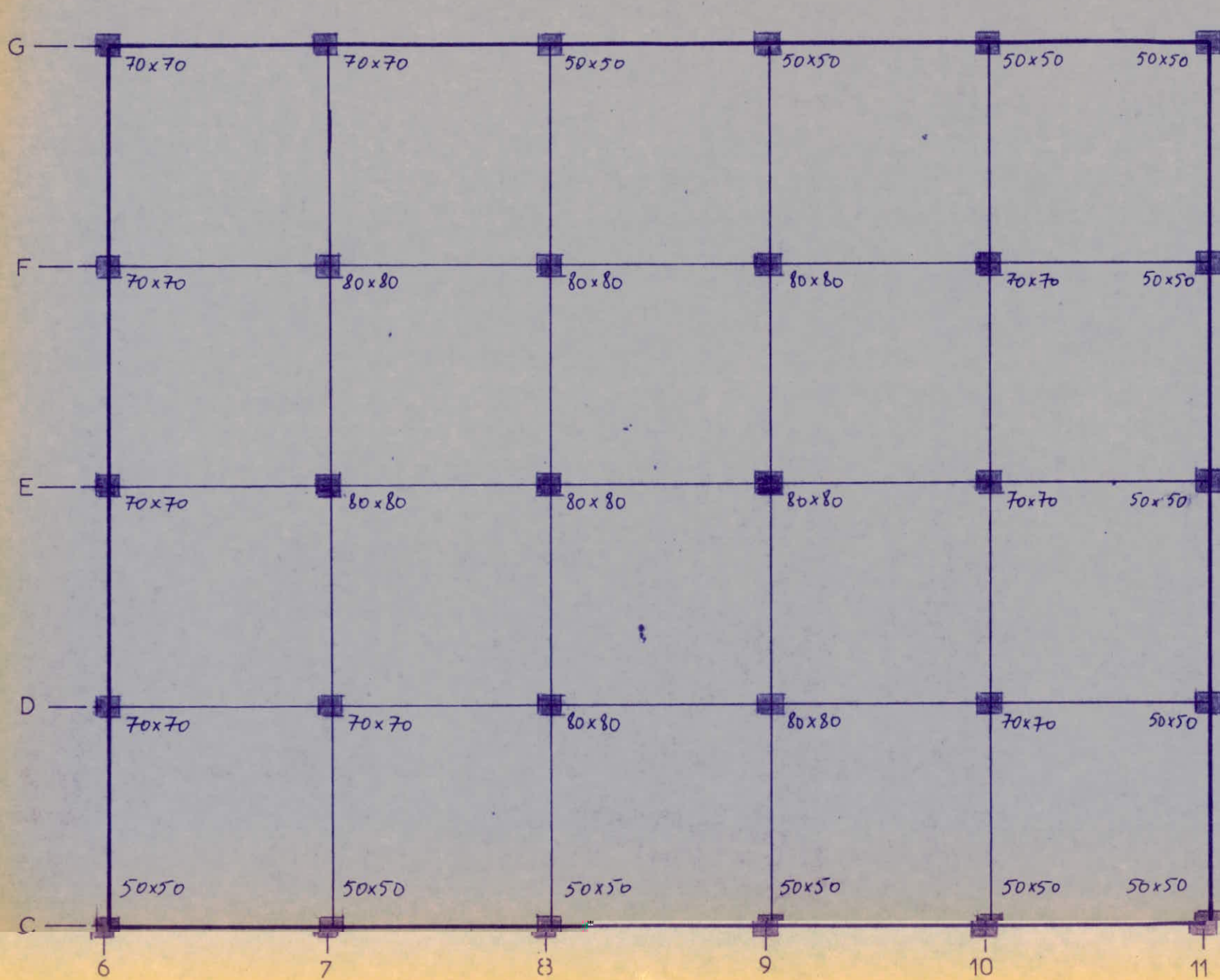
S=871.2 m²

20

NIV 100



descente de charge
jusqu'au niveau 10-
réa dimensionnement
des poteaux



descente de charges
 jusqu'au niveau 95.50
 Predimensionnement
 des poteaux

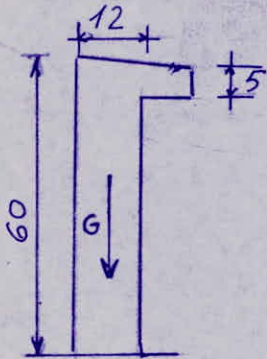
NIV 95.50

CALCUL DES
ELEMENTS

CALCUL DE L'ACROTÈRE

INTRODUCTION

L'acrotère est assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre G et à la surcharge due à la main courante P .



Dimensions de l'acrotère

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

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

épaisseur: $e = 10 \text{ cm}$

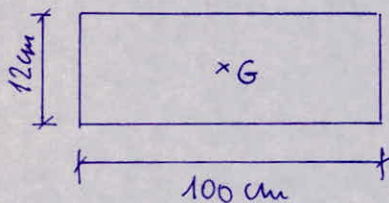
charge et surcharge pour 1 m d'acrotère

poids propre $G = 0,12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/ml}$

surcharge $P = 100 \text{ Kg/ml}$

surcharge majorée de 20% : $1,2P = 120 \text{ Kg/ml}$

Pour le calcul nous prendrons une plaque rectangulaire de largeur $l = 100 \text{ cm}$ et d'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$



La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment produit dans cette section est le suivant:

$$- M = 1,2PH = 120 \times 0,60 = 72 \text{ Kg.m/ml}$$

$$- \text{effort normal } N = 300 \times 0,6 \times 1 = 180 \text{ Kg/ml}$$

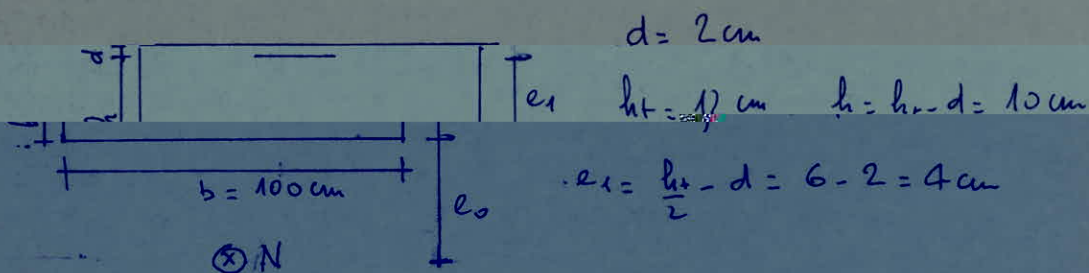
Cette section sera soumise à une flexion composée

Le calcul se fera par la méthode de M^{re} P. Charon

CALCUL

$$\left[\begin{array}{l} \bar{e}_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{180} = 0,4 \text{ m} \\ e_1 = \frac{h_+}{6} = \frac{60}{6} = 0,1 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} e_1 > e_0 \\ N \text{ effort de compression} \end{array} \right. \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

La méthode de calcul est celle du moment fictif \mathcal{M} en flexion simple par rapport au centre de gravité des aciers tendus puis on se ramènera à la flexion composée.

DETERMINATION DES ACIERS

$$f = e_0 + e_1 = 40 + 4 = 44 \text{ cm.}$$

$$\mathcal{M} = N \cdot f = 180 \times 0,44 = 79,2 \text{ Kg m/ml.}$$

$$\gamma = \frac{n \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 79,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,00424 \rightarrow \left[\begin{array}{l} k = 154 \\ \xi = 0,9704 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{154} = 18,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Section d'armature tendue.

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \xi h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{179,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9704 \cdot 10} - \frac{180}{2800} = 0,201 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,20 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

VERIFICATIONS

1) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{a \text{ en}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

condition non vérifiée: on adoptera un ferrailage de construction.

$$A = 576 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2, \quad t = 20 \text{ cm}$$

on prévoit des armatures transversales soit 3T6 ; $t = 20 \text{ cm}$

2) condition de non fissuration.

$$\bar{\omega}_t = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0035$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable, $\phi = 6 \text{ mm}$.

$$k = 1,6 \quad (\text{HA})$$

$$\sigma_1 = \frac{k k \omega_t}{\phi (1 + 10 \omega_t)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0035}{6 \cdot 1 + 0,035} = 901,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k k \bar{\sigma}_2}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{af}} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$\sigma_{\text{af}} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$: condition vérifiée.

3) vérification à l'effort tranchant

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

$$T = 1,2P = 120 \text{ Kg/ml}, \quad t = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75 \text{ cm}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq 120 - \frac{7920}{8,75} \quad \checkmark$$

donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

CALCUL DES ESCALIERS

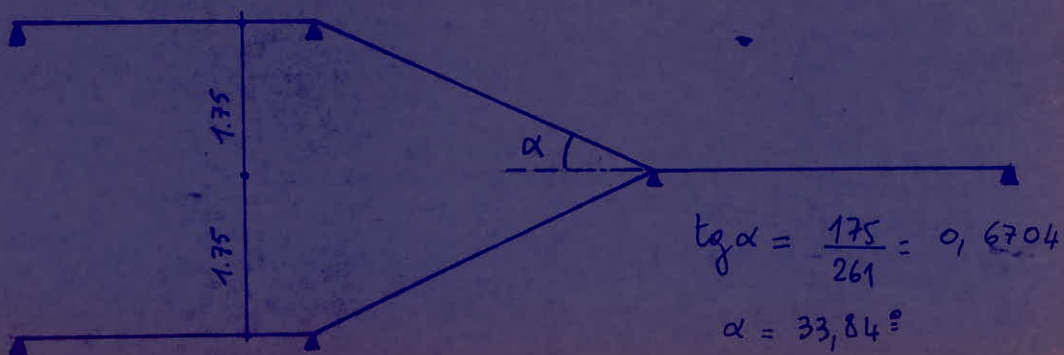
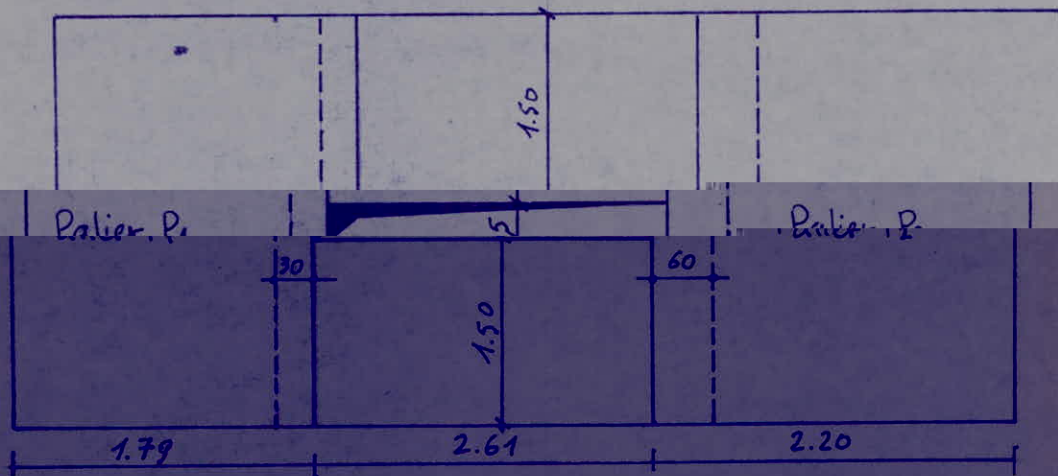
INTRODUCTION

L'escalier à calculer est à paillasse adjacentes identiques comportant 10 marches de 29 cm de largeur et de 17,5 cm de hauteur, à l'exception de la 1^{re} volée du RDC qui se compose de 8 marches de 29 cm de largeur et 17,6 cm de hauteur cet escalier sera coulé sur place afin de limiter l'emploi des échelles.

Vu la grande portée de cet escalier, il a été nécessaire de mettre des appuis supplémentaires, constitués par des poutres dalles (poutres noyées), pour ne pas avoir un problème de flèche.

nous avons deux schémas statiques dans notre escalier.

1^{er} type.



Predimensionnement

$$\left. \begin{array}{l} h = 17,5 \\ g = 29 \end{array} \right\} \rightarrow 2h + g = 2 \times 17,5 + 29 = 64 \text{ cm}$$

la relation $2h + g = 64$ est vérifiée

épaisseur de la paillasse:

on prendra comme épaisseur pour les 2 paties et la paillasse $e = 16 \text{ cm}$.

Charges et surcharges

le calcul sera fait pour un mètre d'embranchement et par mètre de projection horizontale

Paillasse:

$$\text{Poids propre} = \frac{2500 \times 0,16 \times 1}{\cos 33,84} = 482 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids des marches} = \frac{2200 \times 0,175 \times 1}{2} = 192,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Revetement (carrelage, sable, mortier de pose)} = 90 \text{ Kg/ml}$$

$$\underline{G = 764,5 \text{ Kg/ml}}$$

$$\text{Surcharges: } 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow P = 400 \times 1 = 400 \text{ Kg/ml}$$

$$q = G + P = 764,5 + 400 = 1164,5 \text{ Kg/ml}$$



$$R_A = R_B = \frac{1164,5 \times 2,61}{2} = 1526 \text{ Kg}$$

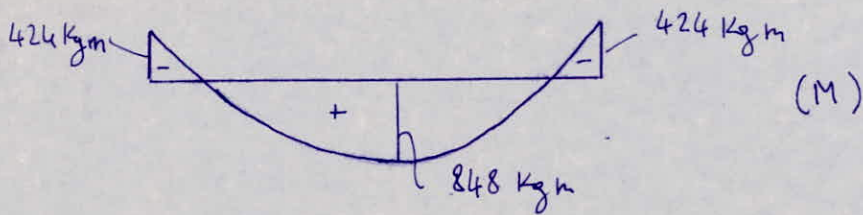
moment fléchissant

$$M_{\text{max}} = q \frac{l^2}{8} = 1164,5 \times \frac{2,61^2}{8} = 1060 \text{ Kg.m}$$

Ce moment correspond à la poutre isostatique dans le cas où l'on ne tient pas compte du semi-embranchement dans l'effort de surcharge.

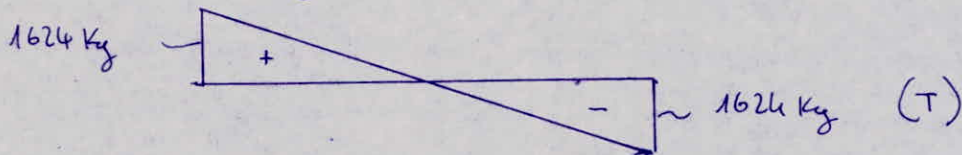
$$M_a = 0,4 M_0 = 424 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 848 \text{ Kg.m.}$$



effort tranchant

$$T_A = T_B = q \frac{l}{2} = 1624 \text{ Kg.}$$



ferraillage:

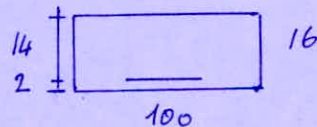
le calcul se fera pour la réctangle de P. CHARRON. l'épaisseur de la dalle $h_t = 16 \text{ cm}$. le BA 6B (art 29.14) préconise de prendre

$$\phi \leq h_t / 10 = 16 \text{ mm}$$

l'encastrement doit satisfaire

$$d \geq 1 \text{ cm} \rightarrow d = 2 \text{ cm d'où } h = h_t - d = 16 - 2 = 14 \text{ cm.}$$

en travée. $M_t = 848 \text{ Kg.m.}$



$$\rho = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 848 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0231$$

le tableau donne $K = 60,0$, $\epsilon = 0,9334$

$$\text{on a : } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_c}{K} = \frac{2800}{60} = 47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

\rightarrow armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{848 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9334 \cdot 14} = 2,31 \text{ cm}^2$$

soit 5T8/ml $A_{eff} = 2,51 \text{ cm}^2$, $e = 20 \text{ cm}$

armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{2} = \frac{2,51}{2} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5T6/ml, } A_{eff} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$e = 20 \text{ cm.}$

aux appuis. $M = 424 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$$y = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 424 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0115$$

Le tableau donne : $K = 89,0$; $\varepsilon = 0,9519$

on a : $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{89} = 31,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{424 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9519 \cdot 14} = 1,14 \text{ cm}^2$$

on prendra 4T8/ml $A_{df} = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{2} = 1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T6/\text{ml} , e = 20 \text{ cm}.$$

VERIFICATIONS

1) contrainte

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14} = 0,179 \text{ tableau} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9310 \\ K = 75,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{848 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9310 \cdot 14} = 2592 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \bar{\sigma}_b \frac{b h}{\sigma_{em}} = 0,69 \times 5,9 \times \frac{100 \times 14}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

3) Condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A'}{B_f} = \frac{A'}{2 b d} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 9} = 0,0063$$

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

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

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0063}{1 + 0,063} = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

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

cond de fissuration vérifié.

4) condition aux appuis:

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}, \quad z = \frac{7}{8} \cdot h =$$

$$A\bar{\sigma}_a \geq 1624 - \frac{424 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 14} < 0. \quad \text{cond vérifiée.}$$

5) flèche.

d'après la résistance des matériaux, et pour une poutre appuyée simplement à ses extrémités, la flèche à mi-travers est donnée

par la formule : $f = \frac{5 q l^4}{384 EI}$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \cdot 16^3}{12} = 34133,3 \text{ cm}^4$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_s} = 7000 \sqrt{270} = 115021,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12,465 \cdot 261^4}{115021,7 \cdot 34133,3} = 0,19 \text{ cm}$$

d'après le CTC $\bar{f}_{adm} = \frac{f}{300} = \frac{261}{300} = 0,87 \text{ cm}$

on a bien $f = 0,19 \text{ cm} < \bar{f} = 0,87 \text{ cm}$.

CALCUL DES PALIERS

charges et surcharges

$$\text{poids propre: } 2500 \times 0,16 \times 1 = 400 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Revêtement (carrelage, sable + mortier de pose)} \quad \underline{90 \text{ Kg/ml.}}$$

$$G = 490 \text{ Kg/ml}$$

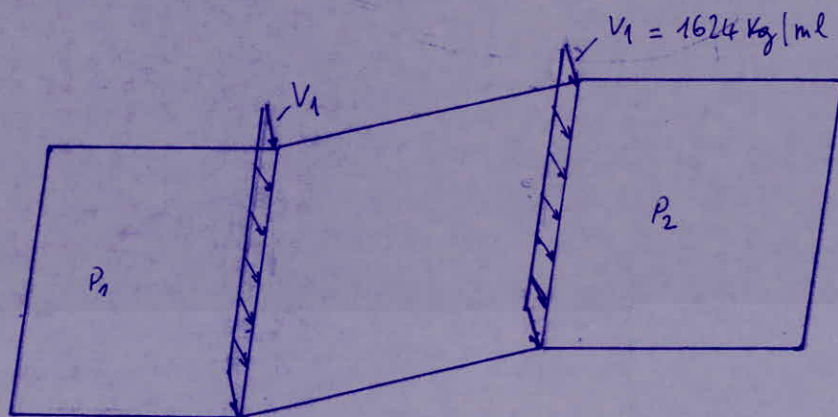
$$\text{Surcharge: } 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 400 \times 1 = 400 \text{ Kg/ml}$$

$$q = G + 1,2P = 490 + 1,2 \cdot 400 = 970 \text{ Kg/ml.}$$

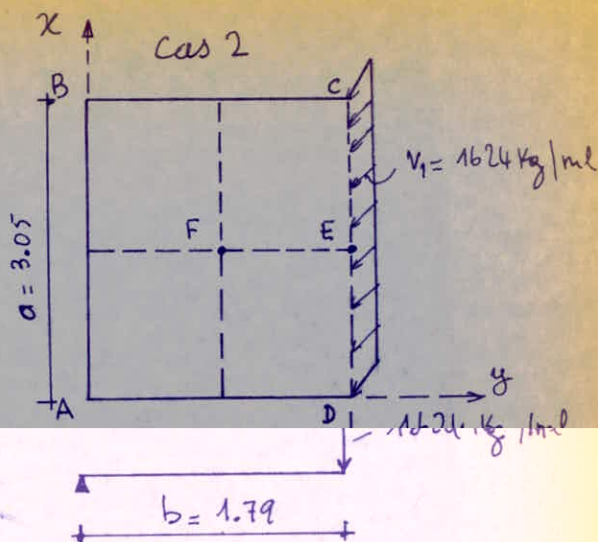
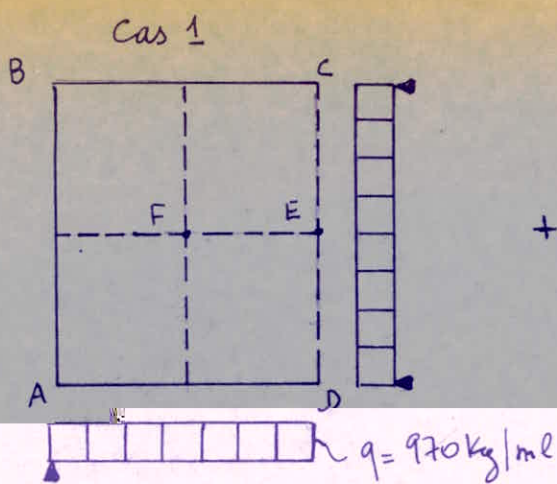
$$\text{réaction de la volée: } 1624 \text{ Kg/ml.}$$

cette réaction sera considérée comme une charge uniformément répartie sur le bord libre du palier.

① Palier P2

le palier sera calculé comme une dalle appuyée sur trois côtés simplement, le quatrième étant libre

les moments seront déterminés à partir des tableaux donnés dans un livre. Roumain intitulé: MANUAL-PENTRU-CALCULUL-CONSTRUCTIILOR



$$\lambda = \frac{b}{a} = \frac{1.79}{3.05} = 0,586$$

$$M_x(F) = \frac{1}{h_1} q b^2, \quad M_x(E) = \frac{1}{h'_1} q b^2, \quad M_y(F) = \frac{1}{h_2} q b^2$$

h_1 , h'_1 et h_2 sont donnés par un tableau en fonction de λ .
le tableau donne : $h_1 = 9,11$, $h'_1 = 5,53$, $h_2 = 16,51$

Pour le cas 1

$$M_x(F) = \frac{1}{9,11} \cdot 970 \cdot 1,79^2 = 341,76 \text{ Kg.m}$$

$$M_x(E) = \frac{1}{5,53} \cdot 970 \cdot 1,79^2 = 562,02 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y(F) = \frac{1}{16,51} \cdot 970 \cdot 1,79^2 = 188,24 \text{ Kg.m.}$$

Pour le cas 2

$$h_1 = 9,42, \quad h'_1 = 4,55, \quad h_2 = 38,7$$

$$M_x(F) = \frac{1}{h_1} q \cdot a, \quad M_x(E) = \frac{1}{h'_1} q \cdot a, \quad M_y(F) = -\frac{1}{h_2} q \cdot a.$$

$$M_x(F) = \frac{1}{9,42} \cdot 1624 \cdot 3,05 = 525,8 \text{ Kg.m}$$

$$M_x(E) = \frac{1}{4,55} \cdot 1624 \cdot 3,05 = 1088,61 \text{ Kg.m}$$

$$M_y(F) = -\frac{1}{38,7} \cdot 1624 \cdot 3,05 = -127,98 \text{ Kg.m}$$

cas 1 + cas 2 :

$$M_x(F) = 341,16 + 525,8 = 866,96 \text{ Kg.m}$$

$$M_x(E) = 562,02 + 1088,61 = 1650,65 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y(F) = 188,24 - 127,98 = 60,28 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

FERRAILLAGE

le calcul se fera par la méthode de M. P. CHARON. l'épaisseur de la dalle est de 16 cm. le BA 68 (art 29.14) préconise de prendre $\phi \leq h/10 = 16 \text{ mm}$

l'éurobage doit satisfaire :

$$d \geq 1 \text{ cm} \rightarrow d = 1,5 \text{ cm} \text{ d'où } h = h_t - d = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$M_x^{\max} = 866,96 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 866,96 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,0220 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 62 \\ \epsilon = 0,9351 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{866,96 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9351 \cdot 100} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 578 / \text{ml} ; A_{\text{eff}} = 2,51 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm.}$$

$$M_y = 60,28 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

$$\gamma = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 60,28 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,0015 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 265 \\ \epsilon = 0,9821 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{60,28 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9821 \cdot 14,5} = 0,151 \text{ cm}^2$$

section insuffisante on prendra des armatures constructives

$$4 \text{ T } 8 / \text{ml} ; A_{\text{eff}} = 2,01 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm.}$$

dans le lit supérieur on prendra aussi des armatures constructives (chapeaux) selon l_x et l_y .

$$4 \text{ T } 8 / \text{ml} ; e = 25 \text{ cm.}$$

VERIFICATIONS

1) contrainte.

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 14,5} = 0,173 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 58,7 \\ \epsilon = 0,9322 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{866,96 \cdot 100}{2,51 \cdot 0,9322 \cdot 14,5} = 2553,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{58,7} = 47,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

2) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \frac{b \cdot h}{100} = 0,69 \cdot 5,9 \cdot 100 \cdot \frac{14,5}{4200} = 1,40 \text{ cm}^2$$

Cond vérifiée.

3) conditions de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot (2,3)} = 0,0054$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fiss peu nuisible, $\eta = 1,6$ acier HA.

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \frac{0,0054}{1+0,054} = 1537 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot 5,9} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ cond. vérifiée.

Poutre-dalle (16 x 30)

$$h_t = 16 \text{ cm}, h = h_t - d = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm},$$

$$M_{\max} = 1650,65 \text{ Kg.m}$$

$$j = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1650,65 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,141 \xrightarrow{\text{tab}} \left\{ \begin{array}{l} K = 0,8547 \\ \epsilon = 19,4 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1650,65 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8547 \cdot 14,5} = 4,75 \text{ cm}^2$$

on prend 4T14 ; $A_{eff} = 6,16 \text{ cm}^2$

VERIFICATIONS

1) contrainte

$$\omega = \frac{100 A_{eff}}{b h} = \frac{100 \times 6,16}{30 \cdot 14,5} = 1,416 \xrightarrow{\text{tab}} \left\{ \begin{array}{l} K = 16,7 \\ \epsilon = 0,8423 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_{eff} \epsilon h} = \frac{1650,65 \cdot 100}{6,16 \times 0,8423 \cdot 14,5} = 2194 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2194}{16,7} = 131,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \bar{\sigma}_b \frac{bh}{\sigma_{ca}} = 0,69 \cdot 5,9 \cdot 30 \cdot \frac{14,5}{4200} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 > 0,42 \text{ cm}^2 \quad \text{cond vérifiée.}$$

3) Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

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

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

$$\omega_+ = \frac{A}{2bd} = \frac{6,16}{2 \cdot 30 \cdot 2,2} = 0,047$$

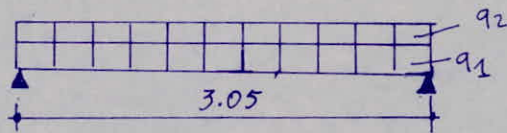
$$K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,047}{1 + 0,47} = 5481 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2414 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{cond vérifiée.}$$

4) effort tranchant



$$\left. \begin{array}{l} q_1 \text{ (reaction volée)} = 1624 \text{ Kg/ml} \\ q_2 \text{ (G + 1,2P)} = 264 \text{ Kg/ml} \end{array} \right\} \rightarrow q_t = q_1 + q_2 = 1888 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,16 \times 0,3 \times 2,5 = 120 \text{ Kg/ml}$$

$$P = 400 \times 0,3 \times 1,2 = 144 \text{ Kg/ml}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1888 \times \frac{3,05}{2} = 2879,2 \text{ Kg}$$

on doit vérifier la relation: $\tau_{ts} = \frac{T}{b_s} \leq \bar{\tau}_{ts}$

$$\tau_{ts} = \frac{2879,2}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,5} = 7,56 \text{ Kg/cm}^2$$

puisque $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 < \sigma'_b = 131,4 < 2\bar{\sigma}'_{b_0}$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{ts} = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 15,26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau_{ts} = 7,56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ts}$$

armatures transversales

1 caduc $\phi 8$; Fe 24, $\sigma_{cu} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{cu}}{T} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A_t = 1 \text{ cm}^2 \\ T = 2879,2 \text{ Kg} \\ z = 12,68 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{cu} = f_{cu} \cdot \sigma_{cu}; \quad f_{cu} = \max \begin{cases} 2/3 = 0,67 \\ 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_b} = 0,857 \end{cases}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{cu} = 0,857 \times 2400 = 2057 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow t = \frac{1 \cdot 12,68 \cdot 2057}{2879,2} = 9 \text{ cm}$$

écartement admissible

$$\bar{f} = \max \begin{cases} \bar{f}_1 = \rho_{2,1} \cdot h = 9,9 \text{ cm} \\ \bar{f}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b}\right) = 8,92 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 8 \text{ cm}$.

5) flèche.

la flèche maximale a lieu au bord libre c'est à dire au point E (voir schéma) là où le moment suivant x est maximum. la formule de la flèche est donnée dans le livre intitulé: MANUAL. PENTRU, CALCULUL,

CONSTRUCTIILOR

$$f = K_0 (1 - \nu^2) \frac{q a^3}{E \sigma^3}$$

$$K_0 = f(x) = f\left(\frac{a}{b}\right) = 0,2927$$

 ν : coefficient de Poisson : $\nu = 0,15$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 126000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q = 1624 \text{ Kg/ml}$$

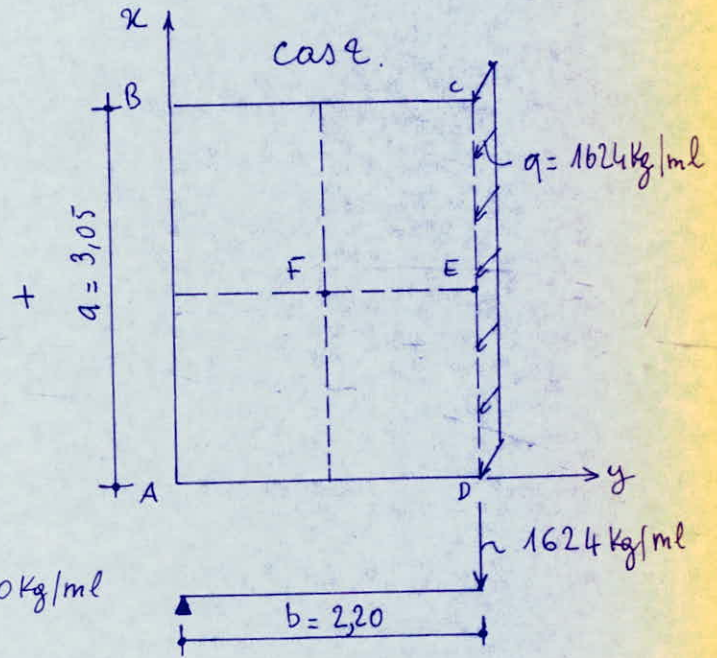
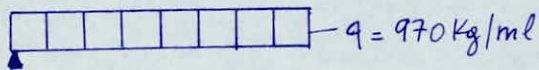
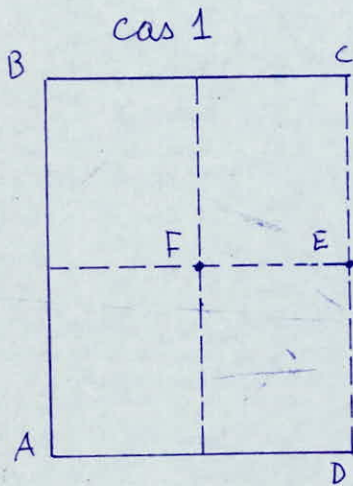
 σ : épaisseur : $\sigma = 16 \text{ cm}$.

$$f = 0,2927 (1 - 0,15^2) \frac{16124 \cdot 305^3}{126000 \times 16^3} = 0,26 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{305}{500} = 0,61 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = 0,64 \text{ cm} \quad \text{Verifié.}$$

② Palier P₂



$$\lambda = \frac{b}{a} = \frac{220}{305} = 0,72$$

• le tableau donne :

$$h_1 = 10,96, \quad h'_1 = 6,97, \quad h_2 = 23,39$$

$$M_x(F) = \frac{1}{10,96} \cdot 970 \cdot 2,2^2 = 428,35 \text{ Kg.m.}$$

$$M_x(E) = \frac{1}{6,97} \cdot 970 \cdot 2,2^2 = 673,57 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y(F) = \frac{1}{43,39} \cdot 970 \cdot 2,9^2 = 200,72 \text{ Kg.m.}$$

Cas 2: $h_1 = 10,39$, $h'_1 = 4,78$, $h_2 = 35,53$.

$$M_x(F) = \frac{1}{10,39} \cdot 1624 \cdot 3,05 = 476,72 \text{ Kg.m.}$$

$$M_x(E) = \frac{1}{4,78} \cdot 1624 \cdot 3,05 = 1036,23 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y(E) = - \frac{1}{35,53} \cdot 1624 \cdot 3,05 = -139,4 \text{ Kg.m.}$$

Cas 1 + cas 2:

$$M_x(F) = 428,35 + 476,22 = 904,57 \text{ Kg.m.}$$

$$M_x(E) = 673,57 + 1036,23 = 1709,8 \text{ Kg.m.}$$

$$M_y(F) = 200,72 - 139,40 = 61,32 \text{ Kg.m.}$$

FERRAILLAGE

le calcul se fera par la méthode de M^EP CHARON. l'épaisseur de la dalle est de 16 cm. l'enrobage doit satisfaire:

$$d \geq 1 \text{ cm} \rightarrow d = 1,5 \text{ cm} \text{ d'où } h = h_t - d = 14,5 \text{ cm.}$$

$$M_x = 904,57 \text{ Kg.m}$$

$$\gamma = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 904,57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14,5^2} = 0,023 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 60,5 \\ \varepsilon = 0,9338 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{904,57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9338 \cdot 14,5} = 2,39 \text{ cm}^2$$

soit 5 T 8 / ml ; $A_{\text{eff}} = 2,51 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$

selon γ on prendra des armatures constructives

soit 4 T 8 / ml ; $e = 25 \text{ cm}$

dans le lit supérieure on prendra aussi des armatures constructives (chapeaux)

soit 4 T 8 / ml ; $e = 25 \text{ cm}$

VERIFICATIONS

1) contrainte

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14,5} = 0,173 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 58,7 \\ \varepsilon = 0,9322 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{K \varepsilon^2} = \frac{904,57 \times 10^2}{58,7 \times 0,9322 \times 14,5} = 2662,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{58,7} = 47,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

2) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{se}} = 0,69 \times 100 \cdot \frac{14,5 \cdot 5,9}{4200} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Cond vérifiée.}$$

3) condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 2,3} = 0,0054$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fiss peu nuisible, } \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,0054}{1 + 0,0054} = 1537 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \cdot \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot 5,9} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Poutre dalle (16 x 60)

$$h_t = 16 \text{ cm, } h = 14,5 \text{ cm, } b = 60 \text{ cm, } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = 1790,8 \text{ Kg.m.}$$

$$y = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1790,8 \cdot 10^5}{2800 \times 60 \times 14,5^2} = 0,072 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 30,5 \\ \varepsilon = 0,8901 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1790,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8901 \cdot 14,5} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5T12 / \text{ml} ; A_{4/4} = 5,65 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm.}$$

VERIFICATIONS

1) contrainte

$$\omega = \frac{100A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,65}{60 \times 14,5} = 0,649 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} K = 27,3 \\ \varepsilon = 0,8818 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1790,5 \cdot 10^2}{5,65 \times 0,8818 \times 14,5} = 2366,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,3} = 102,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

2) condition de non fragilité

$$A > \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{lim}}} = 0,69 \cdot 60 \cdot \frac{14,5 \cdot 5,9}{4200} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \text{ Verifié.}$$

3) condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_{\text{af}} = \min \left(\begin{array}{l} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right)$$

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{5,65}{2 \cdot 60 \cdot 21} = 0,022$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,022}{1 + 0,022} = 3606,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 5,9} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3606,5 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

4) flèche.

la flèche maximale a lieu au bord libre au point E

elle est donnée par la formule :

$$f = k_0 (1 - \nu^2) \frac{q a^3}{E \nu^3} \quad (\text{tirée du Manual Roumain})$$

$$k_0 = f(\alpha) = f\left(\frac{a}{b}\right) = 0,3384$$

$$\nu \text{ coefficient de Poisson : } \nu = 0,15$$

$$q = 1624 \text{ Kg/ml} \quad , \quad a = 3,05 \text{ m.}$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_y} = 126000 \text{ Kg/cm}^2$$

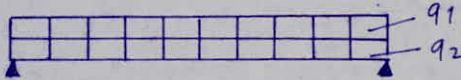
δ : épaisseur : $\delta = 16 \text{ cm}$

$$\text{AN: } f = 0,3384 (1 - 0,15^2) \frac{1624 \cdot 305^3}{126000 \cdot 16^3} = 0,29 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{305}{500} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = 0,61 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

5) effort tranchant



$$\left. \begin{array}{l} q_1 \text{ (réaction volée)} = 1624 \text{ Kg/ml} \\ q_2 \text{ (G + 1,2P)} = 528 \text{ Kg/ml} \end{array} \right\} q_t = q_1 + q_2 = 2152 \text{ Kg/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 0,16 \times 0,60 \times 45 = 240 \text{ Kg/ml} \\ P = 400 \times 0,60 \times 1,2 = 288 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

$$T = q \frac{l}{2} = 2152 \times \frac{3,05}{2} = 3280 \text{ Kg/m}$$

on doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3280}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14,5} = 413 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

puisque $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 102,5 \text{ Kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_b$

$$\rightarrow \bar{\tau}_b = \left(415 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b = 17,72 \text{ Kg/cm}^2$$

\rightarrow

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

armature transversale $\Phi 8$ Fe E 24 $\sigma_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \left\{ \begin{array}{l} z = \frac{7}{8} h = 12,68 \text{ cm} \\ 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \Phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad f_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \eta_3 = 0,67 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,919 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,919 \times 2400 = 2205 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 2205 \cdot 12,68}{3280} = 17,13 \text{ cm}$$

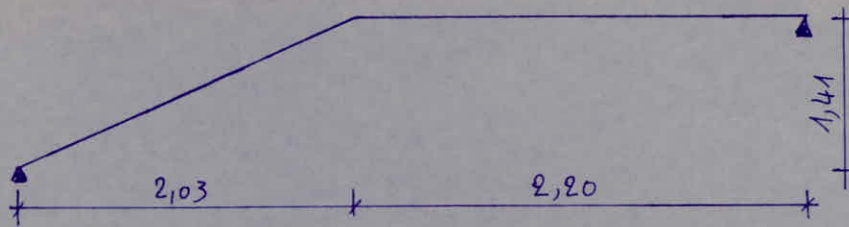
écartement admissible :

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = 0,2 h = 2,9 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = h \left(1 - \frac{0,37 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 11,32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prendra $t = 11 \text{ cm}$

escalier du RDC

schema statique.



$$\alpha = \arctg \frac{141}{203} = 32,65^\circ$$

Predimensionnement.

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{423}{30} \leq e \leq \frac{423}{20} \rightarrow 14,1 \leq e \leq 21,15$$

on prendra $e = 17 \text{ cm}$.

$$g = 29 \text{ cm}, \quad h = 17,6 \text{ cm}$$

on doit vérifier la relation $2g + h \approx 64 \text{ cm}$.

$$\text{dans notre cas } 2g + h = 2 \times 29 + 17,6 = 64,2 \text{ cm}$$

charges et surcharges.

1) Paillasse

$$\text{Poids propre : } \frac{2500 \times 0,17 \times 1}{\cos 32,65} = 504,76 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } \frac{2200 \times 0,17 \times 1}{2} = 193,6 \text{ Kg/ml}$$

Revêtement

$$\frac{90 \text{ Kg/ml}}{\underline{\hspace{2cm}}}$$

$$G_1 = 788,36 \text{ Kg/ml}$$

Surcharge $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

$$q_1 = G + 1,2P = 788,36 + 1,2 \times 1 \times 400 = 1268,4 \text{ Kg/ml}$$

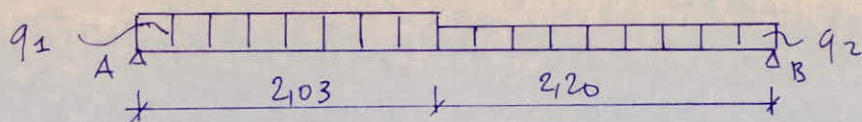
2) Palier.

$$\text{Poids Propre : } 2500 \times 0,17 \times 1 = 425 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Revêtement : } \frac{90 \text{ Kg/ml}}{\underline{\hspace{2cm}}}$$

$$\text{Surcharge : } 400 \text{ Kg/m}^2 \quad G = 515 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = G + 1,2P = 515 + 1,2 \times 1 \times 400 = 995 \text{ Kg/ml}$$

determination des efforts.

$$RDM \rightarrow R_A = 2543,7 \text{ Kg.} \quad , \quad R_B = 2220 \text{ Kg.}$$

a- moment fléchissant.

$$0 \leq x \leq 2,03 \rightarrow M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M=0 \\ x=2,03 \rightarrow M=2550 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$2,03 \leq x \leq 4,23 \rightarrow M(x) = R_A x - q_1 \left(x - \frac{2,03}{2}\right) 2,03 - q_2 \frac{(x-2,03)^2}{2}$$

$$x = 2,03 \rightarrow M = 2550 \text{ Kg.m.}$$

$$x = 4,23 \rightarrow M = 0$$

b- effort tranchant.

$$0 \leq x \leq 2,03 \rightarrow T = R_A - q_1 x \rightarrow \begin{cases} x=0 \quad T = 2543,7 \text{ Kg} \\ x=2,03 \quad T = -31,15 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$2,03 \leq x \leq 4,23 \rightarrow T = -R_B + q_2 x \rightarrow \begin{cases} x=0 \quad T = -2220 \text{ Kg} \\ x=2,2 \quad T = -31,15 \text{ Kg} \end{cases}$$

calcul de \$M_{max}\$:

$$T(x) = 0 \rightarrow R_A - q_1 x = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{2543,7}{1268,4} = 2 \text{ m.}$$

$$M_{max} = 2543,7 \times 2 - 1268,4 \cdot \frac{2^2}{2} = 2550,6 \text{ Kg.m.}$$

FERRALLAIGE

le calcul se fait par la méthode de M^e P. CHARON:

$$y = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b l^2} = \frac{15 \cdot 2550,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0607 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} k = 34 \\ \xi = 0,8980. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi l} = \frac{2550,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,898 \cdot 15} = 6,76 \text{ cm}^2$$

soit FT12/ml ; \$A_{eff} = 7,96 \text{ cm}^2\$, \$e = 14 \text{ cm}\$

armature de repartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,76}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8/ml, e = 25 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b^l = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{34} = 82,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^l = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

acier comprimé ne sont pas nécessaire.

dans le lit supérieur, on prendra aussi des armatures de répartition (chapeaux) soit 4T 8 / ml

VERIFICATIONS

1) Contrainte

$$\omega = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 7,96}{100 \cdot 15} = 0,5306 \xrightarrow{\text{tab}} \epsilon = 0,8908$$

$$\sigma_a = \frac{M_r}{A \epsilon h} = \frac{2550,6 \cdot 10^2}{7,96 \times 15 \times 0,8908} = 2398 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

2) condition de traction

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 15 \times \frac{5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,96 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$$

3) condition de non fissuration:

$$\bar{\sigma}_{at} = \min \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{mat}(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6, \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{7,96}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0199$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,0199}{1 + 0,199} = 3319 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_s} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3319 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

4) flèche

d'après CCBA 68 art G1, G2

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\frac{7,96}{100 \cdot 15} = 0,0053 < \frac{43}{4200} = 0,0104 \text{ vérifié.}$$

5) effort tranchant

$$\text{on doit vérifier: } \tau_s = \frac{T_{\text{max}}}{b_z} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{2543,5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 1,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_b < \bar{\tau}_s \quad \text{Vérifié.}$$

Vérification de la contrainte sur maçonnerie
épaisseur du mur 30 cm.

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

on calculera la contrainte par mètre linéaire

$$N = \gamma_m \times 100 \times 0,30 + R.$$

R réaction du palier

$$R = 970 \times \frac{1,79}{2} = 868,15 \text{ Kg/ml.}$$

$$\rightarrow N = 868,15 + 1800 \times 0,30 \times 1 = 1408,15 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \text{ml}$$

$$\sigma = \frac{1408,15}{30 \times 100} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \text{ml.}$$

$\bar{\sigma}_{adm}$ pour maçonnerie en brique pleine : $\bar{\sigma}_{adm} = 16 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rightarrow \sigma = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \text{ml} < \bar{\sigma}_{adm}$$

on voit bien d'après ce résultat que cette maçonnerie
a une grande capacité portante.

REPRESENTATION DES DALLES

1) Niveau 123 : Plancher terrasse

$$G = 820 \text{ Kg/m}^2, \quad P = 100 \text{ Kg/m}^2$$

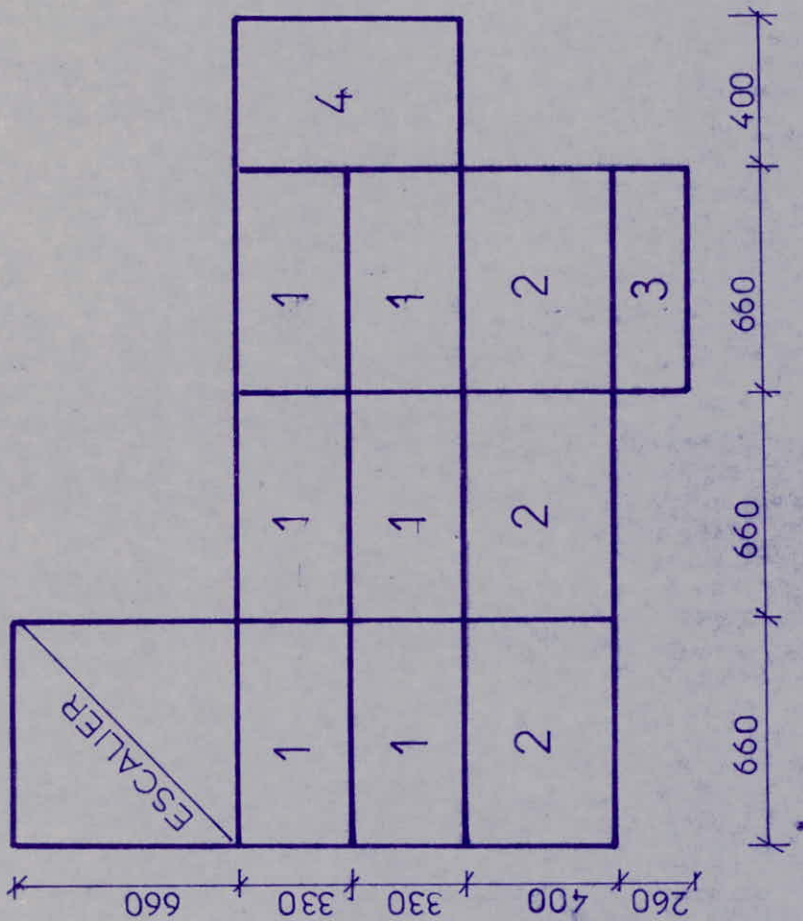
on distingue quatre types de dalles:

$$D_1 : 3,30 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_2 : 4,00 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_3 : 2,60 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_4 : 6,60 \times 4,00 \text{ m}$$



2/ Niveau 119,5 : Plancher logement

$$G = 660 \text{ Kg/m}^2 ; P = 175 \text{ Kg/m}^2$$

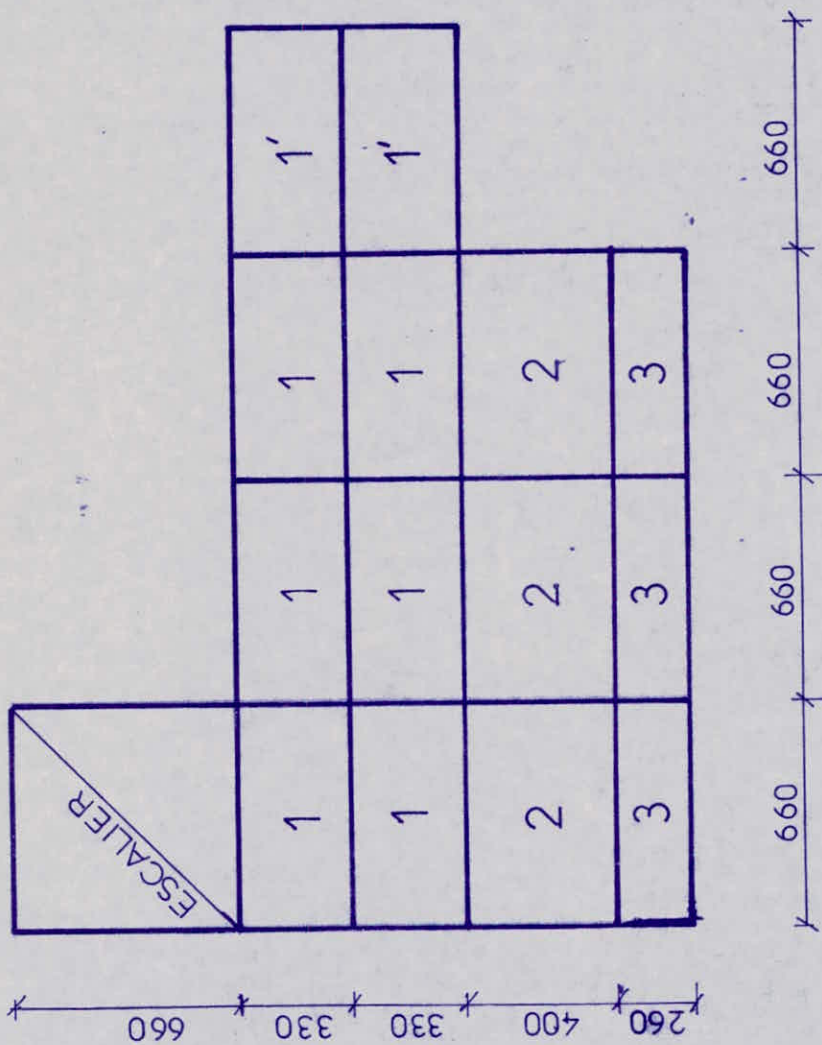
on distingue 4 types de dalles

$$D_1 : 3,30 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_1' : 3,30 \times 6,60 \text{ m (surcharge différente que } D_1)$$

$$D_2 : 4,00 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_3 : 2,60 \times 6,60 \text{ m}$$



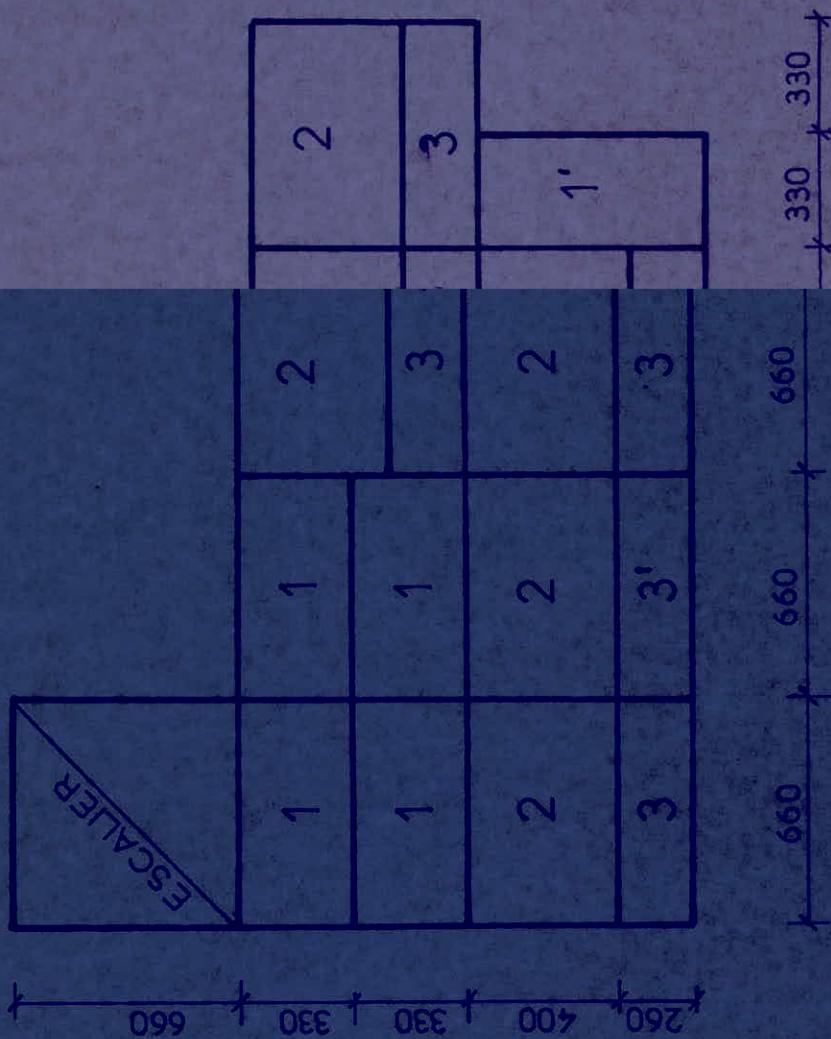
3) Niveau 116 : Plancher logement

$$G = 660 \text{ Kg/m}^2 ; P = 175 \text{ Kg/m}^2$$

$$D_1 : 3,30 \times 6,60 \text{ m} , D_2 : 4,00 \times 6,60 \text{ m}$$

$$D_1' : 3,30 \times 6,60 \text{ m (surcharge différente que } D_1)$$

$$D_3 : 2,60 \times 6,60 \text{ m.}$$

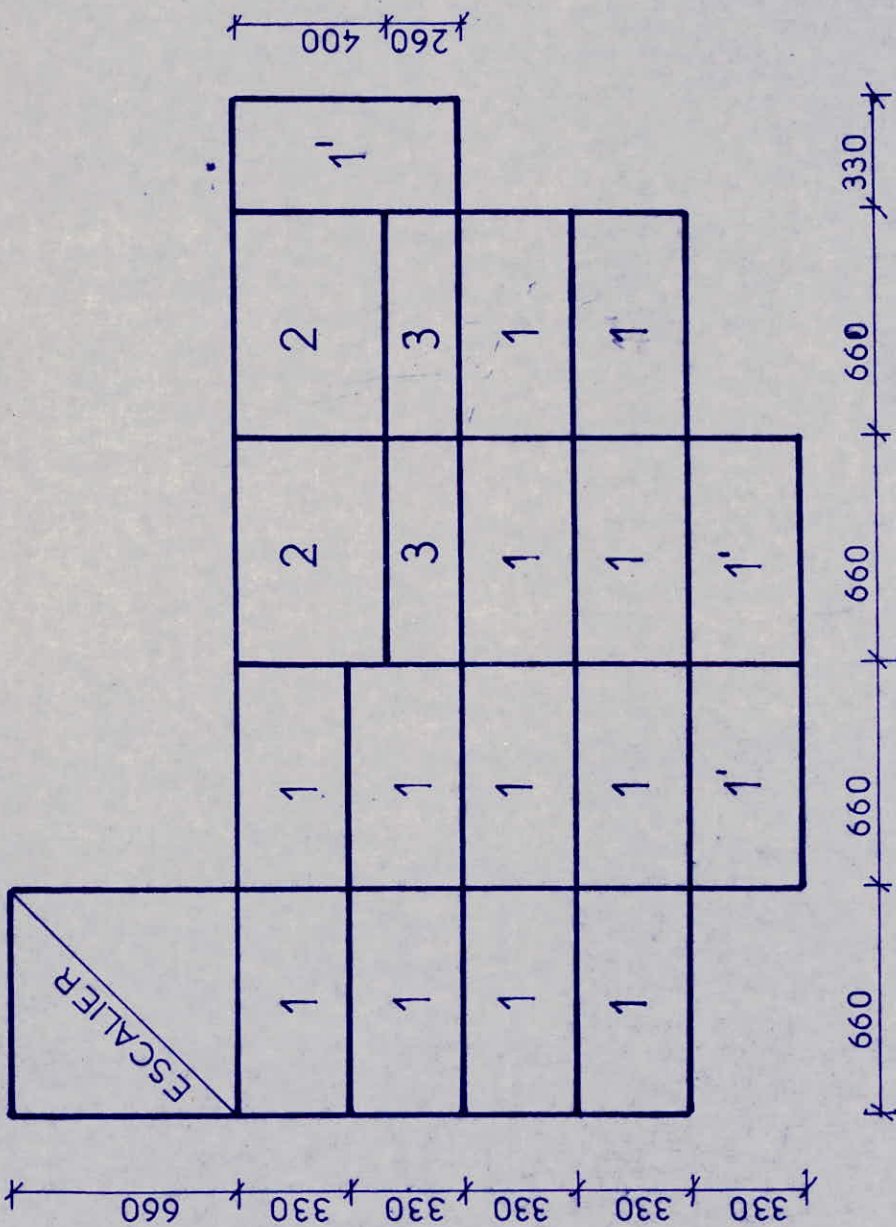


4) Niveau 112,5 : Plancher logement

$$G = 660 \text{ Kg/m}^2, \quad P = 175 \text{ Kg/m}^2$$

Pour la dalle D_1' on a :

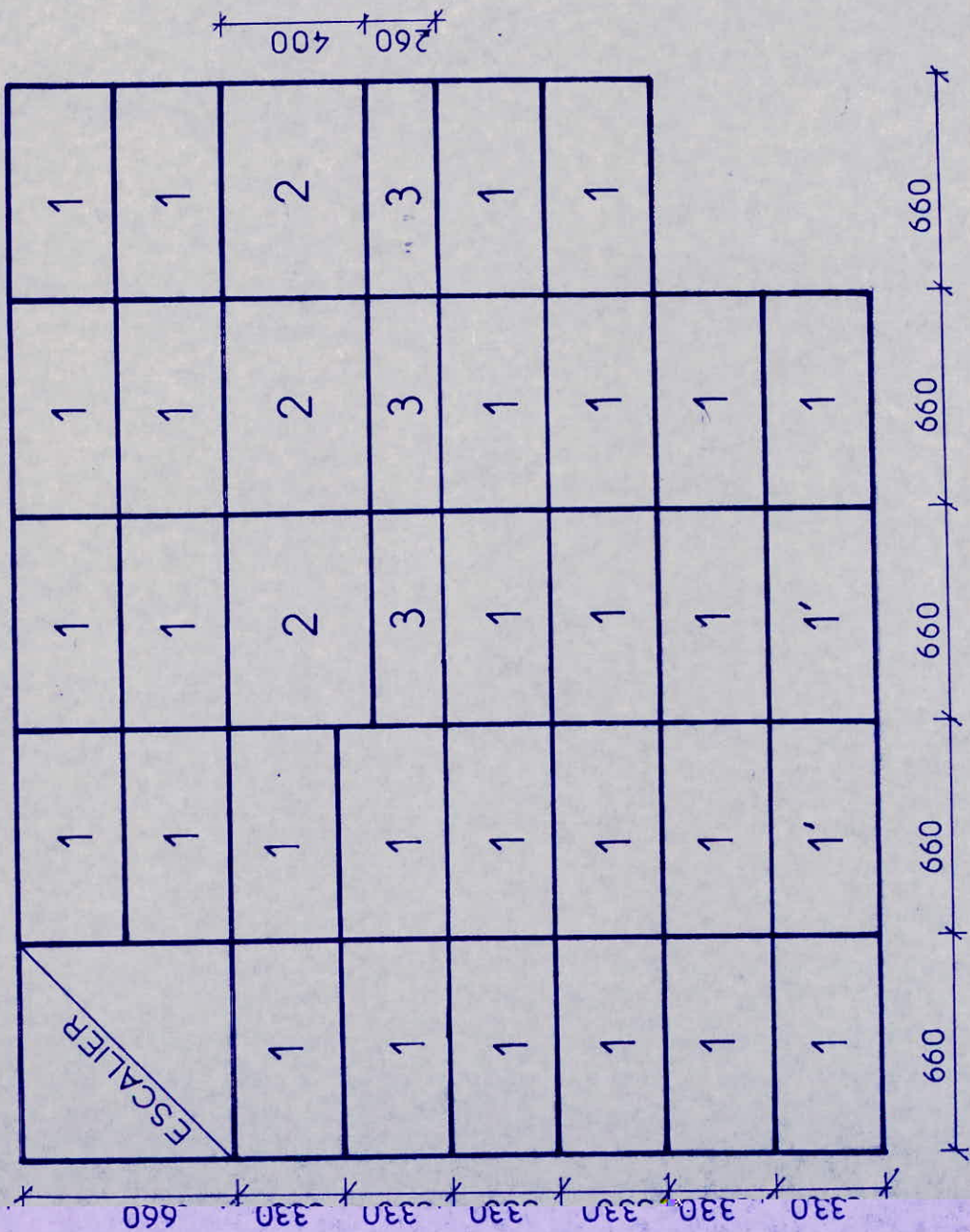
$$G = 720 \text{ Kg/m}^2, \quad P = 200 \text{ Kg/m}^2$$



5/ Niveau 109 : Plancher logement

$$G = 660 \text{ Kg/m}^2 ; P = 175 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pour la dalle } D_1' : G = 720 \text{ Kg/m}^2 ; P = 200 \text{ Kg/m}^2$$

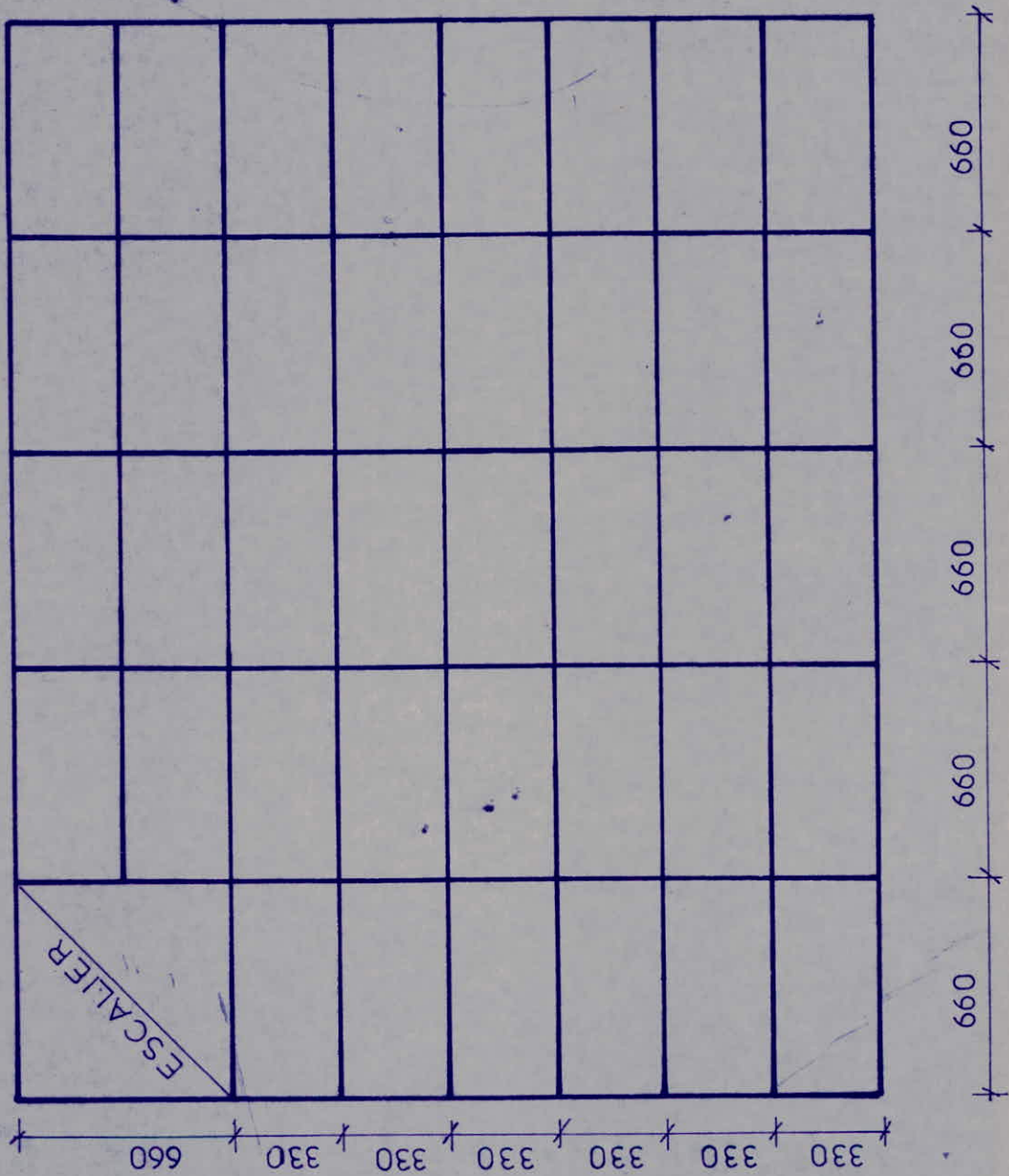


6/ Niveau 104 : planche Boutique

$$G = 710 \text{ Kg/m}^2, \quad P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

7/ Niveau 100 : planche Parking.

$$G = 760 \text{ Kg/m}^2 ; \quad P = 300 \text{ Kg/m}^2$$



CALCUL DU PLANCHER

Introduction:

Les dalles sont des pièces minces et planes. Elles reposent dans notre cas sur des poutres constituant ainsi le plancher. Notre plancher est constitué de dalles pleines leur disposition n'est pas la même dans les planchers pour chaque étage.

Elles reposent toutes sur quatre côtés

Calcul des dalles.

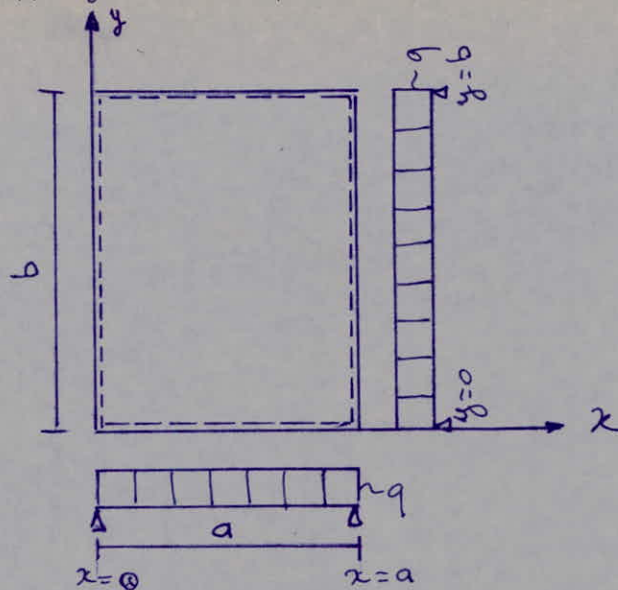
Nous allons supposer que les dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés. En fait la liaison poutres-planche est un encastrement partiel.

Cela nous amène dans un premier temps à avoir des moments nuls aux appuis, mais dans les calculs ont fait une répartition de moments en travées et sur appuis conformément aux règles du CCBA 68 art 55

Méthode de calcul.

on adoptera la méthode de M^{re} R. BARES présentée dans son ouvrage "Tables de calcul des dalles et de parois"

dalles appuyées sur quatre côtés



Cette méthode dépend du coefficient de Poisson, ν , et du rapport $\gamma = a/b$. À partir des valeurs (ν, γ) on peut tirer les coefficients du tableau correspondant servant au calcul des moments et des flèches.

Les coefficients tirés des tables de M^É BARES sont:

- α coefficient de flèche.
- M " de moment
- M_{x_0} " du moment dans la direction ox avec $x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}$
- M_{y_0} " " " " " " " oy avec $y = \frac{b}{2}, x = \frac{a}{2}$
- $\frac{qa^4}{Eh^3}$ " multiplicatif pour avoir la flèche.
- qa^2 " " " " le moment suivant ox
- qb^2 " " " " " " " " oy
- q : charge uniforme que supporte la dalle.
- h hauteur de la dalle.
- $E = 2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ module de déformation
- $\nu = 0,15$ pour le béton.

se referer aux tables de M^e BARÈS P.6

6 tableaux 1.32

Donc les termes à calculer sont :

$$f_d = w_p \cdot q \frac{a^4}{E D^3}$$

flèche au centre de la dalle.

$$M_{xs} = \alpha k_{xs} q a^2 \text{ moment direction } ox \quad (x = a/2, y = b/2)$$

$$M_{yo} = \alpha k_{yo} q b^2 \text{ " " " } oy \quad (y = b/2, x = a/2)$$

Remarque :

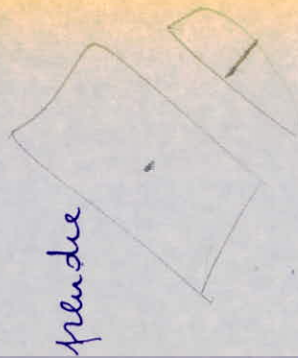
Si la valeur du rapport $\alpha = a/b$ ne figure dans les tableaux alors les dalles à travailler uniquement dans un sens. On procède Le ferrailage des dalles se fait d'après la M^e P. Charon.

Le CCBA 68 (art 29, 14) preconise de

$$\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm.}$$

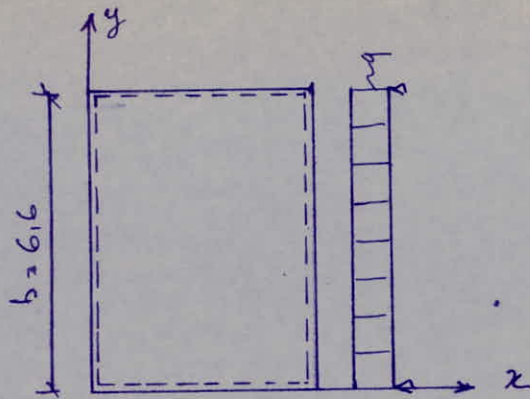
l'encrage doit satisfaire :

$$d \geq 1 \text{ cm} \rightarrow d = 2 \text{ cm}, h = h_t - d = 13 - 2 = 11 \text{ cm.}$$



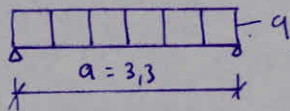
α	0.50 0.55 0.60 0.65 0.70 0.75 0.80 0.85 0.90 0.95 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50	0.1189 0.1401 0.1615 0.1832 0.2051 0.2272 0.2494 0.2718 0.2944 0.3171 0.3400 0.3630 0.3861 0.4093 0.4326 0.4560	0.0991 0.1023 0.1057 0.1091 0.1125 0.1160 0.1195 0.1230 0.1265 0.1300 0.1335 0.1370 0.1405 0.1440 0.1475 0.1510	0.0390 0.0320 0.0262 0.0216 0.0170 0.0130 0.0090 0.0055 0.0025 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000	0.0353 0.0293 0.0244 0.0200 0.0160 0.0120 0.0085 0.0050 0.0020 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000	0.0500 0.0525 0.0549 0.0570 0.0590 0.0610 0.0630 0.0650 0.0670 0.0690 0.0710 0.0730 0.0750 0.0770 0.0790 0.0810	0.0500 0.0525 0.0549 0.0570 0.0590 0.0610 0.0630 0.0650 0.0670 0.0690 0.0710 0.0730 0.0750 0.0770 0.0790 0.0810	0.0500 0.0525 0.0549 0.0570 0.0590 0.0610 0.0630 0.0650 0.0670 0.0690 0.0710 0.0730 0.0750 0.0770 0.0790 0.0810	0.0500 0.0525 0.0549 0.0570 0.0590 0.0610 0.0630 0.0650 0.0670 0.0690 0.0710 0.0730 0.0750 0.0770 0.0790 0.0810
----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Dalle N° 1



$$q = G + 1,2P$$

$$q = 820 + 1,2 \times 100 = 940 \text{ Kg/m}^2$$



$$\delta = \frac{a}{b} = \frac{3,3}{6,6} = 0,5 \rightarrow$$

$$\begin{cases} \omega_p = 0,1189 \\ \mu_{xp} = 0,0991 \\ \mu_{yp} = 0,0079 \end{cases}$$

moment maximum suivant ox

$$M_{xp} = \mu_{xp} q a^2 = 0,0991 \times 940 \times 3,3^2 = 1014,4 \text{ Kg.m.}$$

moment max suivant oy

$$M_{yp} = \mu_{yp} q b^2 = 0,0079 \cdot 940 \times 6,6^2 = 323,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{xp} = 507,2 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{xp} = 760,8 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{yp} = 161,8 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{yp} = 242,6 \text{ Kg.m.}$$

renforcementsuivant lx a: en travée:

$$\rho = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 760,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0336 \rightarrow \begin{cases} K = 48,5 \\ \varepsilon = 0,9211 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{760,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9211 \cdot 11} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T10/m \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2, e = 25 \text{ cm.}$$

b - appui

$$\rho = \frac{15 M_a}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 507,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0224 \rightarrow \begin{cases} K = 61 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{507,2 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9342 \cdot 11} = 1,76 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

suivant l_y a: travée

$$\nu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2426 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0107 \rightarrow \begin{cases} K = 93 \\ \xi = 0,9537 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{2426 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9537 \cdot 11} = 0,83 \text{ cm}^2$$

on prend 4T8/ml; $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$

b- appui

$$\nu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 161,8 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0072 \rightarrow \begin{cases} K = 115 \\ \xi = 0,9615 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{161,8 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9615 \cdot 11} = 0,55 \text{ cm}^2$$

on prend 4T8/ml; $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$

Verification.

$$1) \text{ beton: } \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{48,5} = 57,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2) \text{ acier: } \sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{760,8 \cdot 100}{3,14 \cdot 0,9211 \cdot 11} = 2390 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

3) fissuration:

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,14}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0078$$

$$\sigma_1 = \frac{K \xi \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 0,078)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0078}{10 (1 + 0,078)} = 1737 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \xi \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2865 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2865 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

par risque de fissuration.

4) condition de non fragilité.

$$A_g \geq 0,69 \frac{b \cdot h}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{1+s}{4} \right) \bar{\sigma}_s = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 11}{4200} \left(\frac{1+0,5}{4} \right) 5,9 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 \frac{b h}{5 \text{ cm}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \frac{100 \cdot 11}{4200} \left(1 - \frac{0,15}{2}\right) 5,9 = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

5) calcul de la flèche.

$$f = q \frac{a^4}{E h^3} \omega_n = \frac{940 \cdot 330^4 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \cdot 0,1189 = 0,3 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{f}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{Vérifié.}$$

écartement des armatures:

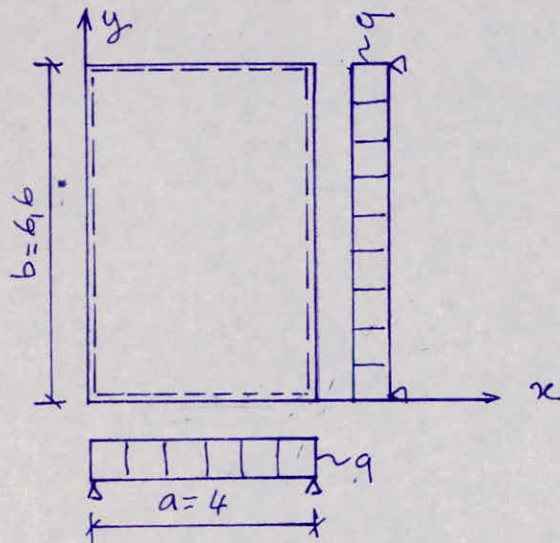
$$\text{suivant } l_x: t \leq \min \{ 3h_t, 33 \} = 33 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } l_y: t \leq \min \{ 4h_t, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Dalle n° 2



$$q = G + 1,2P = 940 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{4}{6,6} = 0,606$$

$$\gamma_1 = 0,65 < \gamma = 0,606 < \gamma_2 = 0,70$$

$$\gamma_1 = 0,65 \rightarrow \begin{cases} \omega_{p1} = 0,10931 \\ \mu_{x p1} = 0,10722 \\ \mu_{y p1} = 0,10162 \end{cases}$$

$$\gamma_2 = 0,70 \rightarrow \begin{cases} \omega_{p2} = 0,10851 \\ \mu_{x p2} = 0,1073 \\ \mu_{y p2} = 0,10194 \end{cases}$$

formule d'interpolation linéaire.

$$w_p = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} w_{p1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} w_{p2}$$

AN: $w_p = 0,100$

$$M_{xp} = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} M_{xp1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} M_{xp2}$$

AN: $M_{xp} = 0,0846$

$$M_{yp} = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} M_{yp1} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} M_{yp2}$$

AN: $M_{yp} = 0,0133$

moment max suivant l_x

$$M_{xp} = M_{xp} q a^2 = 0,0846 \cdot 940 \cdot 4^2 = 1272,4 \text{ Kgm.}$$

moment max suivant l_y

$$M_{yp} = M_{yp} q b^2 = 0,0133 \cdot 940 \cdot 6,6^2 = 544,58 \text{ Kgm.}$$

$$M_{tx} = 0,5 M_{xp} = 636,2 \text{ Kgm.}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{xp} = 954,3 \text{ Kgm.}$$

$$M_{ty} = 0,5 M_{yp} = 272,3 \text{ Kgm.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{yp} = 408,4 \text{ Kgm.}$$

renforcement:

suivant l_x a - travée

$$\eta = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 954,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0422 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 42,4 \\ \xi = 0,9129 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{954,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9129 \cdot 11} = 3,39 \text{ cm}^2$$

soit 5T10/ml $A = 3,92 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$.

b - sur appui

$$\eta = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 636,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0281 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 54 \\ \xi = 0,9275 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{636,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9275 \cdot 11} = 2,22 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml , $A = 3,14 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$

espacement: $e_{tx} = 20 \text{ cm} < \min \{3h_t, 33\} = 33 \text{ cm}$
 $e_{ax} = 25 \text{ cm} < \min \{4h_t, 45\} = 45 \text{ cm}$.

suivant l'eq a - travee

$$y = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 408,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0180 \rightarrow \begin{cases} K = 69,5 \\ \varepsilon = 0,9408 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{408,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9408 \cdot 11} = 1,41 \text{ cm}^2$$

soit 4T8/ml ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$.

b. appui

$$y = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 272,3 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \cdot 11^2} = 0,0120 \rightarrow \begin{cases} K = 87 \\ \varepsilon = 0,9510 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{272,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9510 \cdot 11} = 0,93 \text{ cm}^2$$

soit 4T8/ml $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$.

Verifications

1) beton: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{42,4} = 66,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

2) acier $\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{954,3 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 11 \cdot 0,9129} = 2424,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

3) fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,92}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0098$$

$$\sigma_1 = \frac{K \kappa}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{15 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \frac{0,0098}{1 + 0,098} = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{K \kappa}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,14 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

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

4) condition de non fragilité

$$A_y \geq 0,69 \frac{b h}{\sigma_{er}} \left(\frac{1+\beta}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 11}{4200} \left(\frac{1+0,606}{4} \right) 5,9 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 \frac{b h}{\sigma_{er}} \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 11}{4200} \left(1 - \frac{0,606}{2} \right) 5,9 = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

5) flèche.

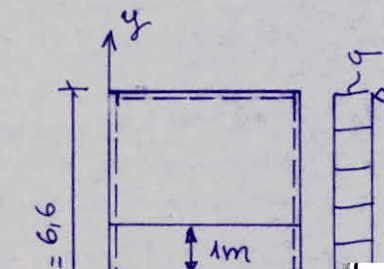
$$\omega_p = 0,10$$

$$f = q \frac{a^4}{E I^3} \omega_p = \frac{940 \cdot 400^4 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \times 0,10 = 0,55 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\therefore f = 0,55 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Dalle N° 3



$$q = G + 1,2P = 940 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,6}{6,6} = 0,393$$



Cette valeur ne figure pas dans les tables de M^e BARRÉS donc la dalle faite sur un seul sens et le calcul sera fait pour une bande de 1 m de largeur considérée comme partiellement encastrée

$$M_{tx} = q \frac{a^2}{10} = \frac{940 \cdot 2,6^2}{10} = 635,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ax} = q \frac{a^2}{20} = \frac{940 \cdot 2,6^2}{20} = 317,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

renforcement:

1) suivant le sens porteur

$$a - \text{travée} : \gamma = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma} a b h^2} = \frac{15 \cdot 635,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,028 \rightarrow \begin{cases} \mu = 5,4 \\ \varepsilon = 0,9275 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{635,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9275 \cdot 11} = 2,22 \text{ cm}^2$$

soit 578/ml ; $A = 2,51 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$

$$b - \text{appui} \quad y = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 317,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,014 \rightarrow \begin{cases} k = 80 \\ \epsilon = 0,9474 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{317,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9474 \cdot 11} = 1,09 \text{ cm}^2$$

soit 11,109/ml ; $A = 2,101 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$

2) sur repartition.

on prendra des armatures de repartition.

4.T.3,1,bed , $A = 2,101 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$

Vérifications

$$1) \text{ beton: } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{54} = 51,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2) \text{ acier: } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{635,4 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 11 \cdot 0,9275} = 2481 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

3) condition de non fragilité

$$A_x \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_{cu}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x = 0,86 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$A_y \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_4}{\bar{\sigma}_a} \left(1 - \frac{\rho}{2} \right) = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,101 \text{ cm}^2 > A_y = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

4) fissuration.

$$\bar{\omega}_F = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0062$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot \frac{10^6}{8} \cdot \frac{1,6}{12 \cdot 0,0062} = 1751 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,5 \cdot \frac{10^6}{8} \cdot \frac{1,6 \cdot 5,9}{12 \cdot 0,0062} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

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

5) flèche, le calcul se fera d'après la méthode du CCBA 68 art 61.2

$$I_t = \frac{b h^3}{12} + 15 A z^2$$

$$\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 451}{100 \cdot 11} = 0,228 \xrightarrow{\text{tab}} \alpha = 0,2290$$

d'où $y = \alpha h = 2,519 \text{ cm}$

$$z = h - y = 11 - 2,519 = 8,481 \text{ cm}$$

$$I_t = 100 \cdot \frac{13^3}{12} + 15 \cdot 251 \cdot 8,481^2 = 29076,4 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_s}{72(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{u}} \quad , \quad \bar{u} = \frac{A}{b h} = \frac{451}{100 \cdot 11} = 0,0022$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}) 0,0022} = 7,45$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{u}} = \frac{5,9}{180(2 + 3) 0,0022} = 2,97$$

cas a: poids propre + cloison

$$J = 325 + 150 = 475 \text{ kg/ml}$$

$$M_s = q \frac{l^2}{8} = 475 \cdot \frac{2,6^2}{8} = 401,4 \text{ Kg m}$$

$$\sigma_a = \frac{M_s}{A \Sigma h} = \frac{401,4 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9275 \cdot 11} = 1567,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_T = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_s}{4 \bar{u} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,9}{4 \cdot 0,0022 \cdot 1567,4 + 3 \cdot 5,9} = 0,063$$

cas b: poids propre + cloison + revêtement.

$$g = 325 + 150 + 185 = 660 \text{ kg/ml}$$

$$M_g = q \frac{l^2}{8} = 660 \cdot \frac{2,6^2}{8} = 557,7 \text{ Kg m}$$

$$\sigma_a = \frac{M_g}{\Sigma h \cdot A} = \frac{557,7 \cdot 10^2}{11 \cdot 2,51 \cdot 0,9275} = 2178 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_g = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_s}{4 \bar{u} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5,9}{4 \cdot 0,0022 \cdot 2178 + 3 \cdot 5,9} = 0,199$$

cas c: $q = g + P = 660 + 175 = 835 \text{ Kg/ml}$.

$$M_g = q \frac{l^2}{8} = 835 \cdot \frac{2,6^2}{8} = 705,5 \text{ Kg.m.}$$

$$\sigma_a = \frac{M_g}{A \varepsilon h} = \frac{705,5 \cdot 10^2}{2,54 \cdot 11 \cdot 0,9275} = 2754,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_g = 1 - \frac{5,9 \times 5}{4 \times 0,0022 \cdot 2754,9 + 3,5,9} = 0,296$$

calcul des modules de déformation.

$$E_v = 7000 \sqrt{0,28} = 115021,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_i = 21000 \sqrt{0,24} = 345065,21 \text{ Kg/cm}^2$$

a: calcul de f_{g_a}

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda v \gamma_g} = \frac{21016,4}{1 + 2,97 \cdot 0,199} = 13209,3 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_a} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{557,7 \cdot 10^2 \cdot 260^2}{10 \cdot 115021,75 \cdot 13209,3} = 0,248$$

b: calcul de f_{g_b}

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda i \gamma_i} = \frac{21016,4}{1 + 7,45 \cdot 0,063} = 14303,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_b} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{401,4 \cdot 10^2 \cdot 260^2}{10 \cdot 345065,21 \cdot 14303,2} = 0,054 \text{ cm}$$

c: calcul de f_{g_c}

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda i \gamma_g} = \frac{21016,4}{1 + 7,45 \cdot 0,199} = 8465,6 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_c} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{557,7 \cdot 10^2 \cdot 260^2}{10 \cdot 345065,21 \cdot 8465,6} = 0,129$$

d) calcul de f_{g_d}

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda i \gamma_g} = \frac{21016,4}{1 + 7,45 \cdot 0,296} = 6556,96 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_d} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{705,5 \cdot 10^2 \cdot 260^2}{10 \cdot 345061,21 \cdot 6556,96} = 0,21 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_{totale} = f_{g_a} - f_{g_b} + f_{g_c} - f_{g_d}$$

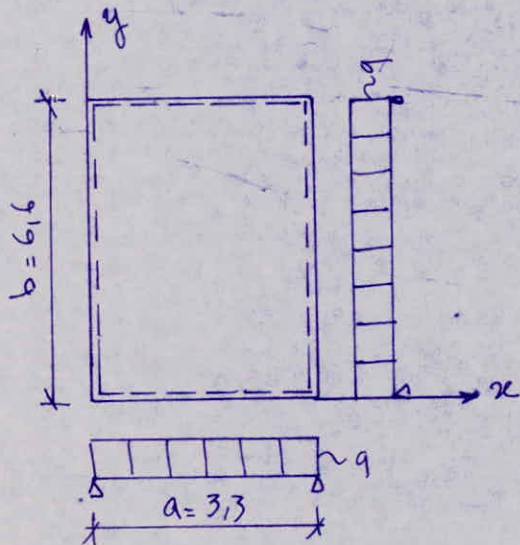
$$= 0,248 - 0,054 + 0,21 - 0,129 = 0,275 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{260}{500} = 0,52 \text{ cm.}$$

$$f = 0,275 \text{ cm} < \bar{f} = 0,52 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Dalle N° 4. $\delta = \frac{a}{b} = \frac{4}{6,6} = 0,606$.

même résultat que pour la dalle D2
Dalle N° 1' (Dalle balcon terrasse)



$$q = G + 1,2P = 720 + 1,2 \cdot 200 = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$\delta = \frac{a}{b} = \frac{3,3}{6,6} = 0,5$$

$$\omega_s = 0,1189$$

$$\mu_{xs} = 0,0991$$

$$\mu_{ys} = 0,0079$$

suivant ox : $M_{xs} = \mu_{xs} q a^2 = 0,0991 \cdot 960 \cdot 3,3^2 = 1036 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

suivant oy : $M_{ys} = \mu_{ys} q b^2 = 0,0079 \cdot 960 \cdot 6,6^2 = 330,4 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$M_{ax} = 0,5 M_{xs} = 518 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{xs} = 777 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{ys} = 165,2 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{ys} = 247,8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ferraillage.

1) suivant lx a- travée.

$$y = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 777 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0344 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 4718 \\ \varepsilon = 0,9204 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{777 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9204 \cdot 11} = 2,74 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml ; $A = 3,14 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

b. appui : $y = \frac{15 M_a}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 518 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,023 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 6015 \\ \varepsilon = 0,9338 \end{cases}$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{518 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9338 \cdot 11} = 1,80 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml ; $A = 3,14 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

2) suivant y: a. tracé.

$$\gamma = \frac{15 M_k}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2478 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0109 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 92 \\ \varepsilon = 0,9533 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{2478 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9533 \cdot 11} = 0,84 \text{ cm}^2$$

soit 478 / ml ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$

b. appui: $\gamma = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 165,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0073 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 114 \\ \varepsilon = 0,9612 \end{cases}$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{165,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9612 \cdot 11} = 0,55 \text{ cm}^2$$

soit 478 / ml ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$.

Vérifications.

1) béton: $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{47,8} = 58,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

2) acier: $\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{777 \cdot 10^2}{3,14 \cdot 11 \cdot 0,9204} = 2444 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

3) condition de non fragilité

$$A_x \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} \left(\frac{1+\rho}{2} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{11 \cdot 5,9}{4200} \left(1 - \frac{25}{2} \right) = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{11 \cdot 5,9}{4200} \left(\frac{1+0,15}{4} \right) = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

4) fixation: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,14}{400} = 0,0078$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,2}{20} \frac{0,0078}{1+0,078} = 1736 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,2 \cdot 5,9}{20}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

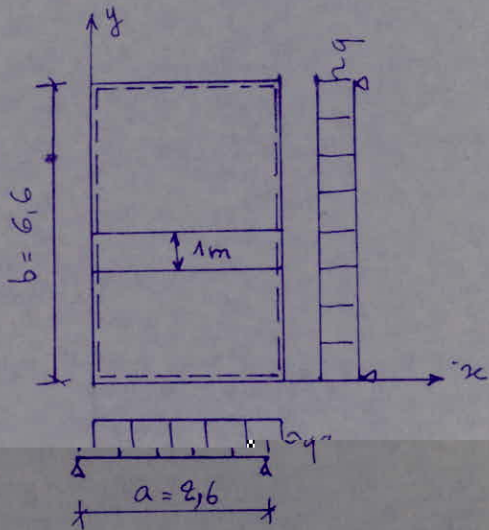
$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

5) flèche: $f = 9 \frac{a^4}{E h^3} \omega_p = \frac{960 \cdot 330^4 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} \cdot 0,1189 = 0,31 \text{ cm}$.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm.}$$

$$f = 0,31 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{Vérifié.}$$

Dalle N°3' (dalle balcon terrasse)



$$q = G + 1,2P = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,6}{6,6} = 0,393$$

cette valeur de γ ne figure pas dans les tables de BARES.

On cherche à travailler dans une section sous le calcul se fait pour une

bande de 1 m considérée comme partiellement encastrée.

$$M_{tx} = q \frac{a^2}{10} = 960 \times \frac{2,6^2}{10} = 648,9 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ax} = q \frac{a^2}{20} = 960 \times \frac{2,6^2}{20} = 324,5 \text{ Kg.m.}$$

Ferraillage

1) suivant ses porteurs - a-traversé

$$\gamma = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 648,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0287 \rightarrow \begin{cases} K = 54 \\ \xi = 0,9275 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{648,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9275 \cdot 11} = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5T8/\text{ml} ; A = 2,51 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm}$$

b- appui

$$\gamma = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{324,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0143 \rightarrow \begin{cases} K = 79 \\ \xi = 0,9468 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{324,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9468 \cdot 11} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T8/\text{ml} ; A = 2,01 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm}$$

Verifications.

$$1) \text{ beton : } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{54} = 51,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2) \text{ acier : } \sigma'_a = \frac{M}{A \Sigma h} = \frac{6489,9 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9275 \cdot 11} = 2533,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

3) condition de non fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0063$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0063}{1+0,063} = 1422 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

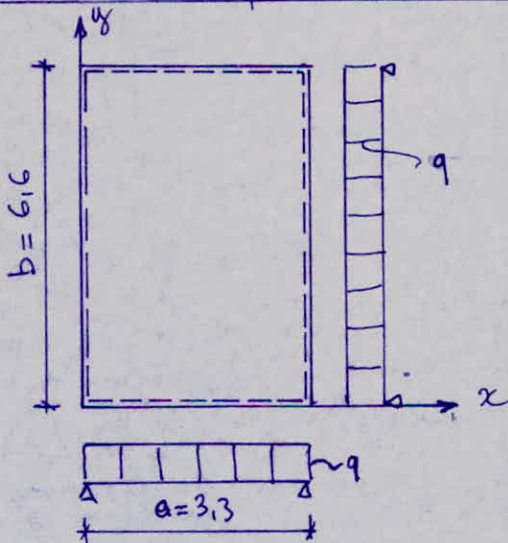
4) condition de non fragilité.

$$A_y \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 11 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,343}{2} \right) = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \left(1 - \frac{\rho}{2} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 11 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,343}{2} \right) = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y = 0,37 \text{ cm}^2$$

Planches boutiques NIV 104

$$G = 710 \text{ Kg/m}^2 ; P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 1190 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho = \frac{a}{b} = \frac{3,3}{6,6} = 0,5$$

$$\rho = 0,5 \rightarrow \omega_p = 0,1189$$

$$\mu_{xp} = 0,0991$$

$$\mu_{yp} = 0,0079$$

suivant ox :

$$M_{x,p} = \mathcal{M}_{x,p} q a^2 = 0,0091 \times 1190 \times 3,3^2 = 1284,2 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

suivant oy

$$M_{y,p} = \mathcal{M}_{y,p} q b^2 = 0,0079 \times 1190 \times 6,6^2 = 409,5 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{x,p} = 642,1 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{tx} = 0,81 M_{x,p} = 1040,2 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{y,p} = 204,75 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ty} = 0,81 M_{y,p} = 332 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

flouillage.

1) suivant lx a- travée

$$\gamma = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b l^2} = \frac{15 \cdot 1040,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0460 \rightarrow \begin{cases} K = 40,2 \\ \varepsilon = 0,9094 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l} = \frac{1040,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9094 \cdot 11} = 3,71 \text{ cm}^2$$

soit 6T10/ml ; $A = 4,71 \text{ cm}^2$; $e = 16 \text{ cm}.$

b- appui

$$\gamma = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b l^2} = \frac{15 \cdot 642,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0284 \rightarrow \begin{cases} K = 53,5 \\ \varepsilon = 0,927 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l} = \frac{642,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,927 \cdot 11} = 3,25 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml ; $A = 3,14 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$

2) suivant ly - a travée

$$\gamma = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b l^2} = \frac{15 \cdot 332 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0146 \rightarrow \begin{cases} K = 78 \\ \varepsilon = 0,9462 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l} = \frac{332 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9462 \cdot 11} = 1,14 \text{ cm}^2$$

soit 4T8/ml ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}.$

b- appui

$$\gamma = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b l^2} = \frac{15 \cdot 204,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,009 \rightarrow \begin{cases} K = 102 \\ \varepsilon = 0,9573 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{204,75}{2800 \cdot 0,9573 \cdot 11} = 0,69 \text{ cm}^2$$

soit 4T8 / ml ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $e = 25 \text{ cm}$.

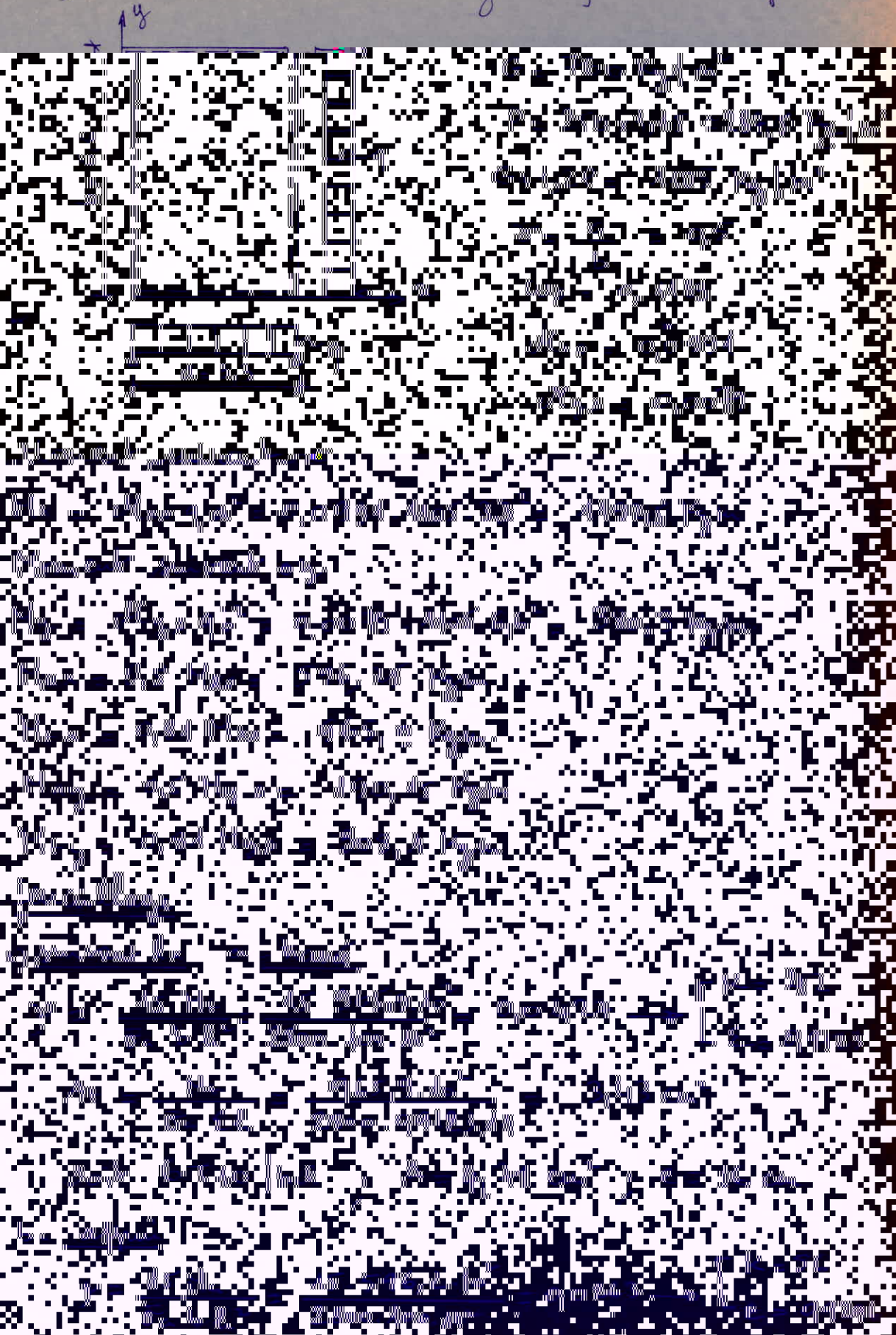
Verifications

$$1) \text{ beton : } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40,2} = 69,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 12402,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

Dalles franches parking. Niv 100.

1) calcul avec une charge uniformement répartie



$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{596,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9296 \cdot 11} = 2,08 \text{ cm}^2$$

soit $4T10 / ml$; $A = 3,14 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$

2) suivant l_y - a tranche

$$g = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 308,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0136 \rightarrow \begin{cases} K = 81,5 \\ \epsilon = 0,9482 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{308,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9482 \cdot 11} = 1,05 \text{ cm}^2$$

soit $4T8 / ml$; $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$

b- appui

$$g = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 190,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0084 \rightarrow \begin{cases} K = 106 \\ \epsilon = 0,9587 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{190,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9587 \cdot 11} = 0,64 \text{ cm}^2$$

soit $4T8 / ml$; $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$.

Verifications

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

2) acier $\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{965,9 \cdot 10^2}{4,71 \cdot 11 \cdot 0,9123} = 2043,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$

3) fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,71}{400} = 0,0117$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \frac{0,0117}{1 + 0,117} = 2512 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

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

pas risque de fissuration.

4) condition de non fragilité.

$$A_y \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{su}} \left(\frac{1+g}{h} \right) = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{su}} \left(1 - \frac{g}{2} \right) = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,101 \text{ cm}^2 > A_y = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$5) \text{ flèche. } f = q \frac{a^4}{E h^3} \omega_p$$

$$f = \frac{1105 \cdot 330^4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1189}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f = 0,35 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm.}$$

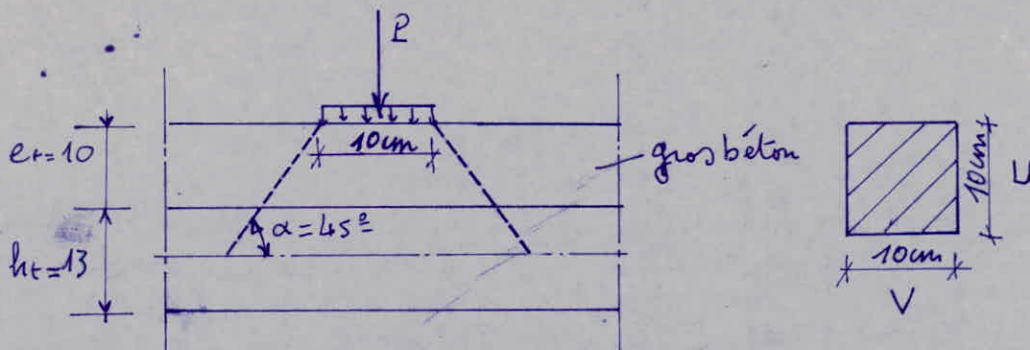
6) espacement.

$$\text{suivant } l_x \quad t = 16 \text{ cm} < \min \{3h, 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } l_y \quad t = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45\} = 45 \text{ cm.}$$

Rem: Les éléments secondaires de planchers (dalles) doivent être vérifiés pour la charge concentrée égale à la masse de l'essieu appliqué sur une surface de $10 \times 10 = 100 \text{ cm}^2$ (essieu sur cerc) sans majoration dynamique.

$$\text{masse de l'essieu: } 1,5 \text{ t} = P$$



condition de non poinçonnement

$$R_{max} = \frac{1,5 P}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \rightarrow \frac{1,25 P}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$P_c = 2 (U' + V')$$

pour un revêtement rigide on a: $U' = U + 2e_r + h_t$

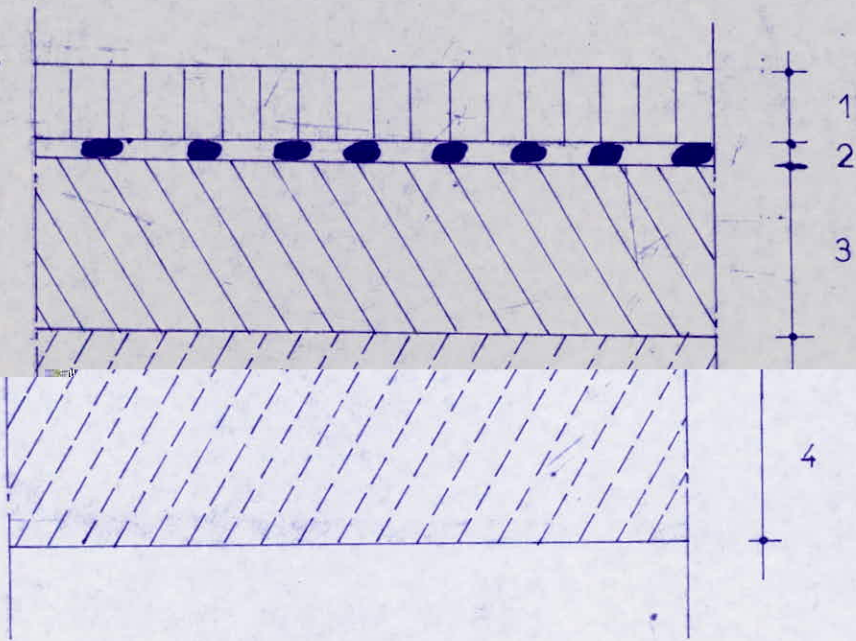
$$V' = V + 2e_r + h_t$$

$$P_c = 4 (U + 2e_r + h_t)$$

$$P_c = 4 (10 + 2 \cdot 10 + 13) = 172 \text{ cm.}$$

$$R_{max} = \frac{1,25 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{13 \cdot 86} = 0,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

PARKING SUR DALLE

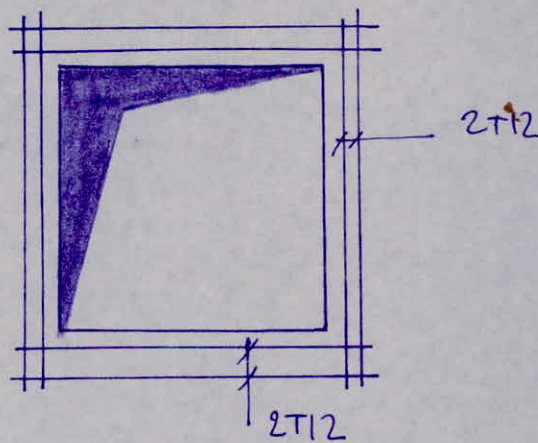


- 1 couche de roulement en asphalte
 - 2 impregnation en bitume.
 - 3 béton maigre. forme de pente épaisseur moyenne : 10 cm.
 - 4 dalle pleine : 13 cm.
- } 4 ÷ 10 cm

Armature de renforcement des ouvertures

quelques dalles comportent des ouvertures nécessaires pour le passage des gaines, des conduites d'aération et de ventilation. ces ouvertures nécessitent:

- des réservations pour le coffrage
 - des aciers de renfort sur le pourtour
- ces aciers de renfort jouent le même rôle que celui des aciers sectionnés. Ils ne nécessitent pas de calcul particulier. on les choisit forfaitairement en veillant que leur section ne soit pas inférieure à celle des armatures sectionnées



ETUDE DYNAMIQUE

généralités : toute structure soumise à des sollicitations présentant un caractère dynamique effectue, tant que dure la sollicitation, des oscillations forcées et régies par des lois très complexes. Dès que la sollicitation prend fin, la structure est soumise à des sollicitations libres, régies par des lois plus simples, s'amortissant plus ou moins rapidement.

Le problème fondamental de la dynamique des structures est la détermination de la réponse de la structure soumise à une excitation donnée.

L'analyse dynamique exacte des systèmes à plusieurs degrés de liberté est difficile si elle est menée à la main. Notre structure présente des irrégularités importantes, pour cela une étude dynamique exacte est nécessaire. Cette étude sera faite par ordinateur au moyen du programme "ETABS" dont un exposé sera fait ultérieurement.

* Dans un souci purement pédagogique, nous ferons une étude dynamique manuelle, se limitant à un seul degré de liberté et au calcul de la période du mode fondamental.

Le ferrailage des portiques se fera à partir des résultats de l'ordinateur (programme "ETABS").

16 méthodes de calcul

L'étude dynamique ne pourra se faire sur la structure telle qu'elle se présente. Il nous faudra donc choisir un modèle de calcul dont les propriétés se rapprochent de la réalité (système réel). Nous travaillerons en sous structure et suivant les critères de rigidité.

calcul des déplacements

Pour avoir les déplacements en chaque niveau pour chaque portique on procède comme suit:

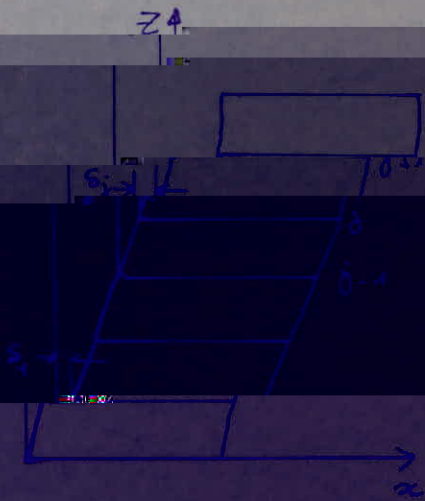
exemple sur le portique transversal 8 (PT8):

on charge le portique par une charge triangulaire (au unit.) répartie sur la hauteur d'intensité 1000t. en chaque niveau (noeuds) est appliquée donc une force latérale de 1000t, sous cette charge les noeuds du niveau considéré se déplacent.

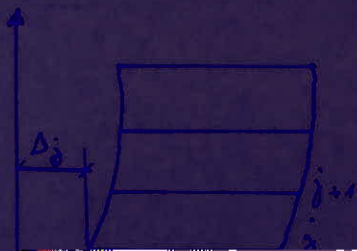
Pour avoir les déplacements des noeuds on a utilisé l'ordinateur moyennant le programme "STRESS".

Déplacement relatif, déplacement absolue

La déformée d'une structure sollicitée par un système de forces horizontales peut être définie en fonction des déplacements de chaque niveau à part.



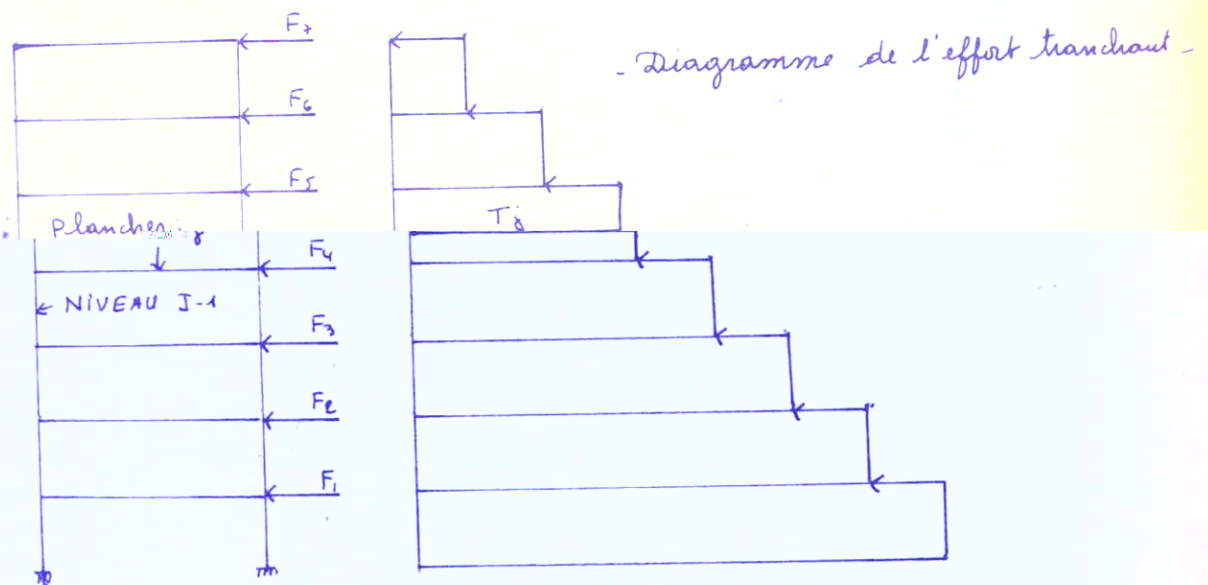
* on appelle "déplacement relatif" de niveau s_j , le déplacement du plancher "j" par rapport au plancher "j-1".



* on appelle "déplacement absolue" (Δ_j) le déplacement du plancher "j" par rapport à la base considérée.

Effort tranchant de niveau, effort tranchant à la base

Pour une structure verticale à plusieurs niveaux, sollicitée par un système de forces horizontales concentrées F_j appliquées au niveau de chaque plancher, le diagramme de l'effort tranchant a la forme suivante :



on appelle "effort tranchant de niveau" la somme des forces agissant au dessus du niveau considéré.

$$T_j = \sum_{k=j}^n F_k$$

L'effort tranchant à la base représente la somme de toutes les forces horizontales sur la structure. Pour un système de forces concentrées au niveau des planchers nous avons évidemment

$$T_{\text{base}} = T_1 = \sum_{k=1}^n F_k$$

Notions de rigidités relatives de niveau.

Définition :

La rigidité relative entre 2 niveaux consécutifs (k et j) dite rigidité relative de niveau, représente le rapport entre l'effort tranchant d'étage $T_{j,k}$ et le déplacement relatif (δ_k) entre les niveaux k et j.

c'est à dire :

$$R_{k,j} = \frac{T_{j,k}}{\delta_k}$$

Il paraît et cette définition implique que la rigidité relative de niveau dépend des forces latérales effectives et de la déformée de la structure soumise à l'action de ces forces latérales.

on note par ailleurs que le mode de répartition des forces latérales, suivant la hauteur (répartition uniforme ou triangulaire ou quelconque) influence sur la valeur de la rigidité de niveau.

calcul des rigidités

A chaque niveau, on calcule la rigidité de chaque portique et dans chaque sens (x et y).

formule utilisées:

$$R_{R,i}^x = \frac{T_R}{\delta_{R,i}^x}$$

où: T_R = tranchant du niveau K

$\delta_{R,i}^x$ = déplacement au niveau (K) du portique (i) dans le sens x.

$$R_{R,i}^y = \frac{T_R}{\delta_{R,i}^y}$$

où: T_R = effort tranchant de niveau K

$\delta_{R,i}^y$ = déplacement au niveau (K) du portique (i) dans le sens (y).

Ayant les rigidités en chaque niveau (K) de chaque portique (i) et dans chaque sens (x ou y) on peut calculer la rigidité du niveau (K) comme étant la somme des rigidités au niveau (K) dans chaque sens.

$$R_R^x = \sum_{i=1}^n R_{R,i}^x$$

$$R_R^y = \sum_{i=1}^n R_{R,i}^y$$

Déplacements de niveau:

Ayant les rigidités de niveau, on calcule les déplacements de niveau par la formule suivante:

$$\delta_R = \frac{T'_R}{R_R}$$

où: T'_R = tranchant réel du niveau (K) dû à la masse de niveau.

on calcule par la suite les déplacements absolus en chaque niveau par la formule

$$\Delta_k = \Delta_{k-1} + S_k \quad \text{où } \Delta_k = \text{déplacement absolu du niveau } (k).$$

avec $\Delta_1 = S_1$

calcul de la période :

Ayant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques des éléments résistants, d'après le R.P.A article 3.3.1.2.2 on calcule la période par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n w_i \delta_i^2}{g \sum_1^n f_i \delta_i}}$$

Les résultats des calculs seront sous forme de tableaux.

PROGRAMME STRESS

Stress est un programme permettant de résoudre sur ordinateur des problèmes de structure. Il fait une analyse linéaire de structures élastiques composées de barres droites (à section constante, présentant 2 axes de symétrie) se coupant suivant leur ligne moyenne, soumises à des charges statiques. Les structures peuvent être planes ou spatiales avec noeuds articulés ou encastrés. Le programme donne comme résultats les efforts et moments en bout de barre, les déplacements et rotations des noeuds, les réactions aux appuis et vérifie l'équilibre général de la structure. La méthode utilise la théorie des matrices de rigidité.

Nature des données à fournir à l'ordinateur :

On peut distinguer :

- des ordres de description générale
- des ordres de description géométrique et physique
- des ordres de description des charges.

ORDRES EN TÊTE :

Le premier ordre doit toujours être STRUCTURE suivi d'un titre quelconque ;
exemple : STRUCTURE CALCUL PORTIQUE.

L'ordre suivant définit le type de structure et est choisi parmi l'un des cinq suivants :

- TYPE PLANE TRUSS (Système plan articulé)
- TYPE PLANE FRAME (Portique plan)
- TYPE PLANE GRID (Grilles de poutres)
- TYPE SPACE TRUSS (Système articulé spatial)
- TYPE SPACE FRAME (Système quelconque spatial).

Viennent ensuite quatre ordres qui sont :

NUMBER OF JOINTS	M 1
NUMBER OF SUPPORTS	M 2
NUMBER OF MEMBERS	M 3
NUMBER OF LOADINGS	M 4

où : M1 est le nombre de noeuds numérotés de 1 à M1 sans trous dans la numérotation.

M2 le nombre de noeuds parmi les M1 qui sont en relation avec le milieu extérieur.

M3 le nombre de barre numérotées de 1 à M3 sans trous.

M4 le nombre de cas de charge (on entend par cas de charges une action simultanée de charges individuelles).

ORDRES DE DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET PHYSIQUE

REPERAGE DES NOEUDS :

Une première carte : JOINT COORDINATES

Cet ordre permet de repérage des noeuds dans un repère orthomorm

Il est suivi de J * X1 YX2 ZX3 état

où : J est le numéro du noeud

X1 sa coordonnée X par rapport au repère

X2 sa coordonnée Y par rapport au repère

X3 sa composante Z par rapport au repère

Etat : la lettre F pour un noeud sans relation avec le milieu extérieur ou la lettre S pour un noeud faisant partie des M2 support.

La lettre F peut être omise ainsi que X Y et Z à condition de respecter l'ordre X, Y et Z des coordonnées du joint.

CONSTANTES : Les constantes sont le module d'élasticité longitudinale E et le module d'élasticité transversale G .

L'ordre correspondant s'écrit :

CONSTANTS nom X1 ALL (si tous les X sont identiques)
nom représente E ou G et X une valeur numérique.

Si G n'est pas indiqué, le programme lui attribue la valeur $0,4 E$ de la barre correspondante.

ALL donne la valeur X1 qui le précède à toutes les barres.

ORDRE DE DESCRIPTION DES CHARGES :

Chaque système de charges doit être précédé d'une carte commençant par **LOADING** suivi d'un titre quelconque :

Derrière cette carte viennent les ordres décrivant les charges élémentaires.

CHARGES SUR LES NOEUDS

Elles sont précédées d'une carte : **JOINT LOADS**

suivie des cartes **J FORCE X X 1 YX2 ZX3 ; MOMENT X X4 Y X5 Z X6**

Les forces sont repérées en direction et en signe par rapport aux axes du système de repère global.

J est le numéro du noeud chargé, X1 la valeur d'une composante de la charge.

CHARGES SUR LES BARRES

Elles sont précédées de la carte : **MEMBER LOADS**

Les cartes qui suivent comprennent successivement :

- un numéro de barre,
- une indication de composante repérée par rapport au système local.
(Force X, Y ou Z ou MOMENT X, Y ou Z).

REPERAGE DES BARRES

Une première carte : MEMBER INCIDENCES

suivie des cartes : M J1 J2

Ces ordres définissent les barres où M est le numéro de la barre joignant les noeuds J1 et J2.

L'ordre J1 J2 termine la direction positive de la ligne moyenne.
Le programme appelle J1 START et J2 END.

PROPRIETES DES BARRES

Elles doivent être précédés de l'ordre : MEMBER PROPERTIES
puis pour chaque barre dans le cas du TYPE PLANE FRAME :

Doivent figurer : AX AV éventuellement IZ

AX est le label pour la section normale

AV pour la section réduite suivant Y

IZ pour l'inertie de flexion par rapport à l'axe Z.

Si un certain nombre de barres ont des propriétés communes, STRES admet des variantes d'écritures telles que :

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC AX 25. IZ 900.

1

2

3

4

7

9 AX 14. IZ 360

10 AX 18. IZ 400

ou :

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC AX 25. IZ 900

1 THRU 4

7

9 AX 14. IZ 360

10 AX 18. IZ 400

Un type de charge parmi les 3 suivants :

CONCENTRATED P X1 LX3
 UNIFORM W X1 LA X2 LB X3
 LINEAR WBX2 WB X2 LA X3 LB X4.

P : intensité de la charge

L : distance de l'extrémité START au point d'application de la charge.

W : intensité par unité de longueur, uniforme entre LA et LB .

LA: distance de l'extrémité START au début de la charge.

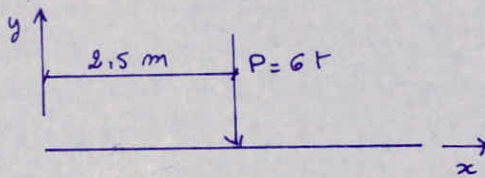
LB: distance de l'extrémité START à la fin de la charge.

WA: intensité par unité de longueur au début de la charge.

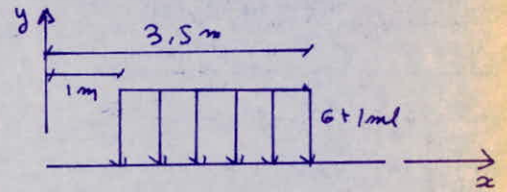
WB: intensité par unité de longueur à la fin de la charge.

Si L ou LA et LB sont omis la charge est attribuée à toute la longueur de la barre.

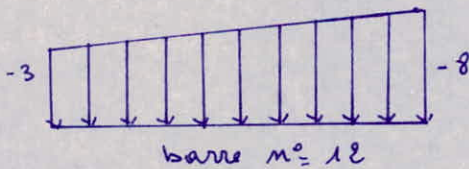
Exemples :



10 Force Y concentrated P - 6 L 2,5

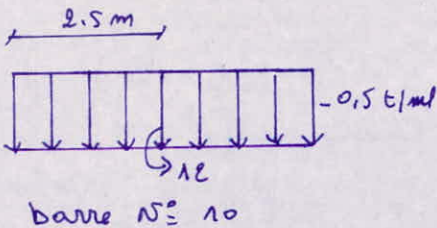


10 Force Y uniform ~~W~~-6 LA 1. LB 3.5
 ou 10 Force Y uniform - 6. 1. 3.5



10 FORCE Y LINEAR WA - 3 WB - 8

Si une barre supporte plusieurs charges, on peut écrire à chaque fois une nouvelle ligne en répétant le numéro de la barre.



10 FORCE Y UNIFORM - 0.5
 10 MOMENT CONCENTRATED 12. 2.5

barre N° 10

COMBINAISON DES CAS DE CHARGES

Une combinaison de cas de charges précédemment calculés est un cas de charges particulier faisant partie des N cas donnés dans l'ordre NUMBER OF LOADINGS N.

A chaque cas de charge est attribué un numéro interne qui correspond à l'ordre dans lequel apparaissent les ordres LOADING.

L'ordre COMBINE se réfère à ces numéros et combine linéairement les cas de charges correspondants.

LOADING titre

COMBINE N1 X1 N1 X2.... NM XM.

Combinaison de X1 fois le cas de charge N1 plus X2 fois N2.....

Un maximum de 6 cas de charges peut être introduit dans une ordre COMBINE.

CHOIX DES RESULTATS

L'ordre TABULATE permet de sélectionner 3 sortes de résultats :

- 1°) les efforts et moments dans chaque barre à ses extrémités que le programme appelle FORCES.
- 2°) les déplacements et rotations des noeuds que le programme appelle DISPLACEMENTS.
- 3°) les réactions aux noeuds en liaison avec le milieu extérieur que le programme appelle REACTIONS.

L'ordre TABULATE peut précéder le 1^{er} LOADING. S'il est seul il commandera la sortie demandée pour tous les cas de charges.

L'ordre TABULATE peut figurer également dans chacun des cas de charge et commander des sorties éventuellement différente.

DERNIER ORDRE :

Toute description d'un cas de calcul doit être terminée par l'ordre SOLVE qui commande l'exécution du calcul.

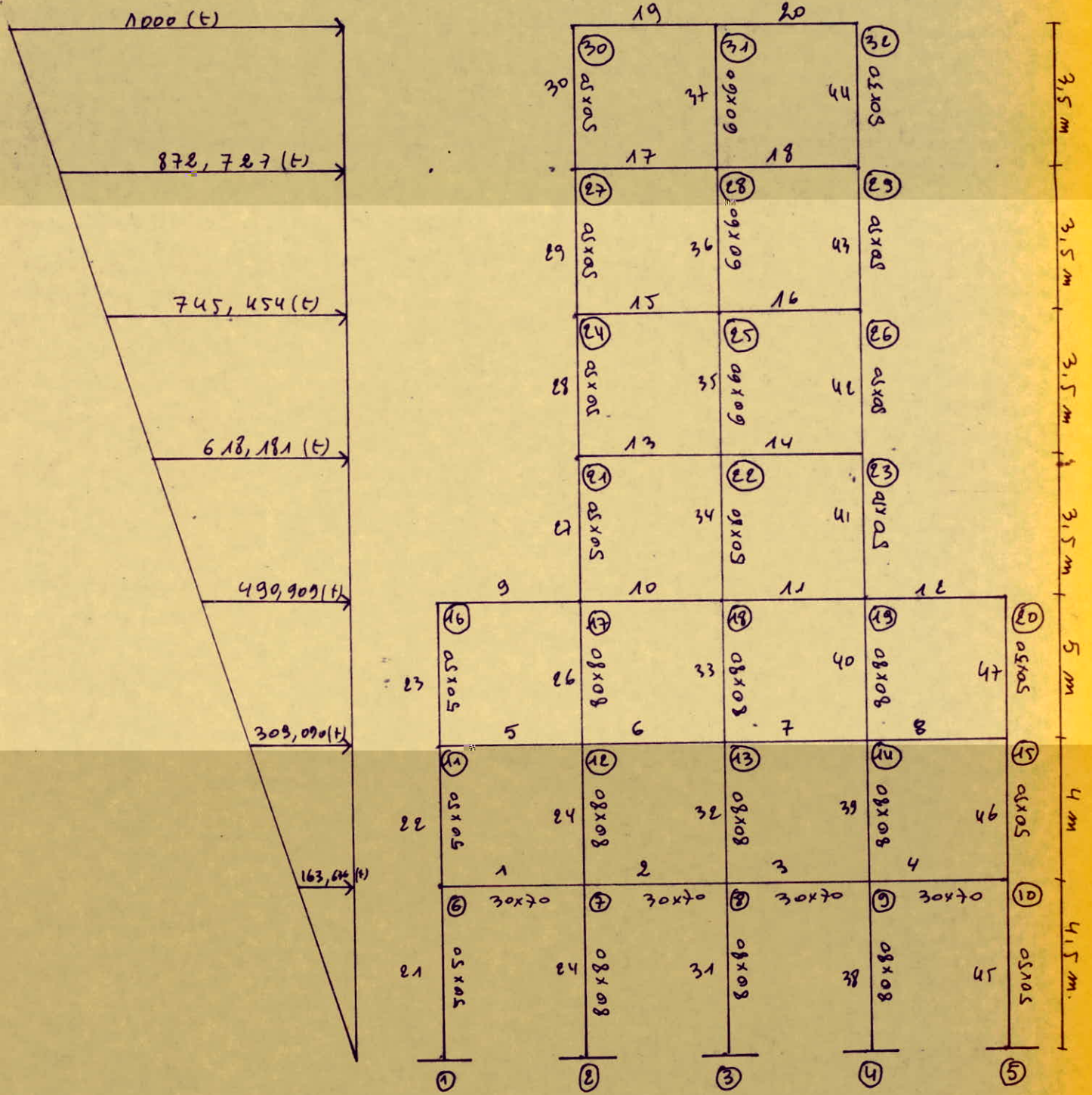
LIMITES DU PROGRAMME.

Nombre maximum de noeuds 125

Nombre maximum de barres 250

Nombre maximum de cas de charges dans une combinaison : 6.

PORTIQUE PTB



FORCE:

$$\frac{1000}{27,5} = \frac{x}{24} \Rightarrow x = \frac{24 \times 1000}{27,5} = 872,727 \text{ (t)}$$

EXEMPLE De PROGRAMME "STRESS"

Structure Portique B Bloc M.

* UNITES UTILISEES

* TONNES

* METRES

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 32

NUMBER OF MEMBERS 47

NUMBER OF SUPPORTS 5

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORD

1	0.	0.	5	16	0.	13.5	31	13.2	27.5
2	6.6	0.	5	17	6.6	13.5	32	19.8	27.5
3	13.2	0.	5	18	13.2	13.5			
4	19.8	0.	5	19	19.8	13.5			
5	26.4	0.	5	20	26.4	13.5			
6	0.	4.5		21	6.6	17.			
7	6.6	4.5		22	13.2	17.			
8	13.2	4.5		23	19.8	17.			
9	19.8	4.5		24	6.6	20.5			
10	26.4	4.5		25	13.2	20.5			
11	0.	8.5		26	19.8	20.5			
12	6.6	8.5		27	6.6	24.			
13	13.2	8.5		28	13.2	24.			
14	19.8	8.5		29	19.8	24.			
15	26.4	8.5		30	6.6	27.5			

MEMBER INCI

1	6	7	25	7	12
2	7	8	26	12	17
3	8	9	27	17	21
4	9	10	28	21	24
5	11	12	29	24	27
6	12	13	30	27	30
7	13	14	31	3	8
8	14	15	32	8	13
9	16	17	33	13	18
10	17	18	34	18	22
11	18	19	35	22	25
12	19	20	36	25	28
13	21	22	37	28	31
14	22	23	38	4	9
15	24	25	39	9	14
16	25	26	40	14	19
17	27	28	41	19	23
18	28	29	42	23	26
19	30	31	43	26	29
20	31	32	44	29	32
21	1	6	45	5	10
22	6	11	46	10	15
23	11	16	47	15	20
24	2	7			

MEMBER PROPERTIES PRISM

1 THRU	20	$A_x . 21$	$I_z . 0085$
21 THRU	23	$A_x . 25$	$I_z . 0052$
24 THRU	26	$A_x . 64$	$I_z . 0341$
27 THRU	30	$A_x . 25$	$I_z . 0052$
31 THRU	33	$A_x . 64$	$I_z . 0341$
34 THRU	37	$A_x . 36$	$I_z . 0108$
38 THRU	40	$A_x . 64$	$I_z . 0341$
41 THRU	47	$A_x . 25$	$I_z . 0052$

CONSTANTS $E 345000.$ ALL

TABULATE DISP

LOADING 1 (DIST HORIZ FORCE UNIT)

JOINTS LOADS

6	FORCE	X	163.636
11	FORCE	X	309.090
16	FORCE	X	490.909
21	FORCE	X	618.181
24	FORCE	X	745.454
27	FORCE	X	872.727
30	FORCE	X	1000.

SOLVE

Déplacements donnés par "STRESS"

. Distribution d'une charge de 1000t uniformément répartie sur la hauteur. Les déplacements sont donnés en mètres.

sens y					
	PT11	PT10	PT9 PT8	PT7	PT6
1	0,561	0,595	0,565	0,501	0,470
2	0,641	0,870	0,874	0,860	0,962
3	0,916	1,474	1,554	1,516	1,670
4		1,981	2,150	1,964	2,197
5		2,516	2,646	2,301	2,600
6		2,870	2,780	2,152	2,871
7			3,180	2,679	3,048

sens x					
	PLC	PLD	PLE	PLF	PLG
1	0,315	0,328	0,311	0,312	0,245
2	0,570	0,801	0,768	0,769	0,639
3	0,815	1,427	1,373	1,378	1,208
4		1,901	1,776	1,824	2,036
5		2,317	2,071	2,155	2,858
6		2,628	2,272	2,379	3,557
7		2,914	2,398	2,518	4,096

	PT 11			PT 10			PT 9			PT 8			PT 7		
	deplac	tranch	rigidite	deplac	tranch	rigidite	deplac	tranch	rigidite	deplac	tranch	rigidite	deplac	tranch	rigidite
1	0,361	310 ³	8390,25	0,393	610 ³	15267,11	0,365	710 ³	19118,08	0,365	710 ³	19118,08	0,361	710 ³	19390,58
2	0,280	210 ³	7142,86	0,477	510 ³	10482,98	0,509	610 ³	11787,82	0,509	610 ³	11787,82	0,499	610 ³	12024,48
3	0,275	10 ³	3636,36	0,604	410 ³	6622,52	0,68	510 ³	7352,94	0,68	510 ³	7352,94	0,658	510 ³	7621,951
4				0,507	310 ³	5917,159	0,596	410 ³	6711,409	0,596	410 ³	6711,409	0,448	410 ³	8928,571
5				0,535	210 ³	3738,311	0,486	310 ³	6048,371	0,496	310 ³	6048,387	0,337	310 ³	8902,077
6				0,354	10 ³	2824,818	0,343	210 ³	5830,903	0,343	210 ³	5830,903	0,231	210 ³	8658,008
7							0,191	10 ³	5235,602	0,191	10 ³	5235,602	0,147	10 ³	6802,711

- rigidite de chaque portique (i) en chaque niveau (k) dans le sens y -

NIV	PL C			PL D			PL E			PL F			PL G		
	deplacement (m)	Tranchant (T)	Rigidité	deplacement	Tranchant	Rigidité	deplacement	Tranchant	Rigidité	deplacement	Tranchant	Rigidité	deplacement	Tranchant	Rigidité
1	0,325	$3 \cdot 10^3$	9523,08	0,328	$7 \cdot 10^3$	21341,463	0,311	$7 \cdot 10^3$	22508,03	0,312	$7 \cdot 10^3$	22435,89	0,245	$7 \cdot 10^3$	28571,429
2	0,225	$2 \cdot 10^3$	7843,737	0,473	$6 \cdot 10^3$	12674,979	0,457	$6 \cdot 10^3$	13729,10	0,457	$6 \cdot 10^3$	13129,10	0,394	$6 \cdot 10^3$	15228,426
3	0,145	10^3	4081,632	0,626	$5 \cdot 10^3$	7977,22	0,605	$5 \cdot 10^3$	8264,46	0,609	$5 \cdot 10^3$	8210,18	0,569	$5 \cdot 10^3$	8787,346
4				0,474	$4 \cdot 10^3$	8438,318	0,403	$4 \cdot 10^3$	9985,55	0,446	$4 \cdot 10^3$	8968,61	0,828	$4 \cdot 10^3$	4830,917
5				0,416	$3 \cdot 10^3$	7211,538	0,295	$3 \cdot 10^3$	10169,49	0,371	$3 \cdot 10^3$	9063,44	0,822	$3 \cdot 10^3$	3649,635
6				0,311	$2 \cdot 10^3$	6430,868	0,201	$2 \cdot 10^3$	9950,24	0,224	$2 \cdot 10^3$	8928,57	0,699	$2 \cdot 10^3$	2861,230
7				0,286	10^3	3496,583	0,126	10^3	7936,50	0,139	10^3	7194,24	0,539	10^3	1855,287

- rigidité de chaque portique (i) en chaque niveau (k) dans le sens x -

	PT11	PT10	PT9	PT8	PT7	PT6	ΣR_i
1	83 10,249	15 267,176	19 178,082	19 178,082	19 390,582	16 746,411	48 070,582
2	7 148,857	10 482,180	11 787,819	11 787,819	12 024,048	11 029,412	6 4254,135
3	3 636,363	6 622,516	7 352,941	7 352,941	7 621,951	7 062,146	3 9648,858
4		5 917,159	6 711,409	6 711,409	8 928,571	7 590,132	3 5858,680
5		3 738,317	6 048,387	6 048,387	8 902,077	7 444,168	3 2181,336
6		2 824,858	5 830,903	5 830,903	8 658,008	7 299,270	3 0443,942
7			5 235,602	5 233,602	6 680,721	5 541,120	2 9021,051

rigidité de niveau (R) dans le sens y -

	PL C	PL D	PL E	PL F	PL G	$\Sigma R_{ij}^{(n)}$
1	9523,809	21341,463	28508,039	22435,897	28571,429	104380,64
2	7843,137	12684,989	13129,103	13129,103	15228,426	62014,758
3	4081,632	7987,220	8264,462	8210,180	8787,346	37330,84
4		8438,818	9925,558	8968,609	4830,917	32163,902
5		7211,538	10169,492	9063,444	3649,635	30094,109
6		6430,868	9950,248	8928,571	2861,230	28170,917
7		3496,503	7936,507	7194,244	1855,287	20482,541

- rigidité relative et niveau (i.e.) dans le sens α -

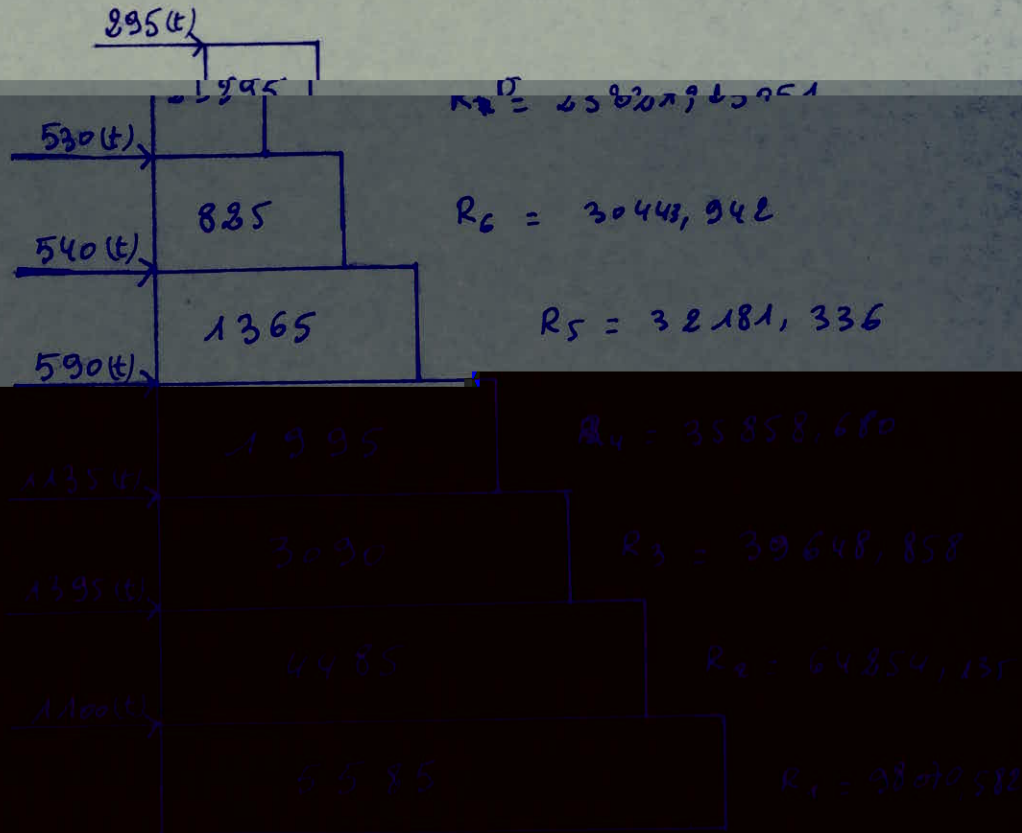
- sens y -

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \quad \text{ou:}$$

T_k = tranchant de niveau
 R_k = rigidite de niveau

$$\Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k \quad \text{avec } \Delta_1 = \delta_1$$

Niv	(δ_k) deplacements relatif	(Δ_k) deplacements absolus
7	0,0128	0,340
6	0,027	0,327
5	0,042	0,300
4	0,055	0,258
3	0,077	0,202
2	0,069	0,135
1	0,056	0,056



- sens x -

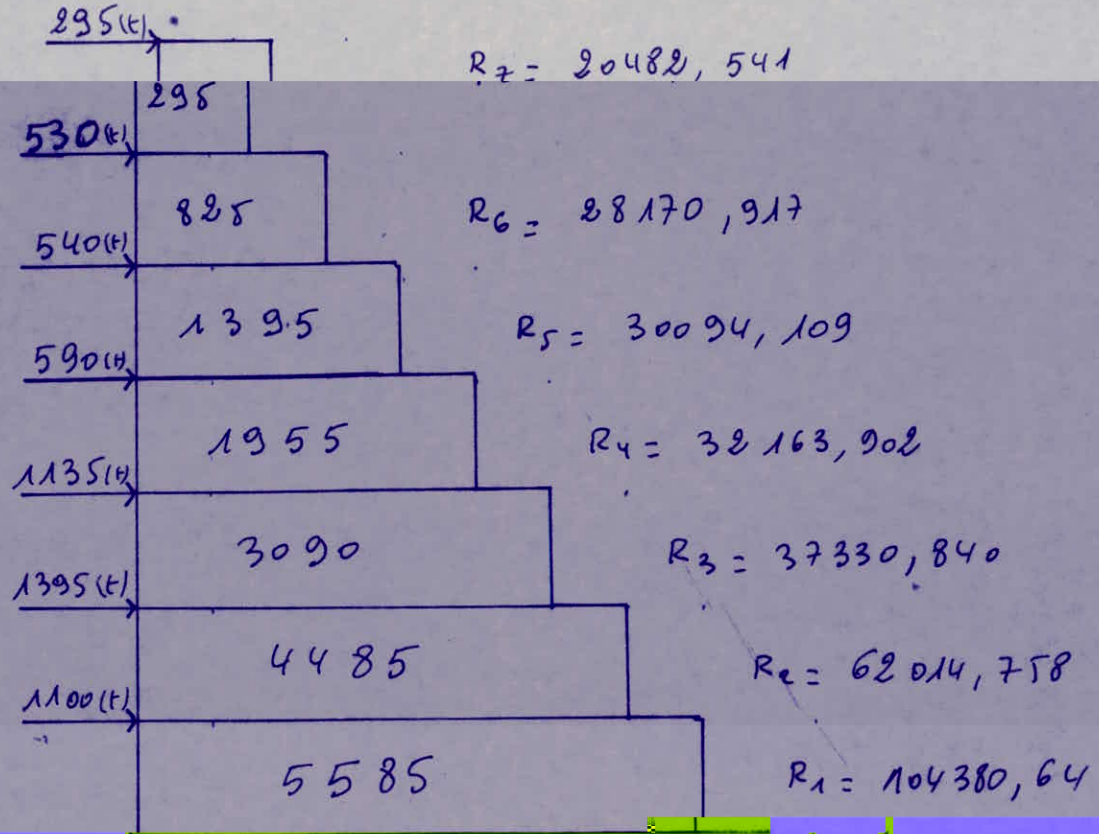
$$S_k = \frac{T_k}{R_k} = \text{deplacement relatif du niveau } k$$

$$\Delta_k = \Delta_{k-1} + S_k \text{ avec } \Delta_1 = S_1$$

ou: $T_k =$ Tranchant du niveau k .

$R_k =$ rigidité du niveau k .

	deplacements relatifs	deplacements absolus
7	0,0144	0,357
6	0,0292	0,343
5	0,0453	0,314
4	0,0607	0,268
3	0,0827	0,208
2	0,0723	0,125
1	0,0535	0,0535



Déplacements donnés par "STRESS"

- Distribution triangulaire sur la hauteur. Les déplacements sont donnés en mètres.

- sens y					
	PT11	PT10	PT8 PT9	PT7	PT6
1	0,244	0,250	0,188	0,225	0,262
2	0,466	0,583	0,469	0,560	0,629
3	0,731	1,049	0,867	1,035	1,150
4		1,475	1,236	1,386	1,571
5		1,968	1,565	1,671	1,918
6		2,310	1,853	1,878	2,169
7			2,031	2,018	2,339

- sens x -					
	PLC	PLD	PLE	PLF	PLG
1	0,213	0,209	0,198	0,199	0,158
2	0,416	0,530	0,510	0,510	0,427
3	0,649	0,988	0,952	0,955	0,847

4		1,363	1,270	1,308	1,527
5		1,722	1,522	1,592	2,234
6		2,009	1,705	1,797	2,854
7		2,290	1,827	1,931	3,352

Niv	PT 11			PT 10			PT 8 - PT 9			PT 7			PT 6		
	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite
1	0,241	9225,770	8044,222	0,250	3664,65	140646,60	0,188	4199,98	220,240,36	0,225	40199,99	108666,65	0,262	40199,99	16030,52
2	0,222	8027,73	7340,67	0,333	3479,15	10447,89	0,281	4036,36	14364,27	0,335	4036,36	12048,84	0,367	4036,36	10998,26
3	0,265	4291,84	3779,58	0,464	3124,99	6734,89	0,398	3727,27	9365,00	0,475	3727,27	7846,88	0,521	3727,27	7154,01
4				0,428	2562,49	5987,13	0,369	3236,36	8770,63	0,351	3236,36	9220,404	0,421	3236,36	7687,32
5				0,493	1854,16	3760,97	0,329	2618,18	7957,99	0,285	2618,18	9186,6	0,347	2618,18	7545,19
6				0,342	1000	2923,97	0,288	1872,72	6502,52	0,207	1872,72	9046,99	0,251	1872,72	7461,06
7							0,178	1000	5617,977	0,140	1000	7142,86	0,170	1000	5882,35

- sens y -

	PLC			PLD			PLE			PLF			PLG		
NIV	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite	deplacement	tranchant	rigidite
1	0,213	1962,96	9215,78	0,209	4199,99	20095,68	0,198	4199,99	21212,11	0,199	4199,99	21105,52	0,158	4199,99	26582,26
2	0,203	1629,63	8027,73	0,321	4036,36	12574,33	0,312	4036,36	12937,05	0,311	4036,36	12978,65	0,269	4036,36	15005,06
3	0,233	1000	4291,84	0,458	3727,27	8138,14	0,442	3727,27	8432,74	0,445	3727,27	8375,89	0,420	3727,27	8874,45
4				0,375	3236,36	8630,29	0,318	3236,36	10177,24	0,353	3236,36	9168,16	0,680	3236,36	4759,35
5				0,359	2618,18	7292,98	0,252	2618,18	10389,61	0,284	2618,18	9218,95	0,707	2618,18	3703,22
6			0,201	1972,71	6525,73	0,2018	11192	10231,73	112258	0,205	5972,73	2135,25	0,624	1972,73	1116
7			0,281	1000	3558,72	0,122	1000	8196,72	0,134	1000	7462,68	0,494	1000	2024,29	

- Rems x -

	PT 11	PT 10	PT 9 - PT 8	PT 7	PT 6	ΣR_i
1	8044,926	14666,6	22340,356	18666,653	16030,523	102089,410
2	7340,671	10447,898	14364,274	12048,839	10998,259	69564,215
3	3779,584	6734,892	9365,002	7846,886	7154,071	44245,437
4		5887,126	8770,628	9220,404	7687,320	40436,106
5		3760,973	7957,997	9186,60	7545,190	36408,757
6		2923,976	6502,524	9046,99	7461,063	32437,077
7			5617,977	7142,857	5882,352	24261,163

- rigidités relatives de niveaux (R) dans le sens y.

	PL C	PL D	PL E	PL $\frac{G}{F}$	PL # G	ΣR_i
1	9215,788	20005,679	21212,106	21105,513	26582,259	98211,345
2	8027,734	12574,333	12937,054	12979,653	15005,059	61523,833
3	4291,845	8138,146	8432,739	8375,889	8874,454	38113,073
4		8630,298	10177,239	9168,164	4759,355	32735,056
5		7292,983	10389,607	9268,947	3703,226	30604,763
6		6525,181	10233,481	9135,253	3001,165	28895,08
7		3558,718	8196,721	7462,686	2024,291	21242,416

- rigidités relatives de niveaux (K) dans le sens x -

- Dem 14 -

$\delta_k =$ déplacement relatif du niveau k .

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

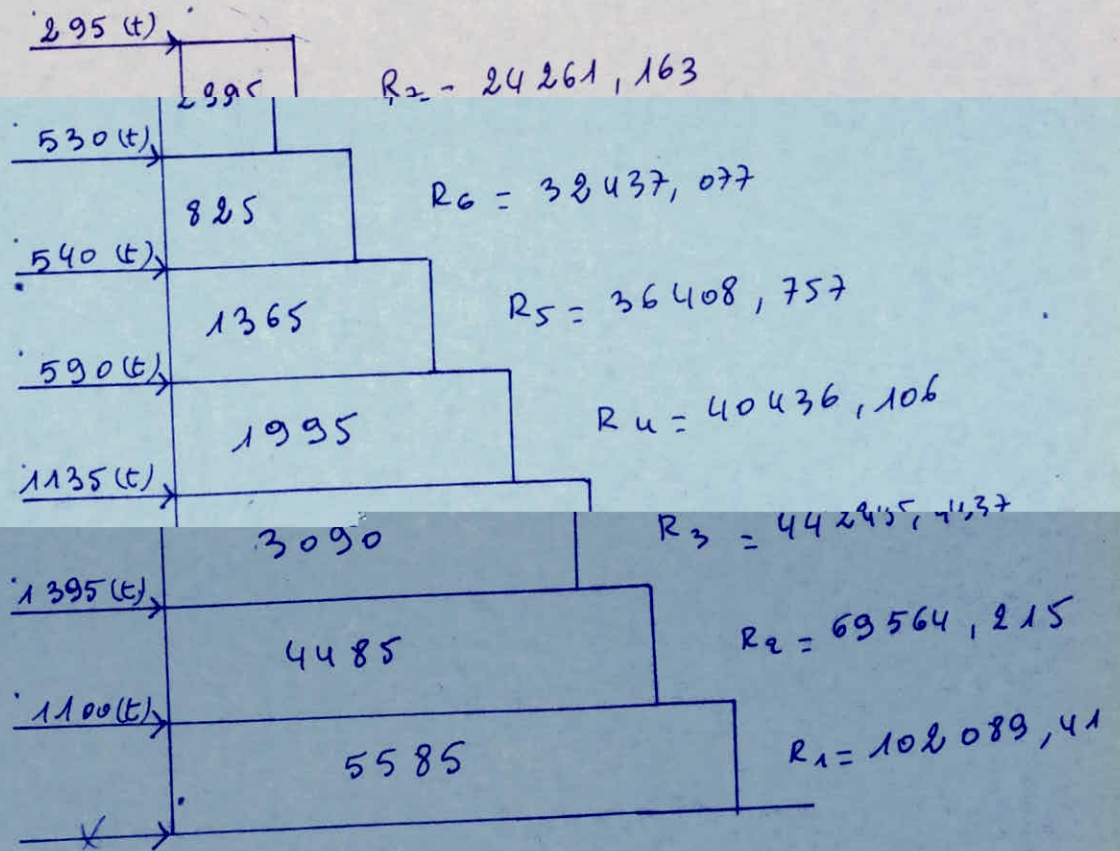
ou : $T_k =$ tranchant de niveau
 $R_k =$ rigidité de niveau

avec $\Delta_1 = \delta_1$

$$\Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k$$

105

NiV	(δ_k) déplacements relatifs	(Δ_k) déplacements absolus
7	0,0121	0,310
6	0,0254	0,298
5	0,0374	0,273
4	0,0493	0,236
3	0,0688	0,187
2	0,0644	0,118
1	0,0547	0,054



- sens de -

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k}$$

où : T_k = tranchant de niveau

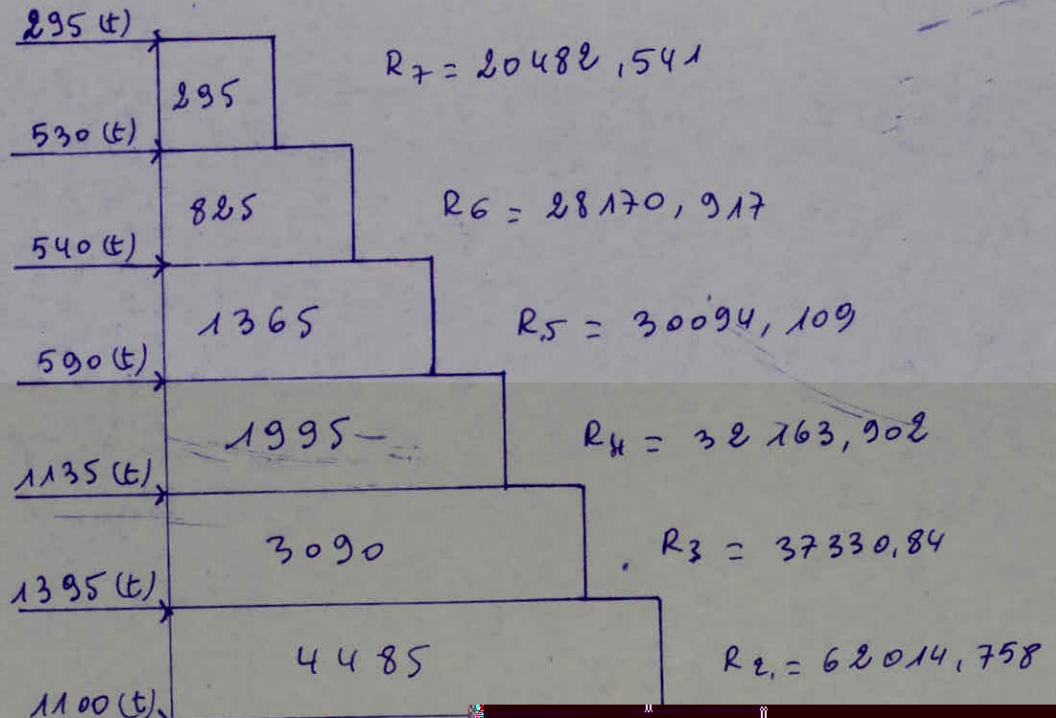
R_k = rigidité relative de niveau

$$\Delta_k = \Delta_{k-1} + \delta_k$$

avec $\Delta_1 = \delta_1$

106

Niv	δ_k déplacements relatifs	Δ_k déplacements absolus
7	0,0144	0,357
6	0,0292	0,343
5	0,0453	0,314
4	0,0607	0,268
3	0,0827	0,208
2	0,0723	0,125



CHARGES SISMIQUES

$$\text{NIVEAU 123 : } W_7 = G + 0,25 P = 295 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 119,5 : } W_6 = G + 0,25 P = 530 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 116 : } W_5 = G + 0,25 P = 540 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 112,5 : } W_4 = G + 0,25 P = 590 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 109 : } W_3 = G + 0,25 P = 1135 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 104 : } W_2 = G + 0,5 P = 1395 \text{ (t)}$$

$$\text{NIVEAU 100 : } W_1 = G + 0,5 P = 1100 \text{ (t)}$$

calcul des périodes

Les périodes seront calculées selon la formule donnée dans R.P.A article 3.3.1.2.2 :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

où : T = période en secondes

W_i = masse sismique de niveau

δ_i = déplacement (flèche)

f_i = force latérale appliquée.

- Sens x .. repartition uniforme

$$T_x = \frac{2\pi}{w}$$

$$w^2 = \frac{9,8 (295 \cdot 0,357 + 530 \cdot 0,343 + 540 \cdot 0,314 + 590 \cdot 0,268 + 1195 \cdot 0,208 + 1395 \cdot 0,125 + 1100 \cdot 0,053)}{(295 \cdot (0,357)^2 + 530 \cdot (0,343)^2 + 540 \cdot (0,314)^2 + 590 \cdot (0,268)^2 + 1195 \cdot (0,208)^2 + 1395 \cdot (0,125)^2 + 1100 \cdot (0,053)^2)}$$

$$w^2 = 39,39$$

$$w = 6,2761$$

$$T = \frac{2\pi}{w} = \frac{2 \cdot 3,14}{6,2761} = 1,001 (\Delta)$$

$$T_x = 1,001 (\Delta)$$

. repartition triangulaire

$$T = \frac{2\pi}{w}$$

$$w^2 = 9,8 \cdot \frac{1096,75}{273,021} = 39,36$$

$$T = \frac{2\pi}{w} = \frac{6,28}{(39,36)^{1/2}} = 1,0009$$

$$T = \frac{2\pi}{w} = 1,001 (\Delta)$$

- sens y -

· répartition uniforme :

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\omega^2 = 41,24$$

$$T = \frac{6,28}{6,42} = 0,97 \text{ (s)}$$

· répartition triangulaire :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{6,28}{6,72} = 0,93 \text{ (s)}$$

calcul des périodes par les méthodes forfaitaires

$$T_y = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \cdot 27,5}{\sqrt{26,4}} = 0,1048 \text{ (s)} !$$

$$T_x = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \cdot 27,5}{\sqrt{33}} = 0,43 \text{ (s)} !$$

$$* T_x = T_y = 0,10 N = 0,10 \cdot 7 = 0,7 \text{ (s)} !$$

Périodes données par " ETABS "

mode	Période (s)
1	0,995866
2	0,894701
3	0,688642
4	0,406819
5	0,381789
6	0,332747
7	0,228900
8	0,211428
9	0,188730
10	0,162027
11	0,153195
12	0,137355

Nota: La période du 1^{er} mode calculé manuellement est de

$$T = 1,0 \text{ s} \approx T = 0,995866 \text{ (s)}$$

ETUDE AU S'EIS'ME

Introduction

Une grande partie du territoire Algérien est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses d'origine sismique. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'important dommages et/ou ruines des constructions, à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets. C'est dans ce but que le C.T.C (organisme de contrôle algérien) a mis au point un règlement (R.P.A). Ce règlement est applicable à toutes les catégories de constructions courantes, de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de pouvoir en mesurer, nécessaires, à la conception et à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable, aux vies humaines et aux biens matériels.

Dans les zones II et III, le système de contreventement des bâtiments doit être le même dans les deux sens et la distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne doit pas présenter de variations brusques, en particulier sont à déconseiller les changements de systèmes de contreventement d'un niveau à l'autre.

Principe fondamental de calcul :

Dans la conception du présent règlement (R.P.A.), les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement dans deux directions orthogonales choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut, toutefois, souligner que les forces sismiques équivalentes sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure sous l'action du séisme extrême. C'est pourquoi, l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives à la structure :

- une ductilité suffisante
- capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

Force sismique minimum (formule de base) :

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

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

V = force latérale totale (ou effort tranchant à la base)

A = coefficient d'accélération de la zone considérée :

groupe d'usage 2 - zone sismique II (Alpes)

ce qui nous donne : $A = 0,15$.

B = facteur du comportement de la structure considérée.

Portique autostable, zone II $\Rightarrow B = \frac{1}{4}$

Q = facteur de qualité qui peut être déterminé par la

formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ P_q = pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

$Q = 1,3$.

D = facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction du type du sol et de la période T du bâtiment.

nous avons un sol ferme :

le facteur D sera donné par la formule :

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

Dans le sens longitudinal (sens x) on a :

$$D_x = 2 \sqrt{\frac{0,3}{1}} = 1,095$$

Dans le sens transversal (sens y) on a :

$$D_y = 2 \sqrt{\frac{0,3}{0,93}} = 1,135$$

W = poids total de la structure.

dans notre cas on prendra en considération $\frac{1}{5}$ des surcharges d'exploitation pour les niveaux :

109 ; 112,5 ; 116 ; 119,5 et 123.

et $\frac{1}{2}$ des surcharges d'exploitation pour les niveaux : 100 et 104.

Distribution des forces latérales :

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

La force F_t concentrée au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est en secondes :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{avec} \quad F_t \leq 0,25 \cdot V$$

F_t peut être prise égale à zéro si $T \leq 0,7$ s. La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

h_k = hauteur de niveau k
 h_i = hauteur étage

Effet de translation :

L'effet de translation suppose que les forces horizontales sismiques agissent à chaque niveau dans le centre de torsion de niveau, aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal (un-polaire, torsion de niveau est réduite dans le centre de torsion respectif).

Distribution des forces latérales :

* mode dans lequel sont déterminées les forces latérales horizontales d'origine sismique (considérées comme forces statiques équivalentes) :

d'après l'étude des systèmes à plusieurs degrés de liberté la détermination des valeurs propres (Périodes) et des vecteurs propres (forme de vibration, donc déplacements) se base sur la matrice de rigidité de la structure d'une part et de la distribution des forces sismiques de niveau aux éléments résistants de la structure d'autre part, afin de trouver les efforts et les déplacements, cette distribution est faite proportionnellement aux rigidités de ces éléments.

on peut donc dire que les rigidités et la distribution des forces latérales représentent les facteurs essentiels desquels dépend la réponse et le comportement de la structure à l'effet sismique.

Valeur de la force sismique minimum

Le sol étant ferme, le diagramme de $D = f(T)$ du R.P.A nous donne les valeurs suivantes :

$$\text{sens longitudinal} : D_x = 2 \sqrt{\frac{0,3}{1}} = 1,095$$

$$\text{sens transversal} : D_y = 2 \sqrt{\frac{0,3}{0,93}} = 1,135$$

on aura alors :

$$V_y = 0,15 \times 0,85 \times 1,135 \times 1,2 \times 5585 = 285,25 (t)$$

$$V_x = 0,15 \times 0,85 \times 1,095 \times 1,2 \times 5585 = 275,2 (t)$$

Valeurs des forces laterales distribuées

$$\text{on a } F_L = 0,07 \times T \times V$$

$$F_L^x = 0,07 \times 1 \times 275,2 = 19,26 (t) < 0,85 \times 275,2 = 68,8 (t)$$

$$F_L^y = 0,07 \times 0,93 \times 285,25 = 18,56 (t) < 68,8 (t)$$

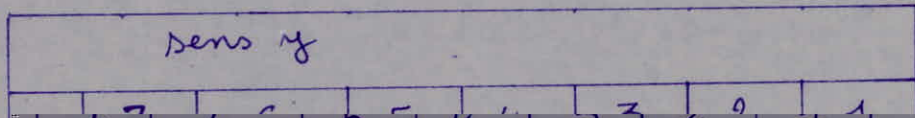
		sens x		
	h_i (m)	$w_i = w_k$	$w_i h_i$ (t.m)	F_R (t)
7	27,5	295	8125,5	47,29
6	24,0	530	12720	43,95
5	20,5	540	11070	38,85
4	17,0	590	10030	34,66
3	13,5	1135	15322,5	52,95
2	8,5	1395	11857,5	40,97
1	4,5	1100	4950,0	17,11

		sens y		
	h_i (m)	$w_i = w_k$ (t)	$w_i h_i$ (t.m)	F_R (t)
7	27,5	295	8125,5	47,77
6	24,0	530	12720	45,80
5	20,5	540	11070	39,86
4	17,0	590	10030	36,12
3	13,5	1135	15322,5	55,17
2	8,5	1395	11857,5	42,69
1	4,5	1100	4950,0	17,83

Distribution des forces laterales (effet de translation)

La distribution des forces laterales dues au seisme (effet de translation) aux portiques de chaque niveau se fera suivant la relation :

$$F_R^i = F_R \frac{R_R^i}{\sum R_R^i} (t) \quad \text{ou} : \quad \begin{aligned} F_R &= \text{force laterale au niveau } K \\ R_R^i &= \text{rigidite du portique au niveau } K \end{aligned}$$



	7	6	5	4	3	2	1
PT 11					4,712	4,505	1,404
PT 10		4,128	4,117	5,266	8,723	6,412	2,560

PT 9	11,061	9,181	8,712	7,833	11,927	8,816	3,900
------	--------	-------	-------	-------	--------	-------	-------

PT 8	10,061	9,181	8,712	7,833	11,927	8,816	3,900
PT 7	14,061	12,334	10,057	8,235	9,784	7,394	3,558
PT 6	11,512	10,539	9,360	6,865	8,920	6,710	2,758



	7	6	5	4	3	2	1
PL G	1,500	0,504	4,217	5,037	10,207	5,933	4,619
PL F	10,366	13,834	11,523	9,701	11,536	3,614	3,615
PL E	18,850	15,565	12,716	10,775	11,715	8,516	3,690
PL D	7,923	9,924	9,115	9,137	11,306	8,374	3,500
PL C					5,962	5,946	1,605

Effet de la torsion

Les forces horizontales d'origine sismique, sont des forces d'inertie. A chaque niveau, agit une force sismique de niveau au centre de gravité (cdg) des masses du niveau respectif (CM niveau).

En considérant l'effet de la translation seulement, cela suppose que la force sismique de niveau agit dans le centre de torsion des rigidités de niveau (CT NIV) ceci n'est valable que dans le cas des structures symétriques où le centre de masse de niveau (CM) coïncide avec le centre de torsion de niveau (CT).

Dans le cas des structures asymétriques et en plus avec une distribution quelconque des rigidités relatives de niveau et des masses de niveau, le CM niveau et le CT niveau ne coïncident pas forcément. Dans ce cas là, la force sismique de niveau agissant dans le CM de niveau agit écartèlement par rapport au CT de niveau, ce qui donne donc, outre la considération de la force sismique de niveau agissant dans le CT niveau, la considération d'un moment de torsion général de la planche considérée. Ce moment de torsion se répartit au niveau considéré par des torsions, créant ainsi des effets supplémentaires dont il faudrait tenir compte. Dans cette analyse on admet les hypothèses suivantes :

hypothèses :

a) Les planchers sont considérés parfaitement rigides dans le plan horizontal, semblable à celui d'un voile indéformable dans un plan horizontal. Cette hypothèse est très proche de la réalité, du fait que la rigidité du plancher dans le plan horizontal est beaucoup plus élevée que celle des éléments verticaux de résistance.

b) La grandeur de la force sismique de niveau de tout l'ensemble est considérée à priori déterminée, même si en réalité elle est affectée par la position du C.T. On peut admettre en 1^{ère} approximation que la variation des forces horizontales dues au séisme sont établies en considérant la translation uniquement; cette approximation peut être accrue par l'introduction dans le calcul dynamique des rigidités relatives de torsion.

détermination du centre de masse (c.m.)

comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface on va considérer pour le niveau 133 les surfaces S_1, S_2, S_3, S_4 . Les coordonnées du centre de masse seront données par :

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i}$$

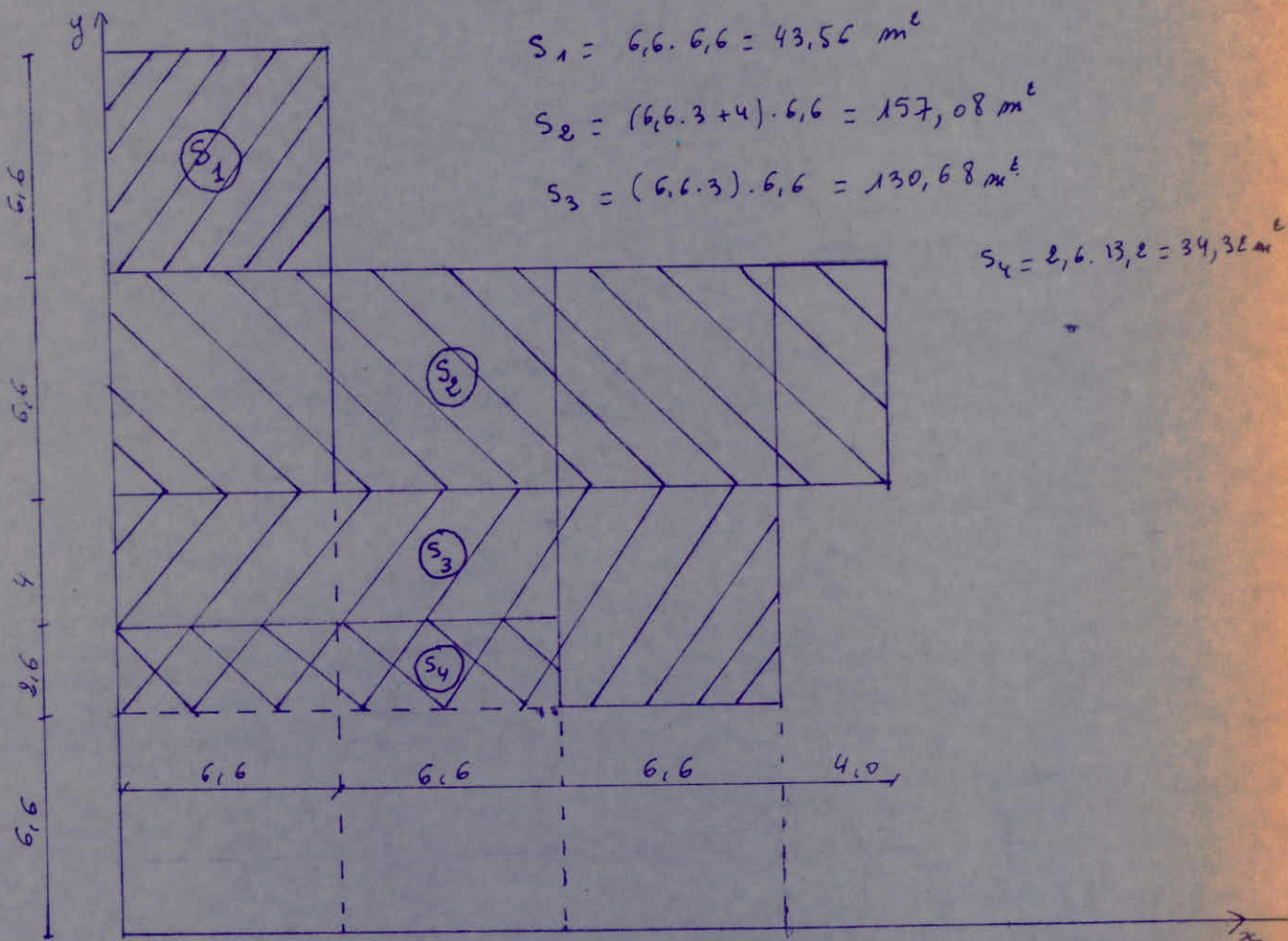
$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

$$S_1 = 6,6 \cdot 6,6 = 43,56 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (6,6 \cdot 3 + 4) \cdot 6,6 = 157,08 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (6,6 \cdot 3) \cdot 6,6 = 130,68 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,6 \cdot 13,2 = 34,32 \text{ m}^2$$



$$x_G = \frac{43,56 \cdot 3,3 + 157,08 \cdot 11,9 + 130,68 \cdot 9,9 - 34,32 \cdot 6,6}{43,56 + 157,08 + 130,68 - 34,32}$$

$$x_G = 10,725 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{43,56 \cdot 23,1 + 157,08 \cdot 16,5 + 130,68 \cdot 9,9 - 34,32 \cdot 7,9}{43,56 + 157,08 + 130,68 - 34,32} = 15,56 \text{ m}$$

Les résultats seront sous forme de tableau.

NIV COORD	123 (7)	119,5 (6)	116 (5)	112,5 (4)	109 (3)	104 (2)	100 (1)
x_G (m)	10,37	10,78	11,36	12,96	15,81	16,5	16,5
y_G (m)	15,56	14,85	14,56	13,51	13,72	13,2	13,2

on remarque que les centres de masse ont des coordonnées différentes pour presque tous les niveaux.

Détermination du centre de torsion (CT):

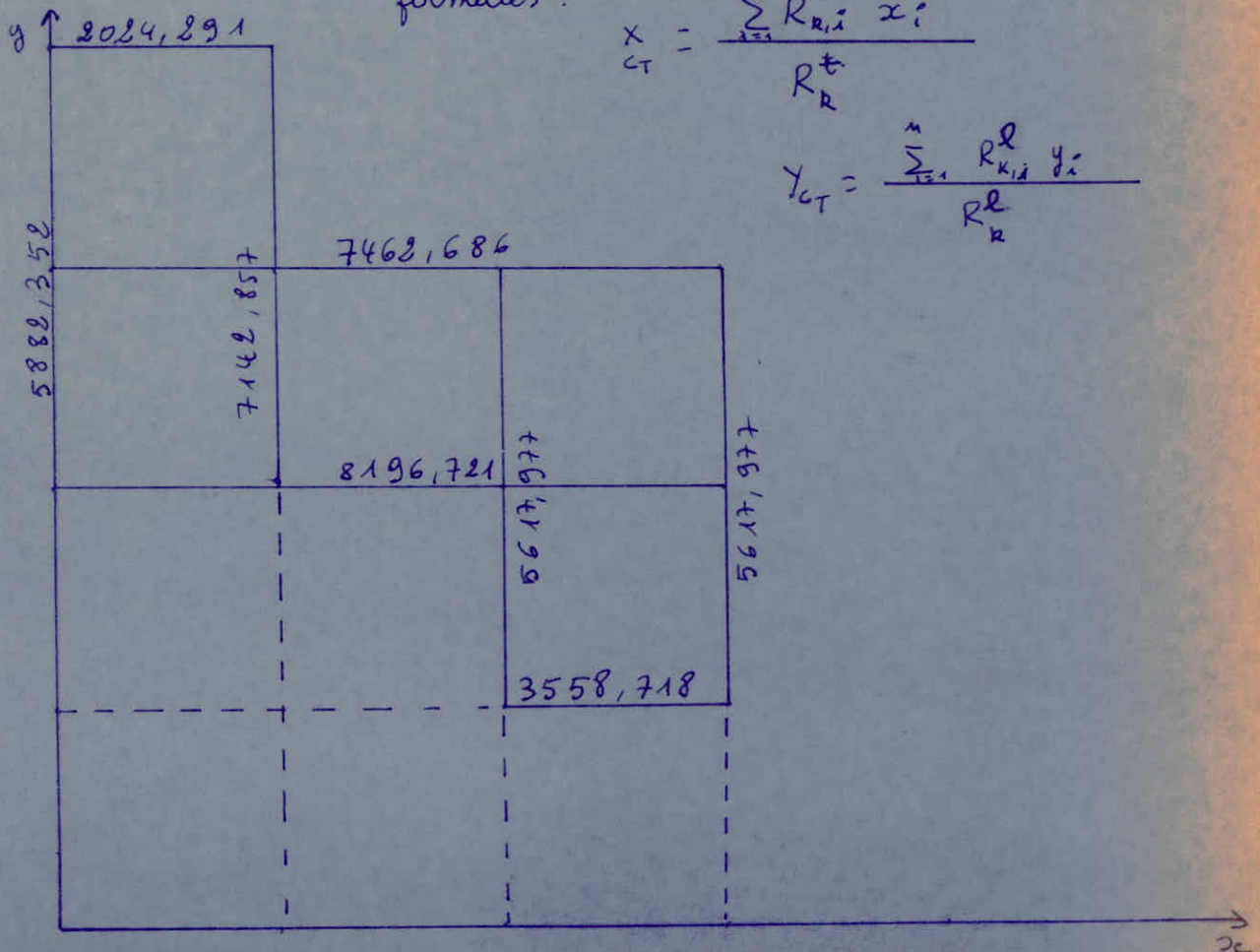
on prendra comme exemple le niveau 123.

Les coordonnées du centre de torsion (CT) seront données par les

formules :

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{K,i}^* x_i}{R_R^*}$$

$$y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{K,i}^l y_i}{R_R^l}$$



$$X_{CT} = \frac{7142,857 \cdot 6,6 + 5617,977 \cdot 13,2 + 5617,977 \cdot 19,8}{5882,852 + 7142,852 + 5617,977 + 5617,977}$$

$$X_{CT} = 9,5 \text{ m.}$$

$$Y_{CT} = \frac{3558,718 \cdot 6,6 + 8196,721 \cdot 13,2 + 7462,686 \cdot 19,8 + 2024,291 \cdot 26,4}{3558,718 + 8196,721 + 7462,686 + 2024,291}$$

$$Y_{CT} = 15,67 \text{ m.}$$

Les résultats seront sous forme de tableau :

NiV Coord	7	6	5	4	3	2	1
$X_{CT}^{(m)}$	9,5	10,84	11,61	12,57	15,0	15,40	14,82
$Y_{CT}^{(m)}$	15,67	15,17	15,21	15,23	14,83	14,74	15,60

calcul des excentricités entre (CM) et (CT) :

d'après le R.P.A, on suppose qu'on aie en chaque niveau et dans chaque direction, une excentricité accidentelle de 5% de la dimension du bâtiment.

il faut donc prendre le max de :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- excentricité théorique

Les résultats seront sous forme de tableau.

calcul des excentricités

NIV excentricité	7	6	5	4	3	2	1
x_{cm}	10,57	10,72	11,36	12,96	15,08,1	16,5	16,5
x_{ct}	9,5	10,84	11,61	12,57	15,0	15,40	14,82
$ x_{cm} - x_{ct} $	0,87	0,12	0,85	0,39	0,81	1,1	1,68
5% L	0,99	1,32	1,32	1,32	1,65	1,65	1,65
e_x	0,99	1,32	1,32	1,32	1,65	1,65	1,68
y_{cm}	15,56	14,85	14,56	13,51	13,72	13,2	13,2
y_{ct}	15,67	15,17	15,21	15,83	14,83	14,34	15,60
$ y_{cm} - y_{ct} $	0,11	0,32	0,65	1,32	1,11	1,54	2,42
5% L	0,99	1,32	1,32	1,32	1,65	1,65	1,65
e_y	0,99	1,32	1,32	1,32	1,65	1,65	2,42

- calcul des moments de torsion -

Le moment de torsion sera calculé pour chaque niveau par la formule suivante :

$$M_k^{\text{torsion}} = F_k \cdot e \quad \text{où : } e = \text{excentricité de niveau}$$

$F_k = \text{force sismique de niveau}$

125

- sens x -

Niv	F_k^x (t)	e_k^x (m)	M_k^{torsion} (t.m)
7	44,29	0,99	43,84
6	43,95	1,32	58,01
5	38,25	1,32	50,49
4	34,66	1,32	45,75
3	52,95	1,65	87,36
2	40,97	1,65	67,6
1	17,11	1,68	28,74

- sens y -

Niv	F_k^y (t)	e_k^y (m)	M_k^{torsion} (t.m)
7	47,77	0,99	47,29
6	45,8	1,32	60,46
5	39,86	2,59	103,24
4	36,12	1,42	51,29
3	55,17	1,65	91,03
2	42,69	1,65	70,44
1	17,82	2,4	42,77

détermination du moment d'inertie polaire :

on utilise la formule suivante :

$$J_k = \sum \left[R_{k,i}^y d_{k,i}^{y2} + R_{k,i}^x d_{k,i}^{x2} \right]$$

où :

J_k = moment d'inertie polaire au niveau k .

$R_{k,i}^x$ = rigidité du portique (i) au niveau k dans le sens x .

$R_{k,i}^y$ = rigidité du portique (j) au niveau k dans le sens y .

$d_{k,i}^y$ = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (j) dans le sens (y) au niveau (k)

$d_{k,i}^x$ = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (i) dans le sens (x) au niveau (k).

calcul des distances $d_{k,i}^x$ et $d_{k,i}^y$:

NIV	sens x					sens y					
	PT C	PT D	PT E	PT F	PT G	PT 6	PT 7	PT 8	PT 9	PT 10	PT 11
7		9,07	2,47	4,13	10,73	9,5	9,9	3,7	10,3		
6		8,57	2,97	4,63	11,23	10,34	4,24	2,36	8,96	15,56	
5		8,61	2,01	4,59	11,19	11,14	5,01	1,19	8,19	14,77	
4		8,62	2,03	4,57	11,17	11,17	5,97	0,63	7,23	13,33	
3	14,8	8,13	1,63	4,37	11,57	11,0	8,4	1,8	4,8	11,4	13
2	14,74	8,14	1,54	5,06	11,16	11,4	8,8	2,2	4,4	11	17,6
1	15,10	8	2,4	4,2	11,8	11,16	8,12	1,62	4,98	10,58	16,08

Distribution du moment de torsion aux portiques.

Le moment de torsion (dû à l'excentricité) sera distribué aux portiques de chaque niveau et dans chaque sens suivant les formules suivantes :

$$F_{R,i}^{\text{Torsion},x} = \frac{R_{R,i}^x d_{x,i} M_{R,x}^t}{J_k} \quad \text{suivant l'axe } x$$

$$F_{R,i}^{\text{Torsion},y} = \frac{R_{R,i}^y d_{y,i} M_{R,y}^t}{J_k} \quad \text{suivant l'axe } y$$

où : $R_{R,i}^x$ = rigidité du portique (i) au niveau (R) dans le sens x.

$R_{R,i}^y$ = rigidité du portique (i) au niveau (R) dans le sens y.

$M_{R,x}^t$ = moment de torsion au niveau (R) dans le sens x, (respectivement y).

$d_{x,i}$ = distance prise sur la normale du centre de torsion au portique (i) dans le sens x au niveau R (respectivement portique j sens y).

$F_{R,i}^{\text{Torsion},x}$ = force due à la torsion revenant à chaque portique en chaque niveau et dans chaque sens (en Tonnes).

Les résultats seront sous forme de tableaux

- Sens y -

NIVEAU 7						
	PT 6	PT 7	PT 8	PT 9	PT 10	PT 11
R	5882,35	7142,85	5617,97	5617,97		
d	-9,5	-2,9	3,7	10,3		
M ^e	47,29	47,29	47,29	47,29		
J _k	1966992,7	1966992,7	1966992,7	1966992,7		
F(t)	-1,343	-0,498	0,499	1,391		

NIVEAU 6

R	7461,063	9046,99	6502,52	6502,52	2923,97	
d(m)	-10,84	-4,24	2,36	8,96	15,56	
M ^e	60,46	60,46	60,46	60,46	60,46	
J _k	339817,2	339817,2	339817,2	339817,2	339817,2	
F(t)	1,438	-0,682	0,273	1,036	0,809	

NIVEAU 5

R	7546,99	9186,6	7957,99	7957,99	3760,97	
d(m)	11,61	-5,01	1,59	8,19	14,79	
M ^e	103,24	103,24	103,24	103,24	103,24	
J _k	3864765,7	3864765,7	3864765,7	3864765,7	3864765,7	
F(t)	-8,340	-1,229	0,338	1,741	1,486	

NIVEAU 4

	PT 6	PT 7	PT 8	PT 9	PT 10	PT 11
R	7687,32	9220,404	8770,62	8770,62	5897,12	
d (m)	-18,57	-5,97	0,63	7,23	13,83	
M ^t	51,19	51,19	51,19	51,19	51,19	

J_e

432114,7 432114,7 432114,7 432114,7 432114,7

F (t)	1,247	0,654	0,066	0,753	0,068	
-------	-------	-------	-------	-------	-------	--

NIVEAU 3

R	7154,04	7846,86	9365,0	9365,0	6734,89	3779,58
d (m)	-15	-8,4	-1,8	4,8	11,4	18
M ^t	91,03	91,03	91,03	91,03	91,03	91,03
J _e	7421702,1	7421702,1	7421702,1	7421702,1	7421702,1	7421702,1
F (t)	1,316	0,808	0,207	0,551	0,942	0,834

NIVEAU 2

R	10998,55	12048,33	14324,21	14324,21	10447,19	7340,67
d (m)	-15,74	-2,00	-2,00	4,40	11,70	17,60
M ^t	70,44	70,44	70,44	70,44	70,44	70,44
J _e	13289655	13289655	13289655	13289655	13289655	13289655
F (t)	0,905	0,566	0,169	0,337	0,614	0,690

NIVEAU 1

R	16050,56	18662,65	22340,35	22340,35	14666,6	8040,92
d (m)	-14,82	-8,26	-1,62	4,98	11,58	18,18
M ^t	42,77	42,77	42,77	42,77	42,77	42,77
J _e	17486000,0	17486000,0	17486000,0	17486000,0	17486000,0	17486000,0
F (t)	-0,581	-0,375	-0,088	0,178	0,415	0,356

dens α -

NIVEAU 7

	PT C	PT D	PT E	PT F	PT G
R		3558,718	8196,721	7466,686	8084,291
d (m)		-9,07	-2,47	4,13	10,73
M ^t		43,84	43,84	43,84	43,84
J _k		1966992,7	1966992,7	1966992,7	1966992,7
F (t)		-0,719	-0,451	0,686	0,484

NIVEAU 6

R		6525,181	10233,481	9135,253	3001,165
d (m)		-8,57	-1,97	4,63	11,23
M ^t		58,01	58,01	58,01	58,01
J _k		3398817,2	3398817,2	3398817,2	3398817,2
F (t)		-0,954	-0,344	0,722	0,575

NIVEAU 5

R		7292,983	10389,607	9218,947	3703,226
d (m)		-8,67	-2,70	4,59	11,19
M ^t		50,49	50,49	50,49	50,49
J _k		3864765,7	3864765,7	3864765,7	3864765,7
F (t)		-0,820	-0,273	0,553	0,541

NIVEAU 4					
	PT C	PT D	PT E	PT F	PT G
R		8630,298	10177,239	9168,164	4759,355
d (m)		-8,63	-8,03	4,57	11,17
M ^t		45,75	45,75	45,75	45,75
J _R		4318814,7	4318814,7	4318814,7	4318814,7
F (H)		-0,788	-0,218	0,444	0,563

NIVEAU 3

R	4291,845	8138,146	8432,739	8375,889	8874,454
d (m)	-14,83	-8,83	-1,63	4,97	11,57
M ^t	87,36	87,36	87,36	87,36	87,36
J _R	7421702,1	7421702,1	7421702,1	7421702,1	7421702,1
F (H)	-0,749	-0,788	-0,162	0,490	1,208

NIVEAU 2

R	8027,734	12574,33	12937,053	12976,673	15005,059
d (m)	-14,74	-8,14	-1,54	5,06	11,60
M ^t	67,6	67,6	67,6	67,6	67,6
J _R	13189655,0	13189655,0	13189655,0	13189655,0	13189655,0
F (H)	-0,606	-0,524	-0,102	0,337	0,897

NIVEAU 1

R	9215,788	20095,679	21212,106	21105,513	26582,259
d (m)	-15,60	-9,0	-2,4	4,2	10,80
M ^t	28,74	28,74	28,74	28,74	28,74
J _R	17486006,0	17486006,0	17486006,0	17486006,0	17486006,0
F (H)	-0,236	-0,297	-0,084	0,146	0,472

effet de la translation + effet de la torsion.

L'effort $F_{R,i}$ d'un portique (i) au niveau k dans le sens x (respectivement y) est égal à la somme des efforts dûs à la translation (forces latérales) et à la torsion (dûs à l'excentricité).

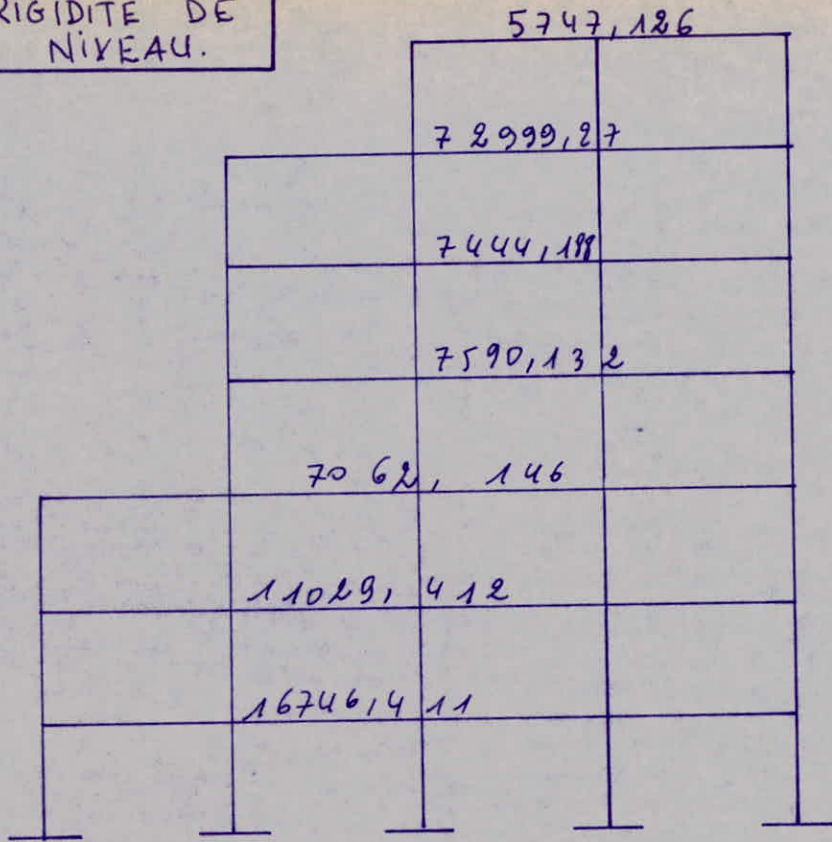
D'après le R.P.A article 3.3.5 : les efforts tranchants négatifs dûs à la torsion devront être négligés. on ne tient pas compte donc, des effets négatifs dûs à la torsion.

$$F_{R,i}^x = F_{R,i}^{\text{translation},x} + F_{R,i}^{\text{torsion}(x)}$$

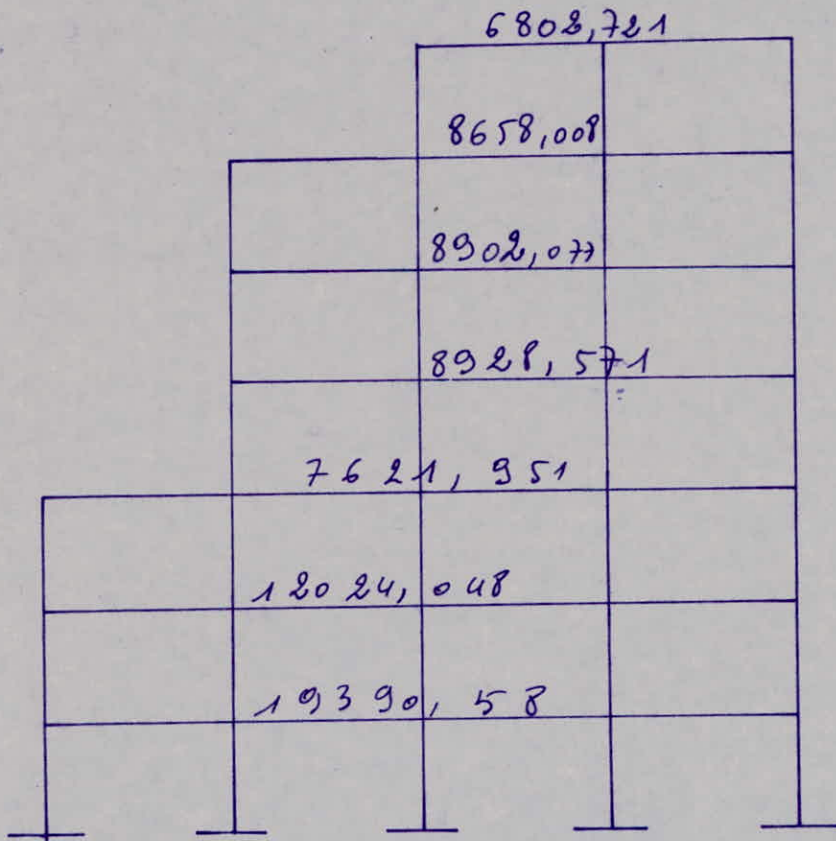
NTV	PT C			PT D			PT E			PT F			PT G		
	Trans F (+)	Loss F (-)	Σ (+)	Trans F (+)	Loss F (-)	Σ	Trans F (+)	Loss F (-)	Σ	Trans F (+)	Loss F (-)	Σ	Trans F (+)	Loss F (-)	Σ
7				7,923	0	7,923	18,25	0	18,25	16,616	0,686	17,302	4,507	0,484	4,991
6				9,924	0	9,924	15,565	0	15,565	13,894	0,722	14,616	4,564	0,575	5,139
5				9,115	0	9,115	12,988	0	12,988	11,583	0,555	12,143	4,628	0,541	5,169
4				9,137	0	9,137	10,775	0	10,775	9,707	0,444	10,151	5,039	0,563	5,602
3	5,962	0	5,962	11,306	0	11,306	11,715	0	11,715	11,636	0,490	12,126	12,528	1,208	13,536
2	5,346	0	5,346	8,374	0	8,374	8,616	0	8,616	8,644	0,337	8,981	9,993	0,897	10,89
1	1,605	0	1,605	3,5	0	3,5	3,694	0	3,694	3,675	0,146	3,821	4,629	0,422	5,051

NIV	PT 6			PT 7			PT 8			PT 9			PT 10			PT 11		
	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ	Trans F (H)	Trans F (H)	Σ
7	11,58	0	11,58	14,06	0	14,06	11,06	0,49	11,56	11,64	1,39	12,45						
6	10,54	0	10,54	12,77	0	12,77	9,81	0,27	9,45	9,18	1,036	10,21	4,12	0,80	4,92			
5	8,26	0	8,26	10,05	0	10,05	8,71	0,33	9,05	8,71	1,741	10,45	4,11	1,48	5,60			
4	6,86	0	6,86	8,23	0	8,23	7,93	0,06	7,89	7,83	0,753	8,58	5,26	0,968	6,23			
3	8,92	0	8,92	9,78	0	9,78	11,92	0	11,92	11,92	0,55	12,47	8,72	0,94	9,66	4,71	0,83	5,54
2	6,75	0	6,75	7,39	0	7,39	8,81	0	8,81	8,81	0,33	9,15	6,41	0,611	7,02	4,50	0,69	5,19
1	2,79	0	2,79	3,25	0	3,25	3,90	0	3,90	3,9	0,27	4,17	2,56	0,41	2,97	1,40	0,35	1,76

RIGIDITÉ DE NIVEAU.



PT6



PT7

5 235,602

5 830,903

6 048,387

6 711,409

7 352,94

11 787,82

19 178,08

PT 8

5 235,602

5 830,903

6 048,387

6 711,409

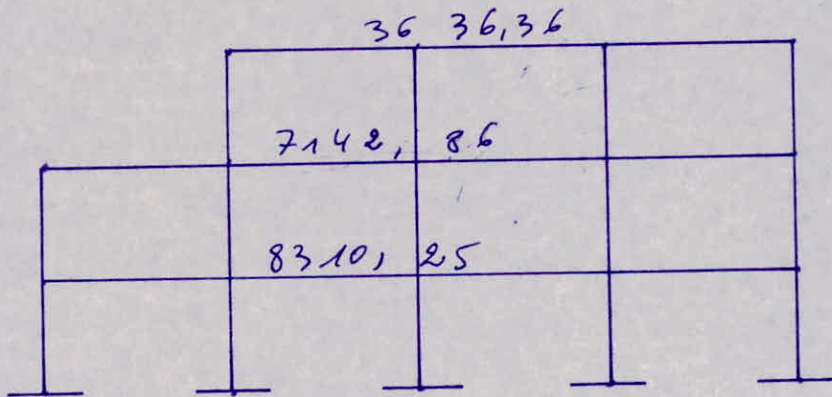
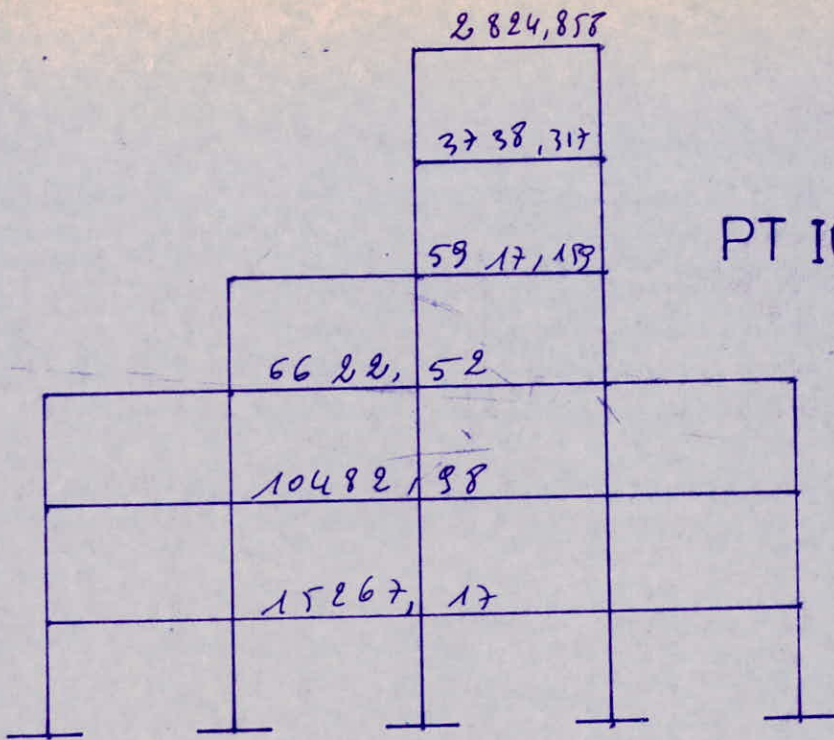
7 352,940

11 787,82

19 178,08

PT 9

140



79 36, 50

		9950, 24		
		10169, 49		
		9925, 55		PLE
		8264, 46		
		13129, 10		
		22508, 03		

1855, 287

2861, 230

3649, 635

PLG

4830, 937

8787, 346

15228, 426

28571, 429

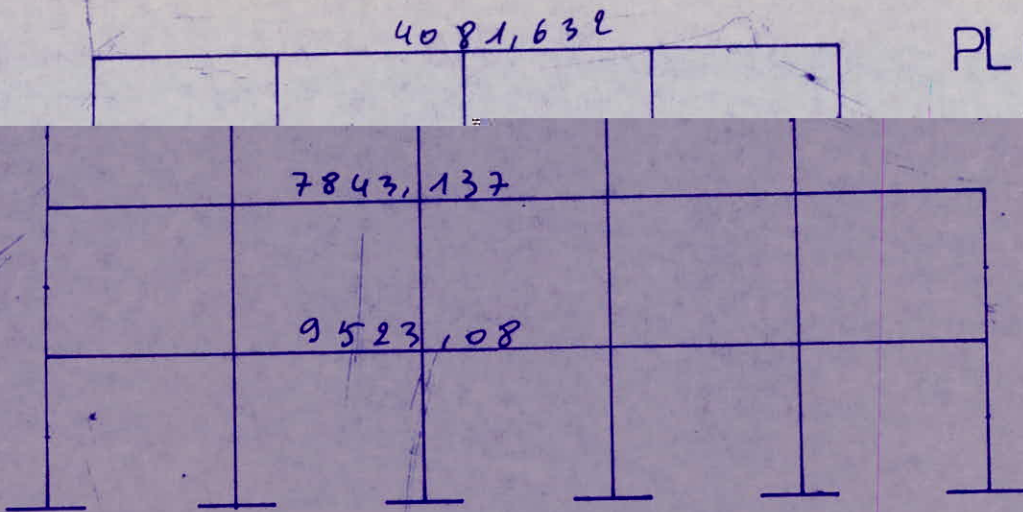
--	--	--	--	--

142

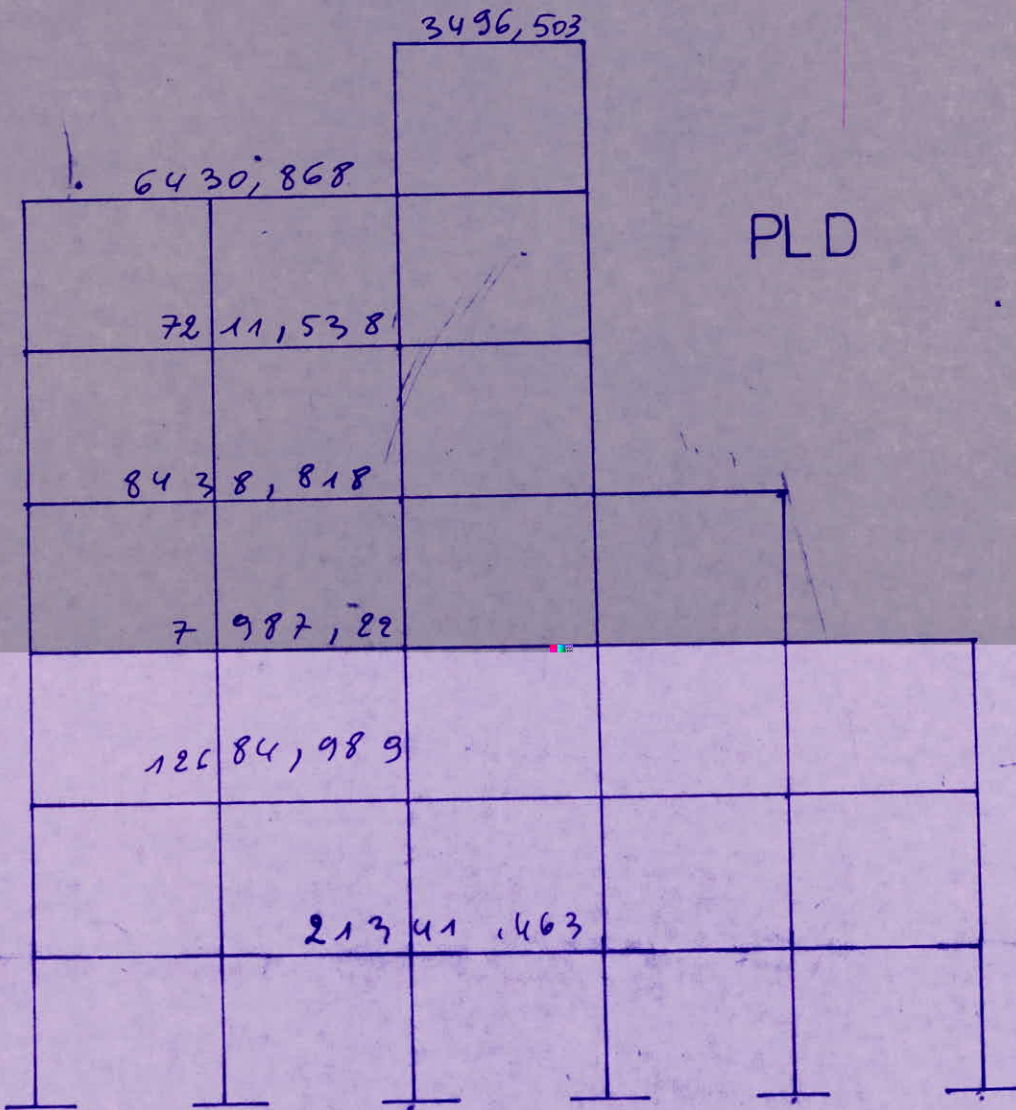
7194,24

	8928,57				
	9063,44				
	8968,61				PLF
	8210,18				
	13129,10				
	22435,89				

PLC



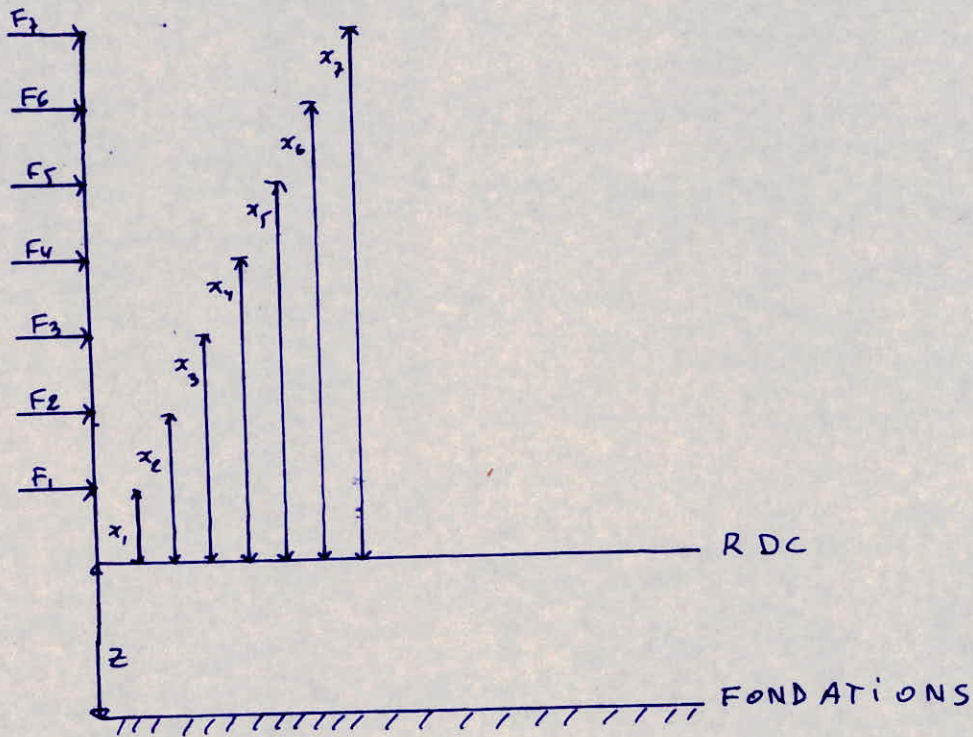
PLD



VERIFICATION AU RENVERSEMENT

Tout bâtiment soigneusement conçu, doit résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques.

Moment de renversement = M^E ext en console (RDC) + $H \cdot z$.



- Effort tranchant à la base : $H = \sum_{i=1}^7 F_i$

- M^E en console (RDC) = $\sum_{i=1}^7 F_i \cdot x_i$

- M^E résistant = $\frac{l}{2} \sum_{i=1}^7 W_i$

sens transversal :

$$\frac{l}{2} = 13,2 \text{ m.}$$

$$z = 1,70 \text{ m.}$$

$$M^E \text{ en console} = 47,77 \cdot 27,5 + 45,80 \cdot 24 + 39,86 \cdot 20,5 + 36,12 \cdot 17 + 55,17 \cdot 13,5 \\ + 42,69 \cdot 8,5 + 17,83 \cdot 4,5 = 5031,94 \text{ t. m.}$$

$$H = 47,77 + 45,80 + 39,86 + 36,12 + 55,17 + 42,69 + 17,83 = 285,24 \text{ t.}$$

$$H \cdot z = 285,24 \cdot 1,70 = 484,108 \text{ t. m.}$$

$$M^E \text{ résistant} = \frac{l}{2} \sum W_i = 13,2 \cdot 5585 = 73722,0 \text{ t. m.}$$

Pour que le bâtiment résiste il faut que :

$M_{\text{résistant}}^{\pm}$ $>$, 1,5 $M_{\text{de renversement}}^{\pm}$.

$$\frac{M_{\text{résistant}}^{\pm}}{M_{\text{de renversement}}^{\pm}} = \frac{73728,0}{484,108 + 5031,94} = 13,36 \gg 1,5.$$

\Rightarrow Notre bâtiment résiste, il est très stable ($13,36 \gg 1,5$).

Sens longitudinal :

$$\frac{l}{2} = 16,5 \text{ m} \quad z = 1,70 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned} M_{\text{en console}}^{\pm} &= 47,29 \cdot 27,5 + 43,95 \cdot 24 + 38,23 \cdot 20,5 + 34,66 \cdot 17 + \\ &+ 52,95 \cdot 13,5 + 40,97 \cdot 8,5 + 17,11 \cdot 4,5 \\ &= 4868,685 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$H = 275,18 \text{ t} \quad \Rightarrow H \cdot z = 275,18 \times 1,70 = 467,806 \text{ t.m}.$$

$$M_{\text{résistant}}^{\pm} = \frac{l}{2} \sum W_i = 16,5 \cdot 5585 = 92152,5 \text{ t.m}.$$

$$\frac{M_{\text{résistant}}^{\pm}}{M_{\text{de renversement}}^{\pm}} = \frac{92152,5}{4868,685 + 467,806} = 17,26 \gg 1,5.$$

\Rightarrow Le renversement est vérifié dans les deux sens.

EFFORTS' DANS' LES'

PORTIQUES'

— P T & ET PLE —

145

8"

123

1.33 0.4 2.18

119.5

2.77 0.7 4.08

116

3.22 0.7 1.67 2.04 0.35
4

112.5

2.18 3.84 1.67 2.04 0.35

109

4.08 3.81 1.67 2.04 0.35 2.18

104

7.07 5.10 3.85 4.84

100

5.44 5.44 5.44 5.44

C

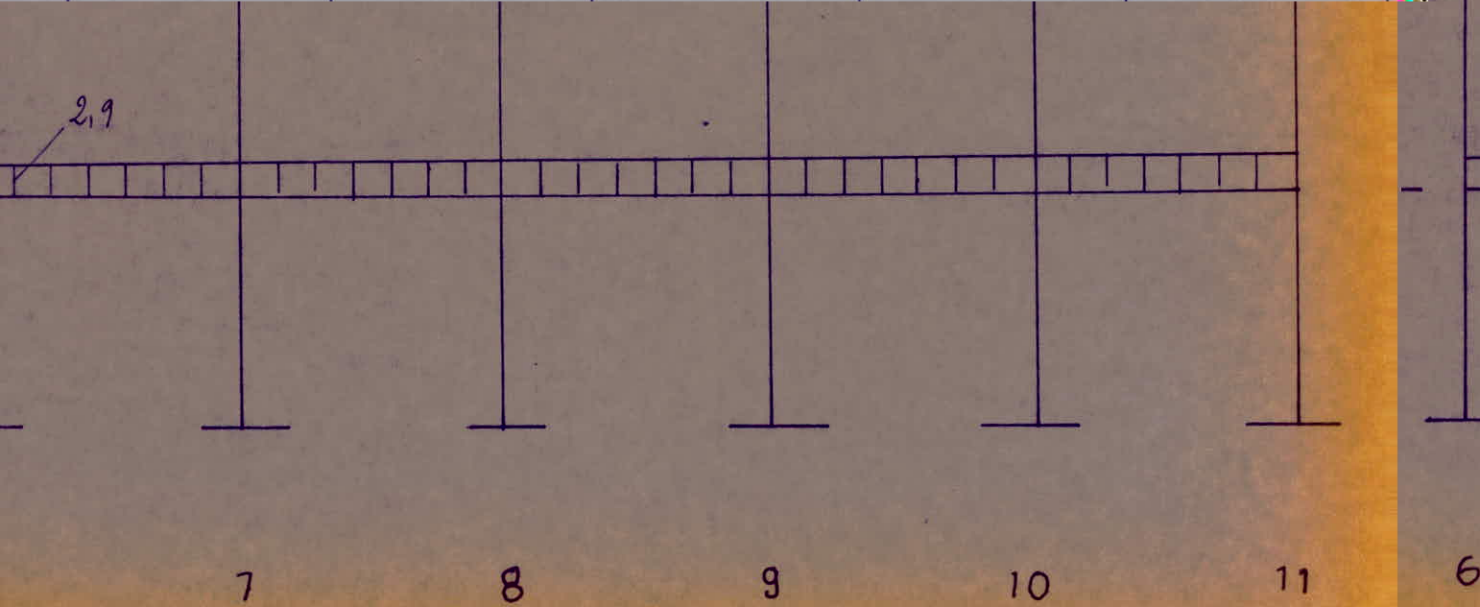
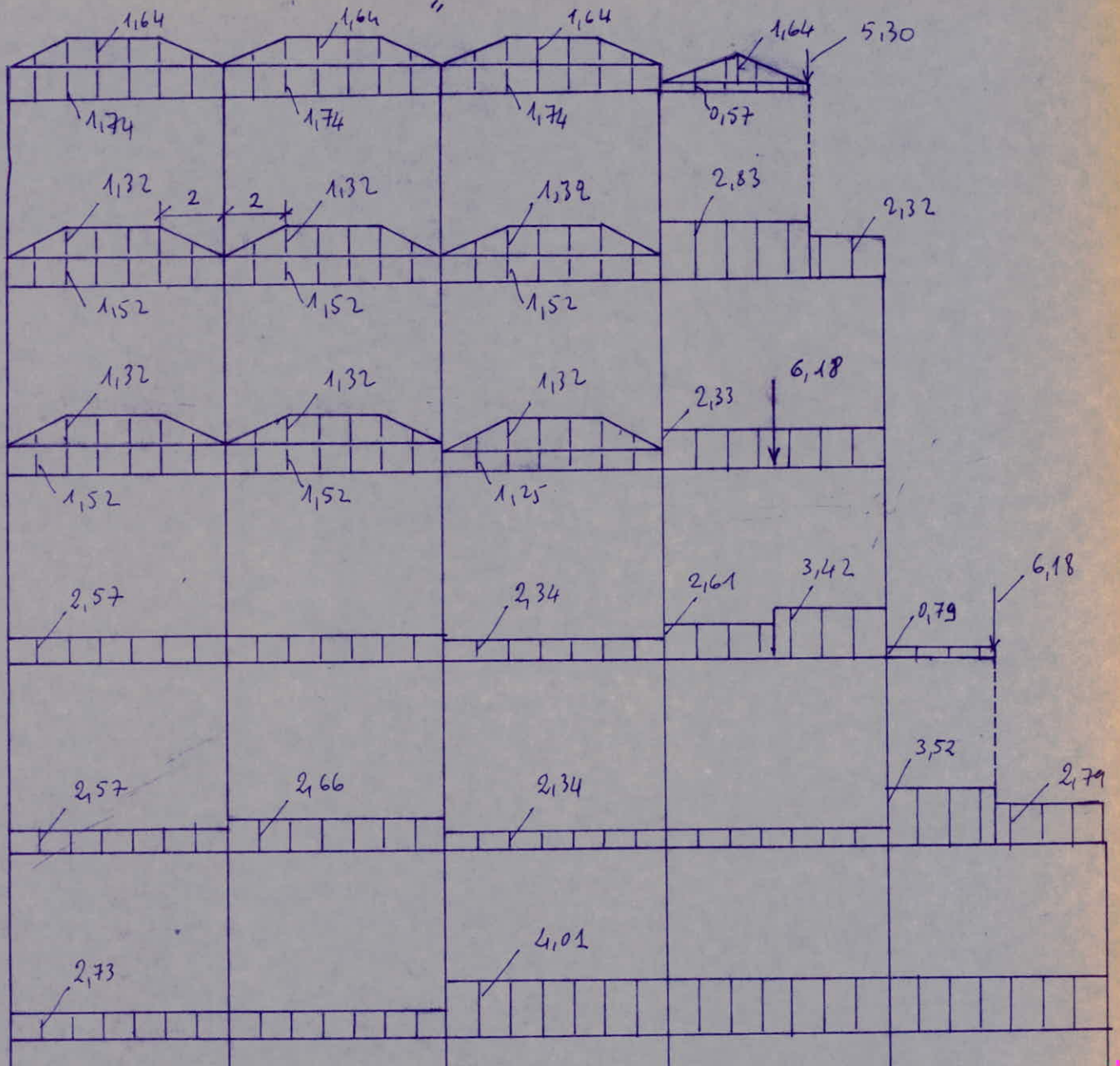
D

E

F

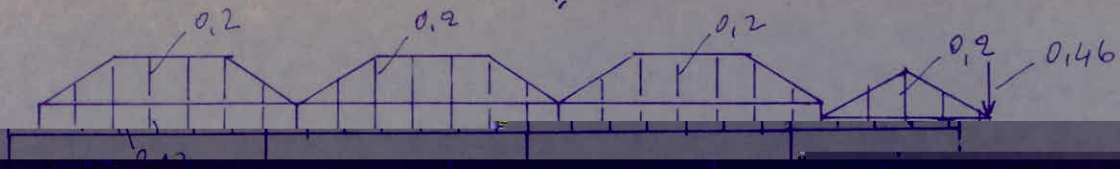
G

E



147

" E "



Combinaisons utilisées selon le RPA.
(données par ETABS)

G: charge permanente

P: surcharge d'exploitation

E: effet du séisme.

Pour les poutres :

- ① $G + 1,2 P$
- ② $0,8 G + E$
- ③ $0,8 G - E$
- ④ $G + P + E$
- ⑤ $G + P - E$

Pour les poteaux :

- ① $G + 1,2 P$
- ② $G + P + 1,2 E$
- ③ $G + P - 1,2 E$
- ④ $0,8 G + E$
- ⑤ $0,8 G - E$

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS PLE

NIVEAU 1

COMBINAISON	POUTRE N° 11				POUTRE N° 12				POUTRE N° 13				POUTRE N° 14				POUTRE N° 15			
	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_I (t)	T_J (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_I (t)	T_J (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_I (t)	T_J (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_I (t)	T_J (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_I (t)	T_J (t)
1	-11,76	-14,91	12,68	13,30	-14,49	-14,07	13,05	12,92	-13,92	-14,65	12,94	13,09	-13,93	-14,82	12,95	13,12	-15,50	-19,07	13,84	12,16

2	8,89	26,10	2,31	13,21	8,42	-25,47	2,62	14,89	8,94	-25,96	2,48	13,03	8,20	24,69	2,77	12,24	4,52	-10,10	4,28	11,23
3	-24,89	8,20	12,38	2,34	-25,09	8,94	13,05	2,46	-25,57	8,52	12,92	2,59	-24,79	6,87	12,55	2,96	-23,08	6,56	12,25	3,27
4	5,19	-34,35	6,90	17,98	3,29	-39,64	3,30	17,58	3,86	-34,27	3,11	17,26	3,15	-29,99	7,41	17,46	-1,05	-22,10	9,25	15,63
5	-29,59	2,94	17,37	7,51	-34,12	3,26	17,32	7,15	-39,56	3,22	17,55	7,32	-29,83	1,56	17,19	7,68	-28,65	2,85	17,21	7,66

NIVEAU 2

1	-16,36	19,22	15,96	16,52	-18,12	-17,73	16,29	16,17	-19,17	-21,07	18,07	18,64	-19,95	-20,11	28,33	18,38	-24,87	-16,49	19,34	18,05
2	11,97	-28,32	1,66	13,96	11,11	-28,35	1,38	13,24	9,09	-32,06	4,27	16,24	7,57	-29,65	4,86	16,14	4,28	-25,07	6,05	14,95

3	-38,57	19,05	15,44	2,11	-28,29	12,10	12,71	4,17	-34,22	2,26	12,32	4,27	-32,5	6,95	12,17	4,13	-28,29	12,22	12,22	5,23
4	4,22	-34,03	5,11	14,18	2,53	-34,22	9,17	14,22	4,25	-40,22	4,17	13,2	4,22	-32,42	1,76	12,12	-2,23	-22,12	12,22	24,57
5	-35,22	2,09	22,88	9,22	-15,83	-14,35	12,12	9,22	-28,22	-2,22	12,22	12,22	-28,22	22,22	12,22	-22,22	-2,22	22,22	22,22	22,22

NIVEAU 3

Poutres combinées		Poutre N° 11				Poutre N° 12				Poutre N° 13				Poutre N° 14				Poutre N° 15			
		M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_i (t)	T_j (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_i (t)	T_j (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_i (t)	T_j (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_i (t)	T_j (t)	M_I (t.m)	M_J (t.m)	T_i (t)	T_j (t)
1	-12,39	-13,38	11,14	12,14	-13,48	-12,81	12,10	11,89	-10,82	-11,49	10,04	10,25	-9,68	-13,82	9,52	10,72	-24,36	-15,05	20,45	16,49	
2	6,15	-22,75	3,35	12,14	5,45	-22,44	3,53	11,98	7,52	-21,37	1,90	10,66	7,72	-21,84	1,80	10,76	-6,0	-19,01	11,06	14,30	
3	-21,83	5,16	11,85	3,67	-23,13	6,12	12,19	3,32	-21,0	7,20	10,55	2,0	-19,45	4,16	9,86	2,70	-27,51	-1,29	17,01	8,36	
4	2,02	-26,94	7,22	16,0	1,21	-26,66	7,39	15,84	3,84	-23,34	5,34	14,19	4,29	-26,39	5,12	14,44	-13,04	-23,51	16,99	19,07	
5	-25,95	0,97	15,69	7,53	27,37	1,90	16,05	7,18	-24,68	3,23	13,99	5,53	-22,88	-9,35	13,18	6,35	-34,54	-5,20	22,93	13,13	
NIVEAU 4																					
1	-11,31	-17,84	11,61	12,75	-13,67	-12,60	12,16	11,83	-10,50	-12,13	9,90	10,79	-14,12	-12,13	12,73	12,93					
2	7,99	-24,26	2,87	12,64	6,67	-23,63	3,16	12,35	9,04	-23,10	1,41	11,15	6,05	-23,71	3,67	13,54					
3	-22,38	6,07	19,07	3,44	-24,58	7,56	12,63	2,89	-21,99	7,93	10,71	1,74	-24,70	7,27	13,03	4,18					
4	4,26	-28,60	6,63	16,59	2,36	-27,78	7,04	16,18	5,42	-27,20	4,82	14,71	1,67	-27,71	7,67	17,70					
5	-26,4	1,73	15,13	7,39	-28,88	3,42	16,51	6,72	-25,62	3,82	14,83	5,30	-29,09	3,67	17,03	7,94					

NIVEAU 5

COMPT. / POUTRES	POUTRES N° 11					POUTRE N° 12				POUTRE N° 13				POUTRE N° 14				POUTRE N° 15				
	M	T	I	δ	I	M	T	δ	T	M	T	δ	T	M	T	δ	T	M	T	δ	T	
1	-11,3	-12,11	9,99	10,31	-12,99	-11,33	10,39	9,91	-11,65	-12,47	10,03	10,27	-15,47	-15,12	12,47	12,36						
2	5,76	-20,39	2,47	10,39	4,93	-20,10	2,65	10,21	5,66	-20,95	2,4	10,46	2,15	-23,41	4,8	12,55						
3	-19,47	4,84	10,11	2,75	-21,41	6,05	10,59	2,27	-20,33	5,12	10,29	2,57	-29,58	2,4	12,62	4,74						
4	1,99	-24,32	5,81	13,29	0,65	-23,98	6,07	13,53	1,75	-25,08	5,73	13,91	-2,25	-27,77	8,3	16,01						
5	-23,24	0,90	13,46	6,14	-25,60	2,17	14,01	5,59	-24,24	1,0	13,62	5,97	-27,99	-1,98	16,11	8,60						
NIVEAU 6																						
1	-11,36	-12,01	10,05	10,25	-12,85	-11,25	10,39	9,91	-10,93	-14,0	9,69	10,62	-17,61	-14,11	14,78	14,47						
2	1,54	-16,27	3,73	9,13	0,87	-16,18	3,85	9,01	2,31	-18,10	3,74	9,52	-4,14	-18,09	7,78	12,73						
3	-15,76	0,84	8,95	3,91	-17,36	2,23	9,40	3,46	-15,91	-0,02	9,84	4,02	-20,95	-1,99	12,26	7,74						
4	-2,29	-20,18	7,09	12,51	-3,30	-29,04	7,26	12,33	-1,41	-22,59	6,59	13,01	-8,89	-21,90	11,63	16,69						
5	-19,61	-3,06	12,31	7,29	-21,54	-1,62	12,22	6,78	-19,64	-4,51	12,09	7,51	-25,69	-5,80	16,62	11,70						

NIVEAU 7

Combinaison	POUTRE N° 11				POUTRE N° 12				POUTRE N° 13			
	M_x (t.m)	M_y (t.m)	T_z (t)	T_x (t)	M_x (t.m)	M_y (t.m)	T_z (t)	T_x (t)	M_x (t.m)	M_y (t.m)	T_z (t)	T_x (t)
1	-9,31	-14,15	10,15	11,62	-13,43	-12,89	10,97	10,81	-13,19	-10,84	11,24	10,53
2	-1,93	-13,86	5,92	9,54	-5,61	-13,73	6,50	8,96	-3,67	-13,93	6,17	9,29
3	-10,84	-6,59	8,37	7,09	-13,64	-4,42	9,13	6,33	-15,10	-1,31	9,82	5,64
4	-4,63	-17,56	8,72	12,64	-9,18	-17,28	9,46	11,91	-7,23	-16,93	9,21	12,15
5	-13,54	-10,29	11,18	10,19	-17,21	-7,98	12,08	9,28	-18,66	-4,31	12,86	8,51

MOMENTS EN TRAVEES PLE

NIVEAU 1

Solicitation	Section 1-2	Section 2-3	Section 3-4	Section 4-5	Section 5-6
	M (t.m) travée	M (t.m) travée	M (t.m) travée	M (t.m) travée	M (t.m) travée
SP ₁	7,44	6,94	6,93	6,84	8,51
SP ₂	11,3	10,37	10,40	10,20	10,46

NIVEAU 2

SP ₁	8,36	7,72	10,34	10,42	11,33
SP ₂	12,3	11,34	13,58	13,44	13,69

NIVEAU 3

SP ₁	4,9	5,13	4,98	12,79	14,96
SP ₂	7,74	7,94	7,97	8,30	15,52

NIVEAU 4

SP ₁	5,23	4,65	4,83	6,39	
SP ₂	8,91	8,22	10,82	10,2	

NIVEAU 5

SP ₁	6,87	6,53	4,53	11,2	
SP ₂	8,95	8,60	8,54	11,01	

NIVEAU 6

SP ₁	6,75	6,40	6,07	18,39	
SP ₂	7,65	7,56	9,92	17,63	

NIVEAU 7

SP ₁	7,88	6,38	7,54		
SP ₂	8,49	6,74	8,22		

MOMENTS ET EFFORTS

NIVEAU 1

COMBINAISON	POUTRE N° 34			
	M _I	M _J	T _i	T _j
1	-12,69	-85,49	11,9	15,77
2	5,23	-31,41	8,90	14,0
3	-20,48	0,52	11,63	5,27
4	0,694	-40,43	7,063	19,52
5	-25,02	-8,49	15,8	19,52

POUTRE N° 35				
M _I	M _J	T _i	T _j	M ₁
-20,40	-32,9	17,79	21,58	-35
2,82	-38,21	6,13	11,56	2,47
-18,83	-1,04	16,46	6,22	-97
-4,12	-59,09	12,06	25,94	-97,3
-35,117	-12,92	22,35	15,60	-1,98

POUTRE N° 36				
M _I	M _J	T _i	T _j	M ₁
-29,29	-34,32	20,56	22,09	-40,46
4,75	-40,19	5,53	19,15	-39,9
-36,87	2,078	18,22	6,44	-3,45
6,94	-53,71	13,25	27,4	-40,46
-48,56	-11,44	23,51	14,77	-19,21

POUTRE N° 37				
M _I	M _J	T _i	T _j	M ₁
-29,29	-34,32	20,56	22,09	-40,46
4,75	-40,19	5,53	19,15	-39,9
-36,87	2,078	18,22	6,44	-3,45
6,94	-53,71	13,25	27,4	-40,46
-48,56	-11,44	23,51	14,77	-19,21

TRANCHANTS BT8

PI

POUTRE

NIVEAU 3

POUTRES COMBINAISON	POUTRES N° 34				POUTRE N° 35				POUTRE N° 36				POUTRE N° 37			
	M _I	M _J	T _i	T _j	M _I	M _J	T _i	T _j	M _I	M _J	T _i	T _j	M _I	M _J	T _i	T _j
1	-20,60	-45,41	21,26	25,33	-27,72	-19,95	16,54	14,19	-26,92	-26,79	20,39	16,90	-22,76	-11,73	14,19	10,85
2	-4,82	-42,45	11,18	23,28	-3,21	-28,86	6,55	14,29	-2,24	-33,35	9,04	16,32	-4,29	-17,06	7,04	10,91
3	-22,45	-18,62	17,46	17,10	-33,5	2,37	15,84	4,97	-33,5	-3,05	18,37	7,10	-28,24	-0,97	13,38	4,56
4	-11,19	-56,13	17,56	32,05	-11,77	-35,01	11,45	18,49	-10,44	-41,26	15,19	21,17	-10,38	-20,43	10,78	13,83
5	-28,82	-32,29	23,84	25,77	-42,07	-3,76	20,78	9,17	-41,70	-10,96	24,51	11,85	-34,33	-2,49	17,13	7,48

NIVEAU 4

Combinatoire	POUTRE N° 35				POUTRE N° 36			
	M_x (t.m)	M_y (t.m)	T_z (t)	T_j (t)	M_x (t.m)	M_y (t.m)	T_z (t)	T_j (t)
1	-16,88	-25,18	14,11	16,62	-28,47	-19,92	20,79	14,71
2	5,46	-33,27	4,53	16,27	-2,41	-29,89	8,88	15,06
3	-27,78	-0,17	14,59	6,22	-35,54	3,38	18,94	5,00
4	0,23	-41,02	8,72	21,22	-11,12	-36,0	15,20	19,38
5	-33,02	-7,91	18,78	11,17	-44,24	-2,72	25,26	9,32

NIVEAU 5

1	-23,16	-24,30	21,57	14,99	-26,76	-22,08	20,21	15,30
2	-1,96	-29,88	10,35	14,46	-4,42	-28,11	9,45	14,49

3	-28,97	-27,00	17,48	6,22	-31,35	-1,28	17,06	6,23
4	-9,09	-37,11	16,91	18,73	-12,56	-34,88	15,58	18,99
5	-35,90	-10,23	25,05	10,59	-39,48	-8,05	23,73	10,85

NIVEAU 6

1	-22,66	-21,38	20,39	13,62	-25,50	-23,97	17,72	17,25
---	--------	--------	-------	-------	--------	--------	-------	-------

NIVEAU 7

2	-14,27	-27,97	14,22	4,97	-19,10	-27,26	14,26	9,77
4	-18,24	-29,76	17,22	16,24	-15,22	-32,79	14,59	19,54
5	-40,23	-15,16	22,58	12,67	-37,22	-14,30	19,97	14,13

NIVEAU 8

1	-35,27	-17,10	15,96	14,27	-30,52	-14,23	13,54	12,53
2	-2,47	-17,30	10,22	8,70	-10,56	-24,25	3,49	9,70
3	-14,90	-8,74	12,71	4,21	-19,15	-15,54	14,23	6,92
4	-10,54	-24,88	14,58	14,46	-15,23	-18,22	14,99	12,22
5	-18,24	-18,27	12,47	8,23	-24,51	-8,42	14,58	10,26

MOMENTS EN TRAVEES PT8

NIVEAU 1

Sécheresses	Section 1.2	Section 2.3	Section 3.4	Section 4.5
	M ^a (k.m) travée	M ^a (k.m) travée	M ^a (k.m) travée	M ^a (k.m) travée
SP ₁	24,7	21,5	21,7	24,45
SP ₂	25,21	20,65	20,91	24,85

NIVEAU 2

SP ₁	27,55	28,72	27,27	30,89
SP ₂	27,83	27,23	26,38	35,06

NIVEAU 3

SP ₁	27,61	19,05	18,63	21,65
SP ₂	40,2	18,65	19,13	21,78

NIVEAU 4

SP ₁		21,80	21,82	
SP ₂		21,19	21,29	

NIVEAU 5

SP ₁		20,71	21,57	
SP ₂		22,99	21,04	

NIVEAU 6

SP ₁		23,76	26,97	
SP ₂		24,99	26,22	

NIVEAU 7

SP ₁		16,09	21,11	
SP ₂		16,91	20,81	

POTEAUX

SEISME AXE - 6 -								
NIV ↓	combinaison	Moment axe MAX (E.m)		EFFORT AXIAL (E)	Moment axe mineur (E.m)		EFFORT TRANCHANT (E)	
		HAUT	BAS		HAUT	BAS	MAX	MIN
file 3								
	1	0,116	0,154	-116,433	-4,885	-2,43	0,06	-1,686
	2	3,947	-4,674	-98,09	1,761	6,021	-1,864	-1,729
	3	-3,716	4,973	-188,213	-11,140	-10,685	1,982	-4,85
	4	3,283	-3,919	-64,841	2,408	5,485	-1,560	1,754
	5	-3,102	4,120	-89,944	-8,344	-8,437	1,645	-3,729
file 9	1	0,120	0,585	-353,07	1,776	0,485	0,177	0,498
	2	5,934	-12,9	-323,00	21,053	43,17	-4,093	14,851
	3	-5,571	13,999	-361,785	-17,712	-42,254	4,418	-13,315
	4	4,826	-10,916	-215,037	17,148	35,856	-3,475	17,770
	5	-4,762	11,5	-247,352	-15,156	-35,331	3,618	-11,210
file 15	1	0,936	0,456	-422,904	-9,536	-0,585	0,154	-0,249
	2	-1,190	-3,272	-409,559	19,867	42,613	-0,988	13,873
	3	1,699	4,165	-409,817	-20,893	-43,734	1,300	-14,35
	4	-0,926	-2,779	-274,78	16,665	36,627	-0,821	11,611
	5	1,481	3,418	-274,995	-17,301	-36,328	1,086	-11,908
file 21	1	0,047	0,226	-343,163	-0,477	-0,557	0,061	-0,230
	2	-3,83	-8,19	-351,118	18,946	42,187	-2,661	13,575
	3	3,951	8,619	-317,803	-19,895	-43,268	2,785	-14,023
	4	-3,142	-6,850	-238,706	15,833	35,242	-2,214	11,341
	5	3,343	7,149	-207,610	-16,526	-35,97	2,325	-11,657
file 27	1	0,016	0,017	-16,671	4,452	2,115	0,007	1,459
	2	-3,195	-3,841	-109,245	10,633	10,339	-1,563	4,660
	3	3,230	3,874	-77,321	-2,051	-6,261	1,529	-1,847

	4	-2,656	-3,202	-74,535	6,072	8,242	-1,302	3,625
	5	2,998	7,227	-47,931	-2,498	-5,591	1,317	-1,797
file 3	1	-0,032	0,157	-86,96	-7,499	-7,792	0,031	-3,82
	2	-4,921	-4,867	-74,917	1,311	1,569	-2,445	0,719
	3	4,834	5,162	-94,699	-15,615	-16,49	2,489	-8,025
	4	-4,145	-4,096	-50,694	2,680	2,879	-2,059	1,388
	5	3,994	4,261	-67,254	-11,425	-12,171	2,060	-5,899
file 9	1	-0,920	0,103	-290,781	-4,133	-0,298	-0,205	-1,105
	2	-5,595	-5,340	-264,225	15,706	22,557	-2,669	9,479
	3	4,024	5,588	-300,532	-23,496	-23,063	2,338	-11,554
	4	-4,061	-4,372	-177,165	14,172	18,942	-2,054	8,206
	5	3,954	4,735	-207,421	-19,496	-19,077	2,118	-9,321
file 15	1	-1,440	-0,109	-367,92	1,291	9,191	-0,318	0,371
	2	-2,646	-1,918	-352,734	23,482	25,106	-1,128	12,087
	3	0,110	1,573	-352,979	-20,992	-24,722	0,409	-11,366
	4	-2,673	-1,845	-2,37,93	19,765	20,813	-1,119	19,02
	5	-9,377	1,064	-232,135	-17,695	-20,605	9,161	-9,521
file 21	1	1,791	9,929	-260,934	-3,283	-1,751	9,680	-1,283
	2	-1,792	3,299	-299,113	16,598	21,122	-0,871	9,344
	3	5,063	-6,003	-254,918	-22,697	-24,596	2,113	-17,75
	4	-6,120	2,750	-198,776	14,226	18,118	-0,983	8,179
	5	5,725	-2,021	-105,041	-17,252	-17,482	1,503	-2,320
file 27	1	0,221	0,109	-68,088	10,263	5,785	9,072	4,762
	2	4,163	4,100	-76,143	12,028	17,244	2,065	8,816
	3	-3,755	-3,902	-55,01	1,433	-9,465	-1,913	9,244
	4	3,797	3,325	-51,465	12,521	16,508	1,692	6,265

	5	-3,201	-3,293	-33,955	-1,257	-2,249	-1,623	-0,875
<i>NIV3</i> <i>43</i>	1	07,208	-9,261	-29,407	-27,601	-118,892	0,1520	-5,619
	2	-4,935	-5,236	-34,612	-9,053	-2,079	-2,034	-2,226
	3	5,710	5,730	-42,181	-29,201	-22,959	2,288	-10,612
	4	-4,166	-4,427	-23,521	-4,591	0,377	-1,718	-0,843
	5	4,705	4,711	-29,828	-22,114	-16,940	1,983	-7,837
<i>files</i>	1	0,023	-0,115	-211,792	16,823	4,607	-0,018	4,286
	2	-4,731	-7,647	-189,541	37,497	34,187	-2,414	14,277
	3	4,747	7,609	-223,657	-4,567	-24,999	2,420	-5,865
	4	-3,905	-5,987	-130,191	29,070	-29,303	-1,927	11,437
	5	4,035	6,727	-158,720	-5,924	-21,011	2,101	-5,349
<i>file₁₅</i>	1	0,678	-0,224	-280,257	-4,609	-1,321	0,091	-1,186
	2	-0,286	-2,675	-272,961	12,622	27,613	-0,586	7,920
	3	1,560	2,004	-273,150	-21,595	-30,21	0,706	-10,234
	4	-0,243	-2,062	-159,050	11,757	23,143	-0,611	6,754
	5	1,115	1,237	-189,802	-17,357	-25,043	0,465	-8,374
<i>file₂₁</i>	1	-0,525	0,865	-192,594	-0,336	-2,24	0,068	-0,515
	2	2,197	-3,096	-204,969	20,573	27,47	1,256	9,563
	3	-3,479	4,511	-171,96	-21,459	-31,757	-1,227	-10,598
	4	1,39	-3,235	-147,723	16,73	23,35	0,827	7,978
	5	-3,339	3,105	-120,3	-18,297	-26,006	-1,243	-8,223
<i>file₂₇</i>	1	0,381	0,273	-28,187	11,525	10,454	0,131	4,396
	2	4,490	4,364	-31,834	21,591	20,256	1,771	8,369
	3	-3,755	-3,852	-23,699	0,904	-0,167	-1,521	0,148
	4	3,673	3,561	-23,92	16,508	14,905	1,447	6,282
	5	-3,197	-3,285	-17,141	-0,732	-2,114	-1,295	-0,569

file 9	1	0,257	0,458	-139,924	-5,658	0,905	0,204	-1,387
	2	-3,902	4,826	-121,17	5,824	17,304	2,604	5,345
	3	4,373	-3,956	-151,962	-16,8	-11,723	-2,221	-8,119
	4	-2,345	2,244	-83,39	5,714	11,003	2,112	4,751
	5	3,55	-3,404	-109,054	-13,139	-9,853	-1,908	-6,544
file 15	1	1,396	1,285	-220,572	-2,341	-2,261	0,765	-1,315
	2	-0,473	-0,658	-214,953	19,728	20,575	-0,319	11,454
	3	3,245	3,232	-215,149	-24,287	-24,982	1,845	-14,01
	4	-0,482	-0,584	-149,875	16,761	17,449	-0,301	2,724
	5	2,616	2,658	-150,039	-19,918	-20,514	1,503	-11,502
file 21	1	-0,760	-0,617	-124,864	7,968	4,276	-0,393	3,498
	2	-3,005	2,142	-141,855	19,053	16,679	-1,809	10,162
	3	1,44	-3,403	-112,121	-3,579	-8,395	1,002	-3,391
	4	-2,568	1,253	-102,424	14,698	17,112	-1,535	7,92
	5	1,136	-2,867	-77,695	-4,163	-7,750	0,108	-3,378
file 9	1	-0,427	-0,443	-92,423	-11,93	-11,174	-0,249	-6,601
	2	4,083	-4,674	-80,771	-1,035	-1,736	-2,745	-0,81
	3	-4,991	3,705	-100,02	-22,145	-19,974	2,22	-12,016
	4	3,309	-3,971	-56,193	0,896	0,192	-2,334	0,293
	5	-4,252	3,018	-72,239	-16,706	-15,00	1,804	-9,045
file 15	1	0,562	0,633	-158,258	-1,824	-0,952	0,341	-0,793
	2	-1,141	-0,542	-154,576	19,624	17,806	-0,477	10,657
	3	2,22	1,776	-154,407	-23,163	-19,672	1,139	-12,201
	4	-1,060	-0,538	-108,602	16,63	14,442	-0,453	8,989
	5	1,741	1,394	-108,462	-19,026	-16,289	0,892	10,059
file 21	1	-1,122	-1,136	-96,371	10,655	11,544	-0,645	6,357

	2	2,767	1,711	-107,312	20,927	20,407	1,012	11,791
	3	-4,069	-4,115	-85,114	-0,608	2,145	-2,334	0,571
	4	1,398	1,425	-74,545	15,909	15,354	0,803	8,917
	5	-3,465	-3,496	-59,313	-1,703	0,138	-1,985	-9,432
Niv fib9	1	-2,973	-2,23	-52,143	-10,144	-11,033	-1,487	-6,05
	2	-6,171	-4,967	-46,869	-1,991	-4,889	-3,151	-1,982
	3	0,387	0,485	-56,714	-17,744	-16,551	0,247	-9,782
	4	-4,72	-3,828	-33,123	-9,225	-2,463	-2,44	-0,781
	5	0,745	0,632	-41,327	-13,353	-12,181	0,391	-7,282
file ₅	1	-0,747	-0,953	-99,949	-0,286	-0,679	-0,486	-0,226
	2	-1,8	-1,63	-97,939	15,601	10,914	-0,959	7,539
	3	0,324	-0,255	-97,838	-16,065	-12,157	-0,001	-8,027
	4	-1,439	-1,286	-27,701	13,225	9,347	-0,261	6,419
	5	0,331	-0,140	-69,554	-13,164	-9,879	0,037	-6,553
file ₁₁	1	-0,523	-1,07	-62,06	11,72	11,12	-0,458	6,529
	2	2,026	1,228	-65,227	19,252	16,645	0,925	10,240
	3	-3,123	-3,434	-56,23	3,514	4,972	-1,868	2,441
	4	1,604	0,964	-46,987	14,290	12,653	0,729	7,57
	5	-2,686	-2,921	-39,493	1,175	2,525	-1,593	1,071

Niv file ₉	1	-4,144	-2,920	-29,785	-14,942	-13,078	-7,934	-7,060
	2	-5,898	-4,144	-29,359	-9,545	-9,694	-2,865	-5,51
	3	-2,242	-0,965	-19,848	-19,752	-15,865	-0,919	-10,163
	4	-4,495	-3,065	-17,206	-6,289	-6,459	-2,158	-3,654
	5	-1,447	-0,419	-14,28	-14,795	-11,601	-0,535	-7,530
file ₁₅	1	-0,459	0,966	-45,847	-3,249	-3,694	0,145	-1,984
	2	-1,259	0,398	-45,103	7,135	2,556	0,508	2,740

	3	0,316	1,484	-45,015	-13,459	-9,66	-0,234	-6,576
	4	-1,083	0,201	-32,935	6,397	2,778	0,372	2,597
	5	0,229	1,106	-32,862	-10,765	-7,402	-0,242	-5,166
file 21	1	-0,408	-0,023	-26,77	13,731	11,909	-0,123	7,326
	2	1,870	1,649	-27,753	18,572	14,699	1,003	9,492
	3	-2,752	-1,756	-24,856	8,31	8,520	-1,296	4,822
	4	1,441	1,252	-20,388	13,967	10,660	0,767	6,996
	5	-2,411	-1,685	-17,973	5,316	5,511	-1,140	3,105

SEISME AXE "C"

Niv 1 file 3	1	0,116	0,154	-116,433	-4,885	-2,430	0,060	-1,626
	2	7,238	9,451	-114,351	-5,149	-2,926	3,703	-1,794
	3	-7,007	-9,152	-111,952	-4,23	-1,739	-3,591	-1,322
	4	6,026	7,852	-78,392	-3,351	-1,921	3,084	-1,183
	5	-5,845	-7,651	-76,393	-2,585	-0,981	-2,099	-0,793
file 9	1	0,210	0,586	-353,007	1,756	0,485	0,177	0,498
	2	17,212	47,215	-339,037	9,302	-2,565	14,286	-0,5
	3	-16,849	-46,116	-345,755	3,039	3,481	-13,961	1,447
	4	14,224	39,180	-229,395	-0,144	-2,257	11,841	-0,531
	5	-14,16	-38,596	-233,974	2,137	2,782	-11,697	1,091
file 15	1	0,236	0,456	-422,904	-0,536	-0,585	0,154	-0,249
	2	17,237	48,253	-409,152	-1,943	-3,612	14,522	-1,252
	3	-16,727	-47,36	-410,224	0,917	2,491	-14,211	0,755
	4	14,429	40,158	-274,444	-1,51	-2,894	12,105	-0,977
	5	-13,844	-39,519	-275,374	0,874	2,192	-11,837	0,679
file 21	1	0,047	0,226	-343,163	-0,477	-0,557	0,061	-0,230
	2	17,758	49,604	-334,944	-1,824	-3,255	14,945	-1,193
	3	-17,638	-49,165	-329,979	0,985	2,475	-14,821	0,744
	4	14,849	41,303	-225,227	-1,475	-2,877	12,458	-0,965
	5	-14,649	-41,004	-221,089	0,782	2,148	-12,347	0,649
file 27	1	0,016	0,017	-96,671	4,452	2,115	0,007	1,459
	2	8,556	10,744	-98,079	3,855	1,457	4,289	1,181
	3	-8,522	-10,71	-89,487	4,727	2,621	-4,274	1,633
	4	7,137	8,952	-65,23	2,424	0,941	3,575	0,726
	5	-7,094	-8,926	-57,236	3,151	1,810	-3,56	1,102

Niv 2 file 3	1	-0,222	0,157	-16,060	-3,499	-7,791	-2,031	-3,920
	2	10,542	11,268	-95,533	-7,776	-8,130	5,450	-3,976
	3	-10,630	-10,972	-83,974	-6,527	-6,792	-5,393	-3,930
	4	8,741	9,349	-59,624	-4,893	-6,204	4,521	-2,524
	5	-8,902	-9,194	-58,324	-3,852	-4,089	-4,519	-1,985
file 9	1	-0,929	0,103	-290,781	-4,133	-0,288	-0,206	-1,105
	2	18,758	24,275	-279,046	-5,322	-1,980	10,549	-1,915
	3	-20,309	-24,027	-285,711	-2,468	1,472	-10,978	-0,299
	4	16,232	20,307	-189,516	-3,351	-1,505	8,960	-1,202
	5	-16,339	-19,944	-195,070	-0,973	1,371	-8,895	0,091
file 15	1	-1,140	-0,109	-363,922	1,291	0,191	-0,712	0,371
	2	19,140	24,920	-352,316	-0,353	-1,668	10,852	-0,497
	3	-21,076	-25,265	-357,398	2,854	2,058	-11,572	1,219
	4	15,411	20,52	-273,582	-0,498	-1,393	8,964	-0,466
	5	-18,532	-21,301	-238,493	2,175	1,707	-9,922	0,964
file 21	1	1,791	0,929	-280,939	-3,283	-1,851	0,680	-1,283
	2	22,335	27,093	-274,777	-4,424	-7,411	12,183	-1,950

	3	-19,063	-25,397	-270,035	-1,665	-0,053	-10,942	-0,44
	4	17,835	22,226	-172,235	-2,633	-2,335	9,895	-1,233
Alto	1	0,221	0,109	-68,068	10,263	8,785	0,088	4,762
	2	13,341	13,993	-68,861	9,160	7,770	6,817	4,233
	3	-12,933	-13,735	-68,294	10,301	9,009	-6,666	4,827
	4	11,045	11,569	-45,395	5,182	4,614	5,653	2,449
	5	-10,849	-11,498	-39,924	6,132	5,646	-5,583	2,944
Niv3	1	0,398	0,261	-39,407	-20,201	-12,892	0,132	-6,619
Alto	2	12,414	12,685	-38,658	-20,423	-13,252	5,019	-6,735
	3	-11,639	-12,192	-38,136	-18,830	-11,686	-4,765	-6,103
	4	10,286	10,507	-26,892	-14,066	-8,935	4,159	-4,6
	5	-9,753	-10,224	-26,457	-12,739	-7,629	-3,995	-4,074
Alto	1	0,023	-0,115	-211,792	16,823	4,602	-0,018	4,286
	2	18,462	30,914	-203,234	14,823	2,358	9,712	3,436
	3	-18,397	-30,852	-209,964	19,037	6,840	-9,706	4,974
	4	15,423	26,065	-141,701	10,234	1,779	8,138	2,404
	5	-15,293	-25,324	-147,71	12,913	5,514	-8,004	3,684
Alto	1	0,678	-0,224	280,257	-4,609	-1,321	0,091	-1,186
	2	15,517	29,349	-272,516	-5,809	-7,499	8,644	-1,855
	3	-14,243	-30,019	-273,624	-7,164	0,893	-8,524	-0,459
	4	12,746	24,024	-189,249	-4,222	-2,776	7,090	-1,391
	5	-12,053	-25,449	-190,172	-1,911	0,876	-7,227	-0,229
Alto	1	-0,525	0,862	-192,59	-0,332	-2,240	0,068	-0,515
	2	19,401	33,682	-190,746	-1,994	-4,335	10,504	-1,264
	3	-20,682	-32,266	-186,083	1,108	0,049	-10,477	0,230
	4	15,727	27,414	-135,955	-2,076	-3,155	8,534	-1,045
	5	-17,676	-27,543	-132,063	0,509	0,499	-8,950	0,200
Alto	1	0,351	0,673	-28,187	11,525	10,454	0,131	4,396
	2	15,781	15,687	-29,315	10,516	9,317	6,293	3,067
	3	-15,046	-15,175	-26,218	11,980	10,772	-6,044	4,550
	4	13,082	12,098	-21,821	7,278	5,789	5,216	2,613
	5	-12,607	-12,721	-19,241	8,498	7,002	-5,065	3,100
NIV4	1	0,257	0,458	-139,824	-5,658	0,801	0,204	-1,387
Alto	2	15,308	15,519	-133,192	-6,308	-0,082	8,751	-1,823
	3	14,837	-14,649	-139,932	-4,669	1,662	-8,368	-0,861
	4	12,663	12,825	-1,3412	-4,395	-0,152	7,235	-1,297
	5	-12,458	-12,315	-99,108	-3,029	1,302	-7,071	-0,485
Alto	1	1,396	1,685	-220,522	-2,341	-2,261	0,766	-1,315

	1	25,800	25,245	200,411	-7,039	2,205	13,750	-2,151
	2	-22,022	22,774	-227,621	-0,246	0,000	-10,000	-0,37
	3	18,948	20,833	-109,010	-2,907	2,200	10,000	-2,000
	4	-16,525	-17,220	-150,025	-0,255	-0,244	-10,000	0,270
Alto	1	-0,200	-0,200	-200,000	2,000	4,200	-0,200	3,200
	2	15,526	15,100	-139,000	6,000	7,000	2,200	2,000
	3	-12,120	-12,000	-220,000	2,500	1,500	-2,000	3,000
	4	12,000	12,100	-20,000	4,500	1,500	3,000	1,500
	5	-12,000	-12,100	-20,000	5,000	2,000	-2,000	2,000
NIV5	1	0,400	0,400	-30,000	-20,000	-20,000	-2,000	-6,000
Alto	2	15,000	14,000	-20,000	-20,000	-20,000	8,500	-6,000
	3	-12,000	-12,000	-20,000	-20,000	-20,000	-2,000	-6,000
	4	12,000	12,000	-20,000	-20,000	-20,000	8,500	-6,000
	5	-12,000	-12,000	-20,000	-20,000	-20,000	-2,000	-6,000

file 15	1	0,562	0,633	-159,258	-1,824	-0,952	0,345	-0,793
	2	22,199	18,703	-153,9	-3,22	-2,161	11,589	-1,533
	3	-21,121	-17,47	-155,094	-0,319	0,294	-10,927	-0,012
	4	19,39	15,5	-108,039	-2,407	-1,697	9,601	-1,169
	5	-17,710	-14,644	-109,026	0,010	0,349	-9,161	0,099
file 8	1	-1,122	-1,136	-96,371	10,655	11,534	-0,645	6,357
	2	15,511	14,146	-95,445	9,643	10,675	8,460	5,808
	3	-17,911	-16,470	-93,06	11,076	11,875	-9,781	6,555
	4	12,851	11,721	-67,924	6,506	7,246	-7,009	3,931
NIV 8	1	-2,973	-2,23	-52,843	-10,144	-11,033	-1,487	-6,05
file 9	2	9,485	8,185	-48,996	-10,342	-11,094	5,029	-6,120
	3	-15,269	-12,567	-54,586	-9,392	-10,345	-7,933	-5,644
	4	8,326	7,049	-34,896	-7,185	-7,634	4,372	-4,23
	5	-12,302	-10,245	-39,555	-6,393	-7,010	-6,485	-3,834
file 15	1	-0,747	-0,953	-98,949	-0,286	-0,679	-0,486	-0,276
	2	15,898	10,218	-97,147	-1,189	-1,371	7,352	-0,720
	3	-17,363	-12,104	-98,139	0,725	0,128	-8,313	9,232
	4	13,300	8,588	-68,979	-0,767	-0,891	6,165	-0,464
	5	-14,409	-10,014	-70,014	0,828	0,359	-6,889	0,330
file 11	1	-0,523	-1,079	-62,067	11,727	11,123	-0,458	6,529
	2	11,851	9,050	-61,293	10,905	10,428	5,955	6,101
	3	-12,998	-11,255	-60,169	11,861	11,189	-6,900	6,580
	4	9,791	7,482	-43,708	7,334	7,072	4,923	4,120
	5	-10,874	-9,439	-42,772	8,130	7,706	-5,791	4,520
NIV 7	1	-4,141	-2,628	-21,989	-14,942	-13,078	-1,934	-8,006
file 7	2	2,762	3,454	-19,504	-15,121	-13,186	1,764	-7,587
	3	-10,902	-8,560	-23,704	-14,176	-12,372	-5,543	-8,086
	4	2,723	3,264	-13,993	-10,936	-9,369	1,700	-5,384
	5	-8,665	-6,748	-17,493	-10,148	-9,691	-4,393	-5,900
file 5	1	-0,459	0,965	-45,847	-3,248	-3,684	0,145	-1,981
	2	12,047	-5,981	-44,132	-4,159	-4,399	5,61	-1,396
	3	-12,991	7,864	-45,686	-2,165	-2,705	-5,342	-2,441
	4	10,006	-5,115	-32,375	-3,015	-3,018	4,628	-0,849
	5	-10,859	6,422	-33,421	-1,353	-1,607	-4,498	-1,720
file 11	2	-0,408	-0,023	-26,770	13,731	11,909	-0,123	7,326
	3	8,953	6,283	-26,177	13,951	12,048	4,345	7,425
	4	-9,835	-6,391	-26,432	12,931	11,175	-4,628	6,889
	5	7,343	5,114	-19,075	10,017	8,447	3,552	5,274
	5	-8,314	-5,447	-19,287	9,1670	7,724	-3,925	4,827
file 9	2							
	3							
	4							
	5							
file 5	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
file 1	1							
	2							
	3							

SEISME AXE 6								
	4							
	5							
NIU4	1	-4,980	-2,207	-255,793	-2,880	-2,880	-1,550	-2,207
file 13	2	-5,407	-4,164	-246,300	19,76	344	-2,12	+12,030
	3	-3,883	0,144	-241,9	-21,1	-35,7	-0,834	-12,604
	4	-3,693	-3,133	-167,8	16,7	28,8	-1,516	10,104
	5	-2,423	0,457	-164,2	-17,34	-29,6	-0,439	-10,465
file 14	1	0,093	0,390	-386,406	-0,879	-0,887	0,107	-0,392
	2	-1,343	-3,343	-370,202	21,329	47,198	-1,038	15,222
	3	1,532	4,089	-375,280	-23,010	-48,899	1,247	-15,973
	4	-1,108	-2,864	-242,826	17,957	39,509	-0,880	+12,765
	5	1,291	3,329	-246,641	-18,492	-40,571	1,024	-13,231
file 16	1	0,228	0,453	-402,138	-0,404	-0,381	0,151	-0,174
	2	-1,180	-3,267	-330,039	19,798	40,465	-0,981	13,374
	3	1,632	4,134	-390,947	-20,605	-41,210	1,278	-13,719
	4	-0,998	-2,913	-267,236	16,513	33,766	-0,844	11,159
	5	1,345	3,355	-262,982	-17,156	-34,296	1,041	-11,419
file 17	1	-0,766	-0,159	-306,258	-0,252	-0,149	-0,206	-0,089
	2	-1,92	2,51	-287,15	16,4	26,24	-0,91	9,47
	3	0,42	2,19	-305,2	-16,9	-26,53	0,58	-9,64
	4	-1,51	-2,1	-189,9	13,70	21,9	-0,80	7,91
	5	0,44	1,82	-204,8	-14,1	-22,1	0,50	-8,02
file 19	1	-3,696	-1,853	-121,722	0,125	0,056	-1,233	0,045
	2	-3,078	-1,077	-119,006	-7,419	-8,815	-0,923	-3,607
	3	-4,036	-2,488	-116,931	7,704	8,927	-1,450	3,696
	4	-1,890	-0,556	-80,214	-6,146	-7,351	-0,544	-3,010
	5	-2,688	-1,731	-78,489	6,402	7,435	-0,982	3,076
NIU2	1	-8,616	-8,084	-214,538	-1,454	-1,391	-4,175	-0,711
file 13	2	-8,65	-6,52	-210,58	24,425	27,138	-4,28	12,155
	3	-7,41	-6,93	-207,13	-27,23,	-30,03	-3,57	-14,31
	4	-4,58	-5,22	-145,78	20,68	23,12	-2,44	10,95
	5	-3,54	-3,81	-142,191	-22,39	-24,71	-1,85	-11,77
file 14	1	0,035	0,304	-326,599	-0,476	-1,057	0,085	-0,383
	2	-1,342	-1,453	-312,036	24,609	28,047	0,085	-0,383
	3	1,372	2,007	-317,644	-25,481	-30,059	-0,686	13,127
	4	-1,200	-1,328	-205,315	20,684	23,61	0,831	-13,848
	5	1,061	1,555	-209,155	-21,057	-24,91	-0,621	11,043
file 15	1	0,179	0,488	-343,801	0,863	0,850	0,167	0,278
	2	-1,144	-1,221	-333,107	21,436	21,830	-0,577	10,718
	3	1,472	2,138	-333,919	-19,785	-21,338	0,898	-10,167
	4	-1,088	-1,150	-225,320	17,805	18,169	-0,530	8,211
	5	1,162	1,650	-225,996	-16,497	-17,804	0,691	-8,493
file 17	1	1,404	0,112	-247,606	-2,131	-1,010	0,379	-0,785
	2	0,143	-1,39	-230,79	15,19	16,15	-0,31	9,79
	3	2,74	1,65	-248,94	-19,49	-12,12	1,092	-3,38
	4	0,21	-1,09	-153,39	12,64	13,48	-0,217	6,49
	5	2,37	1,44	-168,52	-16,26	-15,12	0,95	-7,81
file 1	1	-6,1506	-6,341	-91,074	0,452	0,268	-3,212	0,180
	2	-5,539	-5,373	-89,100	-8,125	-8,321	-2,723	-4,122
	3	-6,726	-6,702	-87,653	9,156	8,880	-3,357	4,509
	4	-2,915	-3,094	-60,516	-6,677	-6,878	-1,495	-3,387

	5	-3,904	-4,171	-59,710	7,766	7,464	-2,019	3,806
Niv3	1	-8,397	-7,723	-163,609	-3,385	-2,721	-3,224	-1,221
file13	2	-8,520	-8,49	-161,99	21,17	29,46	-3,39	10,12
	3	-7,164	6,722	-158,183	-27,78	-34,76	-2,73	-12,49
	4	-5,56	-4,95	-115,17	18,08	24,192	-2,1	0,58
	5	-4,82	-2,91	-113,04	-22,71	-28,60	-1,55	-10,25
file14	1	-0,295	0,113	-252,73	-4,978	-2,788	-0,036	-1,553
	2	-1,189	-2,219	-243,55	15,384	31,321	-0,675	9,281
	3	0,601	2,409	-248,300	-25,099	36,746	0,595	-12,307
	4	-0,673	-1,925	-167,291	13,484	26,491	-0,575	7,945
	5	0,514	1,932	-171,249	-20,244	-39,231	0,483	-10,045
file16	1	1,402	0,964	-258,76	-4,866	-1,483	0,473	-1,270
	2	0,524	-1,325	-251,579	10,748	23,311	-0,150	6,537
	3	2,192	3,198	-252,250	-20,269	-26,222	1,071	-9,020
	4	0,266	-1,254	-173,869	9,537	19,625	-0,192	5,603
	5	1,841	2,510	-174,427	-16,310	-21,636	0,225	-7,360
file17	1	-9,608	-3,315	-168,247	-1,591	-1,782	-2,585	-9,675
	2	-10,64	-5,13	-173,46	12,28	16,02	-3,15	5,56
	3	-8,31	-1,35	-154,64	-15,31	-19,55	-1,93	-6,97
	4	-8,04	-3,86	-122,32	10,61	13,46	-2,38	4,73
	5	-6,1	-0,71	-106,63	-12,38	-16,18	-1,36	-5,63
file19	1	-14,504	-9,913	-47,498	5,39	2,763	-4,883	1,631
	2	-17,263	-8,676	-47,129	-3,265	-6,719	-4,388	-1,796
	3	-14,996	-10,412	-46,148	13,921	11,237	-5,081	5,091
	4	-9,076	-5,436	-34,281	-3,147	-4,872	-2,922	-1,603
	5	-10,517	-6,883	-37,464	11,175	9,258	-3,480	4,086
Niv4	1	-5,217	-4,106	-128,224	-1,820	-1,728	-2,664	-1,028
file13	2	-5,92	-4,92	-126,32	19,25	17,185	-3,09	10,58
	3	-4,16	-3,06	-124,13	-22,85	-21,22	-2,06	-12,58
	4	-4,08	-3,49	-90,25	16,85	15,09	-2,16	8,95
	5	-2,61	-1,94	-88,58	-18,80	-17,46	-1,30	-10,35
file14	1	0,276	0,249	-200,090	-2,307	-2,478	0,150	-1,367
	2	-1,569	-1,677	-192,700	23,081	22,666	-0,923	13,040
	3	2,119	2,197	-196,859	-27,588	-27,514	1,226	-15,715
	4	-1,317	-1,384	-132,849	19,503	19,184	-0,769	11,028
	5	1,756	1,226	-136,315	-22,730	-22,633	1,023	-12,931
file16	1	-0,988	0,377	-206,043	-2,153	-1,876	-0,092	-1,751
	2	-2,530	-1,549	-200,673	17,901	20,691	-1,161	10,881
	3	1,118	2,279	-201,215	-22,038	-24,253	0,967	-13,11
	4	-2,116	-1,350	-140,075	15,324	17,403	-0,987	9,25
	5	0,923	1,640	-140,583	-17,958	16,854	0,786	-10,7
file17	1	4,626	-0,634	-101,354	-2,548	-0,818	1,141	-0,962
	2	3,55	-1,78	-108,83	12,75	15,11	0,51	7,93
	3	5,45	0,46	-89,21	-17,36	-16,50	1,68	-9,64
	4	2,29	-1,57	-78,07	14,67	13,10	0,21	-7,05
	5	3,88	0,30	-61,71	-13,46	-13,24	1,19	-7,15
file19	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
Niv5	1							

		-5,541	-6,109	-92,894	-2,312	-1,432	-3,329	-1,070
Feb 13	1	-0,12	-1,62	-20,77	10,56	11,15	-7,20	-9,19
	3	-4,55	-5,35	-90,78	-2,104	-18,75	-2,83	-11,36
	4	-4,12	-4,31	-63,67	14,15	13,52	-2,41	7,90
	5	-2,81	-7,41	-65,0	-17,18	-15,41	-1,77	-9,31
Feb 14	1	0,387	-0,084	-144,917	-3,700	-1,549	0,086	-1,500
	2	-1,276	-1,229	-139,221	19,214	17,535	-0,711	10,488
	3	2,236	-1,261	-147,241	-26,135	-29,653	2,881	-13,422
	4	-1,102	-1,022	-96,567	16,481	14,796	-0,1603	8,980
Feb 16	1	0,092	-1,255	-145,774	-1,919	-1,136	-0,332	-0,873
	2	-2,594	-2,425	-142,213	19,953	19,275	1,144	11,199
	3	1,662	-0,134	-142,675	-23,648	-21,479	0,432	-12,732
	4	-1,561	-2,074	-100,509	16,971	16,732	-1,035	9,468
	5	1,152	-0,165	-100,895	-19,364	-17,616	0,278	-10,524
Feb 17	1	6,122	7,624	-54,540	-6,884	-5,065	3,965	-3,443
	2	5,18	6,91	-62,146	6,07	-20,49	3,46	4,82
	3	6,89	8,08	-44,59	-19,76	10,82	4,28	-11,48
	4	3,51	4,77	-46,22	5,84	-15,99	2,36	4,54
	5	4,93	5,75	-31,32	-15,68	10,09	3,05	-9,037
Feb 18	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
Feb 19	1	-5,255	-5,554	-59,574	3,161	0,632	-3,088	1,084
Feb 13	2	-5,52	-5,64	-56,84	16,27	11,72	-3,18	7,99
	3	-4,55	-5,03	-59,87	-10,03	-10,43	-2,75	-5,84
	4	-3,57	-3,68	-40,70	17,31	9,80	-2,06	6,60
	5	-2,77	-3,17	-47,19	-8,61	-8,66	-1,71	-4,93
Feb 14	1	-1,208	-1,056	-95,305	8,87	2,004	-2,675	2,883
	2	-2,754	-1,093	-94,604	25,378	13,909	-1,132	11,277
	3	-2,752	-2,362	-95,021	-5,334	-5,910	-0,202	-5,401
	4	-1,913	-1,970	-69,01	20,619	11,681	-0,362	9,20
	5	-0,000	-0,166	-67,173	-8,195	-2,245	-0,083	-4,701
Feb 16	1	-5,096	-6,858	-15,103	-2,236	-1,955	-2,444	-1,731
	2	-6,691	-5,492	-95,171	14,622	10,942	-2,170	2,211
	3	-4,702	-2,211	-13,620	-18,862	-14,86	-2,061	-8,571
	4	-5,422	-2,922	-93,620	12,477	0,524	-2,362	6,20
	5	-3,371	-1,917	-59,88	-15,266	-11,765	-1,641	-7,101
Feb 17	1	14,137	8,857	-23,076	-8,501	-8,506	6,570	-4,71
	2	14,51	8,18	-25,13	-11,91	-15,78	6,73	-9,90
	3	12,13	9,07	-19,38	2,38	-1,09	6,15	2,31
	4	10,58	5,90	-11,87	-14,76	-12,95	4,89	-7,20
	5	9,52	6,50	-13,47	3,053	-9,11	4,41	0,71
Feb 18	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
Feb 19	1	-9,256	-6,307	-20,537	-9,423	-5,238	-4,447	-3,20
Feb 13	2	-9,38	-2,77	-18,01	-2,46	1,72	-4,49	2,20
	3	-2,69	-5,33	-21,73	-14,09	-2,17	-4,25	-2,70

	3	-6,85	-4,87	-15,35	-1,06	1,93	-3,10	4,66
	4	-8,02	-5,83	-15,96	-10,34	-6,36	-6,83	-4,15
feb	1	0,753	0,752	-37,70	-11,11	-3,506	0,453	-4,737
	2	0,264	0,343	-36,55	-8,959	-0,509	-0,176	-0,738
	3	1,445	1,135	-39,30	-16,38	-6,226	0,235	-6,595
	4	0,800	0,551	-36,130	-3,623	-0,410	0,185	-9,023
	5	1,114	0,901	-36,776	-12,559	-5,00	0,594	-4,244
feb	1	10,328	8,609	-38,978	-4,291	-4,411	3,768	-6,175
	2	10,128	1,528	-36,290	-16,714	-16,212	3,308	-6,016
	3	14,103	1,594	-36,585	3,913	3,51	3,752	-8,060
	4	2,022	0,235	-33,715	-13,013	-9,266	2,701	3,296
	5	0,026	1,049	-33,988	3,124	3,231	2,702	-6,377
feb	1							
	2							

	3							
	4							
	5							
feb	1							
	2							
	3							
	4							
	5							

SEISME AXE "C"

NIVA	2	4,21	65,67	-213,50	1,76	3,54	6,66	11,17
feb	3	-13,50	-29,69	-274,65	-3,038	-4,85	-3,57	-1,75
	4	4,38	21,73	-140,54	1,66	3,12	5,77	1,06
	5	-10,43	-24,44	-191,49	-6,34	-3,88	-7,72	-1,38
feb	1	17,065	48,17	-372,110	1,107	3,603	14,465	1,045
	2	-16,972	-47,42	-373,372	-6,788	-5,303	-14,256	-1,786
	3	14,822	40,26	-244,00	1,105	3,129	16,039	0,951
	4	-14,149	-39,59	-245,44	-6,141	-4,642	-12,77	-6,722
feb	1	16,005	48,005	-371,348	1,355	3,924	14,446	0,952
	2	-16,053	-47,268	-372,738	-6,162	-5,210	-14,113	-1,304
	3	14,073	39,989	-243,743	1,140	3,524	11,937	0,870
	4	-13,726	-39,103	-243,415	-1,732	-3,057	-12,757	-1,074
feb	1	13,53	40,13	-241,16	1,73	3,02	9,69	1,02
	2	-13,06	-39,46	-240,38	-3,18	-3,56	-10,09	-1,17
	3	11,36	35,13	-240,12	1,54	3,59	9,09	0,92
	4	-12,43	-35,13	-240,37	-1,35	-3,33	-8,33	-1,03
feb	1	-9,505	-10,860	-171,142	-1,033	-1,386	-4,525	-0,874
	2	2,301	2,295	-103,11	1,368	1,507	2,172	0,629
	3	-2,146	-3,703	-91,015	-0,916	-1,103	-3,545	-0,463
	4	3,605	6,422	-62,681	1,166	1,201	2,019	0,543
feb	1	1,28	4,61	-113,26	6,012	2,148	4,72	1,12
feb	1	-12,33	-20,16	-231,85	-4,79	-5,12	-7,34	-2,07
	2	6,12	5,89	-133,04	1,98	2,32	2,38	2,03
	3	-16,24	-11,96	-165,25	-3,69	-3,26	-6,63	-1,30
feb	1	20,332	25,233	-324,439	6,103	2,06	11,304	1,240
	2	-20,307	-24,239	-316,224	-6,123	-4,024	-11,093	-1,267
	3	16,586	20,56	-266,5	-8,985	1,954	9,360	0,970
	4	-12,201	-20,333	-267,339	1,932	-3,155	-9,333	-1,039
	5	12,201	20,333	-267,339	1,932	-3,155	-9,333	-1,039

	3	-19,774	-24,131	-330,058	-0,711	41,837	-10,807	-0,495
	4	16,687	20,742	-828,544	1,960	-1,143	9,214	0,851
	5	-10,543	-20,241	-822,722	-0,652	1,508	-9,055	-0,433
Feb 17	2	-20,2	21,72	-254,61	0,012	1,23	10,43	0,31
	3	-12,35	-21,46	-225,13	-4,31	-3,26	-9,65	-1,88
	4	16,94	18,16	-173,24	0	1,05	8,73	0,656
	5	-14,36	-17,91	-148,67	-3,62	-2,69	-9,0	-1,57
Feb 18	2	-14,305	-15,118	-97,683	-1,134	-1,384	-7,350	-0,629
	3	2,041	3,042	-79,071	2,114	1,952	1,265	170,16
	4	-10,22	-11,114	-67,669	-0,809	-1,097	-5,345	-0,476
	5	4,402	3,949	-52,158	1,899	1,692	1,833	0,895
Nov 3	2	-0,51	8,53	-141,368	-0,07	1,37	1,41	0,26
Feb 13	3	-15,64	-23,04	-178,85	-6,53	-6,67	-7,54	-2,64
	4	1,12	9,22	-98,48	0,37	1,52	1,91	0,37
	5	-11,49	-17,09	-129,7	-5,0	-5,19	-5,56	-2,03
Feb 14	2	14,436	29,612	-245,095	-2,672	0,666	8,471	-0,326
	3	-15,024	-24,422	-246,766	-7,073	-6,091	-8,55	-2,63
	4	12,043	24,601	-169,569	-1,530	0,946	7,045	-0,119
	5	-12,507	-24,594	-169,197	-5,230	-4,685	-7,133	-1,981
Feb 16	2	15,796	30,116	-255,027	-5,961	-3,564	8,932	-1,875
	3	-13,062	-28,249	-248,802	-3,561	0,633	-7,912	-0,607
	4	12,978	24,947	-176,742	-4,387	-2,737	7,293	-1,407
	5	-11,071	-23,691	-171,534	-2,387	0,726	-6,660	-0,350
Feb 17	2	6,71	21,04	-179,13	0,43	0,79	5,48	0,24
	3	-25,66	-27,52	-149,99	-3,45	-4,33	-10,57	-1,55
	4	6,41	17,94	-126,21	0,73	0,77	4,81	0,297
	5	-20,56	-22,52	-102,75	-2,51	-3,49	-8,56	-1,19
Feb 18	2	-24,748	-20,292	-50,139	3,421	0,880	-9,007	0,962
	3	-3,506	1,204	-47,137	7,234	4,679	-0,461	2,375
	4	-18,647	-15,116	-36,790	2,425	0,627	-6,252	0,610
	5	-0,945	2,797	-30,955	5,603	3,759	0,370	1,972
Nov 4	2	5,32	7,56	-111,18	0,58	0,49	3,60	0,31
Feb 13	3	-15,41	-15,54	-139,47	-4,23	-7,86	-8,76	-2,31
	4	5,28	6,91	-77,64	0,73	0,63	3,42	0,38
	5	-11,98	-12,34	-101,19	-3,28	-2,99	-6,98	-1,79
Feb 14	2	21,478	23,891	-194,059	-0,010	-0,347	12,803	-0,106
	3	20,926	-23,381	-195,499	-4,507	-4,5	-12,505	-2,57
	4	17,188	19,922	-133,992	0,260	0,006	10,675	0,073
	5	-17,449	-19,470	-135,122	-3,488	-3,454	-10,42	-1,981
Feb 16	2	20,681	23,993	-203,744	-0,188	0,261	12,609	0,009
	3	-22,092	-23,263	-198,124	-3,950	-3,922	-12,804	-2,237
	4	17,226	19,935	-142,650	0,250	0,460	10,488	0,193

Feb 17	5	-16,128	-19,440	-152,82	-2,015	-3,065	-10,089	-1,679
Feb 18	2	25,74	27,25	-114,34	0,23	1,97	6,23	0,52
	3	-2,25	-14,48	-26,10	-4,38	-2,76	-2,0	-2,04
	4	12,44	18,73	-20,22	0,82	1,45	2,62	0,36
	5	-12,24	-12,14	-50,22	-2,22	-1,38	-5,82	-0,22

Feb 13	2							
	3							
	4							
	5							
Nov 2	2	5,04	2,29	-61,07	0,058	0,79	2,98	0,22

Feb 13	3	15,71	14,57	-98,9	-4,54	-3,57	-8,61	-2,52
	4	-5,48	5,32	-52,9	-0,41	-0,87	2,10	0,26
	5	-12,12	-11,09	-71,75	-3,43	-2,77	-6,59	-1,76
Feb 14	2	21,547	17,646	-140,655	-1,632	0,134	11,107	-0,431
	3	-20,837	-17,814	-141,903	-5,599	-3,182	-11,438	-2,503
	4	17,959	14,707	-97,762	-0,881	0,262	9,245	-0,179
	5	-17,403	-14,843	-98,723	-4,179	-2,501	-9,125	-1,409
Feb 16	2	21,338	16,654	-145,193	0,285	-3,152	10,755	0,358
	3	-21,271	-19,213	-139,705	-3,981	0,987	-11,467	-2,026
	4	17,549	13,826	-102,285	0,581	-2,376	8,881	0,463
	5	-17,938	-16,264	-98,419	-2,974	1,072	-9,532	-1,519

Feb 17	2	16,22	15,92	-61,1	-5,71	2,76	9,12	-2,25
	3	-4,14	-0,92	-46,1	-8,58	-6,9	-1,38	-4,42

	4	12,71	12,68	-45,1	-3,43	-4,22	3,08	-1,31
	5	-4,26	-1,25	-32,5	-6,32	-4,62	-1,66	-3,25
Feb 18	2							
	3							
	4							
	5							
NIKE	2	2,98	-0,01	-53,96	4,82	2,14	0,73	1,38
Feb 19	3	-13,06	-10,67	-62,70	1,42	-0,85	-6,73	0,26
	4	3,51	1,01	-38,26	3,36	1,11	1,24	1,59
	5	-9,82	-7,82	-45,63	0,93	-0,62	-5,02	0,076
Feb 20	2	-15,737	10,114	-92,712	9,533	3,085	2,293	3,204

	3	-16,501	-15,124	-93,587	-5,014	0,967	-9,612	2,102
	4	17,243	8,564	-65,62	2,424	2,590	6,112	2,817
	5	-15,111	-10,01	-65,912	4,909	0,725	-7,104	1,242
Feb 21	2	21,263	2,239	-82,155	-0,718	-0,533	5,494	-0,389
	3	-22,245	-14,012	-80,824	-3,531	-3,125	-10,401	-1,982
	4	9,635	6,850	-62,243	-0,082	0,003	4,561	-0,048
	5	-18,504	-11,613	-57,732	-8,427	-2,194	-9,224	-1,295
Feb 22	2	23,56	14,76	-65,50	-6,71	-7,17	10,39	-5,57
	3	4,23	2,63	-19,71	-9,38	-9,60	1,39	-4,03
	4	15,07	11,26	-19,57	-4,61	-5,22	8,36	-4,08
	5	6,02	1,19	-13,75	-7,07	-7,10	0,944	-6,22
NIKE	2	-3,05	-2,92	-11,80	-7,03	-4,49	-1,93	-3,98
Feb 23	3	-14,23	-3,23	-11,53	-9,47	-1,48	-6,71	-2,59
	4	-1,97	-1,14	-17,52	-4,86	-3,23	-0,99	-0,17
	5	-10,71	2,62	-12,50	-0,15	-7,21	-4,57	-1,52

	2	9,902	-4,431	-52,562	-11,726	-3,025	4,491	-3,901
Feb 24	3	-9,192	5,945	-32,017	-10,635	-3,913	-3,582	-4,422

	4	5,217	-7,701	-27,224	-7,200	-1,522	7,257	-2,202
	5	-6,847	4,909	-27,683	-7,532	-2,631	-3,008	-4,127
Feb 25	2	18,379	7,430	-34,684	-1,670	-1,330	7,238	-1,032
	3	2,922	-3,243	-30,180	-6,720	-2,582	-2,014	-3,758
	4	24,070	5,650	-25,719	-0,321	-0,853	5,620	-0,487

TERRAILLAGE

DES

POITRES

Les poutres sont soumises à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissants. Normalement, elles sont étudiées en flexion composée, mais par simplification, on ne fait pas état de l'effort normal et on les étudie en flexion simple. Le calcul sera fait sous les sollicitations du 1^{er} genre et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^{em} genre et on adoptera la section d'acier la plus grande.

Méthode de calcul

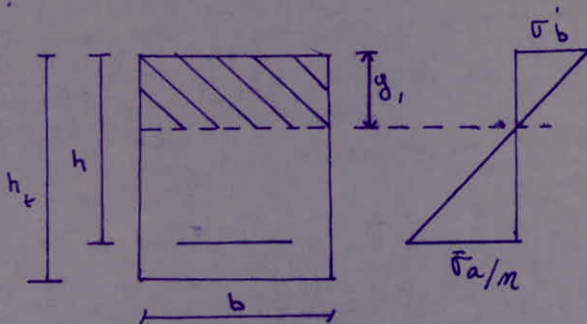
on a choisi la méthode de "PIERRE CHARON" (flexion simple).

on commence à calculer $\eta = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$, des tableaux de "charron" (pages 142-149) on tire les valeurs correspondantes d' ϵ et de K . on calcule $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$ on a une section sans armatures comprimées.

si $\sigma'_b > \bar{\sigma}_b$ on a une section avec armatures comprimées.

Section sans armatures comprimées:



La section d'armatures tendues est donnée par l'équilibre des moments :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$$

Section avec armatures comprimées

détermination des armatures.

on prendra : $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$

on essayera quelques valeurs de k obtenues en prenant pour σ_a des valeurs inférieures à $\bar{\sigma}_a$. k étant connue, les armatures A et A' seront déterminées par application des formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_a &= k \bar{\sigma}'_b & \sigma'_a &= \frac{15(d - \delta')}{2} \bar{\sigma}'_b & \delta' &= \frac{d'}{h} \\ M_0 &= \eta' \cdot b \cdot h^2 \bar{\sigma}'_b & \Delta M &= M - M_0 \\ A' &= \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma'_a} & A &= \frac{w \cdot b \cdot h}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d') \sigma_a} \end{aligned}$$

Les valeurs de η' , w et α sont données en fonction de k par les tableaux.

Détermination des contraintes

Les contraintes max et min sont obtenues

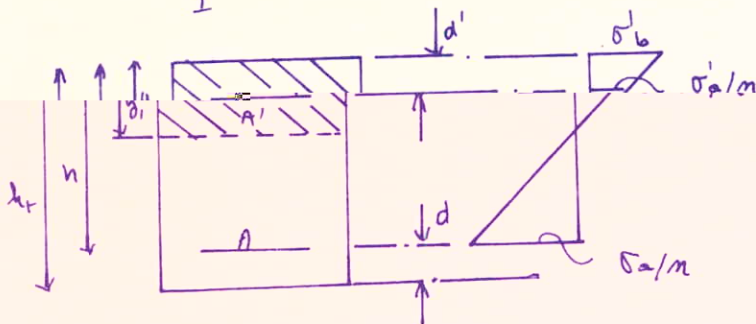
par application des formules suivantes :

$$D = \frac{15^2}{b} (A + A')^2 ; \quad E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah')$$

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

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2$$

$$k = \frac{M}{I} \quad \sigma'_b = k y_1 \quad \sigma'_a = 15 k (y_1 - d') \quad \sigma_a = 15 k (h - y_1)$$



Remarque: Pour le 1^{er} cas un calcul détaillé sera fait, pour les autres cas, les résultats seront sous forme de tableaux.

Armatures transversales.

Les armatures transversales ont pour but de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et d'empêcher la fissuration. elles seront calculées pour l'effort tranchant max.
contrainte de cisaillement max :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad z = \frac{7}{8} h.$$

contraintes de cisaillement admissibles

$$* \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$* \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

contraintes admissibles des armatures transversales

$$* \bar{\sigma}_{at} = \beta_a \sigma_{en} \quad \beta_a = \frac{2}{3} \quad \text{si on repasse du bétonnage}$$

$$* \bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} \left(1 - \frac{\sigma'_b}{3 \bar{\sigma}'_{b0}} \right) \sigma_{en} & \text{si on n'a pas repasse de bétonnage} \\ \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} \end{cases}$$

calcul des espacements

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

$A_t =$ section d'armatures transversales

espacement admissible (R.P.A. 81)

$$t \leq \min (0,3 h ; 12 \phi) \quad \text{en zone nodale.}$$

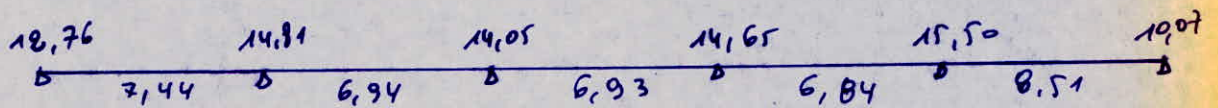
$$t \leq 0,5 h \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

PORTIQUE LONGITUDINAL PLE

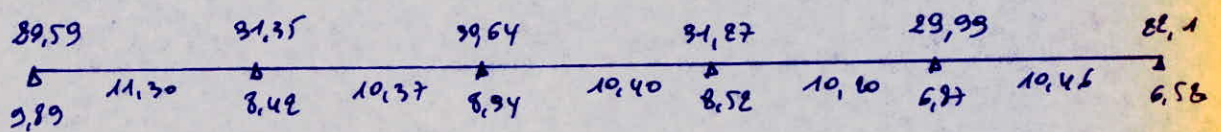
Le portique longitudinal (PLE) ne supporte pas de charges importantes, pour son ferrailage on doit respecter la condition du C.T.C. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

NIVEAU I

Moments dans les poutres : sous SP_1



* sous SP_2 .

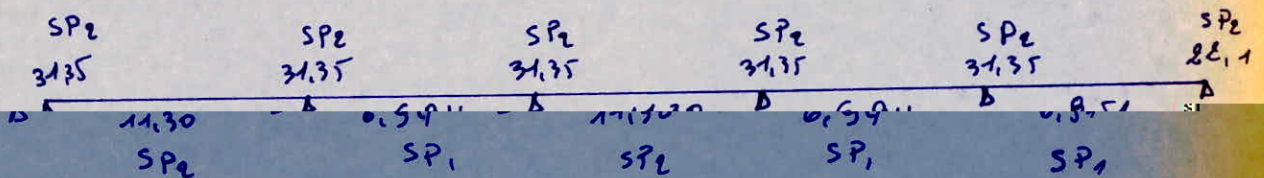


soit $1,5 M_I \geq M_{II}$ on prendra M_I ainsi M_{II} .

M_I = moment sous SP_1

M_{II} = moment sous SP_2 .

Section d'étude



comme le ferrailage doit être symétrique, on fera pour le moment max en appui.

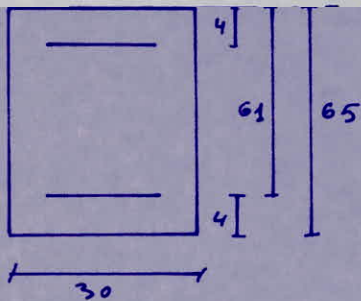


n (t.m)	μ	K	E	σ'_0 (kg/cm ²)	A (cm ²)
31,35	0,1055	23,9	0,8715	167,57	14,76
22,10	0,074	30,0	0,9819	133,5	10,15

Le ferrailage adopté sera :

$\overline{\text{5T20}} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{5T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{6T16}$
 $\overline{\text{D}} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D} \quad \text{D}$
 $\text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{5T20} \quad \text{3T20} \quad \text{6T16}$

sections des poutres :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité C.C.B.A 68 ART 52.1

pour les poutres fléchies on doit avoir

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_s \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \psi_s = 0.54$$

$$\Rightarrow A \geq 30 \cdot 61 \cdot 0.54 \cdot \frac{5.9}{3670} \cdot \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2.48 \text{ cm}^2$$

ce pas est vérifié, pour toutes les sections.

Verification de la flèche C.C.B.A 68 ART 61.2.1

on peut se dispenser de faire le calcul de la flèche pour les poutres qui satisfont aux 3 conditions suivantes :

- * $h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot l$ $M_t =$ moment max en travée
- * $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$ $\bar{\sigma}_{en}$ exprimée en bars (A = armatures tendues)
- * $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$ l entre nus d'appuis.

Pour la 1^{ère} condition, le cas le plus défavorable est lorsque $M_t = M_0$, il suffit donc de vérifier $h_t \geq \frac{l}{10}$ ce qui est plus défavorable encore que la 3^{ème} condition $h_t \geq \frac{l}{16}$. Il suffira donc de vérifier cette première.

POUTRES	11	12	13	14	15
l (cm)	585	580	580	585	600
$\frac{l}{10}$ (cm)	58.5	58.0	58.0	58.5	60.0

$$h_t = 65 \text{ cm} > \frac{l}{10} \quad \text{pour toutes les sections.}$$

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 30 \cdot 61 \cdot \frac{43}{4120} = 19.09 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié pour tous les aciers tendus.}$$

Conditions aux appuis C.C.B.A 68 ART 35.32

Si le moment sur un appui est tel que $|M| < Tz$, la section minimale d'armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à $T + M/z$.

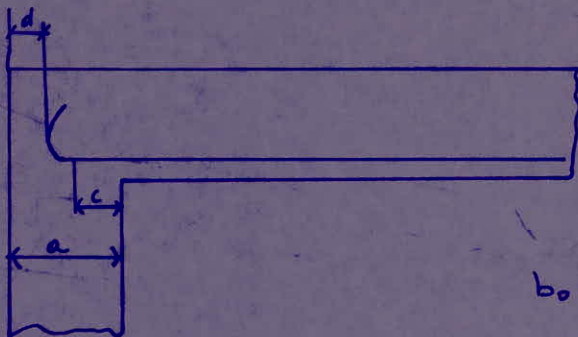
$$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z \quad \text{avec } M \text{ pris avec son signe}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

Appuis	1	2	3	4	5	6
T.z (t-m)	9,27	9,59	9,58	9,47	9,31	8,34
M (t-m)	+ 31,35	+ 31,35	+ 31,35	+ 31,35	+ 31,35	+ 22,10

on voit bien que $M > T.z$.

pour toutes les sections on a $M > T.z$. La condition est donc vérifiée pour tous les appuis.

Béton

Pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$, il faut

$$\text{que } c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}}$$

b_0 = largeur de la poutre

c = distance du nu de l'appui au point où commence l'encrage inférieur.

$$r = 5\phi \div 5,5\phi$$

$$c = a - (d + r)$$

Appui n° 1:

sous S_{Pe}

$$T = 17,37 \text{ (t)}$$

$$\Rightarrow c_0 = \frac{2 \times 17,37 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 11,21 \text{ cm.}$$

$$a = 70 \text{ cm}, \quad r = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 4 = 6 \text{ cm}, \quad d = 4 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow c = 70 - (11 + 4) = 55 \text{ cm.} \quad \rightarrow c_0 = 11,21 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Appuis N° 6

$$T = 15,63 \text{ (t)}$$

sous S_{Pe}

$$c_0 = \frac{2 \times 15,63 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,08 \text{ cm.}$$

$$a = 50 \text{ cm}, \quad r = 8,8 \text{ cm}, \quad d = 4 \text{ cm.}$$

$$c = 50 - (8,8 + 4) = 37,2 \text{ cm} > c_0 = 10,08 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Vérification de la fissuration c.c.B.A 68 ART 49.22

La valeur max. de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des deux valeurs :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \mu \cdot w_f}{\phi (1 + 10 w_f)}$$

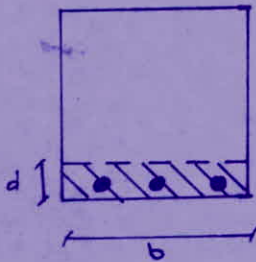
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\gamma}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

ϕ = diamètre de la barre exprimée en mm.

$\gamma = 1,6$ aciers HA

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

on doit vérifier que $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$.



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{b d} = \frac{9,42}{4 \cdot 30} = 0,0785$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0785}{20 (1 + 10 \cdot 0,0785)} = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 6}{20}} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est donc vérifiée.

Condition de non entraînement. C.C.B.A 68 ART 29.11

Pour les poutres : $\bar{\sigma}_d = z \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ avec $\psi_d = 1,5$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } S P_1$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } S P_2$$

on doit vérifier que :

$$\sigma_d = \frac{T}{m p z} \leq \bar{\sigma}_d$$

m = nombre de barres dans un lit

P = périmètre adhérent de la barre ($P = \phi(\pi + 1)$),
pour un paquet de deux barres.

$$z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm.}$$

Appuis	1	2	3	4	5	6
$P(\text{cm})$	8,28	8,28	8,28	8,28	8,28	6,62
$T(\text{N})$	17,37	17,98	17,58	17,76	17,46	15,63
$\sigma_d = \frac{T}{m p z}$	13,10	13,56	13,25	13,39	13,16	11,78

on voit bien que $\sigma_d < \bar{\sigma}_d$ pour toutes les sections.

Vérification des contraintes :

Nous avons choisi la méthode de "PIERRE CHARON".

a) section sans armatures comprimées :

on calcule : $w = 100 \frac{A}{B \cdot h}$, des tableaux on tire les valeurs d' ϵ et de K , et on a :

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

b) section avec armatures comprimées :

de l'équation $\frac{b}{30} y_1^2 + (A + A') y_1 - d' A' - A(h_v - d) = 0$ on tire y_1 , puis on calcule $I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h_v - d - y_1)^2$
et $K = \frac{M}{I}$ les contraintes seront :

$$\sigma'_b = K y_1$$

$$\sigma'_a = 15 K (y_1 - d')$$

$$\sigma_a = 15 K (h - y_1)$$

	TRAVEES					APPUIS					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	11,30	6,94	11,30	6,94	8,51	-31,35	-31,35	-31,35	-31,35	-31,35	-22,10
A (cm ²)	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	19,06
\bar{w}	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,657
ϵ	0,8922	0,8922	0,8922	0,8922	0,8922	0,8684	0,8684	0,8684	0,8684	0,8684	0,8815
K	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4	23,0	23,0	23,0	23,0	23,0	27,2
σ_a (kg/cm ²)	2204,12	1353,69	2204,12	1353,69	1659,91	3769,53	3769,53	3769,53	3769,53	3769,53	3407,9
σ'_b (kg/cm ²)	70,19	43,11	70,19	43,11	52,86	163,89	163,89	163,89	163,89	163,89	125,29
Sollicit	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂

on a : pour SP₁ : $\sigma_a < 2670 \text{ kg/cm}^2$ pour SP₂ : $\sigma_a < 4005 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b < 137 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b < 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales :

d'effort tranchant, max est $T = 17,98 \text{ (t)}$ pour SP₂

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{17,98 \cdot 10^3}{30 \cdot 53,375}$

$$\tau_b = 11,23 \text{ kg/cm}^2$$

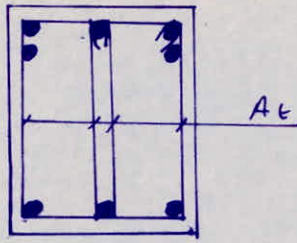
$$\sigma'_b \text{ max} = 163,89 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{163,89}{103,3}\right) 8,86 = 25,81 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffisent donc.

$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$.



$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{\text{ext}}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,375 \cdot 2400}{17,98 \cdot 10^3} =$$

$$t = 14,32 \text{ cm.}$$

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A) prévoit un espacement de :

$$t = \min(0,3h ; 12\phi) = \min(19,5 ; 24) = 19,5 \text{ cm}$$

en zone nodale.

$$t \leq 0,5h = 38,5 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour toutes les poutres un espacement de :

$$t = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 2

Moments dans les poutres

SP2 35,22	SP2 36,83	SP2 38,10	SP2 40,0	SP2 37,42	SP2 25,07
Δ 11,97	Δ 11,11	Δ 9,09	Δ 7,76	Δ 6,95	Δ 5,76
8,36 SP1	7,72 SP1	10,34 SP1	10,22 SP1	11,53 SP1	

sections d'étude

36,83	36,83	40,0	40,0	40,0	25,07
Δ 36,83	Δ 36,83*	Δ 40,0	Δ 40,0	Δ 40,0	Δ 25,07

M (t.m)	μ	K	ξ	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
36,83	0,123	21,5	0,8630	172,71	17,49
40,0	0,1342	20,3	0,8584	190,82	18,14
25,07	0,0841	27,7	0,8829	139,34	11,60

on adopte le ferrailage suivant :

6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T16
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	6T16

VERIFICATIONS

condition de non fragilité

$$A > b \cdot h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{bt}}{\sigma_a} \left(\frac{h \cdot t}{n} \right)^2$$

$\Rightarrow A > 30,61 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,91}{2,670} \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2,48 \text{ cm}^2$ Verifié

verification de la fleche

comme on l'a déjà vu, il suffit de

verifier que :

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30,61 \cdot \frac{43}{4120} = 13,09 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifié pour tous les aciers tendus (en Traviée).

$$* h_c > \frac{l}{10}$$

tranchées	11	12	13	14	15
l (cm)	585	580	580	585	600
$\frac{l}{10}$ (cm)	58,5	58,0	58,0	58,5	60,0

$h_c = 60$ cm est sup à $\frac{l}{10}$ pour toutes les tranchées.

CONDITION AUX APPUIS

on doit vérifier que :

$$\bar{A} \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$

M pris avec son signe

$$z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm.}$$

APPUIS	1	2	3	4	5	6
T (t)	21,23	21,23	23,80	23,80	23,80	14,95
T.z (t.m)	11,33	11,33	12,70	12,70	12,70	7,97
M (t.m)	+36,83	+36,83	+40,0	+40,0	+40,0	+25,07

on a $M > T.z$ pour toutes les sections, la condition précédente est donc vérifiée.

BETON

$$c_0 = \frac{8T}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}}$$

$$c = a - (d + r) \quad \text{il faut que } c > c_0$$

appuis n° 1 :

$$T = 21,23 \text{ (t) sous } SP_e$$

$$c_0 = \frac{8 \times 21,23 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 13,70 \text{ cm.}$$

$$c = 70 - 15 = 55 \text{ cm.}$$

$$r = 5,5 \cdot 20 = 11 \quad ; \quad d = 4$$

$$\Rightarrow c > c_0 \text{ vérifié}$$

Appuis n° 6

$$T = 14,95 \text{ (t) sous } SP_e \Rightarrow c_0 = \frac{8 \times 14,95 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 9,64 \text{ cm.}$$

$$c = 50 - (4 + 6,8) = 50 - 10,8 = 39,2 \text{ cm.}$$

$$r = 5,5 \cdot 1,6 = 8,8$$

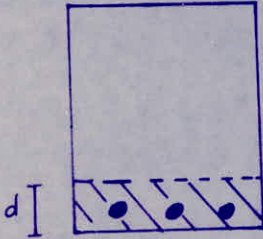
$$d = 4$$

$$\Rightarrow c > c_0 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

VERIFICATION DE LA FISSURATION

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot M \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

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



$$\bar{w}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{9,42}{4 \times 30} = 0,0785$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0785}{20 (1 + 10 (0,0785))} = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{20} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 6} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > 4120 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

la condition de fissuration est donc vérifiée.

CONDITION DE NON ENTRAÎNEMENT

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sans SP.)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sans SPe)}$$

on doit vérifier que :

$$\sigma_d = \frac{T}{m p z} \leq \bar{\sigma}_d$$

APPUIS	1	2	3	4	5	6
P (cm ²)	8,28	8,28	8,28	8,28	8,28	6,62
T (t)	21,23	21,23	23,80	23,80	23,80	14,95
σ_d (kg/cm ²)	16,01	16,01	17,95	17,95	17,95	14,09

on a $\sigma_d < \bar{\sigma}_d$ pour toutes les sections.

VERIFICATION DES CONTRAINTES

	TRAVEES					APPUIS					
	11	12	13	14	15	1	2	3	4	5	6
M (t.m)	8,36	8,36	11,33	11,33	11,33	36,83	36,83	40,0	40,0	40,0	25,07
A (cm ²)	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84	12,06
w ⁽¹⁾	0,520	0,520	0,420	0,420	0,420	0,345	0,345	0,346	0,346	0,346	0,634
E	0,9132	0,9132	0,9004	0,9004	0,9004	0,8630	0,8630	0,8184	0,8184	0,8184	0,8184
k	42,6	42,6	35,2	35,2	35,2	21,5	21,5	20,3	20,3	20,3	27,7
σ_a	1593,16	1593,16	1675,74	1675,74	1675,74	3713,47	3713,47	3873,16	3873,16	3873,16	3859,80
σ'_b	37,39	37,39	47,60	47,60	47,60	172,71	172,71	190,82	190,82	190,82	139,34
SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂

SP₁ sur a : $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$

SP₂ sur a : $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$

Solli
 * pour
 * pour

Armatures transversales

L'effort tranchant max est $T = 23,80 \text{ (t)}$ (sous 5 Pe).

La contrainte de cisaillement sera: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{23,80 \cdot 10^3}{30 \cdot 53,375} =$

$$\tau_b = 14,86 \text{ kg/cm}^2$$

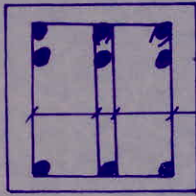
$$\sigma'_b \text{ max} = 190,82 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{190,82}{103,3}\right) 8,86 = 23,50 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffisent donc.

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{em} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$.



$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,375 \cdot 2400}{23,80 \cdot 10^3} = 10,80 \text{ cm.}$$

Le C.T.C prévoit un espacement de :

$$t = \min(0,3 h; 12 \phi) = 19,5 \text{ cm} \text{ en zone nodale}$$

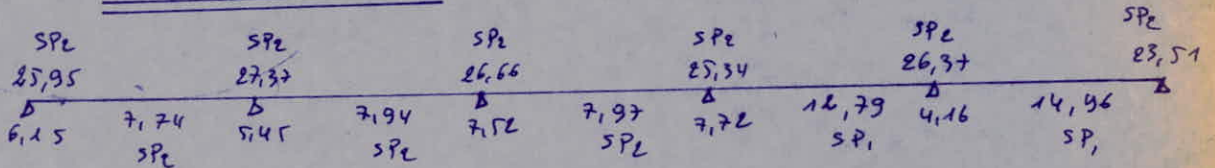
$$t = 0,5 h = 0,5 \cdot 61 = 30,5 \text{ cm} \text{ en zone non nodale}$$

on prendra pour toutes les poutres un espacement t de :

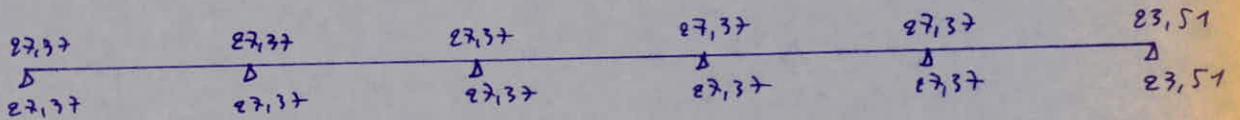
$$t = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 3

Moments dans les poutres :

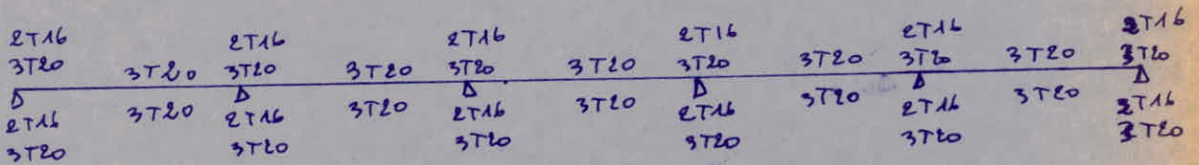


sections d'étude



M (t.m)	μ	R	ϵ	σ_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
27,37	0,091	26,4	0,8786	143,92	12,5
23,51	0,078	26,7	0,8801	137,23	12,3

Le ferrailage adopté est le suivant:



VERIFICATIONS

condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta_f \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$\Rightarrow A \geq 30.61.0,54. \frac{5191}{2670} \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2,5 \text{ cm}^2$ Vérifié

Vérification de la flèche :

* $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{ten}} = 30.61. \frac{43}{4120} = 19,09 \text{ cm}^2$

Vérifié pour tous les aciers tendus (travées)

* $h_t \geq 2/10$

poutres	11	12	13	14	15
l (cm)	585	580	580	580	600
$\frac{l}{10}$ (cm)	58,5	58,0	58,0	58,0	60,0

$h_t = 65 \text{ cm}$ est sup à $\frac{l}{10}$ pour toutes les travées.

CONDITION AUX APPUIS

on doit vérifier que : $A \bar{\sigma}_a > T + M/z$

M pris avec son signe

$$z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm.}$$

Appuis	1	2	3	4	5	6
T(t)	15,69	16,05	15,84	14,19	14,41	19,08
Tz (t.m)	8,37	8,56	8,45	7,57	7,69	10,18
M(t.m)	27,37	27,37	27,37	27,37	27,37	23,51

on a $M > T \cdot z$ pour toutes les sections, la condition précédente est donc vérifiée.

BETON

$$c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b}$$

$$c = a - (d + r) \text{ il faut que } c > c_0$$

* Appuis N° 1

$$T = 16,05 \text{ (t) sous } SP_2$$

$$c_0 = \frac{2 \times 16,05 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,36 \text{ cm.}$$

$$c = a - (d + r) \quad a = 70 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm}; \quad r = 5,5 \phi = 5,5 \times 2 = 11 \text{ cm}$$

$$c = 70 - (11 + 4) = 55 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \text{ donc vérifié.}$$

* Appuis N° 6

$$T = 19,06 \text{ (t) sous } SP_2$$

$$c_0 = \frac{2 \times 19,06 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 12,30 \text{ cm.}$$

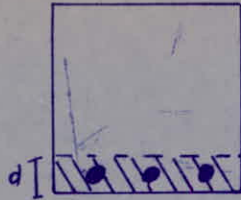
$$c = a - (d + r) \quad a = 50 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm}; \quad r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm.}$$

$$c = 50 - 15 = 35 \text{ cm} \Rightarrow c > c_0 \text{ vérifié.}$$

VERIFICATION DE LA FISSURATION

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \mu \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

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



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,42}{30,4} = 0,0785$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,0785}{20 (1 + 10 \cdot 0,0785)} = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{20} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 6} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > 4005 \text{ kg/cm}^2$$

~ La condition de fissuration est donc vérifiée ~

CONDITION DE NON ENTRAÎNEMENT

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,54 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}$$

$$\text{on doit vérifier que } \tau_d = \frac{T}{m P z} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3	4	5	6
P (cm ²)	8,28	8,28	8,28	8,28	8,28	6,62
T (N)	15,69	16,05	15,84	14,19	14,41	19,08
τ_d (kg/cm ²)	11,83	18,10	11,95	10,70	10,86	17,99

on a $\tau_d < \bar{\tau}_d$ pour toutes les sections.

VERIFICATION DES CONTRAINTES

on doit vérifier que :

$$\text{sous SP}_1: \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = 26470 \text{ kg/cm}^2$$

sous SP₂ :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b = 105,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

	TRAVÉES					APPUIS					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	1	2	3	4	5	6
M (kg)	7,97	7,97	7,97	14,92	14,92	27,37	27,37	27,37	27,37	27,37	25,51
A (cm)	9,42	9,42	9,42	12,31	12,31	13,44	13,44	13,44	13,44	13,44	12,31
W	0,192	0,192	0,192	0,565	0,565	0,695	0,695	0,695	0,695	0,695	0,674
	0,9291	0,9291	0,9291	0,8881	0,8881	0,8786	0,8786	0,8786	0,8786	0,8786	0,8801
	55,0	55,0	55,0	29,7	29,7	26,4	26,4	26,4	26,4	26,4	26,7
	1492,84	1492,84	1492,84	2243,27	2243,27	3799,74	3799,74	3799,74	3799,74	3799,74	3557,40
	27,093	27,093	27,093	75,53	75,53	143,92	143,92	143,92	143,92	143,92	133,23
	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2

Les sections sont vérifiées.

Armatures transversales.

L'effort tranchant max est $T = 19,08 (t)$ sous SP2.

La contrainte de cisaillement est $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{19,08 \cdot 10^3}{30,53 \cdot 375} = 11,914 / cm^2$

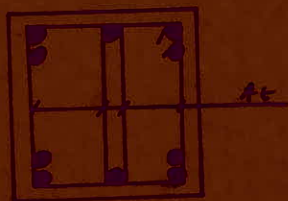
$\sigma'_b \text{ max} = 133,23 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{133,23}{103,3} \right) 8,86 = 28,44 \text{ kg/cm}^2$

ce qui est vérifié \Rightarrow des armatures droites suffisent donc.

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$.



$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,575 \cdot 2400}{19,09 \cdot 10^3} = 13,49 \text{ cm}$

Le règlement R.P.A en vigueur en Algérie prévoit un espacement de

$$t = \min(0,3h, 12\phi) = 19,5 \text{ cm en zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h = 39,5 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour toutes les routes, un espacement de :

$$t = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 4

Moments dans les routes :

SPe	SPe	SPe	SPe	SPe
26,11	29,09	29,09	29,09	29,09
D	D	D	D	D
7,98	8,91	6,62	8,22	10,82
	SPe		SPe	SPe
			2,04	7,93
				10,2
				7,27

sections d'étude

26,11	29,09	29,09	29,09	29,09
D	D	D	D	D
26,11	29,09	29,09	29,09	29,09

M (t.m)	μ	K	ϵ	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
26,11	0,0876	26,9	0,8807	148,88	12,16
29,09	0,0976	25,1	0,8753	159,56	13,63

Le ferrailage adopté sera :

5T20	3T20	5T20	3T20	5T20	3T20	5T20	3T20	5T20
D	D	D	D	D	D	D	D	D
5T20	3T20	5T20	3T20	5T20	3T20	5T20	3T20	5T20

VERIFICATIONS

condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_u \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h}{h} \right)^2$$

$$\Rightarrow A \geq 30,61 \cdot 9,54 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2,52 \text{ cm}^2$$

vérifié pour toutes les sections.

VERIFICATION DE LA FLECHE

comme on l'a déjà vu, il suffit de vérifier que :

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{5 \text{ cm}} = 30.61 \cdot \frac{43}{4120} = 19,09 \text{ cm}^2$$

vérifié pour tous les aciers tendus (en travées)

$$* h_t \geq l/10$$

Poutres	11	12	13	14
l (cm)	605	600	600	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,0	60,0	60,5

$h_t = 65 \text{ cm}$ et sup à $\frac{l}{10}$ pour toutes les travées.

CONDITION AUX APPUIS

on doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/2$

M plus avec son signe

$$z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm.}$$

Appuis	1	2	3	4	5
T (t)	15,83	16,51	16,19	17,03	17,30
Tz (t.m)	8,44	8,81	8,63	9,08	9,23
M (t.m)	26,11	29,09	29,09	29,09	29,09

on a $M > Tz$ pour toutes les sections, la condition précédente est donc vérifiée.

BETON

$$c_0 = \frac{bT}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$c = a - (d + r) \quad \text{il faut que } c > c_0$$

Appuis N° 1 $T = 15,83 \text{ (t)}$ (sans SPL) $\Rightarrow c_0 = \frac{2 \times 15,83 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,22 \text{ cm}$

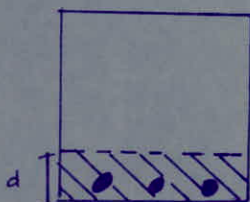
$$a = 50 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm}; \quad r = 5,5\phi = 11 \text{ cm}$$

$$c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} \quad \neq c > c_0 \quad \text{vérifié.}$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \mu \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

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



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,42}{30,4} = 0,0785$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0785}{20 (1 + 10 \cdot 0,0785)} = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 6}{20}} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de fissuration est donc vérifiée.

Condition de non entraînement.

$$\bar{\sigma}_d = 2,4 d \bar{\sigma}_b = 2,4 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_e$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_d = \frac{T}{m p z} \leq \bar{\sigma}_d$$

Appuis	1	2	3	4	5
σ_d (kg/cm ²)	11,93	12,45	12,20	12,84	13,04
T (t)	15,83	16,51	16,18	17,03	17,30
σ_d (kg/cm ²)	11,93	12,45	12,20	12,84	13,04

on a $\sigma_d < \bar{\sigma}_d$ pour toutes les sections.

Verifications des contraintes :

on doit vérifier : sous SP₁ :

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

sous SP_e :

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

	TRANSVERSE				APPROXIS				
	11	12	13	14	1	2	3	4	5
M	10,8e	10,8e	10,9e	10,9e	26,11	29,09	29,09	29,09	29,09
R	719,61	719,61	719,61	719,61	13,44	15,70	15,70	15,70	15,70
W	0,263	0,263	0,263	0,263	0,667	0,747	0,747	0,747	0,747
E	0,9196	0,9196	0,9196	0,9196	0,8807	0,8753	0,8753	0,8753	0,8753
K	46,4	46,4	46,4	46,4	26,9	25,1	25,1	25,1	25,1
$\bar{\sigma}_a$	2049,8	2049,8	2049,8	2049,8	3616,17	3439,22	3439,22	3439,22	3439,22
$\bar{\sigma}'_b$	44,17	44,17	44,17	44,17	134,4	138,25	138,25	138,25	138,25
spécul	SPe	SPe	SPe	SPe	SPe	SPe	SPe	SPe	SPe

ARMATURES TRANSVERSALES

L'effort tranchant max est dans SPe : $T_{max} = 17,03$ (t)

Le coefficient de cisaillement est $\alpha_s = \frac{T}{b_s} = \frac{17030}{2049,8} = 8,31 \text{ kg/cm}^2$

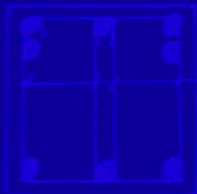
$\bar{\sigma}'_{b, max} = 138,25 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 8,96 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_{b, max} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_{b, max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{138,25}{103,3}\right) 103,3 = 28,01 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié. des armatures droites suffisent donc.

$\bar{\sigma}'_{b0} = \bar{\sigma}_b = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$



$$A_r = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = \frac{A_r \cdot \bar{\sigma}_b}{T}$$

$$e = \frac{2,01 \cdot 2400}{17,03 \cdot 10^3} = 28,41 \text{ cm}$$

Le règlement R.P.A. prévoit un espacement de :

$$e = \min(0,3h, 12\phi) = 19,5 \text{ cm} \text{ en zone nodale}$$

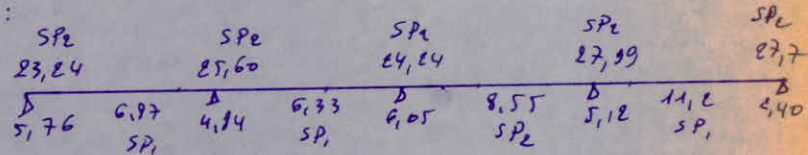
$$e \leq 45h = 32,5 \text{ cm} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

d'où l'on prendra pour toutes les jointes un espacement de

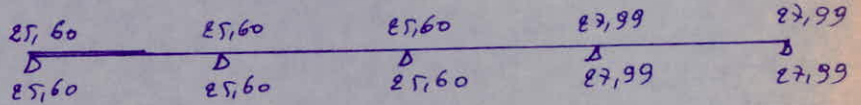
$$e = 15 \text{ cm}$$

NIVEAU 5

Moments dans les routes :

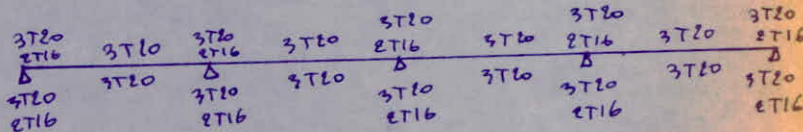


sections d'étude



M (t.m)	μ	K	ϵ	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
25,60	0,0859	27,3	0,8818	146,7	11,87
27,99	0,0938	25,8	0,8774	155,23	13,04

Le ferrailage adopté sera :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma_a} \left(\frac{h+x}{n} \right)^2$$

$\Rightarrow A \geq 30 \cdot 61 \cdot 0,94 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2,52 \text{ cm}^2$ - vérifié.

verification de la flèche

* $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{an}} = 30 \cdot 61 \cdot \frac{43}{4120} = 19,09 \text{ cm}^2$

ce qui est vérifié pour tous les aciers tendus.

* $h_t \geq l/10$

routes	11	12	13	14
l (cm)	605	600	600	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,0	60,0	60,5

$h_t = 65 \text{ cm}$ sup à $\frac{l}{10}$ pour toutes les travées \Rightarrow vérifié.

condition aux appuis.

on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a > T + M / z$

M pris avec son signe
 $z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm}$

Appuis	1	2	3	4	5
T (t)	13,46	14,01	13,62	16,11	16,01
T.z (tm)	7,18	7,47	7,26	8,59	8,54
M (tm)	+ 25,60	+ 25,60	+ 25,60	+ 27,99	+ 27,99

on a $M > T.z$ pour toutes les sections, la précédente condition est donc vérifiée.

Béton

$$c_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b'}$$

$$c = a - (d + r) \quad \text{il faut que } c \geq c_0$$

Appuis n° 1:

$$c_0 = \frac{2 \times 13,46 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 8,68 \text{ cm} \quad (\text{sous SPe})$$

$$a = 50 \text{ cm}; \quad r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm} \Rightarrow c = 35 \text{ cm}$$

$$c > c_0 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Appuis n° 5

$$c_0 = \frac{2 \times 16,01 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,33 \text{ cm} \quad (\text{sous SPe})$$

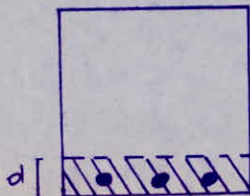
$$a = 50 \text{ cm}; \quad r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm} \Rightarrow c = 35 \text{ cm}$$

$$c > c_0 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

verification de la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K_4 \bar{w}_f}{\phi (1 + 10w_f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1}{\phi} K \bar{\sigma}_b'}$$



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,42}{30,4} = 0,0785$$

$$\sigma_1 = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de la fissuration est donc vérifiée.

condition de non entrainement.

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP}_1)$$

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous SP}_2)$$

on doit vérifier que : $\tau_d \leq \frac{T}{A} \leq \bar{\tau}_d$

Appuis	1	2	3	4	5
P (cm)	6,62	6,62	6,62	8,28	8,28
T (H)	13,46	14,01	13,62	16,11	16,01
τ_d (kg/cm ²)	12,69	13,21	12,84	12,15	12,05

on a bien $\tau_d < \bar{\tau}_d$ pour toutes les sections.

verification des contraintes.

	Travées				Appuis				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (T.m)	6,97	6,97	8,54	11,2	-25,60	+25,60	+25,60	+27,99	+27,99
A (cm ²)	9,42	9,42	9,42	9,42	12,31	12,31	12,31	13,44	13,44
W	0,250	0,250	0,250	0,250	0,649	0,649	0,649	0,713	0,713
σ_a	0,280	0,280	0,280	0,280	0,999	0,999	0,999	0,9774	0,9774
K	47,8	47,8	47,8	47,1	27,3	27,3	27,3	25,8	25,8
σ_a (kg/cm ²)	1298,97	1298,97	1614,73	2117,68	3166,17	3166,17	3166,17	3899,93	3899,93
σ'_b (kg/cm ²)	27,17	27,17	33,79	44,30	141,62	141,62	141,62	151,15	151,15
Sollicitati	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂

Armatures transversales.

L'effet tranchant max est sous S_{Pe} : $T_{max} = 16,11 \text{ (t)}$

La contrainte de cisaillement est: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{16,11 \cdot 10^3}{30,53,375} = 10,06 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b \text{ max} = 151,15 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$

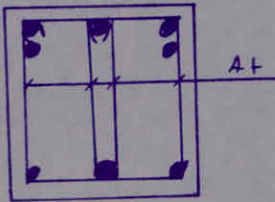
$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que:

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{151,15}{103}\right) 8,86 = 26,90 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffisent.

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$



$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{en}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,375 \cdot 2400}{16,11 \cdot 10^3} = 15,98 \text{ cm}$$

Le C.T.C prévoit un espacement de:

$$t = \min(0,3h; 12\phi) = 19,5 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

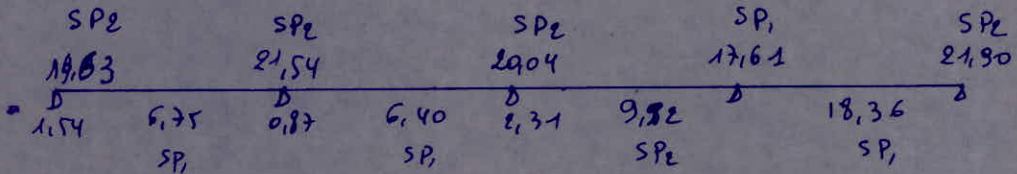
$$t \leq 0,5h = 39,5 \text{ cm} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

on prendra pour toutes les pentes un espacement t de:

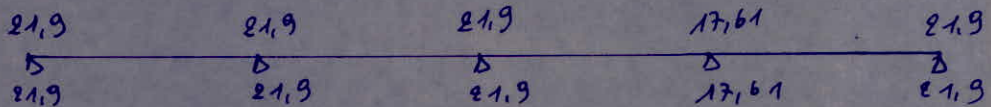
$$t = 15 \text{ cm}$$

NIVEAU 6

Moments dans les routes

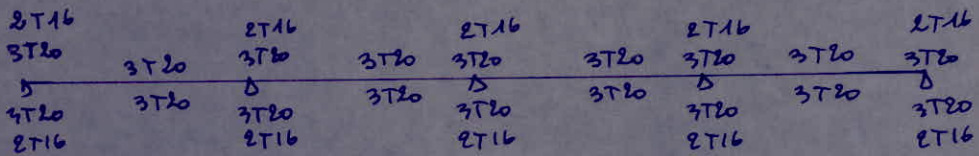


Sections d'étude



M (t.m)	μ	K	ϵ^0	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
21,9	0,0734	30,1	0,8891	133,0	10,10
17,61	0,0589	34,7	0,8994	76,94	7,99

on a retenu le ferrailage suivant:



VERIFICATIONS

condition de non fragilité

pour les poutres flechies on doit avoir:

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \left(\frac{1 + \beta}{h} \right) \cdot l = 30,61 \cdot 0,39 = \frac{21,584}{2670} \left(\frac{1,165}{61} \right) = 1,52 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifié pour toutes les sections.

Vérification de la flèche

comme on l'a déjà vu, il suffit de vérifier que:

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30,61 \cdot \frac{43}{4120} \leq 19,09 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié pour tous les aciers tendus (en traction)}$$

$$* h_t \geq l/10.$$

Poutres	11	12	13	14
l (cm)	605	600	600	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,0	60,0	60,5

$h_t = 65 \text{ cm} > l/10$ pour toutes les travées.

conditions aux appuis

on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/2$

Appuis	1	2	3	4	5
T (t)	12,31	16,82	12,36	14,38	16,68
Tz (t-m)	6,57	6,84	6,59	7,67	8,90
M (t-m)	+ 21,9	+ 21,9	+ 21,9	+ 17,61	+ 21,9

on a $M > T \cdot z$ pour toutes les sections, la condition précédente est donc vérifiée.

Béton

$$c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}}$$

$c = a - (d + e)$ il faut que $c > c_0$.

Appuis n°1

$$T = 12,31 \text{ (t) sous SP}_2$$

$$c_0 = \frac{2 \times 12,31 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 7,94 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm} ; a = 50 \text{ cm.}$$

$$c = 50 - (4 + 11) = 35 \text{ cm} \Rightarrow c = 35 \text{ cm} > c_0 = 7,94 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Appuis N°5

$$T = 16,68 \text{ (t) sous SP}_2$$

$$c_0 = \frac{2 \cdot 16,68 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,76 \text{ cm.}$$

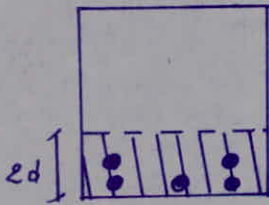
$$r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm} ; a = 50 \text{ cm.}$$

$$c = 50 - (4 + 11) = 35 \text{ cm} \Rightarrow c = 35 \text{ cm} > c_0 = 10,76 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Verification de la fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{k_4 \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{13,44}{8,30} = 0,056$$

$$\sigma_1 = 4307,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1287,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4307,69 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_2 = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement:

$$\bar{\tau}_d = 2,4 d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,54 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1)$$

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2)$$

$$\text{on doit vérifier que : } \tau_d = \frac{T}{n P z} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3	4	5
P (cm)	8,28	8,28	8,28	8,28	8,28
T (t)	12,31	12,82	12,36	14,38	16,68
τ_d (kg/cm ²)	9,28	9,66	9,32	10,84	12,58

on a $\tau_d < \bar{\tau}_d$
pour toutes les sections.

Verification des contraintes

	TRAVÉES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	6,75	6,75	9,92	18,36	+21,90	+21,90	+21,36	+17,61	-21,90
A (cm ²)	9,42	9,42	9,42	13,44	12,31	12,31	12,31	13,44	12,31
W	0,514	0,514	0,514	0,704	0,552	0,552	0,552	0,704	0,552
E	0,8922	0,8922	0,8922	0,8780	0,8891	0,8891	0,8891	0,8780	0,8891
K	31,4	31,4	31,4	26,4	30,1	30,1	30,1	26,4	30,1
σ_a (kg/cm ²)	1316,62	131,62	1934,94	2550,63	3280,2	3280,2	3280,2	2550,63	3280,2
σ'_s (kg/cm ²)	41,93	41,93	61,62	96,61	108,9	108,9	108,9	96,61	108,9
sollicit	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₁	SP ₂

Armatures transversales.

l'effet tranchant max est sous SP₂: T = 16,68 (t)

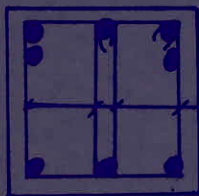
La contrainte de cisaillement est: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{16,68 \cdot 10^3}{30,53 \cdot 375} = 10,42 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b \text{ max} = 108,9 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 103,3 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_b$ on doit vérifier que:

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{108,9}{103,3}\right) 8,86 = 30,52 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffisent donc.



$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{en}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,375 \cdot 2400}{16,68 \cdot 10^3} = 15,43 \text{ cm.}$$

Le C.T.C prévoit un espacement de:

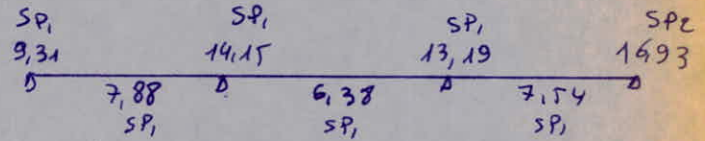
$$t = \min(0,3 h, 12 \phi) = 19,5 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$t \leq 0,5 h = 39,5 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour tous les profilés un espacement de $t = 15 \text{ cm.}$

NIVEAU 7

Moments dans les routes.

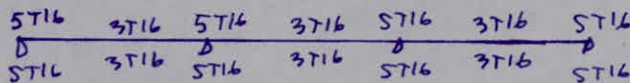


sections d'étude

section	9,31	14,15	14,15	16,93
	9,31	14,15	14,15	16,93

M (t.m)	μ	K	ϵ	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
9,31	0,0468	39,8	0,9088	67,08	6,27
14,15	0,0714	30,7	0,8906	86,97	9,79
16,93	0,0568	35,4	0,9004	113,13	7,686

Section retenue :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité :

$$A \geq b \cdot h \cdot \mu_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_e}{h} \right)^2$$

$$\Rightarrow A \geq 30.61.0.54.9.91 \left(\frac{65}{61} \right)^2 = 2,52 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

verification de la fleche

$$* A \leq \frac{b \cdot h \cdot 43}{\sigma_{en}} = \frac{30.61.43}{4160} = 19,09 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow vérifié pour tous les aciers tendus.

* $h_e \geq l/10$

Poutres	11	12	13
l (cm)	605	600	600
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,0	60,0	60,0

$h_e = 65 \text{ cm}$ est sup
à $\frac{l}{10}$ pour toutes les
travées.

conditions aux appuis :

si le module de M est inférieur à T. z on

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

M plus avec son signe
 $z = \frac{7}{8} h = 53,375 \text{ cm.}$

Appuis	1	2	3	4
T (t)	10,15	11,68	11,24	12,15
TZ (t.m)	5,41	6,80	5,99	6,48
M (t.m)	9,31	14,15	14,15	16,93

on a $M > TZ$ pour toutes les sections, la relation précédente est donc vérifiée.

béton:

$$c_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$$

$$c = a - (d + r) \text{ if faut que } c > c_0.$$

Appuis N°1: $T = 10,15$ (t) sous SP₁

$$c_0 = \frac{2 \times 10,15 \cdot 10^3}{30 \cdot 67,5} = 10,02 \text{ cm.}$$

$$a = 50; \quad r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm} \Rightarrow c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm.}$$

$$c = 35 \text{ cm} > c_0 = 10,02 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Appuis N°4

$T = 12,15$ (t) sous SP₁

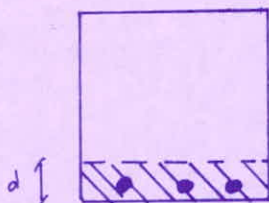
$$c_0 = \frac{2 \times 12,15 \cdot 10^3}{30 \cdot 67,5} = 12 \text{ cm}$$

$$a = 60 \text{ cm}; \quad r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm} \Rightarrow c = 45 \text{ cm} > c_0 = 12 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Vérification de la fissuration.

$$\phi_{\text{max}} = 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,42}{30 \cdot 4} = 0,0785$$



$$\sigma_1 = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement:

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 4d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP,}$$

$$\bar{\tau}_z = 1,5 \cdot 127 = 190,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP,}$$

Armatures transversales.

L'effort tranchant max est sous SP_2 : $T_{max} = 12,15 \text{ (t)}$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12,15 \cdot 10^3}{30 \cdot 53,375} = 7,58 \text{ kg/cm}^2$$

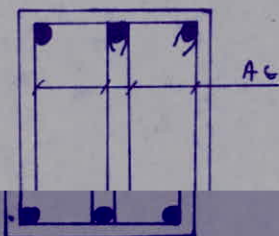
$$\sigma'_{b \text{ max}} = 105,16 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_{b \text{ max}} \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_{b \text{ max}}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{105,16}{103,3}\right) 8,86 = 30,85 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffiront donc.



$$A_c = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra des $\phi 8$.

$$s = \frac{A_c \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 53,375 \cdot 2400}{12,15 \cdot 10^3} = 22,15 \text{ cm}$$

Le règlement R.P.A prévoit un espacement s de :

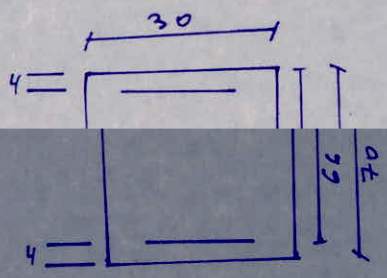
$$s = \min(0,3h, 12\phi) = 19,5 \text{ cm en zone nodale}$$

$$s = 0,5h = 39,5 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour toutes les routes un espacement de :

$$s = 15 \text{ cm.}$$

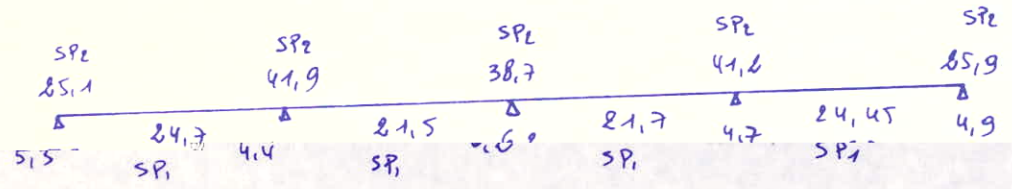
PORTIQUE TRANSVERSAL



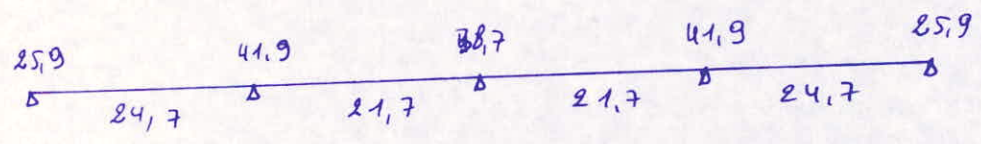
sous S_{P1} : $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$
 sous S_{P2} : $\bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b = 905,5 \text{ kg/cm}^2$

NIVEAU 1

Moments dans les poutres :



sections d'étude :



	TRAVEES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	24,7	21,7	21,7	24,7	-25,9	-41,9	-38,7	-41,9	-25,9
μ	0,1068	0,0932	0,0932	0,1068	0,0744	0,1203	0,1125	0,1203	0,0744
K	23,7	25,9	25,9	23,7	29,9	21,9	22,9	21,9	29,9
E	0,8708	0,8777	0,8777	0,8708	0,8886	0,8645	0,8681	0,8645	0,8886
σ'_b (kg/cm ²)	118,65	103,08	103,08	112,65	133,94	182,87	174,89	182,87	133,94
A (cm ²)	16,1	14,0	14,0	16,1	11,0	18,3	17,1	18,3	11,0

La section retenue sera :

	TRAVÉES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
$A_{sup}^{(cm^2)}$					18,06	18,84	19,84	18,84	18,06
$A_{inf}^{(cm^2)}$	18,84	15,70	15,70	18,84	18,84	15,70	15,70	18,84	18,84

D'après le C.T.C on doit avoir des armatures filantes :

$$A'_{filants} > \max(A_1/4; A_0/4; 3 \text{ cm}^2)$$

$$A'_{filants} > \max(A_2/2; A_1/4; 3 \text{ cm}^2)$$

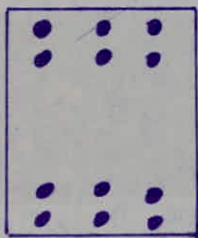
pour notre cas :

$$A'_{filants} > \max\left(\frac{18,84}{4}, 3\right) = 4,71 \text{ cm}^2$$

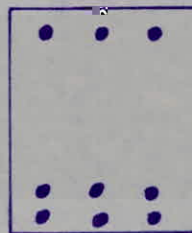
$$A'_{filants} > \max\left(\frac{18,84}{2}, 3\right) = 9,42 \text{ cm}^2$$

en tenant compte des armatures filantes et du ferrailage trouvé initialement, le ferrailage final sera :

$$\begin{array}{cccccccccc} 6T16 & 3T16 & 6T20 & 3T16 & 6T20 & 3T16 & 6T20 & 3T16 & 6T16 \\ \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta \\ 6T20 & 6T20 & 6T20 & 5T20 & 5T20 & 5T20 & 6T20 & 6T20 & 6T20 \end{array}$$



sur appuis



en travée

VERIFICATIONS

condition de non fragilité : C.C.B.A 68 ART 52.1

pour les poutres flechies on doit avoir :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \psi_4 = 0,54$$

$$\Rightarrow A \geq 30.66.0,54 \cdot \frac{5,91}{3670} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 2,66 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifie}$$

Verification de la fleche : C.C.B.A Art 61.2.1

On peut se dispenser de faire le calcul de la fleche pour les poutres qui satisfont aux 3 conditions suivantes :

$$* h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l \quad M_t = \text{moment max en travée}$$

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \sigma_{en} \text{ exprimé en bars (A = armatures tendues)}$$

$$* h_t \geq \frac{l}{16} \quad l \text{ entre nus d'appuis.}$$

pour la 1^{ère} condition, le cas le plus défavorable c'est $M_t = M_0$, il suffit donc de vérifier : $h_t \geq l/10$ ce qui est plus défavorable que la 3^{ème} condition : $h_t \geq l/16$, il suffira donc de vérifier cette première.

Poutres	34	35	36	37
l (cm)	595	580	580	595
$\frac{l}{10}$ (cm)	59,5	58,0	58,0	59,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est sup à $l/10$ pour toutes les sections.

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30.66 \cdot \frac{43}{4120} = 20,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifié pour tous les aciers tendus.}$$

conditions aux appuis: C.C.B.A Art 35.32

Si le moment sur un appui est tel que $|M| < Tz$, la section minimale d'armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à :

$$T + M/z \Rightarrow A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z \quad \text{avec } M \text{ pris avec son signe.}$$

$$z = \frac{7}{8}h = 57,75 \text{ cm.}$$

Appuis	1	2	3	4	5
Tz (t-m)	11,19	11,19	10,75	11,19	9,2
M (t-m)	-45,1	-41,9	-38,7	-41,6	-25,9

on voit bien que $|M| > Tz$. si on voulait vérifier la condition précédente on trouverait $A < 0 \Rightarrow$ la condition est donc vérifiée.

béton :

pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ il faut que : $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b}$

b_0 = largeur de la poutre ; c = distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage inférieur.

$$r = 5,5 \phi \Rightarrow c = a - (d + r)$$

Appui N° 1: $T = 15,80 \text{ (t)}$ sous $SP_2 \Rightarrow G = \frac{2 \times 15,80 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,19 \text{ cm.}$

$a = 50 \text{ cm}$; $r = 5,5 \phi = 4 \text{ cm}$ $\Rightarrow c = a - (d + r) = 35 \text{ cm.}$

$c = 35 \text{ cm} > G = 10,19 \text{ cm}$ vérifié

Appuis N° 5 $T = 15,94 \text{ (t)}$ sous $SP_2 \Rightarrow G = \frac{2 \times 15,94 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 10,28 \text{ cm}$

$a = 50 \text{ cm}$; $r = 5,5 \phi = 4 \text{ cm}$ $\Rightarrow c = a - (d + r) = 35 \text{ cm.}$

$\Rightarrow c = a - (d + r) = 35 \text{ cm} \Rightarrow c = 35 \text{ cm} > G = 10,28 \text{ cm.}$ \Rightarrow vérifié.

Verification de la fissuration : C.C.B.A Art 49.22

La valeur max de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs :

$$\sigma_1 = k \frac{\tau}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

ϕ = diamètre de la barre exprimé en mm.

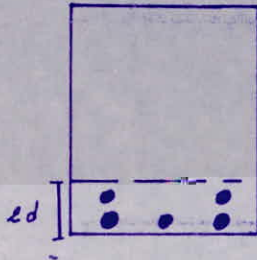
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k}{\phi} \tau \bar{\sigma}_b}$$

$\tau = 1,6$ Acier HA

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

on doit vérifier donc que $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{15,70}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0654$$



$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0654}{20 (1 + 10 \cdot 0,0654)} = 4745,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{20} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 6} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4745,59 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement : C.C.B.A Art 29.11

pour les pontes : $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ avec $\psi_d = 1,5$.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_d' = \frac{T}{n P z} \leq \bar{\sigma}_d$$

n = nombre de barres dans un lit

P = périmètre adhérent de la barre.

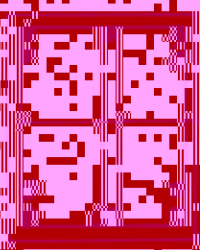
pour un paquet de 2 barres : $P = \phi(\pi + 1)$; $z = \frac{2}{3} h = 57,75 \text{ cm}$.

Appuis	1	2	3	4	5
P (cm)	6,62	8,28	8,28	8,28	6,62
T (kg)	15800	19480	18620	19330	15940
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	13,77	13,57	12,99	13,46	13,89

on voit bien que $\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d'$ pour toutes les sections.

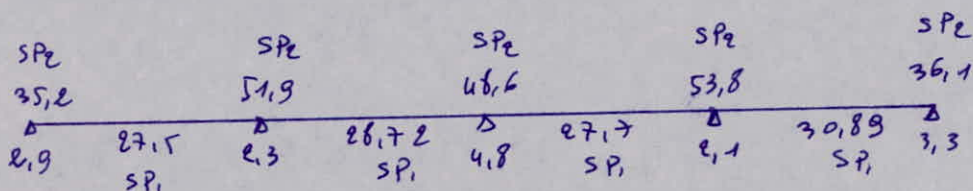
Verification des contraintes

	TRAVEES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t-m)	24,7	21,7	21,7	24,7	-25,9	-41,9	-38,7	-41,9	-25,9
A (cm ²)	18,84	15,70	15,70	18,84	12,10	18,94	18,84	18,94	12,10
$\bar{\omega}$	0,949	0,792	0,792	0,949	0,612	0,951	0,951	0,951	0,612
ϵ	0,934	0,8725	0,8725	0,934	0,9845	0,863	0,863	0,863	0,9845
K	21,6	24,2	24,2	21,6	28,3	21,5	21,5	21,5	28,3
ρ_a (kg/m ³)	2381,8	2400,2	2400,2	2381,8	2666,6	3904,6	3606,4	3904,6	2666,6

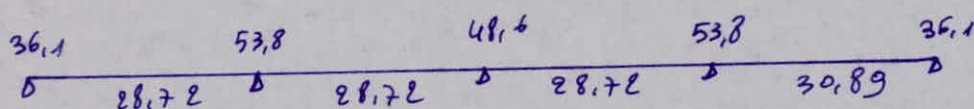


NIVEAU 2

Moments dans les poutres



Sections d'étude



	TRAVEES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	20,829	20,829	20,829	20,829	53,8	-48,6	53,8	-36,1	

μ	0,1187	0,1187	0,1187	0,1328	0,1041	0,1545	0,1388	0,1545	0,1041
ϵ	0,8652	0,8652	0,8652	0,8592	0,9721	0,8508	0,8567	0,8508	0,9721
κ	22,1	22,1	22,1	20,5	24,1	18,5	19,9	18,5	24,1
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	120,81	120,81	120,81	130,2	166,18	216,49	201,26	216,48	166,19
A (cm ²)	18,097	18,09	18,09	20,3	15,76	23,95	21,72	23,95	15,76

Pour $M = -53,8$ t.m on a des armatures comprimées.

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{4005}{205,5} = 19,5 \quad \text{on prend } \kappa = 19,0$$

$$\sigma_a = 19 \cdot 205 = 3895 \text{ kg/cm}^2$$

$$\kappa = 19 \Rightarrow \epsilon = 0,8529 ; \alpha = 0,4412 ; \mu' = 0,1881$$

$$\mu = 0,1485 ; \bar{w} = 1,162.$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{4}{66} = 0,0606$$

$$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b$$

$$M_0 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b = 0,1881 \cdot 30 \cdot (66)^2 \cdot 205 = 50,39 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 53,8 - 50,39 = 3,40 \text{ t.m.}$$

$$A = w \cdot \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a} = 1,162 \cdot \frac{30 \cdot 66}{100} + \frac{3,4 \cdot 10^5}{(66-4) 3895}$$

$$A = 24,41 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a} \quad \sigma'_a = 15 \left(\frac{0,4412 - 0,0606}{0,4412} \right) 205 = 2658,64$$

$$A' = \frac{3,4 \cdot 10^5}{(66-4) 2658,6} = 2,067 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } A' = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 24,54 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{30} (3,14 + 24,54) = 13,84$$

$$E = \frac{30}{b} (A' d' + A h) = \frac{30}{30} (3,14 \cdot 4 + 24,54 \cdot 66) = 1638,2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -13,84 + \sqrt{13,84^2 + 1638,2} = 28,52 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 =$$

$$= \frac{30 \cdot 28,52^3}{3} + 15 \cdot 3,14 (28,52 - 4)^2 + 15 \cdot 24,54 (66 - 28,52)^2$$

$$I = 777385,51 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{M}{I} = \frac{53,8 \cdot 10^5}{777385,51} = 6,92$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = K y_1 = 6,92 \cdot 28,52 = 197,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = 15 K (y - d') = 15 \cdot 6,92 (28,52 - 4) = 2545,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 K (h - y) = 15 \cdot 6,92 (66 - 28,52) = 3890,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

La section retenue sera :

/	TRAVÉES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
$A_{sup} (\text{cm}^2)$	/	/	/	/	18,84	24,54	24,54	24,54	18,84
$A_{inf} (\text{cm}^2)$	18,84	18,84	18,84	20,6	18,84	18,84	18,84	18,84	20,6
solléant	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂

D'après le C.T.C on doit avoir des armatures filantes

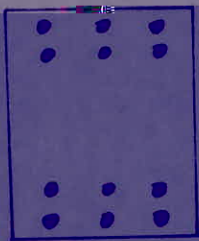
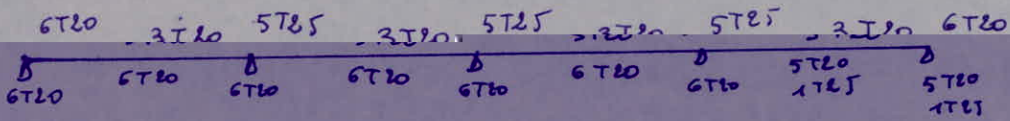
* Armatures supérieures :

$$A'_{fil} \geq \max\left(\frac{24,54}{4}, 3\right) = 6,13 \text{ cm}^2$$

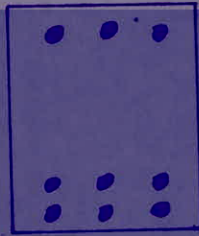
* Armatures inférieures :

$$A_{fil} \geq \max\left(\frac{24,5}{2}, \frac{20,6}{4}\right) = 12,27 \text{ cm}^2$$

en tenant compte de tous les ferrillages trouvés et des armatures filantes, le ferrillage final sera :



sur appui



en travées

VERIFICATIONS

condition de non fragilité

La section d'acier doit être telle que :

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta_4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 \Rightarrow A \geq 30 \cdot 66 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{70}{66}\right)^2 = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

conditions de la flèche

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 66 \cdot \frac{43}{4110} = 10,67 \text{ cm}^2$$

→ Vérifié pour tous les aciers tendus (en travées).

* $h_t \geq l/10$.

Poutres	34	35	36	37
l (cm)	595	580	580	595
$\frac{l}{10}$ (cm)	59,5	58,0	58,0	59,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est supérieur

à $\frac{l}{10}$ pour toutes

les sections.

conditions aux appuis

* Astuce:

si le module M_1 est inférieur

M étant plus que non négative

$$M_{fa} \geq T + M_2$$

à T-2 on doit vérifier que:

on a $M_1 > T-2$ pour toutes les sections de relation précédentes et donc neutre

Appuis	1	2	3	4	5
T (t)	22,35	27,17	26,23	27,4	22,67
T-2 (t.m)	16,90	15,69	15,14	15,82	13,09
M (t.m)	-36,1	-53,8	-48,6	-53,8	-36,1

* béton

Appuis NS1: $T = 22,35(t)$ pour SP2 . $a = 50\text{cm}$; $R = 11\text{cm}$; $d = 4\text{cm}$

$$c_0 = \frac{dT}{b \sigma_{bc}} = \frac{8 \cdot 22,35 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3 \cdot 3} = 14,48 \text{ cm}$$

$$c = a - (d+R) = 50 - (11+4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 14,48 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Appuis NS5: $T = 22,67(t)$ pour SP2 . $a = 50\text{cm}$; $R = 11\text{cm}$; $d = 4\text{cm}$

$$c_0 = \frac{dT}{b \sigma_{bc}} = \frac{8 \cdot 22,67 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3 \cdot 3} = 14,63 \text{ cm}$$

$$c = a - (d+R) = 50 - (11+4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 14,63 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Vérification de la flexion

$$\sigma_a = k \cdot \mu \frac{\phi}{1 + \mu \eta} \cdot \frac{w_f}{A}$$

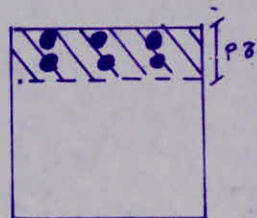
$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\phi}{\mu} \cdot k \cdot \sigma_a}$$

$$w_f = \frac{8f}{A} = \frac{2bd}{A} = \frac{18,84}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0785$$

$$\sigma_a = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0785}{20 \cdot (1 + 10 \cdot 0,0785)} = 5277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5277,31 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$



condition de non entraînement.

Pour SP_1 : $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Pour SP_2 : $\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier que :

$$\tau_d = \frac{T}{A P_3} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3	4	5
P (cm)	8,28	10,35	10,35	10,35	8,28
T (t)	22,35	27,17	25,97	27,43	22,67
τ_d (kg/cm ²)	15,58	15,15	14,47	15,29	15,90

on bien $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ pour
tous les points.

Vérifications des contraintes.

	TRAVÉES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	28,72	28,72	28,72	30,89	-36,1	-53,8	-48,6	-53,8	-36,1
A (cm ²)	18,84	16,14	18,14	20,6	18,14	$\frac{24,54}{3,14}$	24,54	$\frac{24,54}{3,14}$	18,14
w	0,949	0,949	0,949	1,046	0,949	1,162	1,230	1,162	0,949
E	0,8634	0,8634	0,8634	0,8584	0,8634	0,8529	0,8499	0,8529	0,8634
K	21,6	21,6	21,6	20,3	21,6	6,92	16,30	6,92	21,6
σ_a (kg/cm ²)	2669,5	2669,5	2669,5	2646,7	3362,56	$\frac{3890,42}{2545,17}$	3523,34	$\frac{3890,42}{2545,17}$	3362,56
σ'_b (kg/cm ²)	123,59	123,59	123,59	13039	155,67	197,35	192,53	197,35	155,67
Sollicitation	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂	SP ₂

Armatures transversales

L'effort tranchant max est sous SPe: $T_{max} = 27,4 \text{ (t)}$

La contrainte de cisaillement est:

$$\sigma'_b \text{ max} = 197,35 \text{ kg/cm}^2$$

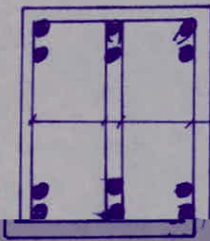
$$\tau_b = \frac{T}{b_0} = \frac{27,4 \cdot 10^3}{30,5775} = 15,83 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que:

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{197,35}{107,3}\right) 8,86 = 22,61 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow des armatures droites suffiront.

$\bar{\sigma}'_{at} = \bar{\sigma}'_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$.



$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 2400}{27,4 \cdot 10^3} = 10,15 \text{ cm}$$

Le règlement R.P.A prévoit un espacement de:

$$t = \min(0,3 h, 12 \phi) = 21 \text{ cm en zone nodale.}$$

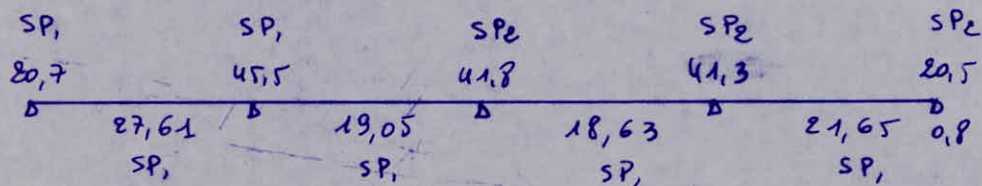
$$t \leq 0,5 h = 35 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour toutes les poutres un espacement de:

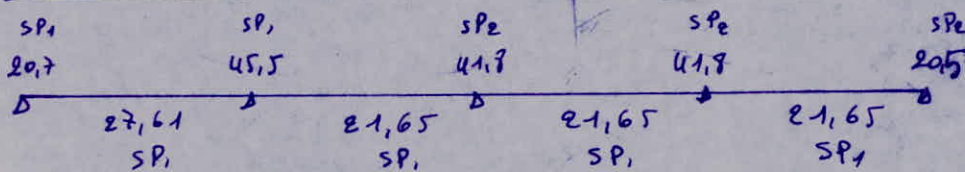
$$t = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 3

Moments dans les poutres.



Reactions d'étude.



	TRAVEES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	27,61	21,65	21,65	21,65	-20,7	-45,5	-41,8	-41,8	-20,5
μ	0,1187	0,0932	0,0932	0,0932	0,0889	0,1954	0,1203	0,1603	0,0586
ϵ	0,8652	0,8777	0,8777	0,8777	0,8901	0,8371	0,8645	0,8645	0,8994
K	22,1	25,9	25,9	25,9	26,7	15,7	21,9	21,9	34,7
σ_b (kg/cm ²)	120,81	103,08	103,08	103,08	100,0	170,06	182,87	182,87	115,41
A (cm ²)	18,10	14,03	14,03	14,03	13,34	30,81	18,37	18,37	8,61

donc $(\sigma_b - \sigma_{b0}) / \sigma_b$ est une variable aléatoire centrée et réduite.

$$\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} = \frac{103,08}{103,08} = 1,0$$

on prend $K = 18 \Rightarrow \alpha = 0,4545$; $\epsilon = 0,8485$; $\mu = 0,1928$

$$\mu = 0,1607; \quad \bar{\sigma}_b = 1,263$$

$$M_0 = \alpha' b h^2 \bar{\sigma}_b = 0,1928 \cdot 30 \cdot 66^2 \cdot 1,263 = 34,54 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 45,5 - 34,54 = 10,98 \text{ t.m.}$$

$$\delta = \frac{\Delta M}{M} = \frac{10,98}{45,5} = 0,2413$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \frac{(0,4545 - 0,0606)}{0,4545} = 1781,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = k \bar{\sigma}'_a = 2466 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = w \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\sigma}_a} = 1,263 \cdot \frac{30 \cdot 66}{100} + \frac{10,98 \cdot 10^5}{62 \cdot 2466} = 32,18 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\sigma}'_a} = \frac{10,98 \cdot 10^5}{62 \cdot 1781} = 9,94 \text{ cm}^2$$

constraints:

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{30} (32,18 + 9,94) = 23,51$$

$$E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah) = \frac{30}{30} (9,94 \cdot 4 + 32,18 \cdot 66) = 2270,04$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -23,51 + \sqrt{23,51^2 + 2270,04} = 29,61 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 \\ &= \frac{30 \cdot 29,61^3}{3} + 15 \cdot 9,94 (29,61 - 4)^2 + 15 \cdot 32,18 (66 - 29,61)^2 \\ &= 1058845,8 \end{aligned}$$

$$k = \frac{M}{I} = \frac{45,5 \cdot 10^5}{1058845,8} = 4,29$$

$$\bar{\sigma}'_b = k y_1 = 4,29 \cdot 29,61 = 127,23 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 k (h - y_1) = 15 \cdot 4,29 (66 - 29,61) = 2341,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 k (y_1 - d') = 15 \cdot 4,29 (29,61 - 4) = 1648,0 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

La section retenue sera:

/	TRAVÉES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
$A_{sup}^{(cm^2)}$	/	/	/	/	15,70	33,58	18,84	18,84	9,42
$A_{inf}^{(cm^2)}$	18,84	15,70	15,70	15,70	18,84	18,84	15,70	15,70	15,70
solléit	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂

D'après le C.T.C on doit avoir des armatures filantes :

Armatures supérieures :

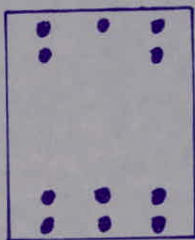
$$A'_{fil} \geq \max\left(\frac{33,58}{4}, 3\right) = 8,39 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures :

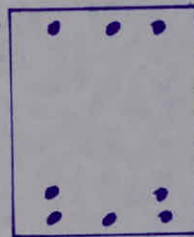
$$A_{fil} \geq \max\left(\frac{33,58}{2}, \frac{18,84}{4}, 3\right) = 16,79 \text{ cm}^2$$

En tenant compte de tous les ferraillements trauvés, le ferraillement final sera :

5T20	3T20	6T25	3T20	6T20	3T20	6T20	3T20	3T20
Δ		δ	Δ	δ	Δ	δ	Δ	δ
6T20	6T20	6T20	5T20	5T20	5T20	5T20	5T20	5T20



sur appuis



en travée

VERIFICATIONS

condition de non fragilité

La section d'acier doit être telle que :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$\Rightarrow A \geq 2,66 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

conditions de la flèche

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 66 \cdot \frac{43}{4120} = 20,67 \text{ cm}^2$$

\(\Rightarrow\) vérifié pour tous les aciers tendus (en travée)

$$* h_t \geq \frac{l}{10}$$

Poutres	34	35	36	37
l (cm)	595	580	580	595
$\frac{l}{10}$ (cm)	58,0	58,0	58,0	59,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est supérieur à $\frac{l}{10}$ pour toutes les sections.

conditions aux appuis :

* Acier : si le module $|M|$ est inférieur à

T.z on doit vérifier que :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$

M pris avec son signe.

Appui	1	2	3	4	5
T (t)	21,26	25,39	24,51	21,17	13,83
T.z (t.m)	12,27	14,66	14,15	12,22	7,98
M (t.m)	-20,7	-45,5	-41,8	-41,8	-20,5

on a $|M| > T.z$

pour toutes les sections

La relation précédente

est donc vérifiée.

* béton

Appui N° 1 : T = 21,26 sous SP1 ; a = 50 cm ; r = 11 cm ; d = 4 cm.

$$c_0 = \frac{zT}{b \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 21,26 \cdot 10^3}{30 \cdot 67,5} = 20,99 \text{ cm.}$$

$$c = a - (d + r) = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 20,99 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Appui N° 5 : T = 13,83 (t) sous SP2 ; a = 50 cm ; r = 11 cm ; d = 4 cm.

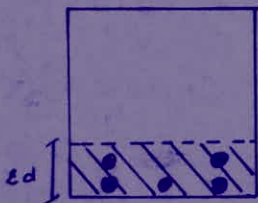
$$c_0 = \frac{zT}{b \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \cdot 13,83 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 8,92 \text{ cm.}$$

$$c = a - (d + r) = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} > 8,92 \text{ cm} = c_0 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Vérification de la fissuration.

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{M}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

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



$$\bar{w}_f = \frac{A}{A_f} = \frac{A}{2db} = \frac{15,70}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0654$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,0654}{20(1 + 10 \cdot 0,0654)} = 4745,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4745,59 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non entraînement.

Pour SP_1 : $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Pour SP_2 : $\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier que:

$$\tau_d = \frac{T}{mP_3} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3	4	5
P (cm)	8,28	10,35	8,28	8,28	8,28
T (H)	21,26	25,39	24,51	21,17	13,83
τ_d (kg/cm)	14,82	14,15	17,01	14,75	9,64

on a bien

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ pour

toutes les sections.

Vérification des contraintes

	TRAVERSES				APPUIS				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1	2	3	4	5
M (t.m)	27,61	21,65	21,65	21,65	-20,7	-45,5	-41,8	-41,8	-20,5
A (cm ²)	18,84	15,70	15,70	15,70	15,70	$\frac{33,58}{13,44}$	18,84	18,84	9,42
W	0,951	0,780	0,780	0,780	0,780	1,263	0,951	0,951	0,475
ϵ	0,8634	0,8731	0,8731	0,8731	0,8731	0,8485	0,8634	0,8634	0,8958
K	21,6	24,4	24,4	24,4	24,4	4,29	21,6	21,6	33,0
σ_a (kg/cm ²)	2334,8	2431,7	2431,7	2431,7	2323,05	$\frac{1648,0}{2341,69}$	3534,8	3534,8	3680,8
σ'_b (kg/cm ²)	108,1	99,66	99,66	99,66	95,28	127,23	163,65	163,65	111,54
solllicit	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₂	SP ₂

Armatures transversales

L'effort tranchant max est sous SP_1 : $T = 25,39 \text{ (t)}$

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{T}{b_0} = \frac{25,39 \cdot 10^3}{30,5775} = 14,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \text{ max}} = 127,23 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_{b \text{ max}} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que:

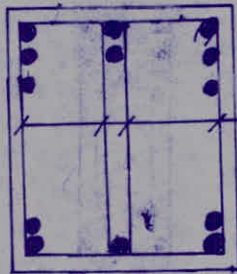
$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_{b \text{ max}}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{127,23}{67,15}\right) 5,91 = 15,45 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow des armatures droites suffisent.

$$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \rho_{eu} \Rightarrow$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} = 1 - \frac{14,65}{67,15} = 0,78 \\ 2/3 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,78 \cdot 2400 = 1728 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prend des } \phi 8.$$



$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 57,75 \cdot 1728}{25,39 \cdot 10^3} = 8 \text{ cm}$$

Le règlement R.P.A 81 prévoit un espacement de:

$$t = \min(0,3h; 12\phi) = 21 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

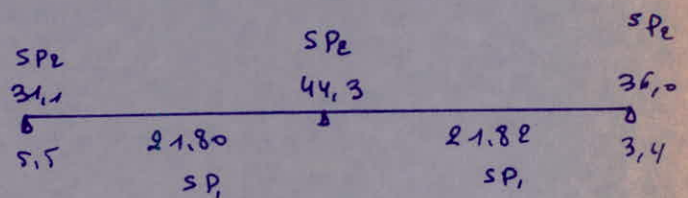
$$t \leq 0,5h = 35 \text{ cm} \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour tous les profils un espacement de:

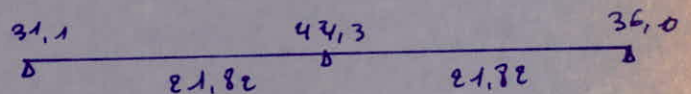
$$t = 8 \text{ cm.}$$

NIVEAU 4

Moments dans les poutres



sections d'étoile



	TRAVEES		APPUIS		
	1-2	2-3	1	2	3
M (k.m)	21,82	21,82	-31,1	-44,3	-36,0
μ	0,0932	0,0932	0,0955	0,1272	0,1028
K	25,9	25,9	25,5	21,1	24,3
ϵ	0,8777	0,8777	0,8765	0,8615	0,8728
σ'_b (kg/cm ²)	103,08	103,08	157,03	189,81	164,81
A (cm ²)	14,0	14,0	14,37	19,50	15,54

La section retenue sera :

	TRAVEES		APPUIS		
	1-2	2-3	1	2	3
A_{sup} (cm ²)			15,70	20,6	15,70
A_{inf} (cm ²)	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70
sollicitation	SP1	SP1	SP2	SP2	SP2

Les poutres supportant des charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (sup et inf) qui ont une section minimale imposée par le règlement R.P.A.

pour notes cas :

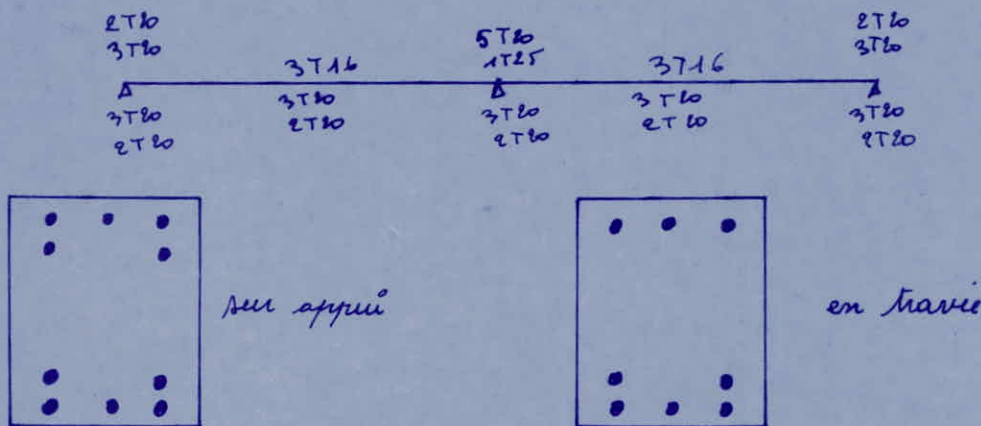
Armatures supérieures :

$$n \text{ fils } h_s \rightarrow \max \left(\frac{15,70}{4}, \frac{20,6}{4}, 2,1 \right) = 5,17 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures :

$$A_{\text{filants}} > \max \left(\frac{15,70}{2}, 3 \right) = 7,85 \text{ cm}^2$$

En tenant compte des armatures filants et du ferrailage trouvé, le ferrailage final sera :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité : C.C.B.A ART 52.1

Pour les poutres fléchies on doit avoir :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\sigma_D}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \psi_4 = 0,54$$

$$\Rightarrow A \geq 30 \cdot 66 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 8,66 \text{ cm}^2 - \text{Vérifié.}$$

Vérification de la flèche

comme on l'a déjà vu, il suffit de vérifier que :

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{sm}} = 30 \cdot 66 \cdot \frac{43}{4120} = 20,67 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifié pour tous les aciers tendus.

$$* h_t > \frac{l}{10}$$

Poutres	35	36
l (cm)	605	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est supérieure à $\frac{l}{10}$ pour toutes les travées.

Conditions aux appuis:

on doit vérifier que: $A\bar{\sigma}_s > T + M/Z$

Si le module de M est inférieur à TZ .

M pris avec son signe
 $Z = \frac{7}{8} h = 57,75 \text{ cm}$.

Appuis	1	2	3
T (t)	18,78	25,26	19,38
TZ (t.m)	10,84	14,58	11,19
M (t.m)	-31,1	-44,3	-36,0

on a $|M| > TZ$ pour toutes les sections, la condition précédente nous donnerait des armatures négatives, elle est donc vérifiée.

beton:

$$c_0 = \frac{8T}{b_0 \bar{\sigma}'_{s0}}$$

$$c = a - (d + z) \quad \text{il faut que } c > c_0$$

Appui N° 1: (SPe) $T = 18,78 \text{ (t)} \Rightarrow c_0 = \frac{8 \times 18,78 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 12,12 \text{ cm}$

$$z = 5,5 \phi = 11 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm} \quad a = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 12,12 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Appui N° 3 : $T = 19,38 \text{ (t)}$ pour SPe.

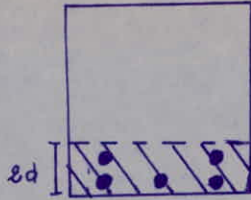
$$c_0 = \frac{8 \times 19,38 \cdot 10^3}{30 \cdot 103,3} = 12,50 \text{ cm}$$

$$c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 12,50 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

Vérification de la fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\mu \bar{w}_f}{\phi (1 + \rho_{owf})}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\mu}{\phi} K \bar{\sigma}_0}$$



$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{15,70}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0654$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0654}{20 (1 + 10 \cdot 0,0654)} = 4745,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{20} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 6} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{max}(\sigma_1, \sigma_2) = 4745,59 \text{ kg/cm}^2 > 4005 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

La condition de fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement.

pour SP₁ $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

pour SP₂ $\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier que: $\sigma_d = \frac{T}{m p z} \leq \bar{\sigma}_d$

Appuis	1	2	3
P (cm)	8,28	8,28	8,28
T (t)	18,78	25,26	19,38
σ_{ol} (kg/cm ²)	13,08	17,60	13,50

on voit bien que $\sigma_{ol} < \bar{\sigma}_d$ pour toutes les sections.

Vérifications des contraintes

		M (t-m)	A (cm ²)	\bar{w}	ϵ	K	σ_a (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	sollicit
TRAVÉES	1-2	21,82	15,70	0,7929	0,8721	24,1	2412,4	1009,9	SP ₁
	2-3	21,82	15,70	0,7929	0,8721	24,1	2412,4	1009,9	SP ₁
APPUIS	1	-33,1	15,70	0,7929	0,8721	24,1	2662,0	1519	SP ₂
	2	-44,3	20,6	1,033	0,8588	20,4	3794,0	185,98	SP ₂
	3	-36,	15,70	0,7929	0,8721	24,1	3983,75	165,3	SP ₂

on a: pour SP₁ : $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

pour SP₂ : $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales.

L'effort tranchant max est $T_{max} = 25,26$ (t) sous SPe.

La contrainte de cisaillement est: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{25,26 \cdot 10^3}{30,5775} = 14,58 \text{ kg/cm}^2$

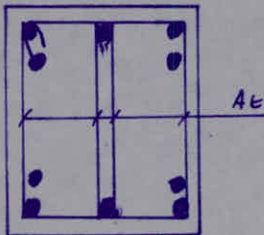
$$\sigma'_{b \text{ max}} = 185,98 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_{b \text{ max}} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que:

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_{b \text{ max}}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{185,98}{103,3}\right) 8,86 = 23,60 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffisent donc.

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$.



$$A_e = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_e \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 57,75 \cdot 2400}{25,26 \cdot 10^3} = 11 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm.}$$

Le c.T.C prévoit un espacement t de:

$$t = \min(0,3h, 12\phi) = 21 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

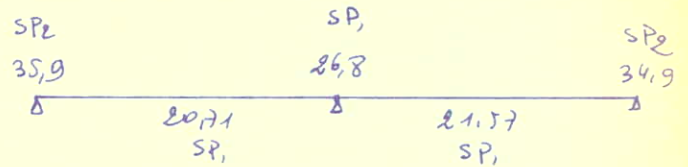
$$t \leq 0,5h = 35 \text{ cm.} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

on prendra donc pour toutes les parties un espacement de:

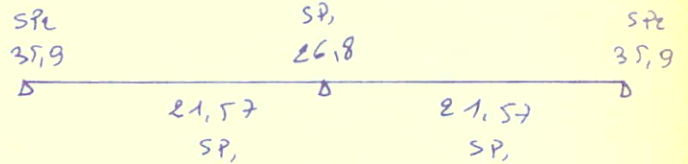
$$t = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 5

Moments dans les poutres



sections d'étude



		M (t.m)	μ	ϵ	K	σ'_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
TRAVEES	1-2	21,57	0,0932	0,8777	25,9	103,09	14,03
	2-3	21,57	0,0932	0,8777	25,9	103,09	14,03
APPUIS	1	-35,9	0,1028	0,8728	24,3	164,81	15,54
	2	-26,8	0,1155	0,9667	22,5	118,66	17,58
	3	-35,9	0,1028	0,8728	24,3	164,81	15,54

La section retenue sera :

	TRAVEES		APPUIS		
	1-2	2-3	1	2	3
A ^(cm²) _{sup}			15,70	18,84	15,70
A ^(cm²) _{inf}	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70
sollicitat	SP ₁	SP ₁	SP ₂	SP ₁	SP ₂

d'après le C.T.C on doit avoir des armatures filants :

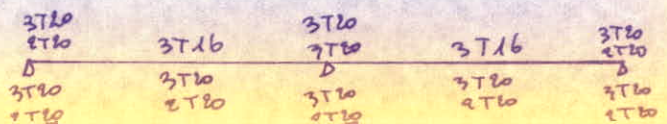
Armatures supérieures :

$$A'_{\text{filants}} \geq \max\left(\frac{15,70}{4}, \frac{18,84}{4}, 3\right) = 4,71 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures :

$$A_{\text{filants}} \geq \max\left(\frac{18,84}{2}, \frac{15,70}{4}\right) = 9,42 \text{ cm}^2$$

ferraillage final :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité

$$A > b \cdot h \cdot \eta_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\Rightarrow A > 30 \cdot 66 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Vérification de la flèche :

comme on l'a déjà vu, il suffit de vérifier que :

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 66 \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 20,67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$* h_t \geq l/10$$

Poutres	35	36
l (cm)	605	605
l/10cm	60,5	60,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est bien supérieur à $\frac{l}{10}$
pour les deux poutres.

conditions aux appuis

on doit vérifier que :

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/Z$$

si le module de M est inférieur à T Z.

Appuis	1	2	3
T (N)	25,09	20,81	11,99
T Z (N)	11,48	11,67	10,96
M (N·m)	-35,9	-26,8	-35,9

on a $|M| > T \cdot Z$ pour toutes les sections. La condition précédente

pour la non fragilité est donc vérifiée.

elle est donc vérifiée.

bilan :

$$\text{Appuis N}^\circ 1: T = 25,9 \text{ (t)} \text{ sous SPC } \Rightarrow c_0 = \frac{2 \times 25,9 \times 10^3}{30 \cdot 109,5} = 12,7 \text{ cm}$$

$$a = 50 \text{ cm}, \quad r = 37,4 = 21 \text{ cm}, \quad d = 4 \text{ cm} \quad \Rightarrow c = 50 - (21) = 29 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c = 35 \text{ cm} > c_0 = 12,7 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

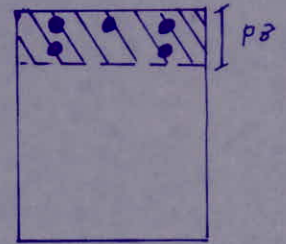
$$\text{Appuis N}^\circ 3: T = 11,99 \text{ (t)} \text{ sous SPC } \Rightarrow c_0 = \frac{2 \times 11,99 \times 10^3}{30 \cdot 109,5} = 18,25 \text{ cm}$$

$$c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} > c_0 = 18,25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_a = k \frac{M}{W_t} \frac{\phi}{(1+\sigma_{st})}$$

$$\sigma_a = 8,14 \sqrt{\frac{M}{\phi} k \overline{\sigma_b}}$$



$$\overline{w}_t = \frac{\sigma_{st}}{A} = \frac{15,70}{15,70} = 0,0654$$

$$\sigma_{st} = 2,4 \cdot 30 = 72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{r1} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0654}{4745,59} = 4745,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{r2} = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{max}(\sigma_{r1}, \sigma_{r2}) = 4745,59 \text{ kg/cm}^2 > \overline{\sigma_a} = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est vérifiée.

condition de non entassement.

pour σ_{r1} : $\overline{\sigma_a} = 2,4 \cdot \overline{\sigma_b} = 2,4 \cdot 5,91 = 13,97 \text{ kg/cm}^2$

pour σ_{r2} : $\overline{\sigma_a} = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier: $\overline{\sigma_a} = \frac{M}{W_t} \leq \overline{\sigma_a}$

Appuis	1	2	3
--------	---	---	---

P (cm)	8,28	8,28	8,28
T (°C)	25,09	20,21	18,99
σ_d (kg/cm ²)	17,49	14,02	13,23

Verification des contraintes

	M (kg) A (cm ²) W	W	E	K	$\overline{\sigma_b}$ (kg/cm ²)	$\overline{\sigma_b}$ (kg/cm ²)	$\overline{\sigma_b}$ (kg/cm ²)
TRAVÉES	1-2	21,57	15,70	0,792	4,11	2386,9	99,04
	2-3	21,57	15,70	0,792	4,11	2386,9	99,04
	1	-35,9	15,70	0,792	4,11	972,2	16,94
APPUIS	2	-26,8	18,84	0,851	23,1	4480,39	107,39
	3	-35,9	15,70	0,792	4,11	972,2	16,94

on a: pour σ_{r1}

$$\overline{\sigma_a} = 2,670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_b} = 13,7 \text{ kg/cm}^2$$

pour σ_{r2} :

$$\overline{\sigma_a} = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_b} = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales.

L'effort tranchant max est sous SP_2 : $T_{max} = 25,09 (t)$

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{25,09 \cdot 10^3}{30,57 \cdot 75} = 14,48 \text{ kg/cm}^2$

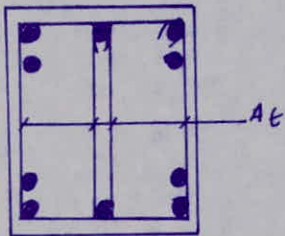
$$\sigma'_b \text{ max} = 164,84 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 8,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \text{ max} \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b \text{ max}}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{164,84}{103,3} \right) 8,86 = 25,73 \text{ kg/cm}^2$$

ce qui est vérifié, des armatures droites suffiront.

$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ on prendra des $\phi 8$



$$A_t = 4 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{en}}{T} = \frac{1,01 \cdot 57,75 \cdot 2400}{25,09 \cdot 10^3} = 11,1 \text{ cm}$$

$$t = 11 \text{ cm.}$$

Le règlement R.P.A 81 prévoit un espacement de :

$$t = \min(0,3 h, 12 \phi) = 21 \text{ cm} \text{ en zone nodale}$$

$$t \leq 0,5 h = 35 \text{ cm} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

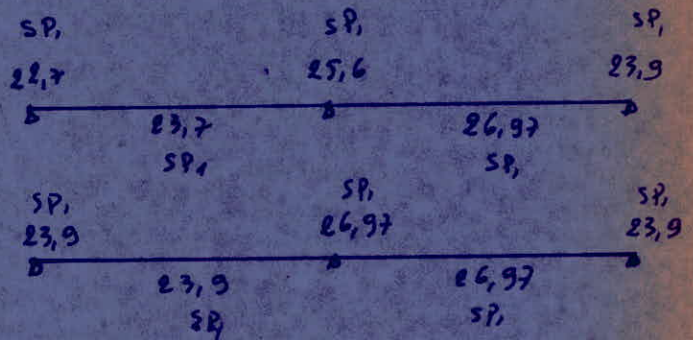
on prendra donc pour toute les routes un espacement t de :

$t = 10 \text{ cm.}$

NIVEAU 6

Moments dans les poutres

sections d'étude



		M (t.m)	μ	ϵ	K	$\sigma_b (1910)$	A (cm ²)
TRAVEES	1-2	23,9	0,1028	0,9728	24,3	108,97	15,54
	2-3	26,97	0,1155	0,9667	22,5	118,66	17,58
APPUIS	1	-23,9	0,1028	0,9728	24,3	108,97	15,54
	2	-26,97	0,1155	0,9667	22,5	118,66	17,58
	3	-23,9	0,1028	0,9728	24,3	108,97	15,54

La section retenue sera :

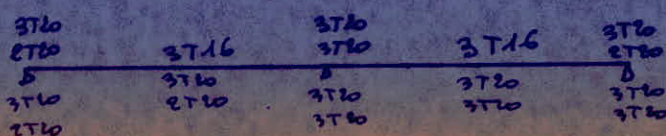
	TRAVEES		APPUIS		
	1-2	2-3	1	2	3
A _{sup} (cm ²)			15,70	18,84	15,70
A _{inf} (cm ²)	15,70	18,84	15,70	18,84	15,70
Sollicitat	SP	SP	SP	SP	SP

* Les poutres supportant des charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (sup et inf) qui ont une section minimale imposée par le R.P.A :

Armatures supérieures : $A_{filantes} \geq \max \left(\frac{15,70}{4}, \frac{18,84}{4}, 3 \right) = 4,71 \text{ cm}^2$

Armatures inférieures : $A_{filantes} \geq \max \left(\frac{18,84}{2}, \frac{15,70}{4}, 3 \right) = 9,42 \text{ cm}^2$

Le ferrailage final sera :



VERIFICATIONS

Condition de non fragilité

La section d'acier doit être telle que :

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta_s \cdot \frac{\sqrt{b}}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

$$\Rightarrow A \geq 30.66 \cdot 0.54 \cdot \frac{5.91}{2670} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 2.66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

conditions de la flèche :

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{5 \text{ cm}} = 30.66 \cdot \frac{43}{4120} = 20.67 \text{ cm}^2$$

\(\Rightarrow\) vérifié pour tous les aciers tendus en travée.

* $h_t > \frac{l}{10}$

Poutres	35	36
l (cm)	605	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,5

$h_t = 70 \text{ cm}$ est bien supérieur

à $\frac{l}{10}$ pour toutes les poutres.

Conditions aux appuis :

* Aciers

si le module de M est inf à $T \cdot z$ on doit

Vérifier que : $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

M étant pris avec son signe.

Appuis	1	2	3
T (t)	20,39	17,72	17,25
Tz (t.m)	11,77	10,23	9,96
M (t.m)	-23,9	-26,97	-23,9

on a $|M| > Tz$ pour toutes les

sections, la relation précédente

est donc vérifiée.

* Béton.

Appuis N°1 : $T = 20,39$ (t) sous SP_1 . $a = 50$; $r = 11$; $d = 4$

$$c_0 = \frac{2 \times 20,39 \cdot 10^3}{30.67,5} = 20,13 \text{ cm} < C = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

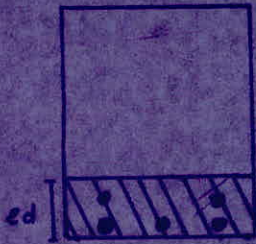
Appui N°3 : $T = 17,25$ (t) sous SP_1 ; $a = 50$; $r = 11$; $d = 4$

$$c_0 = \frac{2 \times 17,25 \cdot 10^3}{30.67,5} = 17,03 \text{ cm} < C = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = k \frac{M}{I} \frac{w_g}{(1 + \rho w_g)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{M}{I} \bar{\sigma}_b}$$



$$w_g = \frac{A}{B_g} = \frac{A}{2db} = \frac{15,70}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0654$$

$$\sigma_1 = 4745,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4745,59 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

→ La condition de fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement

pour SP1: $\bar{\tau}_d = 2,4 \cdot \bar{\sigma}_d \cdot \bar{\tau}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

pour SP2: $\bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 17,7 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

on doit vérifier :

$$\tau_d = \frac{T}{A P_3} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3
P(cm)	8,28	8,28	8,28
T(t)	20,39	17,72	17,25
τ_d (kg/cm)	14,21	12,35	12,02

on a bien $\tau_d < \bar{\tau}_d$ pour toutes les sections.

Verifications des contraintes

		M(t-m)	A(cm)	W	$\bar{\sigma}$	K	τ_a (kg/cm)	σ'_b (kg/cm)	sollicit
TRAVES	1-2	33,9	15,70	0,992	0,9725	24,2	2621,9	1087,32	SP1
	2-3	26,91	16,64	0,951	0,8634	21,6	2522,4	1167,0	SP2
APPUIS	1	33,9	15,70	0,992	0,9725	24,2	2621,9	1087,32	SP1
	2	26,91	16,64	0,951	0,8634	21,6	2522,4	1167,0	SP2
	3	-23,9	15,70	0,992	0,9725	24,2	2621,9	1087,32	SP1

on a pour SP1:

$$\sigma_a < 2670 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

Armatures transversales.

L'effort tranchant max est pour SP₁ : $T_{\max} = 20,39 \text{ (t)}$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{20,39 \cdot 10^3}{30,57,75} = 11,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_{b \max} \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_{b \max} = 108,32 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier que :

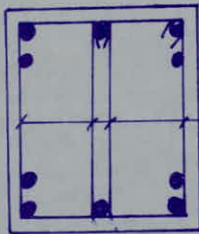
$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_{b \max}}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{108,32}{67,15}\right) 5,91 = 17,11 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ des armatures droites suffisent.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$ on prendra des $\phi 8$ $F_c \in 24 \Rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,778 \\ \frac{e}{3} \end{array} \right. \Rightarrow \rho_{at} = 0,778$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,778 \cdot 2400 = 1867,2 \text{ kg/cm}^2$$



$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 1867,2}{20,39 \cdot 10^3} = 10,6 \text{ cm.}$$

Le règlement R.P.A prévoit un espacement de :

$$e = \min(0,3m; 3\phi) = 21 \text{ cm} \text{ en zone nodale.}$$

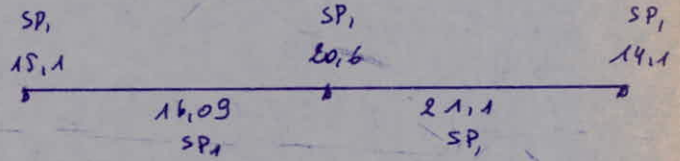
$$e \leq 0,5h = 35 \text{ cm} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

on prendra pour toutes les poutres un espacement de :

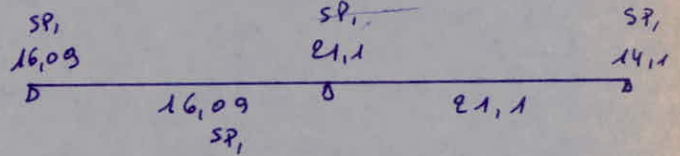
$$e = 10 \text{ cm.}$$

NIVEAU 7

Moments dans les poutres



Sections d'étude



		M (t.m)	μ	ϵ	K	σ_b (kg/cm ²)	A (cm ²)
TRAVÉES	1-2	16,09	0,0693	0,8920	31,3	85,30	10,25
	2-3	21,1	0,0910	0,9789	26,3	101,52	13,68
APPUIS	1	-16,09	0,0693	0,8920	31,3	85,30	10,25
	2	-21,1	0,0910	0,9789	26,3	101,52	13,68
	3	-14,1	0,0604	0,8982	34,1	78,29	9,66

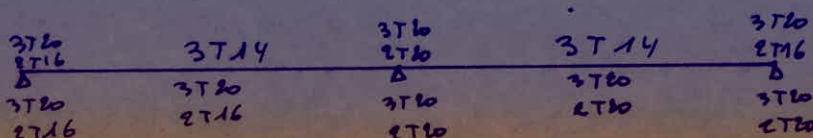
La section retenue sera :

	TRAVÉES		APPUIS		
	1-2	2-3	1	2	3
A (cm ²) _{sup}			12,31	15,70	12,31
A (cm ²) _{inf}	12,31	15,70	12,31	15,70	15,70
sollicitat	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁	SP ₁

* Les poutres supportant des charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (inf et sup) qui ont une section minimale imposée par le règlement R.P.A. 81.

- Armatures supérieures : $A_{filantes} \geq \max\left(\frac{15,70}{4}, 3\right) = 3,92 \text{ cm}^2$
- Armatures inférieures : $A_{filantes} \geq \max\left(\frac{15,7}{2}, 3\right) = 7,85 \text{ cm}^2$

Le ferrailage final sera :



VERIFICATIONS

condition de non fragilité.

La section d'acier doit être telle que :

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_u \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{l_t}{h} \right)^2$$

$$\Rightarrow A \geq 30 \cdot 66 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,91}{2670} \left(\frac{70}{66} \right)^2 = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

conditions de la flèche.

$$* A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 30 \cdot 66 \cdot \frac{43}{4120} = 20,67 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow vérifié pour tous les aciers tendus (en Travers).

* $l_t > \frac{l}{10}$

Poutres	35	36
l (cm)	605	605
$\frac{l}{10}$ (cm)	60,5	60,5

$l_t = 70 \text{ cm}$ est supérieure à $\frac{l}{10}$ pour toutes les deux poutres.

conditions aux appuis.

* Aciers: si le module de M est inf à $T \cdot z$, on

doit vérifier que :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$

M étant pris avec son signe.

Appuis	1	2	3
T (t)	15,96	13,51	11,53
Tz (t.m)	9,81	7,80	6,65
M (t.m)	-16,09	-21,1	-14,1

on a $|M| > Tz$ pour toutes les sections, la relation précédente est donc vérifiée.

* béton:

Appui N° 1:

$$T = 15,91 \text{ (t)} \text{ sous } SP_1; a = 50 \text{ cm}; r = 11 \text{ cm}; d = 4 \text{ cm}$$

$$c_0 = \frac{z \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{z \cdot 15,91 \cdot 10^3}{30 \cdot 67,5} = 15,71 \text{ cm} < c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Appuis N° 3:

$$T = 11,53 \text{ (t)} \text{ sous } SP_1; a = 50 \text{ cm}; r = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}; d = 4 \text{ cm}$$

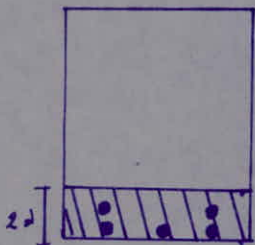
$$c_0 = \frac{z \cdot T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{z \cdot 11,53 \cdot 10^3}{30 \cdot 67,5} = 11,38 \text{ cm} < c = 50 - (11 + 4) = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

pour les deux appuis on a vérifié que $c_0 > c_0$.

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\mu}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{(1+10\bar{w}_f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\mu}{\phi} k \bar{w}_f}$$



$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{18,06}{2 \cdot 4 \cdot 30} = 0,0502$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0502}{20 (1 + 10 \cdot 0,0502)} = 4013,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2036,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4013,3 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4005 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ La condition de la fissuration est donc vérifiée.

condition de non entraînement.

$$\text{pour SP}_1: \bar{\tau}_d = 2 \cdot \tau_d \cdot \bar{v}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on doit vérifier que: } \tau_d = \frac{T}{MP_3} \leq \bar{\tau}_d$$

Appuis	1	2	3
P (cm)	8,28	8,28	8,28
T (t)	15,96	13,51	11,53
τ_d (kg/cm ²)	11,12	9,41	8,03

on a bien $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ pour toutes les sections.

Verification des contraintes

		n (t/m)	A (cm ²)	w	ξ	K	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	palette
RAVEES	1-2	16,09	12,31	0,621	0,9837	27,0	2241,03	80,03	SP ₁
	2-3	21,1	15,70	0,792	0,9725	24,2	2334,9	96,48	SP ₁
APPUIS	1	16,09	12,31	0,621	0,9837	27,0	2241,03	80,03	SP ₁
	2	21,1	15,70	0,792	0,9725	24,2	2334,9	96,48	SP ₁
	3	16,09	12,31	0,621	0,9837	27,0	2241,03	80,03	SP ₁

armatures transversales

L'effort tranchant max est pour SP_1 : $T_{max} = 15,96 \text{ (t)}$.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{15,96 \cdot 10^3}{30,57,75} = 9,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b \max} = 89,03 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_{b \max} \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit vérifier que :

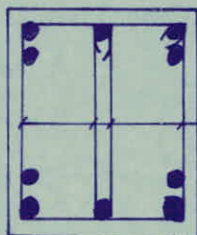
$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_{b \max}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{89,03}{67,5}\right) 67,5 = 19,52 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ des armatures droites suffisent.

$\bar{\sigma}'_{at} = \sigma_{at} \cdot \sigma_{en}$ on prend des $\phi 8 \text{ } F_2 E24 \Rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_{b0}} = 0,826 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,826 \cdot 2400 = 1982,4 \text{ kg/cm}^2$$



$$A_E = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_E \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 57,75 \cdot 1982,4}{15,96 \cdot 10^3} = 14,41 \text{ cm}$$

Le règlement R.P.A. 61, en vigueur en Algérie prévoit un espacement de :

$$t = \min(0,3h, 12\phi) = 21 \text{ cm en zone nodale.}$$

$t \geq 0,5 \text{ m} \Rightarrow 5 \text{ cm}$ en zones nodales et zones courbées.

on prendra pour toutes les poutres un espacement de :

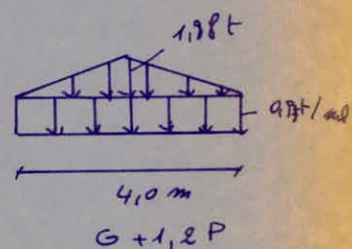
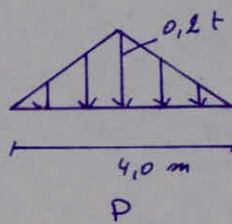
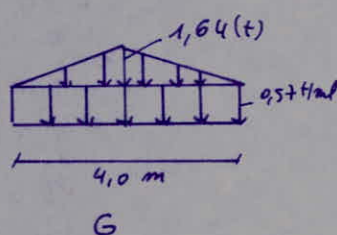
$$t = 10 \text{ cm.}$$

POUTRES AUXILIAIRES

Les poutres "auxiliaires" des portiques, longitudinal (PLE) et transversal (PTB) ne font pas partie du système de contreventement, elles seront ferrillées sous la sollicitation du 1^{er} ét. SP: $G + 1,2 P$.

Portique longitudinal PLE

NIVEAU 7

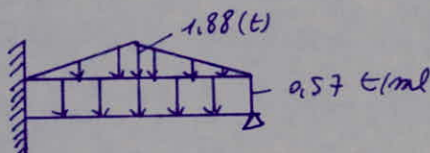


predimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

$$\Rightarrow 26,6 \leq h_t \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \underline{h_t = 40 \text{ cm.}} \quad \underline{b = 30 \text{ cm.}}$$

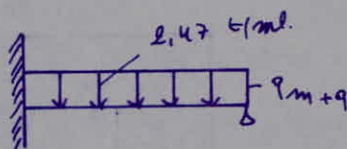
schéma statique



$$l_m = 0,333 l_x =$$

$$l_m = 0,333 \cdot 4,0 = 1,332 \text{ m.}$$

schéma équivalent



$$q_m = q \cdot l_m$$

$$\Rightarrow q_m = 0,96 \cdot 1,332 = 1,27 \text{ t/ml}$$

La charge uniformément répartie équivalente (qui donnerait les mêmes effets que la charge trapézoïdale) est donnée par la formule : $q_m = q \cdot l_m$.

La charge totale sera : $q = 1,97 + 0,57 = 2,47 \text{ t/ml.}$

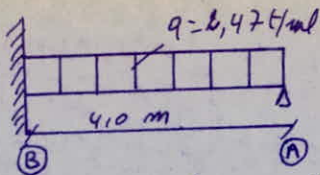
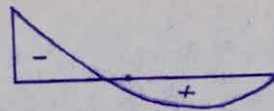


Diagramme des moments:



D'après les règles simples de la RDM:

$$R_A = \frac{3q \cdot l}{8} - \frac{3 \cdot 2,47 \cdot 4}{8} = 3,705 \text{ t}$$

$$R_B = \frac{5q \cdot l}{8} = \frac{5 \cdot 2,47 \cdot 4}{8} = 6,175 \text{ t}$$

$$M(x) = \frac{P}{8} \cdot x \cdot (3l - 4x)$$

$$x = l \Rightarrow M(l) = \frac{q \cdot l}{8} (3l - 4l) = -\frac{q \cdot l^2}{8} = -4,94 \text{ (t.m)} = M(B)$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 = M(A)$$

$$M(\text{Travée}) = \frac{9}{128} \cdot q \cdot l^2 = \frac{9 \cdot 2,47 \cdot 4^2}{128} = 2,77 \text{ (t.m)}$$

efforts tranchants:

$$T = P \left(\frac{3}{8} l - x \right) \Rightarrow T_A = 3,705 \text{ t} ; T_B = 6,175 \text{ (t)}$$

FERRAILLAGE

$$d = 5 \text{ cm} ; h = h_c - d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

travée:

$$\eta = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,77 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 35^2} = 0,0405 \begin{cases} K = 43,7 \\ \xi = 0,9144 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{2,77 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9144 \cdot 35} = 3,09 \text{ cm}^2$$

d'après le règlement (C.T.C) :

$$\text{section min} = \frac{23 \cdot 30 \cdot 40}{100} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend: } A = 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

contraintes:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{43,7} = 64,51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{2,77 \cdot 10^5}{5,65 \cdot 0,9144 \cdot 35} = 1531,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Appuis:

$$M = 4,94 \text{ t.m} \Rightarrow \eta = 0,0720 \Rightarrow K = 39,6 \Rightarrow \xi = 0,8903$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 5,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 6 \text{ T } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

contraintes

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 91,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Verifications

Aciers: $\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{4,94 \cdot 10^5}{6,78 \cdot 35 \cdot 0,8903} = 2338,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

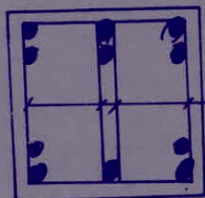
béton: $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2338,2}{30,6} = 76,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales

$T_{max} = 6,175 \text{ (t)} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b s} = \frac{6,175 \cdot 10^3}{30 \cdot 30,62} = 6,72 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b \text{ max} = 76,41 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \tau \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{76,41}{68,5}\right) 5,91 = 20,0 \text{ kg/cm}^2 > 6,72 \text{ kg/cm}^2$



$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} = 0,87 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,87 \cdot 2400 = 2096,7 \text{ kg/cm}^2$

on prend des $\phi 8$. $\Rightarrow A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 30,62 \cdot 2096,7}{6,175 \cdot 10^3} = 20,89 \text{ cm}$

espacement min (C.T.C)

$t = \min(0,3h, 12\phi) = 12 \text{ cm}$

on prendra: $t = 10 \text{ cm}$

condition de non fragilité

$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 35 \cdot \frac{5,9}{4120} = 4,02 \text{ cm}^2$

fissuration

$w = \frac{A}{2bd} = \frac{6,78}{2 \cdot 5 \cdot 30} = 0,226$

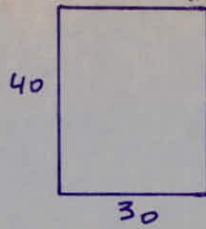
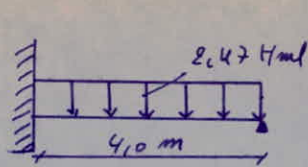
$\sigma_1 = 3686,78 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3686,78 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

condition de non entraînement

$\tau_d = \frac{T}{m p_3} \leq \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{6,175 \cdot 10^3}{31,2(\pi+1) \cdot 30,62} = 13,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$

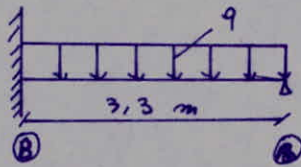
flèche

$$I = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 16 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,0054 \frac{q \cdot l^4}{EI}$$

$$f = \frac{0,0054 \cdot 2,47 \cdot 10^3 \cdot 400^3}{2 \cdot 10^5 \cdot 16 \cdot 10^4} = 0,026 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,02 \text{ cm} \ll \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$$

NIVEAU 4

$$q = G + 1,2P = 0,76 \text{ t/ml}$$

Predimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow h_t = 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

calcul des efforts

$$R_A = \frac{3qL}{8} = \frac{3}{8} \cdot 0,76 \cdot 3,3 = 0,94 \text{ t}$$

$$R_B = \frac{5qL}{8} = \frac{5}{8} \cdot 0,76 \cdot 3,3 = 1,57 \text{ t}$$

$$M(x) = \frac{q}{8} x (3L - 4x) \Rightarrow M_B = -\frac{qL^2}{8} = -\frac{0,76 \cdot 3,3^2}{8} = -1,03 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M(\text{travée}) = \frac{9qL^2}{128} = \frac{9}{128} \cdot 0,76 \cdot 3,3^2 = 0,58 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (x = \frac{3}{8}L)$$

efforts tranchants

$$T_A = R_A = 0,94 \text{ (t)} \quad T_B = R_B = 1,57 \text{ (t)}$$

Ferraillage

$$\text{travée: } M = 0,58 \text{ t}\cdot\text{m} \Rightarrow \eta = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,58 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 30^2} = 0,0115$$

$$\Rightarrow K = 89 ; \epsilon = 0,9519$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,58 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9519 \cdot 30} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A(\text{min}) \text{ C.T.C} = \frac{0,3 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{89} = 31,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

sur appui

$$M = -1,03 \text{ (C.m)} \Rightarrow \eta = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,03 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 30^2} = 0,0204$$

$$\Rightarrow k = 64,5, \quad \varepsilon = 0,9371$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,03 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9371 \cdot 30} = 1,31 \text{ cm}^2$$

ferrailage mini imposé par le C.T.C :

$$A = \frac{0,3 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 3,15 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,03 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 30 \cdot 0,9371} = 648,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{648,45}{27,9} = 23,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

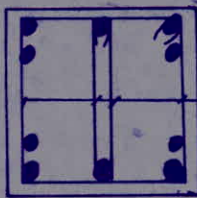
Armatures transversales.

$$T_{\max} = 1,57 \text{ (t)} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,57 \cdot 10^3}{30 \cdot 26,25} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 23,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,91 = 20,68 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

\Rightarrow des armatures droites suffisent.



$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 0,96 \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,96 \cdot 2400 = 2309,75 \text{ kg/cm}^2$$

on prend des $\phi 8$.

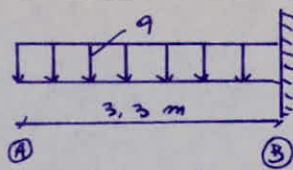
$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 26,25 \cdot 2309,75}{1,57 \cdot 10^3} = 77,5 \text{ cm.}$$

espacement imposé par le C.T.C (t_{\min}):

$$t = \min(0,3 h, 12\phi) = 8,75 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$t \leq 0,5 h = 17,5 \text{ cm} \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

on prend $t = 8 \text{ cm.}$

Portique B NIVEAU 4.

$$q = G + P = 1,2 + 0,97 = 2,17 \text{ t/ml.}$$

prédimensionnement: $\frac{l}{15} \leq h_e \leq \frac{l}{10} \Rightarrow h_e = 35 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm.}$

Efforts: $R_A = \frac{3ql}{8} = \frac{3 \cdot 2,17 \cdot 3,3}{8} = 1,2 \text{ t}$ $R_B = \frac{5ql}{8} = 2 \text{ t.}$
 $M_A = 0$; $M_B = -\frac{9ql^2}{8} = -1,32 \text{ t.m}$ $M(\text{Travée}) = 0,74 \text{ t.m.}$
 $T_A = 1,2 \text{ t}$ $T_B = 2 \text{ t.}$

Ferraillage: Travée: $M = 0,74 \text{ t.m} \Rightarrow \eta = 0,0146 \begin{cases} K = 78,5 \\ 0,9465 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ferraillage min (C.T.C)} = 3,15 \text{ cm}^2$$

on prend: $A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

contraintes: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{78,5} = 35,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Appui: $M = -1,32 \text{ t.m} \Rightarrow \eta = 0,0263 \Rightarrow K = 56,0$; $\epsilon = 0,9296$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ferraillage mini (C.T.C)} = 3,15 \text{ cm}^2$$

on prend: $A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

contraintes: $\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{1,32 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 0,9296 \cdot 30} = 840,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$w = 100 \frac{A}{bh} = 100 \frac{5,65}{30 \cdot 30} = 62,7 \Rightarrow K = 27,9$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,9} = 30,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$$t_{\text{max}} = 2 \text{ t} \Rightarrow \sigma_b = \frac{T}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 10^3}{30 \cdot 26,5} = 2,54 \text{ kg/cm}^2$$

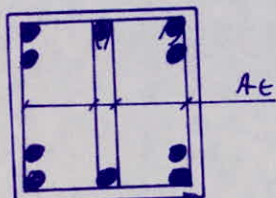
$$\sigma'_b = 30,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,91 = 20,68 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\rho_{at} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{fb}} = 0,95 \\ \frac{3}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,95 \cdot 2400 = 2285,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ on prend des } \phi 8.$$



$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 26,25 \cdot 2285,4}{2 \cdot 10^3} = 60,29 \text{ cm.}$$

Le règlement préconise un espacement minimal de :

$$t = \min(0,3h; 12\phi) = 8,75 \text{ cm en zone nodale}$$

$$t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

on prend $t = 8 \text{ cm.}$

Nota: Pour les niveaux 4 des Portiques (PTB) et (PLE) toutes les vérifications ont été satisfaites.

FERROAILLAGE DES

POTEAUX

CALCUL DES POTEAUX

Introduction:

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous $G + 1,2P$ et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on adoptera la plus grande section d'armature.

d'après le RPA, les poteaux dans les ossatures autostables doivent être conçus pour les combinaisons suivantes:

1^{er} genre : ① $G + 1,2P$

2^e genre : ② $G + P + 1,2E$ ③ $G + P - 1,2E$

④ $0,8G + E$ ⑤ $0,8G - E$

on distingue 2 types d'efforts.

1 N_{max} , M_{con} c'est pour le calcul du béton comprimé

2 N_{min} , M_{con} c'est pour le calcul des armatures tendues.

3 M_{max} , N_{con}

Méthode de calcul.

La contrainte de compression admissible du béton est donnée

par:

$$\times \bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h_0}{2} \quad ; \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\times \bar{\sigma}_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_0}{2} \quad ; \quad e_1 = \frac{h_0}{6}$$

on calcule donc $e_0 = \frac{M}{N}$ et $e_1 = \frac{h_0}{6}$

on peut avoir 3 cas de sollicitations.

1. Si $e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée

* si $e_0 \leq e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée

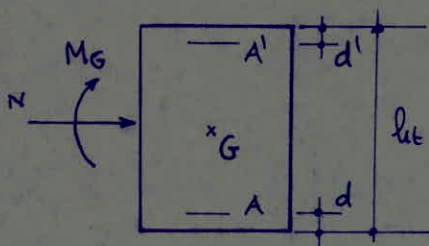
* si $e_0 = 0 \rightarrow$ compression simple

Pour le calcul des sections et la vérification des contraintes on a utilisé une méthode très simple traitée dans l'aide mémoire de béton armé (Victor-DAVIDOVICI)

Cette méthode est basée sur l'emploi de tableaux qui s'appliquent au cas de la section rectangulaire partiellement comprimée ou partiellement tendue. Les valeurs de γ , voisines de zéro ou de h_t correspondent aux zones non utilisées des tableaux.

Pour les sections entièrement comprimées on a utilisé la méthode de M^{me} P. Charon.

Section entièrement comprimée ($e_0 \leq e_1$)



$$\gamma' = \frac{d'}{h_t}$$

on calcule $\bar{\sigma}_s$ comme spécifié précédemment

et puis on calcule successivement:

$$* \beta = \frac{6 M_G}{h_t N} = \frac{6 e_0}{h_t} \quad * \gamma = \bar{\sigma}_s' \frac{b h_t}{N}$$

$$* C = 0,27 (1 - 2\gamma')^2 \beta \quad , \quad * D = 0,30 (\beta - \gamma) - 0,90 (1 - \beta) (1 - 2\gamma')^2$$

$$* E = - (1 + \beta - \gamma) \quad , \quad * \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C}$$

et enfin la section d'armatures est obtenue par

$$A = A' = \frac{\bar{\omega}' b h_t}{100}$$

Vérification des contraintes:

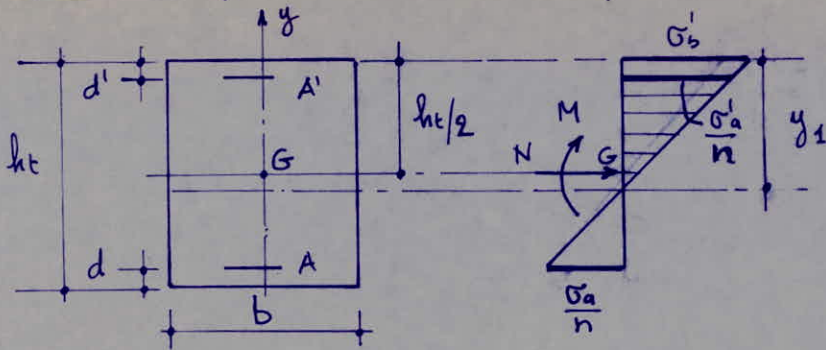
$$\bar{\sigma}_{h1}' = \frac{N'}{h_t^2} \left(K + e_0 \frac{R}{h_t} \right) ; \quad \bar{\sigma}_{h2}' = \frac{N'}{h_t^2} \left(K - e_0 \frac{R}{h_t} \right)$$

$$\text{avec } K = \frac{1}{1 + 2nw} \quad \text{et } R = \frac{1}{2 \left(\frac{1}{12} + 2nw \left(\frac{1}{2} - \gamma' \right)^2 \right)}$$

avec $n = 15$

$$\frac{e_0}{h_t} < \frac{K}{R} \quad , \quad \omega \text{ pourcentage d'acier.}$$

section partiellement comprimée $e_0 > e_1$



armatures symétriques $A = A'$; $\nu = \frac{d}{ht} = \frac{d'}{ht} = 0,1$

$$K_e = \frac{N}{M} ht \quad , \quad K_a = \frac{M}{b ht^2 \bar{\sigma}_a}$$

du tableau on tire la valeur de $\tilde{u} \Rightarrow A = A' = \frac{\tilde{u} b ht}{100}$

vérification des contraintes.

ayant choisi la section d'acier on a un nouveau \tilde{u}

$$\text{avec } K_e = \frac{N}{M} ht \quad \text{et} \quad \tilde{u} = 100 \frac{A}{b ht}$$

du tableau on tire les valeurs de K_b et K , alors on aura :

$$\sigma_b' = \frac{1}{K_b} \frac{M}{b ht^2} \quad \text{et} \quad \sigma_a = K \bar{\sigma}_a'$$

compression simple.

section d'armature longitudinale :

$$A_e = \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}} - B \right) \quad B \text{ section de béton.}$$

section minimale :

$$A_e \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}}$$

θ_1 coef qui tient compte de l'excentricité de la charge

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 1,8 && \text{poteau d'angle} \\ \theta_1 &= 1,4 && \text{poteau de rive} \\ \theta_1 &= 1,0 && \text{poteau central} \end{aligned}$$

θ_2 coef qui dépend de la longueur de flambement au poteau et

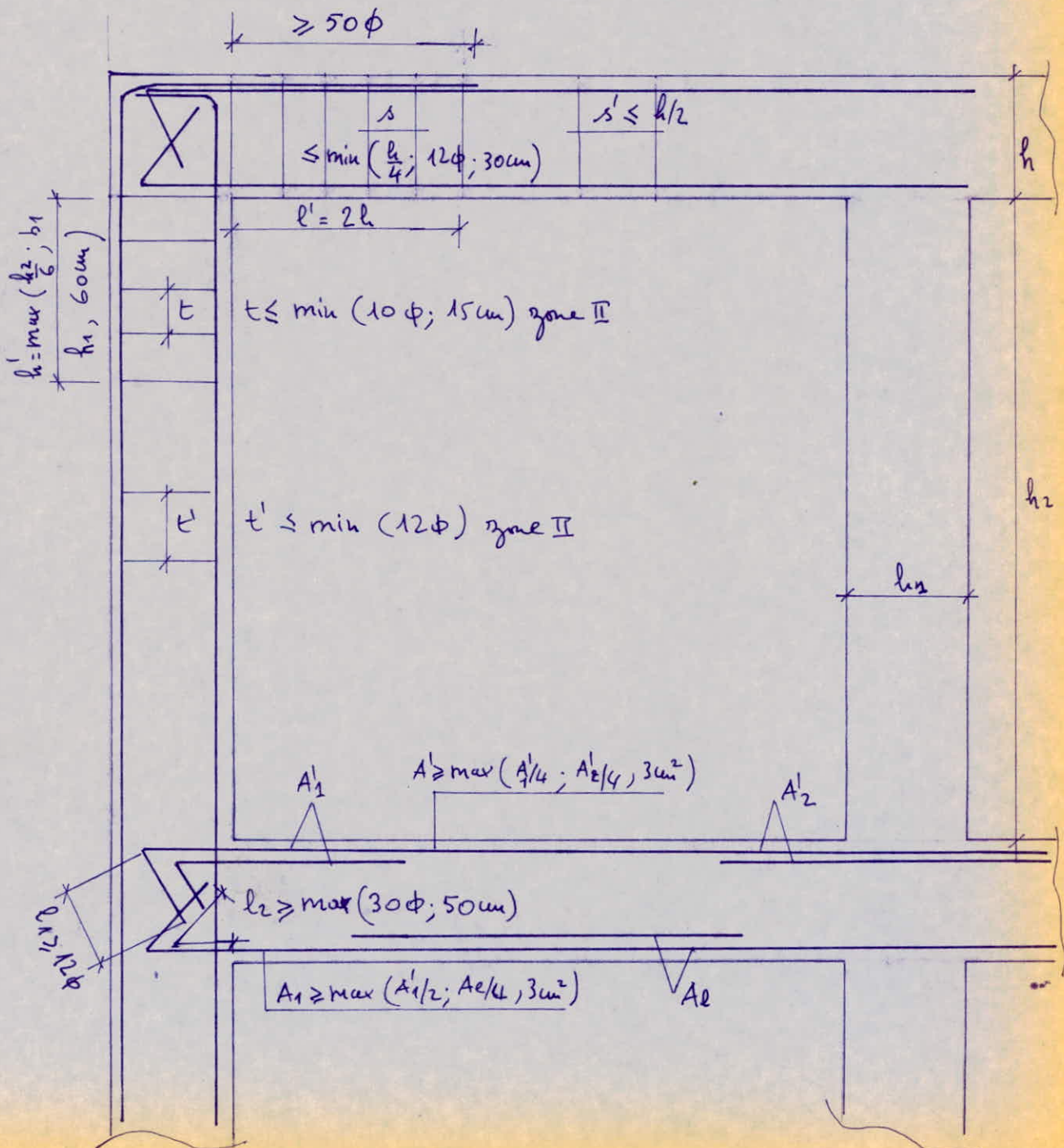
$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad c \text{ enrobage des aciers}$$

θ_3 coef qui dépend de la nuance des aciers utilisés

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{f_{yk}}$$

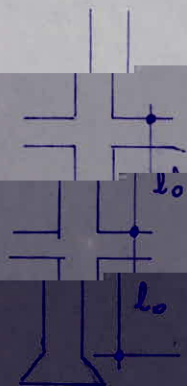
Selon le RPA:

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence
- les bannes verticales doivent être droites sans crochets
- le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera de 1% en zone II sans dépasser en toute section 4% pour $\sigma_{28} \leq 270$ bars.
- diamètre minimum est de 14 mm en zone II
- longueur de recouvrement 50ϕ en zone II.



flambement des poteaux.

La longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau l_0 et de la liaison de ses extrémités pour un bâtiment à étages multiples on aura:



$$l_c = \mu \cdot l_0$$

il faut vérifier la relation: $\frac{l_c}{a} \leq 14,4$

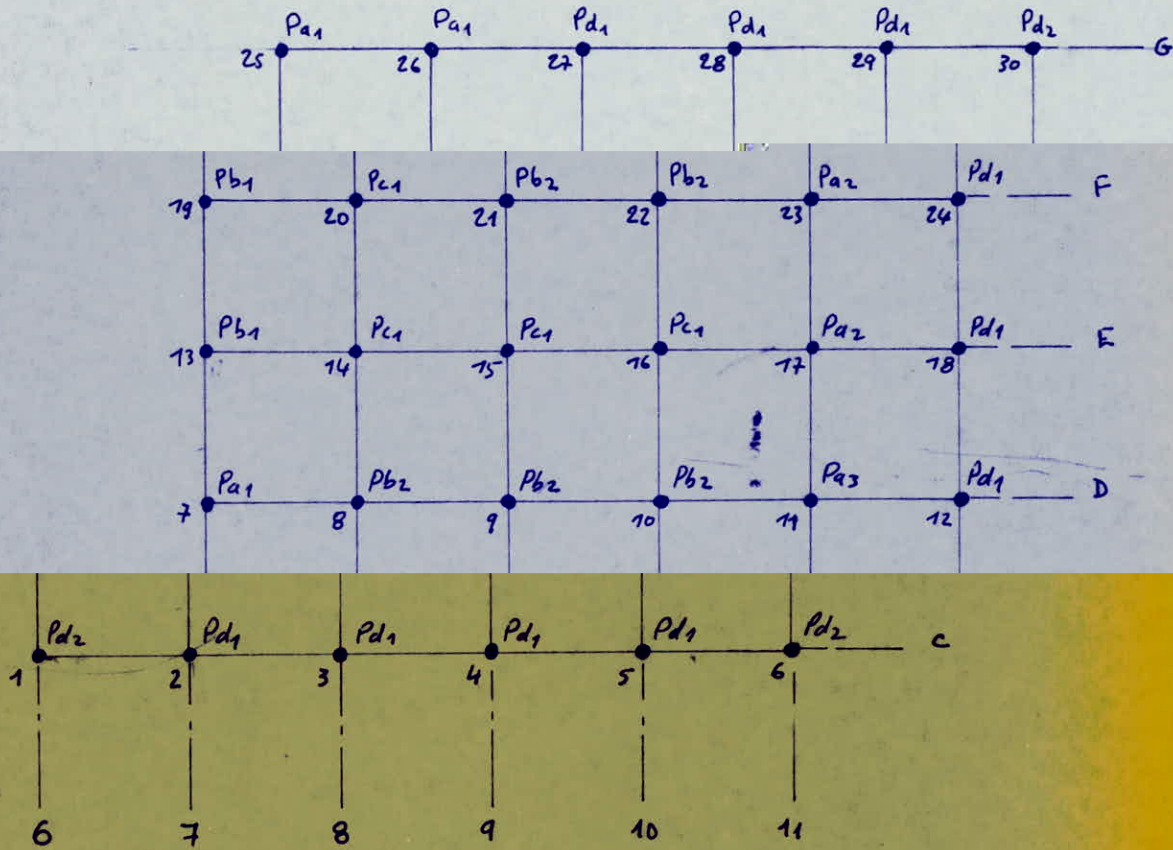
hauteur	colons	colons	μ
50	350	245	4,9
60	350	245	4,4
50	500	350	7
70	500	350	5
80	500	350	4,37
50	400	280	5,6
70	400	280	4
80	400	280	3,5
50	450	315	6,3
70	450	315	4,5
80	450	315	3,9

dans tous les cas

on a $\frac{l_c}{a} < 14,4$.

L'article 33-21 du CCBA 68 précise que dans ce cas là, la pièce est justifiée uniquement en flexion composée, sans tenir compte de l'effet de flambement.

TYPES DE POTEAUX DE CALCUL.



Remarques:

Dans tout ce qui suit : N est donné en tonnes - t

M est donné en t.m.

T est donné en tonnes - t

efforts dans les poteaux sous SP₁

Niv	Pot	axe moyen		N	axe mineur		T _{maj}	T _{min}
		M _a	M _b		M _a	M _b		
1	13	-4,81	-2,1077	-251,38	-0,681	-0,688	-1,530	-0,304
	14	0,093	0,39	-386,41	-0,879	0,887	0,107	-0,392
	15	0,236	0,456	-422,9	-0,536	-0,585	0,154	-0,249
	16	0,228	0,453	-402,94	-0,404	-0,381	0,151	-0,174
	17	-0,766	-0,159	-306,25	-0,252	-0,149	-0,206	-0,089
	18	-3,696	-1,853	-121,72	0,145	0,056	-1,223	0,045
	3	0,116	0,154	-111,9	-4,88	-2,430	0,060	-1,625
	9	0,210	0,586	-353,1	1,756	0,485	0,177	0,498
	21	0,047	0,226	-343,16	-0,477	-0,557	0,061	-0,230
	27	0,016	0,017	-96,63	4,452	2,115	0,007	1,459
	Σ							
	13	-8,62	-8,108	-214,54	-1,454	-1,39	-4,17	-0,71

	14	0,035	0,304	-322,59	0,425	1,05	0,005	0,238
	15	-0,10	-0,109	-765,92	1,29	0,19	-0,57	0,57
	16	0,179	0,488	-347,8	0,86	0,25	0,167	0,278
	17	1,404	0,112	-247,61	-2,13	-1,01	0,379	-0,78
	18	-6,57	-6,34	-91,07	0,45	1,808	-3,21	0,18
	3	-0,022	0,157	-86,96	-7,48	-7,79	0,031	-3,82
	9	-0,829	0,107	-210,78	-4,13	-0,28	-0,06	-1,105
	21	1,791	0,929	-283,87	-3,28	-1,85	0,06	-2,06
	27	0,221	0,109	-68,03	10,26	8,78	0,082	4,76

3	13	-8,37	-7,72	-163,61	-3,38	-2,72	-3,24	-1,221
	14	-0,205	0,113	-252,79	-4,97	-2,78	-0,036	-1,553
	15	0,678	-0,224	-289,25	-6,61	-1,32	0,091	-1,186
	16	1,402	0,96	-258,76	-6,86	-1,48	0,47	-1,27
	17	-9,61	-3,345	-168,25	-1,59	-1,78	-2,58	-0,62
	18	-7,45	-9,913	-47,49	5,39	2,76	-4,88	6,631
	3	0,398	0,261	-39,41	-20,20	12,89	0,13	-6,62
	9	0,023	-0,115	-211,79	16,82	4,61	-0,018	4,28
	21	-0,525	0,866	-192,59	-0,34	-2,24	0,068	-0,57
	27	0,381	0,273	-28,12	13,52	10,46	0,131	4,39

4	13	-5,22	-4,11	-128,02	-1,87	-1,72	-2,66	-1,028
	14	0,276	0,25	-209,09	-2,307	-2,47	0,15	-6,34
	15	1,39	1,28	-229,57	-2,34	-2,26	0,76	-1,315
	16	-0,69	0,78	-206,04	-2,15	-1,87	-0,092	-1,15
	17	4,62	-0,67	-101,35	-2,54	-0,82	1,14	-0,96
	9	0,257	0,458	-139,82	-5,65	0,81	0,204	-1,38
	21	0,75	-0,67	-129,86	7,95	4,27	-0,397	5,77

5	13	-5,50	-6,11	-91,89	-2,31	-1,432	-3,34	-1,007
	14	-0,387	-1,608	-349,27	-3,20	-1,079	-0,286	-3,50
	15	0,562	-0,633	-158,25	-1,82	-0,952	0,34	-0,797
	16	0,092	-1,255	-145,75	-1,949	-1,136	-0,332	-0,873
	17	6,19	7,28	-54,54	-6,78	-5,065	3,96	-3,44
	9	-0,627	-0,443	-72,42	-11,93	-11,17	-0,249	-6,601
	21	-3,922	-1,136	-46,37	10,65	11,59	-0,045	6,357

6	13	-5,25	-5,55	-59,57	3,161	0,632	-3,088	1,084
	14	-1,31	-1,056	-95,37	8,087	2,004	-0,67	2,88
	15	-2,747	-0,95	-99,95	-0,28	-0,67	-0,48	-0,27
	16	-5,69	-2,85	-85,16	-2,23	-1,95	-2,44	-1,19
	17	14,13	8,85	-23,09	-8,50	-8,56	6,57	-4,87
	9	-2,97	-2,23	-52,84	-10,14	-11,03	-1,48	-6,05
	21	-0,52	-1,079	-62,06	11,72	11,12	-0,45	6,53
7	13	-9,256	-6,31	-20,54	-8,47	-3,34	-4,45	-3,37
	14	0,853	0,73	-38,51	-11,42	-3,59	0,45	-4,29
	15	-0,459	0,966	-45,84	-3,25	-3,68	2,145	-1,981
	16	10,34	2,81	-32,95	-4,29	-4,41	3,73	-2,48
	9	-4,14	-2,63	-24,98	-14,99	-13,08	-1,93	-8,01
	21	-0,41	-0,023	-26,77	13,73	11,91	-0,123	7,326
	21							

Détermination des sollicitations sous SP_1

Pot	Niv	b x ht	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	$\bar{\sigma}_b$	Sollicit.
Pd ₁	1	50x50	121,7	3,69	3,03	8,33	76,8	EC
	2	"	91,1	6,5	7,13	"	88,03	EC
	3	"	47,49	14,5	30,5	"	137	PC
			39,4	20,2	51,3	"	137	PC
	1	80x80	359,1	1,75	0,49	13,3	69,34	EC
	2	80x80	290,8	4,13	1,42	"	70,9	EC
	3	80x80	211,79	16,8	7,93	"	82,08	EC

Pb ₂	4	50x50	139,8	5,6	4,0	8,33	79,46	EC
	5	50x50	96,4	11,6	12,55	"	102,9	PC
	6	"	62,06	11,7	18,82	"	120,0	PC
	7	"	26,22	11,9	44,45	"	137	PC
Pc ₁	1	80x80	423,9	0,59	0,14	13,3	68,70	EC
	2	"	363,9	1,39	0,35	"	69,1	EC
	3	"	280,3	4,61	1,64	"	71,1	EC
	4	60x60	220,57	8,1	1,1	10	71,1	EC
	5	"	100,9	3,7	2,55	10	74,32	EC
		"	158,25	1,8	1,17	"	74,1	EC
		"	99,45	0,95	0,95	"	70,66	EC
		"	95,37	8,1	8,69	"	87,83	EC
	7	"	38,51	11,4	29,6	"	137	PC
	"	45,85	7,68	8,0	"	86,76	EC	
Pb ₂	1	70x70	251,28	4,81	1,91	13,33	73,2	EC
	2	"	210,5	8,6	4	"	73,3	EC
	3	"	163,6	8,4	5,13	"	78,5	EC
	4	50x50	122,1	5,34	4,06	8,33	79,22	EC
	5	"	91,89	4,1	6,6	"	86,58	EC
		"	57,57	5,55	7,3	"	93,98	PC
		"	20,50	8,25	10,5	"	137	PC
Pc ₂	1	70x70	326,3	0,77	0,25	13,67	68,95	EC
	2	"	247,6	2,13	0,86	"	70,2	EC
	3	"	168,3	9,4	5,7	"	79,6	EC
	4	50x50	101,7	4,5	4,5	8,33	80,87	EC
	5	"	54,36	7,68	14,1	"	102,0	PC
	6	"	23,1	10,13	26,16	"	137	PC

1) Sections entièrement comprimées.

NIV 1					
Pot	Pd ₁	Pb ₂	Pc ₁	Pb ₁	Pa ₂
N	121,7	359,1	422,9	251,38	306,2
M	3,69	1,75	0,59	4,81	0,77
e ₀	3,03	0,49	0,14	1,91	0,25
$\bar{\sigma}_s'$	76,8	69,34	68,74	72,2	68,98
β'	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
β	1,57	1,23	1,04	1,41	1,10
β	0,36	0,036	0,01	0,164	0,021
C	0,28	0,22	0,18	0,24	0,19
D	0,69	0,49	0,332	0,609	0,38
E	0,21	0,194	0,03	0,246	0,079
w	<0	<0	<0	<0	<0

A=A'	<0	<0	<0	<0	<0
------	----	----	----	----	----

NIV 2					
Pot	Pd ₁	Pb ₂	Pc ₁	Pb ₁	Pa ₂
N	91,1	290,8	363,9	214,5	247,6
M	6,5	4,13	1,29	8,6	2,13
e ₀	7,13	1,42	0,35	4	0,86
$\bar{\sigma}_s'$	88,03	70,9	69,1	73,3	70,2
β'	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
β	2,41	1,56	1,21	1,74	1,38
β	0,85	0,11	0,026	0,34	0,07
C	0,14	0,09	0,004	-0,30	0,01
E	0,56	0,45	0,18	0,4	0,31
D	1,28	0,75	0,47	0,84	0,61
w	<0	<0	<0	<0	<0

A=A'	<0	<0	<0	<0	<0
------	----	----	----	----	----

NIV 3				
Pot	Pb ₂	Pc ₁	Pb ₁	Pa ₂
N	211,79	280,3	163,6	168,3
M	16,8	4,64	8,4	9,6
e ₀	2,93	1,64	5,13	5,7
$\bar{\sigma}_s'$	82,08	71,3	78,5	79,6
β'	0,1	0,1	0,1	0,1
β	2,48	1,62	2,35	2,31
β	0,59	0,12	0,84	0,98
C	0,429	0,27	0,41	0,39
E	0,89	0,5	0,91	0,83
D	1,42	0,81	1,35	1,30
w	<0	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0	<0

NIV 4				
Pot	Pb ₂	Pc ₁	Pb ₁	Pa ₂
N	139,8	220,57	128,1	101,3
M	5,6	2,3	5,21	4,6
e ₀	4,0	1,1	4,06	4,5
$\bar{\sigma}_b$	79,46	71,1	79,62	80,83
σ'	0,1	0,1	0,1	0,1
β	1,42	1,15	1,15	1,99
β	0,48	0,104	0,48	0,54
C	0,24	0,19	0,26	0,34
E	-0,06	0,05	0,07	0,45
D	0,52	0,4	0,63	1,0
w'	0,05	<0	<0	<0
A=A'	113	<0	<0	<0

NIV 5			NIV 6		NIV 7	
Pot	Pc ₁	Pc ₁	Pb ₁	Pc ₁	Pc ₁	Pc ₁
N	144,9	158,25	91,89	99,95	95,37	45,85
M	3,7	1,8	6,1	0,95	8,1	3,68
e ₀	2,55	1,13	6,6	0,95	8,49	8,0
$\bar{\sigma}_b$	74,32	71,1	86,58	70,66	87,88	86,76
σ'	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
β	1,84	1,61	2,35	2,54	3,31	6,81
β	0,255	0,11	0,79	0,095	0,84	0,8
C	0,317	0,27	0,41	0,438	0,57	1,17
E	0,58	0,5	0,52	1,445	1,47	5,01
D	0,96	0,80	1,24	1,62	2,07	5,14
w'	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0

conclusion : $A = A' < 0 \Rightarrow$ section minimale.

2) sections partiellement comprimées.

Niv	b x ht	N	M	K _e	K _a	w	sollici	K _b σ _b	K σ _a	A = A' (cm ²)
3	50x50	47,49	14,5	0,5	0,004	0,4	PC	0,14 82,8	27,9 2311,7	10
	50x50	39,4	20,2	1,56	0,006	0,28	PC	0,13 124,3	15,77 2160	7
5	50x50	96,4	11,6	4,15	0,003	minCTC	PC	0,12 77,3	7 77,3	/
	50x50	54,54	7,68	3,55	0,002	minCTC	PC	0,12 51,2	2,55 130,6	/
6	50x50	62,06	11,7	2,65	0,003	minCTC	PC	0,13 72	7,5 540	/
	50x50	59,57	5,55	5,36	0,0015	minCTC	PC	0,10 44,4	0,38 16,87	/
	50x50	23,1	14,13	0,8	0,004	0,34	PC	0,14 80,7	23,78 1919	8,5
	50x50	26,77	11,9	1,12	0,0034	0,22	PC	0,11 86,54	26,5 2293	5,5
7	60x60	38,51	11,4	2	0,002	minCTC	PC	0,10 52,8	15,65 826	/
	50x50	26,34	9,12	2,11	0,005	0,22	PC	0,11	26,5	5,5
								6727	17826	

Determination des efforts.

solllicitation		SP ₂						b x ht
Pot	NiV	M _{max}	N _{com}	N _{max}	M _{com}	N _{min}	N _{com}	
Pd ₁	1	—	—	-128,2	-11,14	-47,9	-5,6	50x50
	2	—	—	-97,7	-15,1	-33,8	-3,3	"
	3	-22,2	-29,8	-76,1	18,1	-19,2	-12,7	"

Pb ₂	1	-47,2	-227,7	-321,5	-42,3	-27,6	-57,7	80x80
	2	-25,4	-270,1	-300,3	-23,1	-169,6	-19,9	"
	3	-37,4	-189,5	-223,7	-24,9	-120,3	-26	"
	4	—	—	-154,9	-14,8	-77,7	-7,8	50x50

1	-89,2	-111,2	-15,76	-57,12	-20,22	-11,22	-11,22
2	-82,2	-62,46	-20,54	-21,32	-11,22	-11,22	-11,22
3	-85,5	23,52	-17,47	-17,47	-17,47	-17,47	-17,47

Poteau Pd₁ (3, 18, 27)

Determination des sollicitations sous SP₂

Niv	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{ht}{6}$	solluit	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²
1	-128,2	-11,14	8,69	8,33	EC	138,4
	-47,9	-5,6	11,6	8,33	PC	150,4
2	-97,7	-15,1	15,4	8,33	PC	166,1
	-33,8	-3,3	9,76	8,33	PC	142,9
3	-29,8	-22,2	74,1	8,33	PC	205,5
	-76,1	18,1	23,7	8,33	PC	200,2
	-19,2	-12,7	66,1	8,33	PC	205,5

Niv	b x ht	N	M	Ke	Ka	w	soll	K _b $\bar{\sigma}_b$	K $\bar{\sigma}_{acc}$
1	50x50	-128,2	-11,14	5,7	0,021	min CTC	EC	$\bar{\sigma}_{b1} = 89$ $\bar{\sigma}_{b2} = 24$	$\bar{\sigma}_{acc} = 1539$
	50x50	47,9	5,6	4,2	0,001	min CTC	PC	0,1 44,8	0,38 17,1
2	50x50	97,7	15,1	3,2	0,003	min CTC	PC	0,125 96,64	3,61 348,9
	50x50	33,8	3,3	5,1	0,0006	min CTC	PC	0,10 26,4	0,38 10,1
3	50x50	29,8	22,2	0,67	0,004	0,36	PC	0,14 126,8	25,12 3186,7
	50x50	76,1	18,1	2,1	0,003	min CTC	PC	0,13 111,4	11,19 1246,4
	50x50	19,2	12,7	0,75	0,0024	0,16	PC	0,34 29,9	28,62 855,2

$$w = 0,36\% \Rightarrow A = A' = 0,36 \times \frac{50 \times 50}{100} = 9 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,16\% \Rightarrow A = A' = 0,16 \times \frac{50 \times 50}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

$$w = 1\% \text{ d'après le RPA} \Rightarrow 1 \times \frac{50 \times 50}{100} = 25 \text{ cm}^2$$

Pour le niveau 1, 2 et 3 on prendra:

$$A_{tot} = 4T20 + 8T16 = 28,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w} = 1,14\%$$

$$\text{sur chaque face on aura } A = A' = 2T20 + 2T16 = 10,3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{w} = 0,412\%$$

Poteau Pb_2 (9-21)Détermination des sollicitations sous SP_2

Niv	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_0}{6}$	Sollicit	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)
1	329,9	49,2	14,9	13,33	PC	144,1
	361,8	42,3	11,69		EC	132,8
	207,6	35,9	17,3		PC	147,8
2	273,1	25,4	9,4	13,33	EC	126,9
	300,5	23,1	7,68		EC	122,5
	169,6	19,9	11,7		EC	132,8
3	189,5	37,4	19,7	13,33	PC	155,4
	223,7	24,9	11,1		EC	131,3
	120,3	26	21,6		PC	158,3
4	151,9	16,8	11	8,33	PC	148
	77,7	7,8	10,1		EC	144,2
5	103,4	20,9	20,2	8,33	PC	185,7
	59,2	7,7	7,47		EC	137,4
6	65,2	19,7	29,6	8,33	PC	205,5
	33,1	4,7	14,2		PC	161,1
7	19,8	19,8	100	8,33	PC	205,5
	27,8	18,6	66,9		PC	205,5
	14,7	14,8	103,5		PC	205,5

section entièrement comprimée.

Niv	1	2		3	5	
N	361,8	270,1	300,5	169,1	223,7	52,2
M	42,3	25,4	23,1	19,9	24,9	3,9
e_0	11,69	9,4	7,68	11,7	11,1	7,47
$\bar{\sigma}_b$	132,8	126,9	122,5	132,8	131,3	133,4
ν'	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
β	2,74	3,01	2,61	5,03	3,75	6,39
β	0,876	0,705	0,576	0,877	0,832	0,896
γ	0,459	0,58	0,49	0,98	0,732	1,10
δ	1,49	3,35	2,99	6,33	2,92	4,75
ϵ	0,784	1,665	1,284	3,833	2,41	6,49
w'	<0	<0	<0	<0	<0	<0
$A=A'$	<0	<0	<0	<0	<0	<0

conclusion: $A=A' < 0 \Rightarrow$ on prendra la section minimale
selon le RPA: $\bar{\omega} = 10\%$

Section partiellement comprimée

Niv	l _{eff}	N	M ₁	V _{ec}	V _{ea}	$\bar{\sigma}_c$	l _{eff}	K_b σ_b	K σ_a
1	80x80	329,9	49,2	5,36	0,002	min CTC	PC	0,1 96,1	0,38 36,5
	80x80	207,6	35,9	4,62	0,002	min CTC	PC	0,1 70,1	0,38 26,64
3	80x80	189,5	37,4	4,05	0,002	min CTC	PC	0,12 60,8	1,00 60,8
	80x80	120,3	26	3,7	0,001	0,12	PC	0,12 42,3	2,55 107,8
4	50x50	151,9	16,8	4,52	0,003	min CTC	PC	0,10 134,4	0,38 51,1
	50x50	77,7	7,8	4,48	0,001	min CTC	PC	0,10 60,1	0,38 32,0
5	50x50	407,4	20,6	2,5	0,004	min CTC	PC	0,13 128,6	7,50 465
	50x50	15,2	10,3	1,2	0,001	0,11	PC	0,13 60,1	19,30

section d'armatures choisie :

$$A_t = 4T20 + 8T16 = 28,64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega}_t = 1,14\%$$

$$\text{par fibre on aura } 2T20 + 8T16 = 10,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,412\%$$

Poteau PC_1 (15, 14, 16)

Determination des sollicitations sous SP_2

Niv	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	sollicit	$\bar{\sigma}_b' (\text{kg/cm}^2)$
1	-409,2	-48,3	11,8	13,33	EC	133,1
	-242,9	39,5	16,26	11	PC	144,5
2	-313,1	28,1	8,97	13,33	EC	125,8
	-353,4	25,3	7,15	11	EC	121,2
	-205,3	23,6	11,49	11	EC	132,3
3	-243,6	31,3	12,84	13,33	EC	135,7
	-273,6	-30,1	11,0	11	EC	131
	-167,3	26,5	15,83	11	PC	143,4
4	-214,5	25,7	11,8	11	PC	143
	-215,2	-24,9	11,57	11	PC	142,4
	-132,9	19,5	14,67	11	PC	153

-155,7	-27,0	14,4	11	PC	132,7
-155,1	-21,1	13,6	11	PC	149,3
-96,6	16,5	17,1	11	PC	161,3
-91,2	25,4	27,8	10	PC	197,9
-98,4	-17,4	17,68	11	PC	163,3
-57,8	-18,8	32,52	11	PC	205,5
-32,3	-16,9	52,3	10	PC	205,5
-45,7	-12,9	28,2	11	PC	199,3
-21,9	-5,1	23,28	11	PC	182,5

sections entièrement comprimées.

sec

Niv	1	2	3
N	4,997	3,131	2,531
M	48,3	28,1	23,6
e ₀	11,6	8,97	7,15
e ₀ '	133,1	125,8	121,2
γ	2,108	2,57	4,12
β	0,885	0,672	0,536
C	0,359	0,444	0,712
D	0,981	1,474	2,775
E	0,195	0,898	2,26
w'	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0

conclusion: $A=A' < 0 \Rightarrow$ section minimale selon le RPA: $\bar{\mu} = 1\%$
section partiellement comprimée.

Niv	1	2	3
Section	60x60	60x60	60x60
N	4,997	3,131	2,531
e ₀	11,6	8,97	7,15
e ₀ '	133,1	125,8	121,2
γ	2,108	2,57	4,12
β	0,885	0,672	0,536
C	0,359	0,444	0,712
D	0,981	1,474	2,775
E	0,195	0,898	2,26
w'	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0

Section	N	e ₀	e ₀ '	γ	β	C	D	E	w'	A=A'
60x60	4,997	11,6	133,1	2,108	0,885	0,359	0,981	0,195	<0	<0
60x60	3,131	8,97	125,8	2,57	0,672	0,444	1,474	0,898	<0	<0
60x60	2,531	7,15	121,2	4,12	0,536	0,712	2,775	2,26	<0	<0

60x60 3,359 24,4 5,12 0,0018 mixte PC 0,11 7,61 69,4 251,4

60x60 132,9 19,5 4,08 0,002 mixte PC 0,10 0,38 90,7 34,7

60x60 153,9 27,2 4,45 0,0024 mixte PC 0,10 0,38 101,8 39,1

60x60 155,1 21,1 4,41 0,002 mixte PC 0,10 0,38 92,7 37,72

60x60 96,4 16,5 3,51 0,0018 mixte PC 0,11 7,61 69,4 251,4

60x60 91,2 25,4 2,15 0,0017 mixte PC 0,11 7,61 106,9 168,5

60x60 98,4 17,4 3,39 0,0019 mixte PC 0,11 4,04 73,7 29,6

60x60 57,8 18,8 1,84 0,002 mixte PC 0,11 78,96 29,7 1,98,6

60x60 32,3 14,9 1,45 0,0018 0,14 PC 0,11 30,73 21,2 218,6

section d'armature choisie.

$$A_{tot} = 8T25 + 8T20 = 64,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_{tot} = 1,01\%$$

par face ou axe :

$$A = 2T25 + 2T20 = 21 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,328\%$$

niv 4, 5, 6 et 7.

$$\bar{\omega} = 0,14\% \rightarrow A = A' = \frac{0,14 \times 60 \times 60}{100} = 5,04 \text{ cm}^2$$

selon le RPA : $\bar{\omega} = 1\% \Rightarrow A_t = \frac{1 \times 60 \times 60}{100} = 36 \text{ cm}^2$

on choisi $A_{tot} = 12T20 = 37,68 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow \bar{\omega}_{tot} = 1,04\% > 1\% \text{ (RPA)}$

par face ou axe $4T20 = 12,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,349$

Poteau Pb₁ (13)

Determination des sollicitations sous SP₂

Niv	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h}{6}$	sollicit	$\bar{\sigma}_s (\text{kg/cm}^2)$
1	241,9	35,7	14,76	11,67	PC	146,1
	274,6	29,69	10,81	11	EC	147,2
	140,54	21,73	15,46	11	PC	166,3
2	207,13	30,03	14,49	11,67	PC	145,3
	233,9	20,16	8,61	11	EC	128
	123,44	5,89	4,77	11	EC	116,0
3	158,23	34,76	21,96	11,67	PC	167,2
	178,85	23,04	12,88	11	PC	141
	48,48	9,22	9,36	11	EC	150,2

4	124,3	22,85	18,38	8,33	PC	178,3
	139,5	15,57	11,16	11	PC	149
	77,64	6,91	8,9	11	EC	139,4
5	65	17,18	26,4	8,33	PC	205,5
	98,9	15,71	15,88	11	PC	139,3
	56,9	5,18	9,10	11	PC	140,2
6	56,89	16,27	28,59	8,33	PC	205,5
	62,8	13,06	20,79	11	PC	188,2
	38,36	3,76	9,81	11	PC	147,3
7	51,98	14,09	27,3	8,33	PC	205,5
	13,55	6,65	49,8	11	PC	205,5

section entièrement comprimée

NIV	1	2	3	4	5	
N	274,65	237,98	23,44	98,48	77,64	56,9
M	29,69	20,16	5,89	9,22	6,91	5,18
e_0	10,81	8,61	4,77	9,36	8,9	9,10
$\bar{\sigma}_b$	147,2	128	116,8	130,2	139,4	140,2
σ'	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
ρ	2,62	2,8	4,63	6,9	4,48	6,15
β	0,926	0,738	0,41	0,802	1,068	1,092
C	0,452	0,483	0,205	0,428	0,428	0,06
D	1,44	1,455	3,35	5,217	3,028	6,48
E	0,694	1,062	3,32	5,298	2,672	4,038
ω	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0	<0	<0	<0

conclusion: $A = A' < 0 \Rightarrow$ section minimale selon le RP-section partiellement comprimée

NIV	b x h	N	M	k_e	k_a	$\bar{\omega}$	sollec.	$\frac{N}{\sigma_c}$	$\frac{M}{\sigma_s}$
1	70x70	241,9	35,7	4,74	0,0024	mincre	PC	4,10	0,38
	70x70	140,56	21,73	4,52	0,0045	mincre	PC	4,10	0,38
2	70x70	207,1	30,03	4,82	0,002	mincre	PC	4,10	0,38
	70x70	158,8	34,76	3,19	0,0026	mincre	PC	4,12	5,53
3	70x70	178,8	23,04	5,43	0,0045	mincre	PC	4,10	0,38
	50x50	121,3	22,85	2,71	0,0016	mincre	PC	4,17	5,89
4	50x50	139,47	15,6	4,47	0,001	mincre	PC	4,10	0,38
	50x50	65	13,18	1,89	0,001	mincre	PC	4,12	13,42
5	50x50	98,9	15,21	3,14	0,001	mincre	PC	4,15	15,37
	50x50	167,5	11,7	0,001	mincre	PC	4,15	16,75	

on prendra $A_t = 8T25 + 4T20 = 51,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_{tot} = 1,05\%$

par ferraillage $2T25 + 2T20 = 16,09 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,328\%$

Poteau Pa2 (17)

Détermination des sollicitations sous SP2.

Niv	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_{tot}}{6}$	sollicit	$\bar{\sigma}_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
1	311,86	30,13	9,66	11,67	EC	131,1
	184,37	25,39	13,77	11	PC	143,2

2	248,9	19,49	7,83	11,67	EC	125,7
	123,44	5,89	4,77	11	EC	116,8
3	149,98	27,52	18,35	11,67	PC	156,7
	178,13	21,04	11,8	11,67	EC	137,4
	102,75	22,52	21,9	11	PC	167,1
4	89,21	17,36	19,45	8,33	PC	182,7
	111,94	15,74	14,1	11	PC	160,5
	59,17	17,14	28,9	11	PC	143,2

5	62,46	20,49	32,8	8,33	PC	205,5
	31,32	15,68	50,1	11	PC	205,5
6	25,5	23,52	92,2	8,33	PC	205,5
	13,47	9,52	70,67	11	PC	205,5

Section entièrement comprimée.

Niv	1	2	3
N	311,86	248,9	123,44
M	30,13	19,49	5,89

e_0	9,66	7,83	4,77	11,8
$\bar{\sigma}_b$	131,1	125,7	116,8	156,7
$\bar{\omega}$	0,328	0,271	0,408	1,011

P	2,05	2,47	4,63	3,20
B	0,828	0,671	0,408	1,011
C	0,354	0,426	0,80	0,552
D	0,222	0,279	3,222	1,189
E	0,9744	1,386	3,35	1,924
W	<0	<0	<0	<0
A=A'	<0	<0	<0	<0

Conclusion: $A = A' < 0 \Rightarrow$ section minimale selon le RPA

$$\bar{\omega} = 1\%$$

section partiellement comprimée

Niv	b x l _{ut}	N	M	K _c	K _a	$\bar{\omega}$	solli	K _b σ_b^1	K σ_a
1	70x70	184,4	25,39	5,08	0,002	minCTC	PC	0,10 74	0,38 28,1
		149,98	27,52	3,81	0,002	minCTC	PC	0,115 69,77	3,1 216,3
3	70x70	102,75	22,52	3,19	0,001	minCTC	PC	0,12 54,7	5,52 302,1
		89,21	17,36	2,56	0,003	minCTC	PC	0,12 115,7	7,5 868
4	50x50	111,94	15,74	3,55	0,003	minCTC	PC	0,12 104,9	2,92 306,4
		59,12	12,14	2,4	0,002	minCTC	PC	0,13 74,7	9,23 689,6
		62,46	20,49	1,5	0,004	0,21	PC	0,105 156,1	17,7 2763,2
5	50x50	31,32	15,68	1	0,003	0,22	PC	0,11 114,1	23,32 2659,4
		25,5	23,52	0,5	0,004	0,4	PC	0,12 156,8	24,14 3785,2
6	50x50	13,47	9,52	0,7	0,002	0,15	PC	0,12 63,46	21,82 1385

section d'armature choisie:

niv 1, 2 et 3: section minimale selon le RPA

$$\bar{\omega} = 1\% \Rightarrow A_{tot} = 1 \times \frac{70 \times 70}{100} = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{tot} = 8T25 + 4T20 = 51,02 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\omega} = 1,05\% > 1\%$$

$$\text{par face on aura: } 2T25 + 2T20 = 16,09 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,328\%$$

niv 4, 5 et 6: $\bar{\omega}_{min} = 1\%$

$$\Rightarrow A_{tot} = 1 \times \frac{50 \times 50}{100} = 25 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{array}{l} 4T20 + 8T16 \\ A = 28,64 \text{ cm}^2 \\ \text{tot } \bar{\omega} = 1,14\% \end{array}$$

$$\text{par face } A = 2T20 + 2T16 = 10,3 \text{ cm}^2$$

$$- \bar{\omega} = 0,21\% \Rightarrow A = A' = 0,21 \times \frac{50 \times 50}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

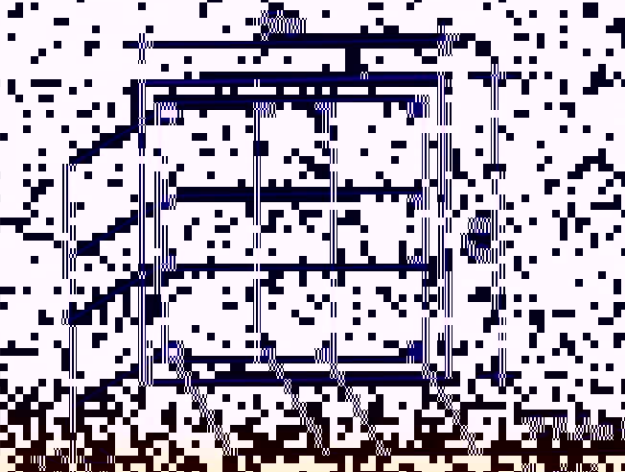
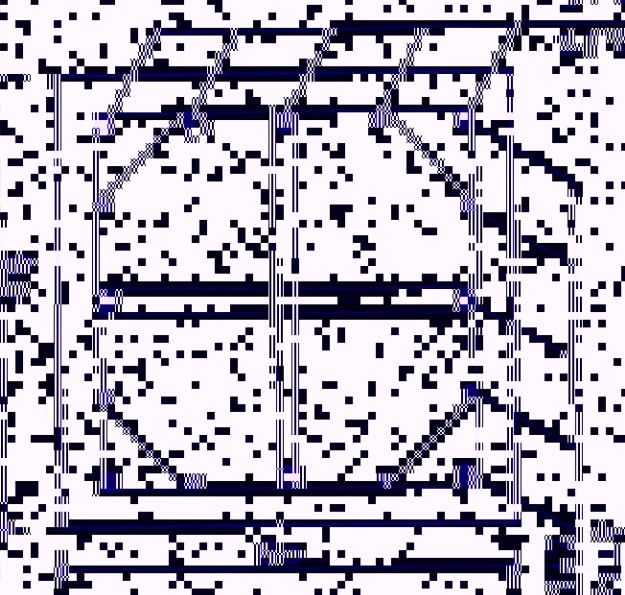
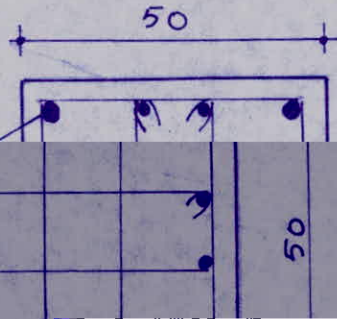
$$- \bar{\omega} = 0,22\% \Rightarrow A = A' = 0,22 \times \frac{50 \times 50}{100} = 5,5 \text{ cm}^2$$

$$- \bar{\omega} = 0,4\% \Rightarrow A = A' = 0,4 \times \frac{50 \times 50}{100} = 10 \text{ cm}^2$$

$$- \bar{\omega} = 0,15\% \Rightarrow A = A' = 0,15 \times \frac{50 \times 50}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

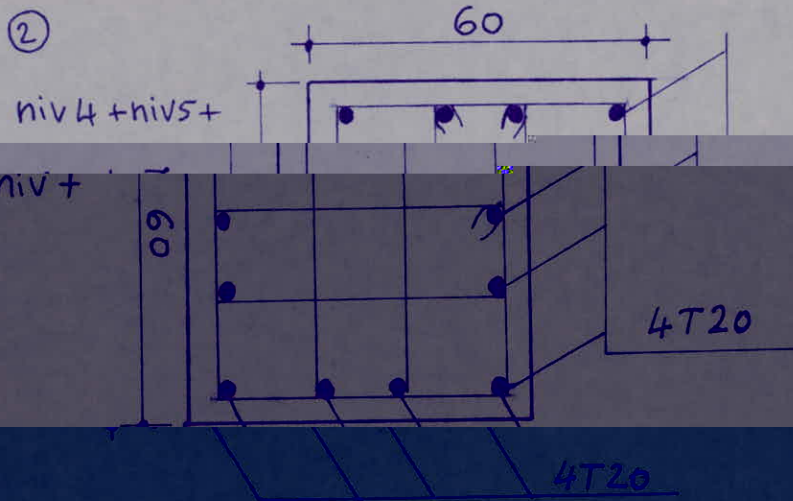
Disposition des armatures dans les poteaux.Pot Pd₁ (3, 18, 27) : Niv 1 + Niv 2 + Niv 3.

①

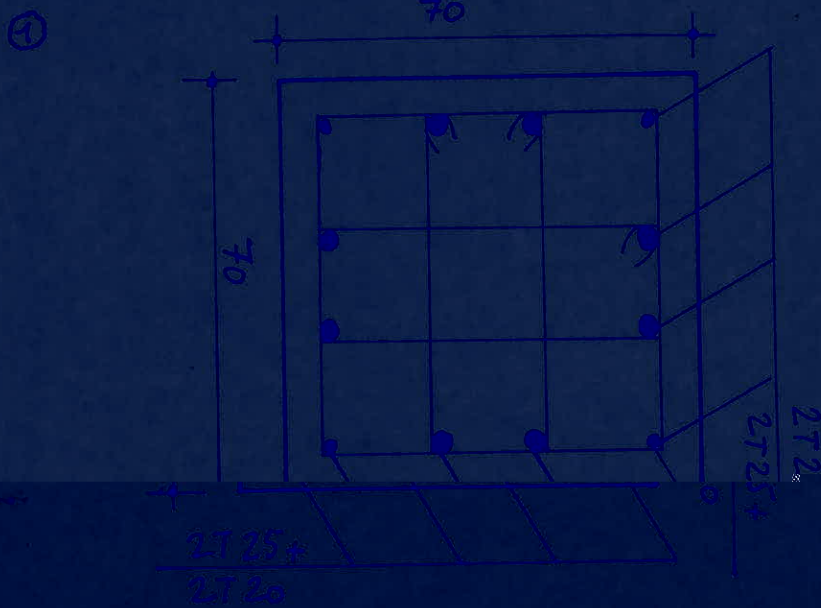


Pot Pe₁ (15, 14, 16) ; Niv 1 + Niv 2 + Niv 3

① : Voir schéma ① précédent du poteau Pb₂



Pot Pb₂ (13) ; Niv 1 + Niv 2 + Niv 3.



niv 4 + niv 5 + niv 6 + niv 7. voir schéma précédent n° ② du poteau Pd₂

Pot Pa₂ (17)

niv 1 + niv 2 + niv 3 : section 70x70 voir schéma précédent n° ① du poteau Pb₂

niv 4 + niv 5 + niv 6 : section 50x50 voir schéma précédent n° ② du poteau Pd₂

Armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux, servent à reprendre l'effort tranchant dû au séisme, à s'opposer au flambement des armatures longitudinales et permettent le positionnement de ces dernières.

Ecartement des armatures transversales RPA art 4.2.3.1.2

1) dans la zone nodale y compris la hauteur du nœud qui est de :

$$h' = \max \left(\frac{h_z}{7}, b_x, h_y, 60 \text{ cm} \right)$$

$$t \leq \min (10 \phi_e, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone II})$$

2) zone courante

$$t \leq 12 \phi_e$$

Remarque: la valeur de ϕ_e est celle du plus petit diamètre dans le cas d'emploi de diamètres différents pour les aciers longitudinaux.

Vérification des poteaux à l'effort tranchant RPA art 4.2.2.1

La vérification de la résistance à l'effort tranchant doit être effectuée avec :

- $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si l'éclatement mécanique dans la direction considérée est supérieur à 15

- $T = 3$ fois l'effort tranchant de calcul si l'éclatement mécanique dans la direction considérée est inférieur à 15

$$- \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{20} = 0,15 \cdot 270 = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_m = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{RPA})$$

Remarque: L'effort tranchant de calcul à été choisi comme suit

$$T = \max (T_{\text{long}}^{\text{max}}, T_{\text{trans}}^{\text{max}})$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{long}}^{\text{max}} = \text{effort tranchant longitudinal max} \\ T_{\text{trans}}^{\text{max}} = \text{effort tranchant transversal max} \end{array} \right.$

Tableau des valeurs de T par poteau et par niveau.

Pot	Niv1	Niv2	Niv3	Niv4	Niv5	Niv6	Niv7
Pd ₁							
(3)	4,85	8,025	10,61				
(27)	4,66	8,82	8,369				
(18)	4,52	7,35	9,01				
Pb ₂							
(9)	14,28	11,55	14,28	8,75	10,02	9,78	10,16
(21)	14,94	12,18	10,59	10,16	11,79	10,24	9,49
Pc ₁							
(14)	15,97	13,84	12,31	15,72	13,42	11,21	6,59
(15)	14,52	12,08	10,23	14,02	12,20	8,31	6,57
(16)	14,41	11,12	9,02	13,12	12,83	10,40	8,07
Pb ₁							
(13)	12,6	14,31	12,49	12,58	11,36	7,99	6,71
Pa ₂							
(17)	10,09	10,43	10,57	9,64	11,48	10,89	

calcul de l'espacement des armatures transversales.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_s = \frac{T}{bz}$, $z = \frac{7}{8} h$.

l'espacement des armatures : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T}$

Pot	Niv	b x ht	λ	T (t)	$Z = \frac{7}{8} h$	τ_b (kg/cm ²)	A _t (cm ²)	t	\bar{E} (RPA)	t _{adopté}
Pd ₁	1	50x50	>15	21,2	39,37	10,7	φ10 3,14	14	E=15 E=19	14
	2									
	3									
Pb ₂	1	80x80	<15	44,8	63	8,89	φ10 4,71	15	15 24	15
	2									
	3									
	4	50x50	>15	24,03	39,37	12,20	φ10 3,14	12	15 19	12
	5									
	6									
	7									
Pc ₁	1	80x80	<15	47,9	63	9,50	φ10 4,71	14	15 24	14
	2									
	3									
	4	60x60	<15	47,14	47,25	76,62	φ10 3,14	8	15	8
	5									
	6						φ12 4,52	10	24	10
	7									
	1	70x70	>15	28,62	55,12	7,41	φ10 3,14	14	15 24	14
	2									
	3									
	4									
	5	50x50	>15	25,16	39,37	12,78	φ10 3,14	12	15 19	12
	6									
	7									
	1	70x70	>15	21,14	55,12	5,47	φ10 3,14	19	15 24	15
	2									
	3									
	4	50x50	>15	22,96	39,37	11,66	φ10 3,14	13	15 19	13
	5									
	6									

- conclusion: la relation $\tau_b < \bar{\tau}_b$ est vérifiée.

* calcul des poteaux qui ne font pas partie de l'ossature de contreventement
ces poteaux ne supportent pas une grande charge verticale. Ils
sont sollicités en compression simple.

1- portique PLE

entre le niveau 123 et le niveau 119,5 (Voir schéma portique PLE)

Predimensionnement. on prendra des poteaux de 30×30

$$N = G + 1,2P = (5,30 + 0,79) + 520,46 = 6,64 \text{ t}$$

calcul des armatures longitudinales.

$$A' = \frac{N - 9 \bar{\sigma}_{s2}}{15 \bar{\sigma}_{s1}} = \frac{6640 - 30^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

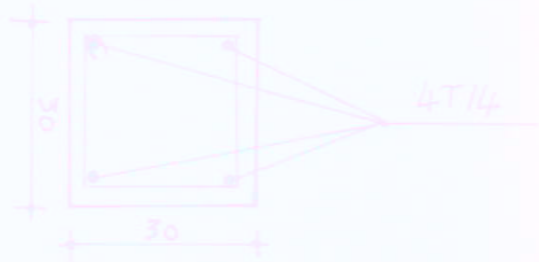
$$\Rightarrow \text{section minimale: } A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}_{s1}}$$

$\theta_1 = 1,8$ poteau d'angle.

$$\theta_2 = 1 + \frac{e_c}{4a - 2c} = 3,11, \quad \theta_3 = 1 + \frac{2160}{5a} = 1,5$$

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,11 \cdot 1,5 \cdot \frac{6,64 \cdot 10^3}{68,5} = 1,02 \text{ cm}^2$$

on prendra 4T14



$$\sigma'_s = \frac{N}{B + 15A'} = \frac{6640}{30^2 + 15 \cdot 6,16} = 6,69 \text{ Kg/cm}^2$$

espacement des aciers transversaux.

$$t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_e - 15 \phi_e) \left(2 - \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_{s0}} \right) = 112 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_{s0}} \right) \phi_e = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

avec $\phi_e = 8 \text{ mm}$.

on prendra tout $t = 15 \text{ cm}$.

entre le niveau 112,5 et le niveau 109 (Voir schéma portique PLE)

Predimensionnement: on prendra un poteau de 30x30
 effort agissant sur le poteau. $N = G + 1,2P = 8,28t$

$$A' = \frac{N - B \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b} = \frac{8280 - 30^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

$$\Rightarrow \text{section minimale: } A_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$$

$$A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,11 \cdot 1,5 \cdot \frac{8,28 \cdot 10^3}{68,5} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } 4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

espacement: $t_s \begin{cases} t_1 = (100 \phi_e - 15 \phi_e) (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b) = 110 \text{ cm} \\ t_2 = 15 (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b) \phi_e = 40 \text{ cm} \end{cases}$

$$\text{avec } \sigma'_b = \frac{N}{B + 15A'} = \frac{8280}{30^2 + 15 \cdot 6,16} = 8,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra partout $t = 15 \text{ cm}$.

2) Portique PTB

entre le niveau 112,5 et 109 (Voir schéma portique PTB)

Predimensionnement: on prendra un poteau de 30x30
 effort normal agissant sur le poteau: $N = G + 1,2P = 13,68t$
 calcul des armatures longitudinales.

$$A' = \frac{N - B \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b} = \frac{13680 - 30^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

$$\Rightarrow \text{section minimale: } A_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$$

$$A_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,8 \cdot 3,11 \cdot 1,5 \cdot \frac{13,68 \cdot 10^3}{68,5} = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 4T14 \Rightarrow A' = 6,16 \text{ cm}^2$$

espacement des cadres $t_s \begin{cases} t_1 = (100 \phi_e - 15 \phi_e) (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b) = 106 \text{ cm} \\ t_2 = 15 (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b) \phi_e = 38 \text{ cm} \end{cases}$

$$\text{avec } \sigma'_b = \frac{N}{B + 15A'} = \frac{13680}{30^2 + 15 \cdot 6,16} = 13,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

on prendra partout $t = 15 \text{ cm}$.

Verification au poinçonnement

ces poteaux ne vont que d'un niveau à un autre. Ils reposent sur des poutres (longitudinale et transversale). par conséquent il faut vérifier le poinçonnement vis à vis de ces poutres. $\tau_{max} = \frac{1,25P}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

① Portique PTB

$$P = 13,68 \text{ t}, \quad h_t = 70 \text{ cm.}$$

$$P_c = 2(u' + v') ; \quad \begin{array}{l} u' = u + h_t \\ v' = v + h_t \\ u = v = 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$\Rightarrow P_c = 2(2u + 2h_t) = 4(u + h_t) = 4(30 + 70) = 400 \text{ cm}$$

$$\tau_{max} = \frac{1,25 \cdot 13,68 \cdot 1000}{400 \cdot 70} = 0,61 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

② Portique PLÉ

on fera la vérification pour l'effort le plus grand.

$$P = 8,28 \text{ t}, \quad h_t = 65 \text{ cm}, \quad u = v = 30 \text{ cm.}$$

$$P_c = 4(u + h_t) = 4(65 + 30) = 380 \text{ cm.}$$

$$\tau_{max} = \frac{1,25 \cdot 8,28 \cdot 10^3}{65 \cdot 380} = 0,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

CALCUL DES
NEURVIRES

CALCUL DES NERVURES

Predimensionnement

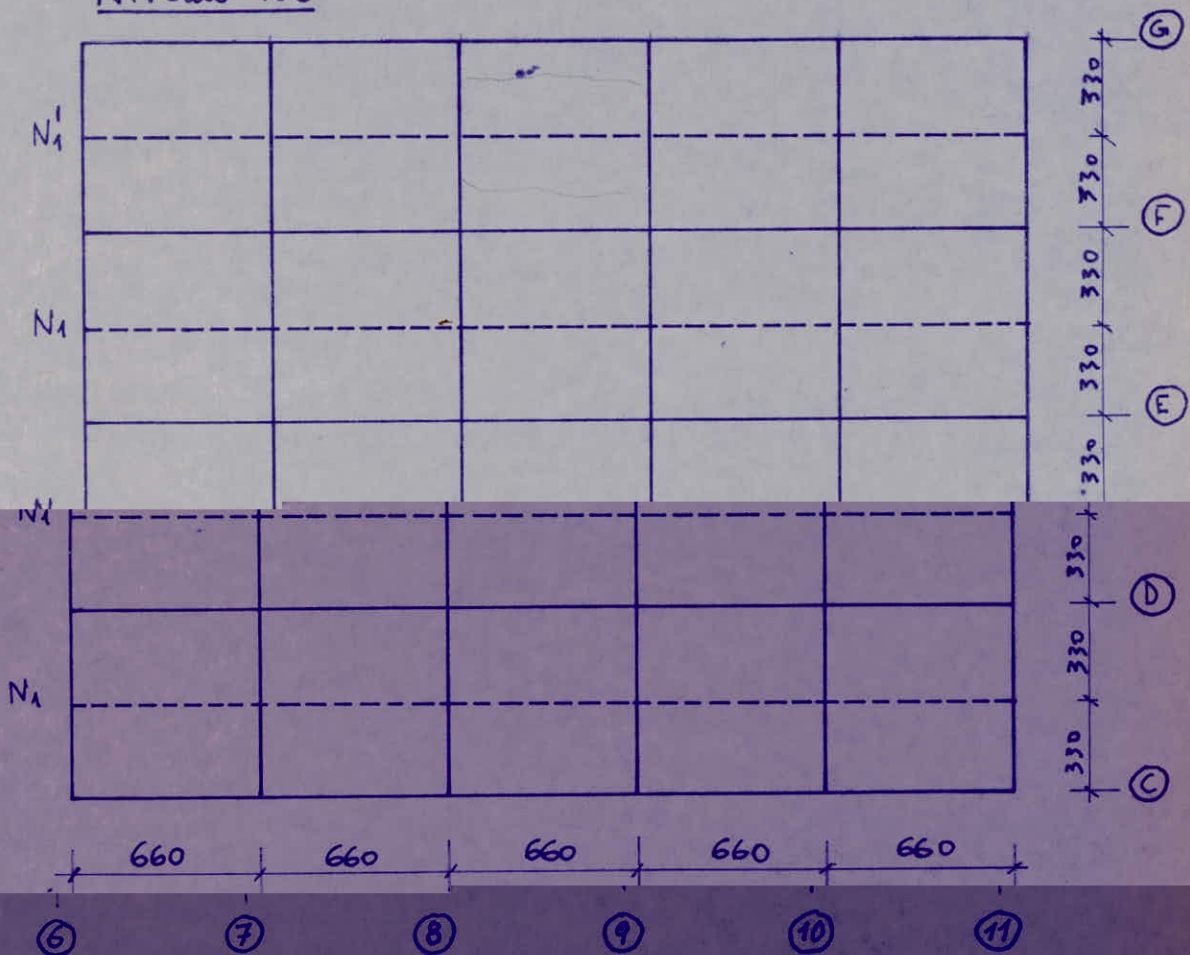
$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10}$$

$$44 \leq h_t \leq 66 \quad ; \quad \text{on prendra} \quad h_t = 55 \text{ cm}$$

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Leftrightarrow \quad 16,5 \leq b \leq 38,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Rem: puisque nous avons des planchers à surcharges modérées les nervures seront calculées conformément à l'art 55 du CCBA.68

Niveau 100



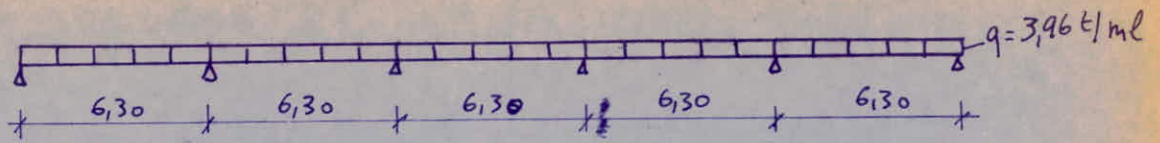
charges et surcharges revenant à la poutre.

- Poids de plancher : $760 \times 3,3 = 2,5 \text{ t/ml}$

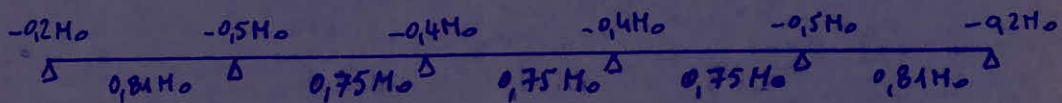
- retombeé poutre : $0,3(0,55 - 0,13) \times 2,5 = 0,32 \text{ t/ml}$

- surcharge P: $250 \times 1,15 \times 3,3 = 0,948 \text{ t/ml}$

$$q = G + 1,2P = 3,96 \text{ t/ml.}$$



plancher à charge moyenne, on applique la méthode forfaitaire art 55 BA 68. Pour la détermination des moments en travée et sur appui, il faut appliquer la formule $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3,96 \cdot \frac{6,3^2}{8} = 19,64 \text{ tm.}$$

$$M_1 = 0,2 M_0 = 3,92 \text{ tm}$$

$$M_5 = 0,81 M_0 = 15,90 \text{ tm}$$

$$M_2 = 0,5 M_0 = 9,82 \text{ tm}$$

$$M_6 = 0,75 M_0 = 14,73 \text{ tm}$$

$$M_3 = 0,4 M_0 = 7,85 \text{ tm}$$

calcul des armatures longitudinales

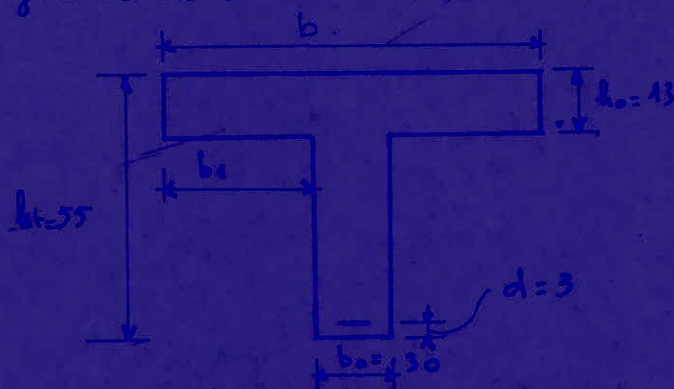
a. travée.

section en T. largeur de la table b :

$$b \leq \frac{1}{10} L = \frac{630}{10} = 63 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 60 + 30 = 150 \text{ cm.}$$

si $y = \alpha h^2 < h_0 = 15 \text{ cm}$ la section en T est calculée comme une section rectangulaire $b \times h$
 si $y = \alpha h^2 > h_0$: on a une section en T.



$$l_u = l_t \cdot d = 52 \text{ cm.}$$

αM_0	M (tm)	y	α	ϵ	η	K	A (cm ²)	A_{st} (cm ²)	$n \phi$
$0,81 M_0$	15,9	0,0210	0,1910	0,9363	9,93	63,5	14,66	12,31	8T14
$0,75 M_0$	14,73	0,0194	0,1840	0,9387	9,56	66,5	10,79	12,51	8T14

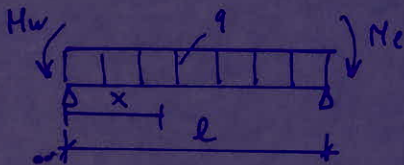
avec $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2}$; K, α et ξ tirés du tableau P. Charon

d- section aux appuis

on a une section rectangulaire $b \times h$
 $d = 3 \text{ cm}$; $h = 52 \text{ cm}$.

αM_0	M (tm)	μ	K	ξ	A cm^2	A_{eff} cm^2	$n\phi$
$0,2 M_0$	3,92	0,0258	56,5	0,9301	2,89	4,52	4T12
$0,5 M_0$	9,82	0,0648	32,6	0,8950	7,53	9,04	8T12
$0,4 M_0$	7,85	0,0518	37,4	0,9046	5,96	6,28	8T10

effort tranchant:



$$T_x = Q_x + \frac{M_w - M_c}{l} = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_1 = 3,96 \times \frac{6,3}{2} + \frac{3,92 - 9,82}{6,3} = 11,53 \text{ t}$$

$$T_2^1 = 3,96 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{9,82 - 3,92}{6,3} = 13,41 \text{ t}$$

$$T_2^2 = 3,96 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{9,82 - 7,85}{6,3} = 12,78 \text{ t}$$

$$T_3^1 = 3,96 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{7,85 - 9,82}{6,3} = 11,47 \text{ t}$$

$$T_3^2 = 3,96 \cdot \frac{6,3}{2} + 0 = 12,17 \text{ t}$$

Verifications. 1) condition de non fragilité-

a) travée : $A \geq 0,69 \cdot b h \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} = 0,69 \cdot 150 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 7,56 \text{ cm}^2$ vérifiée

b) appui $A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,51 \text{ cm}^2$ vérifiée

2) condition de flèche, verifications préliminaires

a- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow h_t = 55 \geq \frac{1}{10} 0,81 \frac{M_0}{M_0} \cdot 630 = 51 \text{ cm}$ vérifiée

b- $h_t = 55 \geq \frac{1}{10} 0,75 \frac{M_0}{M_0} = 47,2 \text{ cm}$ vérifiée

c- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{55}{630} = 0,087 > 0,067$ vérifiée

d- $A \leq b h l \frac{43}{600} = 30 \times 52 \cdot \frac{43}{4200} = 15,97 \text{ cm}^2$ vérifiée

3) condition de non fissuration.

Les conditions de limitation imposable & une $\sigma_s = 0$ en travée

admissible de l'acier. cette limite est le max de (σ_1, σ_2) , l'autre limite est imposée par la nature de l'acier ($\bar{\sigma}_a$)

$$\bar{\sigma}_{\text{sup}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

a. travée.

	8T14
A cm ²	12,31
$\bar{\omega}_x$	0,0466
$\bar{\sigma}_1$ KJ/cm ²	5469
	$> \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ KJ/cm}^2$

$$\bar{\omega}_x = \frac{A}{B_x} = \frac{A}{2bd}$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_x}{1+10\bar{\omega}_x}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ J/m² pour minirille

$K = 1,6$ acier HA.

b. appuis.

	4T12	8T12	8T10
A cm ²	4,52	9,04	6,28
$\bar{\omega}_x$	0,0334	0,0362	0,0234
$\bar{\sigma}_1$ KJ/cm ²	3036	5096	4518
	$> \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ KJ/cm}^2$		

condition de fin est vérifiée.

4) influence de l'effet tranchant T au voisinage des appuis.

il faut satisfaire l'égalité $\bar{\sigma}_c \geq T + \frac{M}{z}$, $z = \frac{7}{8}h = 45,5 \text{ cm}$

	-0,240	-0,510	-0,410
M (KJ)	-3,92	-9,82	-7,85
T (KJ)	13,53	13,41	12,43
$\bar{\sigma}_c$	2,61	2,56	2,58
T (KJ)	1,72	2,5	2,5

une vérification de l'équilibre des appuis est à effectuer à un point de section et non seulement l'équilibre des armatures doit être vérifié.

condition de non entraînement au appuis (art 29 CBA 68)

on doit vérifier

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 24 \sigma_b$$

$$\phi_d = 1,5 \text{ (acier HA)} \rightarrow \bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = T_{max} \\ n: \text{nombre de bords dans un lit} \\ p: \text{perimètre adhérent.} \\ p = \phi \pi \text{ 1 barre isolée} \\ p = \phi (\pi + 1) \text{ paquet 2 barres.} \\ z = \frac{z}{8} \quad h = 45,5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

	4T12	8T12	8T10
$T_{max}(t)$	11,53	13,41	12,47
$n p$	15,1	19,87	16,56
τ_d	16,78	14,8	16,5
	$\tau_d < \bar{\tau}_d$		

6) armatures transversales.

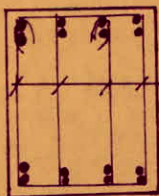
$$\tau_{bs} = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{13410}{30 \times 45,5} = 9,82 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{2800}{52,2} = 85,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{85,5}{68,5}\right) 5,9 = 19,1 \text{ kg/cm}^2$$

espacement: $t = \frac{A_e z \sigma_{at}}{T}$

A_e : $\phi 6$ FeE24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$;



$$A_e = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} ; \rho_{at} = \text{max}$$

$$\sigma_{at} = 0,82 \cdot 2400 = 1968 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_{bs}}{9\bar{\sigma}_b} = 0,82 \\ \frac{2}{3} = 0,67 \end{array} \right.$$

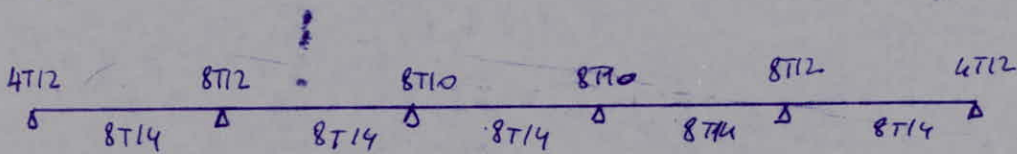
$$t = \frac{1,13 \cdot 45,5 \cdot 1968}{13410} = 7,45 \text{ cm. doit } t = 7 \text{ cm.}$$

espacement admissible:

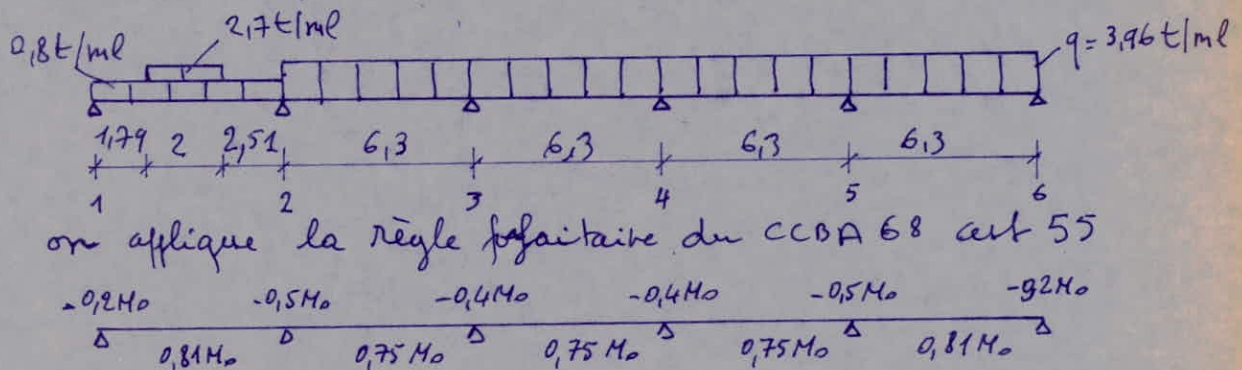
$$E_{max} = \text{sup.} \left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = h(1 - 0,3 \frac{\tau_{bs}}{\bar{\sigma}_b}) = 26 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = 0,2h = 10,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l'écartement à l'appui aura donc pour valeur $b = 7 \text{ cm}$.
 pour la répartition des autres cadres nous utiliserons la règle pratique due à M. CAQUOT.

$$\frac{l}{2} = \frac{630}{2} = 315 = 4 \times 7 + 3(9+10+11+13+16+20) + 2 \times 25$$



calcul de la poutre N_1



pour les travées 2-3, 3-4, 4-5 et 5-6 résultats analogues que précédemment. (poutre M_1)

travée 1-2. en utilisant les résultats de RDM on a:

$$M_t = M_{01} = 10,98 \text{ t.m.}$$

$$0,2 M_{01} = 2,19 \text{ t.m.}$$

$$0,81 M_{01} = 8,89 \text{ t.m.}$$

$$0,5 M_{01} = 5,49 \text{ t.m.}$$

$$T_1 = 5,52 \text{ t}, \quad T_2 = 4,91 \text{ t}$$

calcul des armatures longitudinales.

a. travée section rectangulaire: $b \times h_t = 30 \times 55$

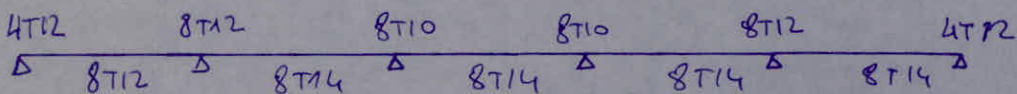
αM_0	$M_1 (\text{t.m.})$	ν	K	ξ	$A_{\text{ca}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{eff}} (\text{cm}^2)$	$n \phi$
$0,81 M_0$	8,89	0,0587	34,7	0,8994	6,78	9,04	8T12

b) appui section rectangulaire $b \times h_t = 30 \times 55$

αM_0	$M_1 (\text{t.m.})$	ν	K	ξ	$A_{\text{ca}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{eff}} (\text{cm}^2)$	$n \phi$
$0,2 M_0$	3,96	0,0261	56,5	0,9301	2,92	4,52	4T12

effort tranchant:

Toutes les vérifications sont identiques à ceux de la poutre N₁, on aura les résultats suivants pour la ferrailleuse.



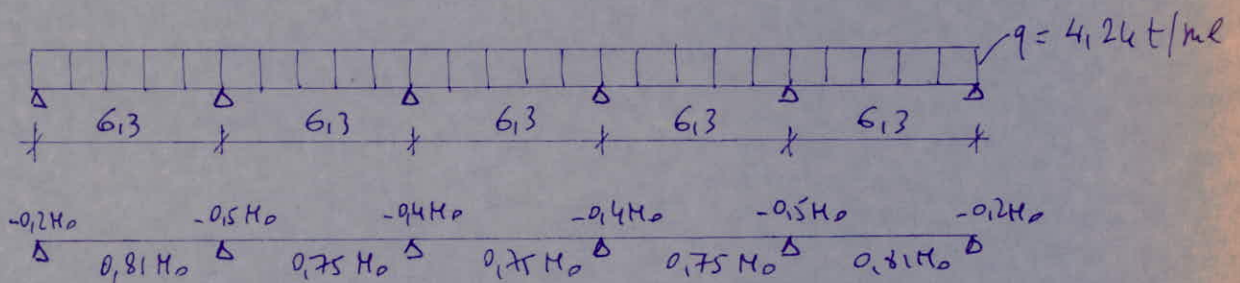
Niveau 104 schéma de planche identique à celui du niveau 100. donc on aura la même disposition pour les nervures.

charges et surcharges revenant à la poutre.

- poids planche $710 \times 3,3 = 2,34 \text{ t/ml}$
- retour à poutre: $0,32 \text{ t/ml}$
- surcharge $P = 400 \times 3,3 = 1,32 \text{ t/ml}$

$$q = G + 1,2P = 4,24 \text{ t/ml}$$

poutre continue à 5 travées on applique la règle forfaitaire du CBA 68 art 55 car c'est une planche à surcharge modérée, on a $P < 1,5G$



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 4,24 \cdot \frac{6,3^2}{8} = 21,03 \text{ t.m.}$$

$$0,2 M_0 = 4,2 \text{ t.m.}$$

$$0,81 M_0 = 17 \text{ t.m.}$$

$$0,5 M_0 = 10,5 \text{ t.m.}$$

$$0,75 M_0 = 15,77 \text{ t.m.}$$

$$0,4 M_0 = 8,4 \text{ t.m.}$$

calcul des armatures longitudinales.

a. travée: section en T: largeur de la table.

$$b_1 \leq \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} 630 = 63 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 150 \text{ cm.}$$

$q M_0$	M_{tm}	μ	α	ξ	γ	K	A_{cm^2}	$A_{\text{eff cm}^2}$	$n\phi$
$0,81 M_0$	17	0,0224	0,1961	0,9346	10,2	61,5	72,49	14,2	4T14 4T16
$0,75 M_0$	15,77	0,0208	0,1899	0,9367	9,87	64	11,56	12,31	8T14

b) appui. section rectangulaire $b \times h_t = 30 \times 55$

$$d = 3 \text{ cm}, \quad h = h_t - d = 52 \text{ cm.}$$

αM_0	$M_{(t_w)}$	μ	K	ε	A_{cm}	$A_{opt_{cm}}$	$n\phi$
$0,2 M_0$	4,2	0,0277	54,5	0,9281	3,10	4,52	4T12
$0,5 M_0$	10,5	0,0693	31,3	0,8920	8,08	9,04	8T12
$0,4 M_0$	8,4	0,0554	36	0,9020	6,39	7,66	4T10 4T12

effort tranchant: $T = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_1 = 4,24 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{4,2 - 10,5}{6,3} = 12,35 t$$

$$T_2^1 = 4,24 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{10,5 - 4,2}{6,3} = 14,35 t$$

$$T_2^2 = 4,24 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{10,5 - 8,4}{6,3} = 13,68 t$$

$$T_3^1 = 4,24 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{8,4 - 10,5}{6,3} = 13,02 t$$

$$T_3^2 = 4,24 \cdot \frac{6,3}{2} + 0 = 13,35 t$$

Verifications. 1) cond de non fragilité: $A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{sc}}$

travée: $A \geq 0,69 \cdot 150 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 7,56 \text{ cm}^2$ vérifié

appui: $A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,51 \text{ cm}^2$ vérifié

2) flèche: cond préliminaires...

a. $l_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0}$: $l_t = 55 \geq \frac{630}{10} \cdot \frac{0,81 M_0}{M_0} = 51 \text{ cm}$ vérifié

$l_t = 55 > \frac{630}{10} \cdot \frac{0,175 M_0}{M_0} = 47,2 \text{ cm}$ vérifié

b. $\frac{l_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{55}{630} = 0,087 > \frac{1}{16} = 0,0625$ vérifié

c. $A \leq k_0 \frac{b^2 l^3}{\sigma_{sc}}$ $\rightarrow A \leq 30 \times 52 \times \frac{43^3}{4200} = 15,97 \text{ cm}^2$ vérifié

la valeur de la flèche est limitée

3) condition de non fissuration:

a. travée:

	4T12	8T12
μ	0,0577	0,0466
σ_s (kg/cm ²)	5240	5449
$\sigma_{sc} = 2100$ (kg/cm ²)		

$$\bar{\omega}_y = \frac{A}{2bd}$$

$$\sigma_s = \frac{\mu}{\bar{\omega}_y} \frac{\omega_y}{1 - \omega_y}$$

b. appui.

	4T12	8T12	4T10+4T12
A cm ²	4,52	9,04	7,66
ω_f	0,0779	0,0342	0,0290
σ_s kg/cm ²	3036	5096	4496
$\sigma_a = 2800$ kg/cm ²			

les cond de fiss +
est vérifié

4) influence de l'effet tranchant au voisinage de l'appui

il faut vérifier $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$; $z = \frac{\pi}{8} h = 45,5$ cm

M (kN)	4,2	10,5	8,5
T _{max} (t)	12,35	14,35	13,35
M/z	-9,23	-23,04	-18,68
T + M/z	3,12	< 0	< 0

cond vérifié
ma $A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$

5) condition de l'adhérence

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_a = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z}$$

	4T12	8T12	4T10+4T12
T _{max} (t)	12,35	14,35	13,35
np	15,1	19,87	18,22
τ_d kg/cm ²	17,91	15,87	14,1
$\tau_d < \bar{\tau}_d$			

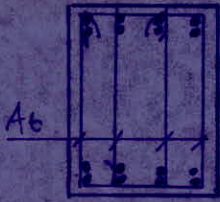
6) armatures transversales.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{14350}{30 \cdot 45,5} = 10,51 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\tau}_b$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{31,5} = 89,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_b < \sigma_b^* < 2\bar{\sigma}_b^*$$

espacement des armatures transversales.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$



$$\phi 6 \rightarrow A_t = 12,13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \sigma_{at} \rightarrow \beta_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{2\sigma_{at}}{\sigma_{at}} = 0,802 \\ \frac{2}{3} = 0,67 \end{array} \right.$$

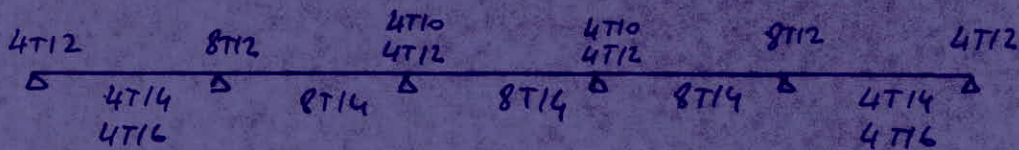
$$\sigma_{at} = 0,802 \cdot 2600 = 1925 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{12,13 \cdot 45,5 \cdot 1925}{14350} = 7 \text{ cm}$$

$$t \leq \bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = h \left(1 - \frac{0,13 \cdot \sigma_{at}}{\sigma_{at}} \right) = 24,2 \text{ cm} \\ \bar{E}_2 = 0,2 h = 10,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

suite de laquet pour la répartition des cadres.

$$\frac{l}{2} = \frac{630}{2} = 315 = 8 \times 7 + 3 (2 + 9 + 10 + 11 + 13 + 16 + 20) - 2$$

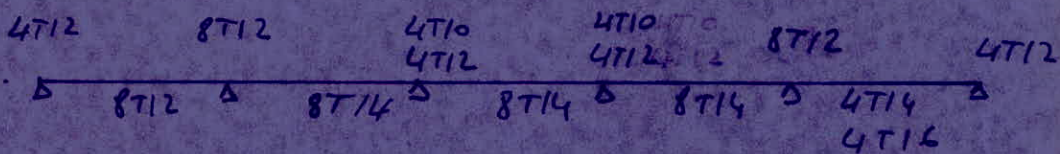


Poutre N₁

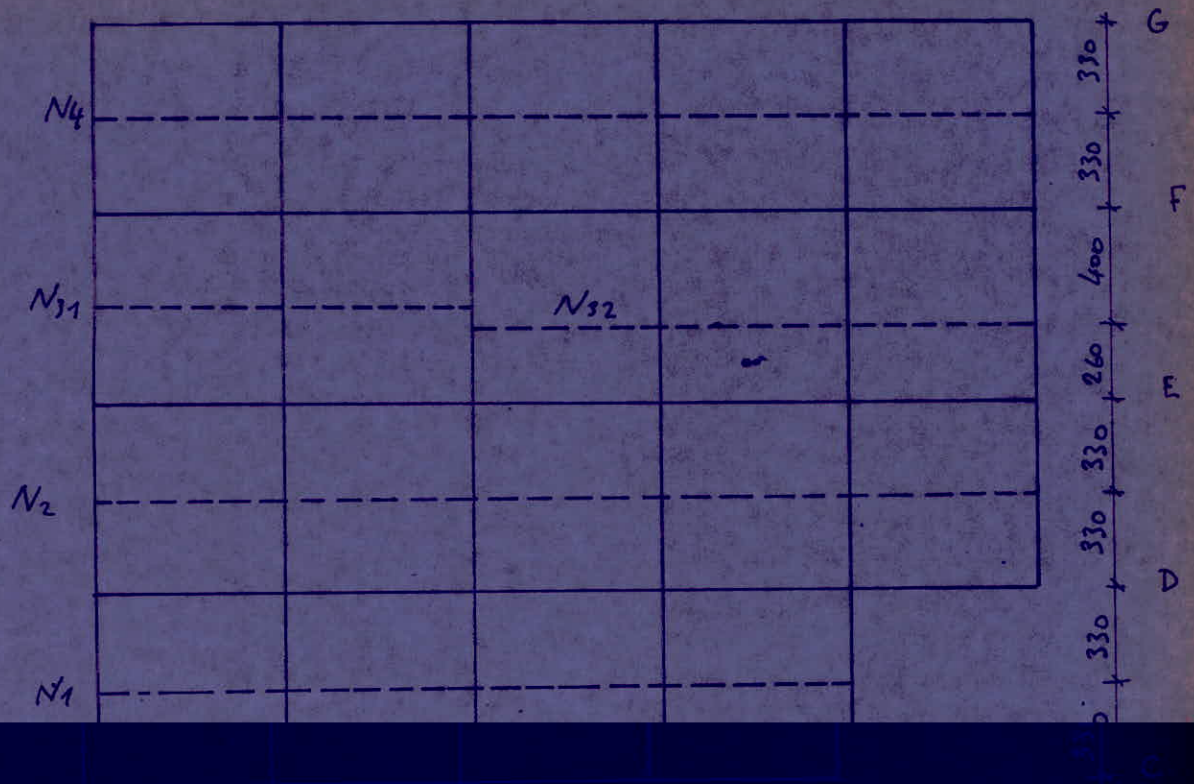
les travées 2-3, 3-4, 4-5 et 5-6 même résultat que pour la poutre N₁.

pour la travée 1-2 chargée de la même manière que la travée 1-2 de la poutre N₁ du niveau

100. finalement on aura les résultats suivants pour le ferrailage.



Niveau 109 : plancher logement.



3) calcul de la poutre N4

charges et surcharges rattachées à la poutre

- planche : $690 \times 33 = 2,27 \text{ t/m}^2$
- structure porte : $0,72 \text{ t/m}^2$
- surcharge $\frac{1,200 + 1,75}{2} \times 7,3 = 0,048 \text{ t/m}^2$

$$q = G + 1,2P = 3,35 \text{ t/m}^2$$

poutre continue à 4 travées, on applique la règle forfaitaire de l'art 54 et 55



$$\begin{matrix} -0,17q & -0,17q & -0,17q & -0,17q & -0,17q \\ \hline 0,117qL^2 & 0,300qL^2 & 0,403qL^2 & 0,300qL^2 & 0,117qL^2 \end{matrix}$$

$$M_{tr} = q \frac{L^2}{8} = 3,35 \frac{7,3^2}{8} = 17,5 \text{ t/m}$$

$$M_0 = 0,2 M_{tr} = 3,50 \text{ t/m}$$

$$M_1 = 0,15 M_{tr} = 2,625 \text{ t/m}$$

calcul des moments longitudinaux

a - Poutre

section en T_e : largeur de la table b :

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{630}{10} = 63 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 150 \text{ cm.}$$

αM_0	M (tm)	μ	α	ξ	γ	K	A (cm ²)	A _{eff} (cm ²)	n ϕ
0,81 M ₀	13,38	0,0176	0,1754	0,9415	9,12	70,5	9,76	10,68	4T12 4T14
0,705 M ₀	11,64	0,0153	0,1648	0,9451	8,56	76	8,45	9,04	8T12

b - appuis : section rectangulaire b x h_t = 30 x 55
d = 3 cm , h_t = 52 cm.

αM_0	M (tm)	μ	K	ξ	A (cm ²)	A _{eff} (cm ²)	n ϕ
0,2 M ₀	3,3	0,0217	62,5	0,9355	2,42	4,52	4T12
0,5 M ₀	8,26	0,0545	36,3	0,9025	6,28	7,68	4T10 4T12

effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_1 = 3,33 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{3,3 - 8,26}{6,3} = 9,69 \text{ t}$$

$$T_2^1 = 3,33 \cdot \frac{6,3}{2} + \frac{8,26 - 3,3}{6,3} = 11,26 \text{ t}$$

$$T_2^2 = 3,33 \cdot \frac{6,3}{2} + 0 = 10,48 \text{ t}$$

Verifications : 1) cond de non fragilité : $A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

travaux : $A \geq 0,69 \cdot 150 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 7156 \text{ cm}^2$ vérifié

appui $A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 52 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,51 \text{ cm}^2$

2) flèche : condition préliminaire.

$$1) h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_e}{M_0} \rightarrow a: h_t = 55 > \frac{630}{10} \frac{0,81 M_0}{M_0} = 51 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

$$b: h_t = 55 > \frac{630}{10} \frac{0,705 M_0}{M_0} = 44,4 \text{ cm} \text{ vérif.}$$

$$2) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{55}{630} = 0,087 > 0,067$$

$$3) A \leq b_0 l \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 52 \times \frac{43}{4200} = 15,97 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

3) condition de non fissuration.

$$\bar{\omega}_+ = \frac{A}{2bd} ; \sigma_1 = \frac{K K}{\phi} \frac{\bar{\omega}_+}{1 + 10 \bar{\omega}_+}$$

a - travée.

	4T12+4T14	8T12
$A \text{ cm}^2$	10,68	9,04
$\bar{\omega}_f$	0,0404	0,0342
$\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	6273	5096
	$> \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$	

b - appui.

	4T12	4T10+4T12
$A \text{ cm}^2$	4,52	7,68
$\bar{\omega}_+$	0,0179	0,0290
$\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	3036	4496
	$> \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$	

condition de fin
vérifiée.

4) influence de l'effort tranchant aux appuis.

il faut vérifier que $\sigma_a \geq T + \frac{M}{z}$

$M(\text{tm})$	-3,3	-8,26
$T(\text{t})$	1,9	1,526
M/z	-7,25	-18,15
$T + M/z$	2,44	< 0

condition vérifiée \rightarrow

l'absence d'armatures
n'est pas nécessaire.

5) condition de l'adhérence.

il faut vérifier $\tau_{ad} \leq \bar{\tau}_a = 24 \sigma_s = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_{ad} = \frac{I}{hpz}$$

p : périmètre adhérent
 $p = \pi \phi$ 1 barre isolée
 $p = \phi(\pi + 1)$ paquet 2 barres.
 $z = \frac{7}{8} h = 45,5 \text{ cm}$.

	4T12	4T10+4T12
$T_{max} (t)$	9,69	11,26
np	15,07	18,22
t_d	14,13	13,58

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ cond vérifiée

6- armatures transversales.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{11260}{30 \cdot 45,5} = 8,26 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b$$

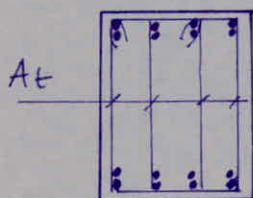
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{36,3} = 77 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_b = \left(415 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b = 19,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$

espacement des cadres.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$



$$A_t = 1,13 \text{ cm} \quad (\phi 6)$$

$$\bar{\sigma}_{at} \cdot f_{at} \cdot \sigma_{en} ; f_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b} = 0,844 \\ 2/3 = 0,67 \end{array} \right.$$

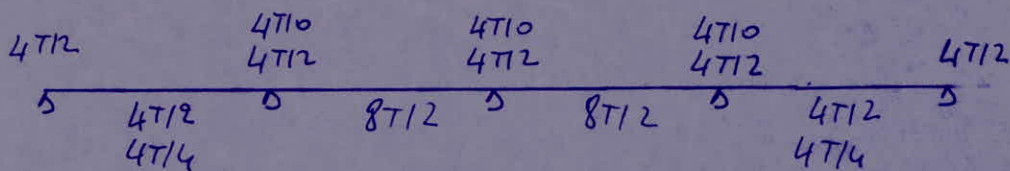
$$\sigma_{at} = 0,844 \cdot 2400 = 2025,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,13 \cdot 45,5 \cdot 2025,6}{11260} = 9,26 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 9 \text{ cm.}$$

$$t \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = l \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 30,2 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2l = 10,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

suite de caquot:

$$\frac{l}{2} = \frac{630}{2} = 315 = 3 \times 9 + 3(10 + 11 + 13 + 16 + 20 + 25) + 3.$$



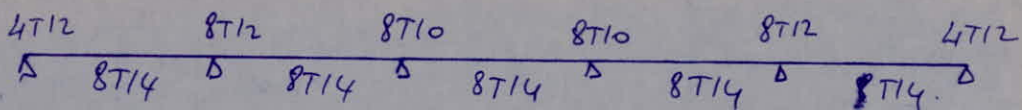
portée H₂. charges et surcharges revenant à cette portée.

- flèche: $660 \times 3,3 = 2,17 \text{ t/ml}$
- retour à la portée: $0,38 \text{ t/ml}$
- surcharge: $P = 175 \times 3,3 = 0,577 \text{ t/ml}$

$$q = G + 1,2P = 3,18 \text{ t/ml.}$$

avant la t... t... = 5 t... elle se... l... ill... de la

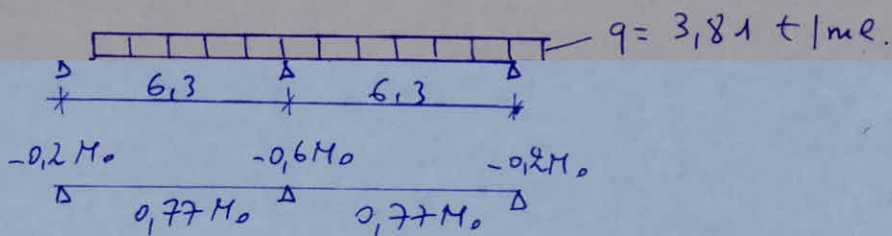
on aura le ferrillage suivant.



calcul de la poutre continue N°31. à 2 travées.
charges et surcharges.

- planche : $660 \times 3,3 = 2,17 \text{ t/ml}$
- retombée poutre : $0,32 \text{ t/ml}$
- mur : $0,38 \times 2,8 \times 0,6 = 0,63 \text{ t/ml}$
- surcharge : $P = 175 \times 3,3 = 0,577 \text{ t/ml}$

$$q = G + 1,2 P = 3,81 \text{ t/ml.}$$



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 48,9 \text{ tm.}$$

$$0,2 M_0 = 3,78 \text{ tm} \quad 0,77 M_0 = 14,55 \text{ tm.}$$

$$0,6 M_0 = 11,34 \text{ tm.}$$

calcul des armatures longitudinales.

a - travée : section en T : largeur de la table b' :

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{630}{10} = 63 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 60$$

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 150 \text{ cm.}$$

αM_0	M (tm)	ρ	α	Σ	γ	K	A (cm ²)	A_{eff} (cm ²)	$n\phi$
$0,77 M_0$	14,55	0,0192	0,1829	0,9390	9,51	67	19,64	1431	8T14

b - sections appuis : section rectangulaire $b \times d = 30 \times 55$
 $d = 3 \text{ cm}$, $h = 52 \text{ cm.}$

αM_0	M (tm)	ρ	K	Σ	γ	A (cm ²)	A_{eff} (cm ²)	$n\phi$
$0,2 M_0$	3,78	0,0249	57,75	0,9312	2,98	4,52	4712	
$0,6 M_0$	11,34	0,0748	29,8	0,8884	8,76	9,04	8T12	

effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_1 = 3,81 \frac{6,3}{2} + \frac{3,78 - 11,34}{6,3} = 10,85$$

Vérifications 1) Cond de flèche:

condition préliminaire

$$1) \quad l_{tr} \geq \frac{l}{10} \frac{M_E}{M_0} \rightarrow l_{tr} = 55 > \frac{630}{10} \frac{0,177 M_0}{M_0} = 48,5 \text{ cm vérif.}$$

$$2) \quad \frac{l_{tr}}{e} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,087 > 0,062 \text{ vérif.}$$

$$3) \quad A \leq b_0 \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{em}} = 30,52 \frac{43}{4200} = 15,97 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

2) condition de l'adhérence.

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2,4d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

	4T12	8T12
$T_{max} (t)$	10,8	13,2
h_p	15,1	19,87
τ_d	15,71	14,6

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ vérifié.

3) armatures transversales.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{13200}{30 \cdot 45,5} = 9,67 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b$$

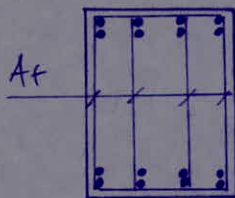
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{29,8} = 94 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 18,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$.

espacement des cadres.

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



$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2 (\phi 6)$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{em}; \rho_{at} = \rho_{at} \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{10 \bar{\sigma}_b} = 0,817 \\ \frac{2}{3} = 0,67 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,817 \cdot 2400 = 1960,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,13 \cdot 45,5 \cdot 1960,8}{13200} = 7,63 \text{ cm} \text{ soit } t = 7 \text{ cm}$$

$$t \leq \bar{t} = \rho_{at} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 26,4 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 10,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

suite de Caquot:

$$\frac{l}{2} = \frac{630}{2} = 315 \text{ cm} = 4 \times 7 + 3(8+9+10+11+13+16+20) + 25$$

1,712

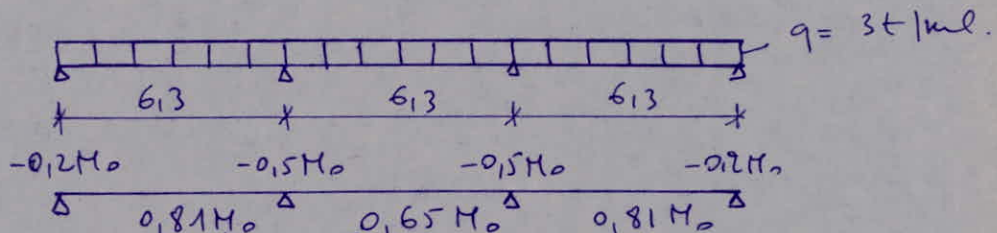
8T12

4T12

poutre continue M_{32} à 3 travées.
charges et surcharges.

- poids planche : $660 \cdot (3,05) = 2,07 \text{ t/m}$
- rebarbé poutre $0,32 \text{ t/m}$
- surcharge $P = 175 \times 3,3 = 0,577 \text{ t/m}$

$$q = G + 1,2P = 2,97 \text{ t/m} \approx 3 \text{ t/m}$$



calcul des armatures longitudinales.
a- travée : section en T. largeur de la table b_1 .

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = 6,3 \rightarrow b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 150 \text{ cm}$$

αM_0	M (tm)	ρ	α	ε	γ	K	A (cm ²)	A_{eff} (cm ²)	$h\phi$
$0,81M_0$	12,05	0,0159	0,7675	0,9442	8,71	74,5	8,76	9,04	8712
$0,65M_0$	9,67	0,0127	0,9507	0,9498	7,83	84,5	6,99	7,66	4710 4712

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3 \cdot \frac{6,3^2}{8} = 14,88 \text{ tm}$$

b- sections aux appuis: section rectangulaire $b \times h_f = 30 \times 55$
 $d = 3 \text{ cm}$, $d' = 52 \text{ cm}$.

αM_0	M (tm)	ρ	K	ε	A cm ²	A_{eff} cm ²	$h\phi$
$0,2M_0$	2,97	0,0196	66,5	0,9387	2,17	4,52	4712
$-0,5M_0$	-7,44	0,0191	38,6	0,9067	5,63	6,16	4714

effort tranchant. $T = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_1 = 3 \times \frac{6,3}{2} + \frac{2,97 - 7,44}{6,3} = 8,74 \text{ t}$$

$$T_2^1 = 3 \times \frac{6,3}{2} + \frac{7,44 - 2,97}{6,3} = 10,15 \text{ t}$$

$$T_2^2 = 3 \times \frac{6,3}{2} + 0 = 9,45 \text{ t}$$

Vérifications:

1) influence de T aux appuis

$$\text{il faut vérifier } A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$M(t_m)$	-2,97	-7,44
$T_{max}(t)$	8,74	10,15
M/t	-6,52	-16,35
$T + M/t$	2,22	< 0

condition vérifiée
l'ancrage des armatures
n'est pas nécessaire.

2) armatures transversales.

$$\tau_{bs} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{10150}{30 \cdot 45,5} = 74,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{bs}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38,6} = 72,5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}'_{bs} = \left(4,15 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 20,3 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_{bs} < \bar{\tau}'_{bs}$$

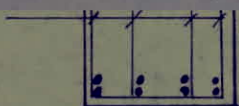
espacement. t .

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

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 (\phi 6)$$



A_t



$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \bar{\sigma}_{en}, \beta_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_{bs}}{9\bar{\sigma}'_{b0}} = 0,86 \\ \frac{2}{3} = 0,67 \end{array} \right.$$

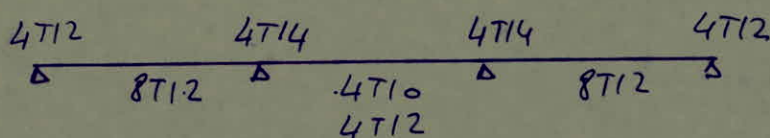
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,86 \times 2400 = 2064 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,13 \cdot 45,5 \cdot 2064}{10150} = 10,45 \text{ cm} \text{ soit } t = 10 \text{ cm.}$$

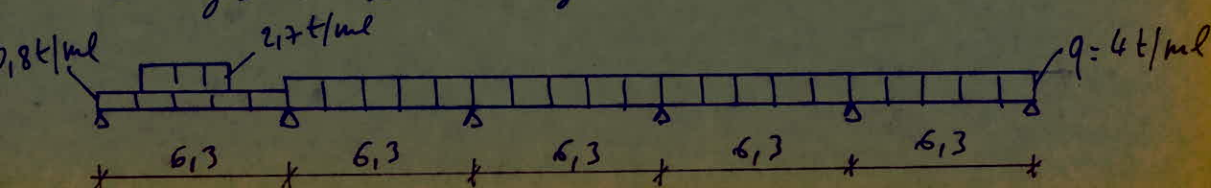
$$\leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{2,13 \tau_{bs}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 34,35 \text{ cm} \\ 0,2 h = 10,4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

suite de caquet.

$$\frac{l}{2} = \frac{630}{2} = 315 = 3 \cdot 10 + 3(11 + 13 + 16 + 20 + 25) + 30.$$

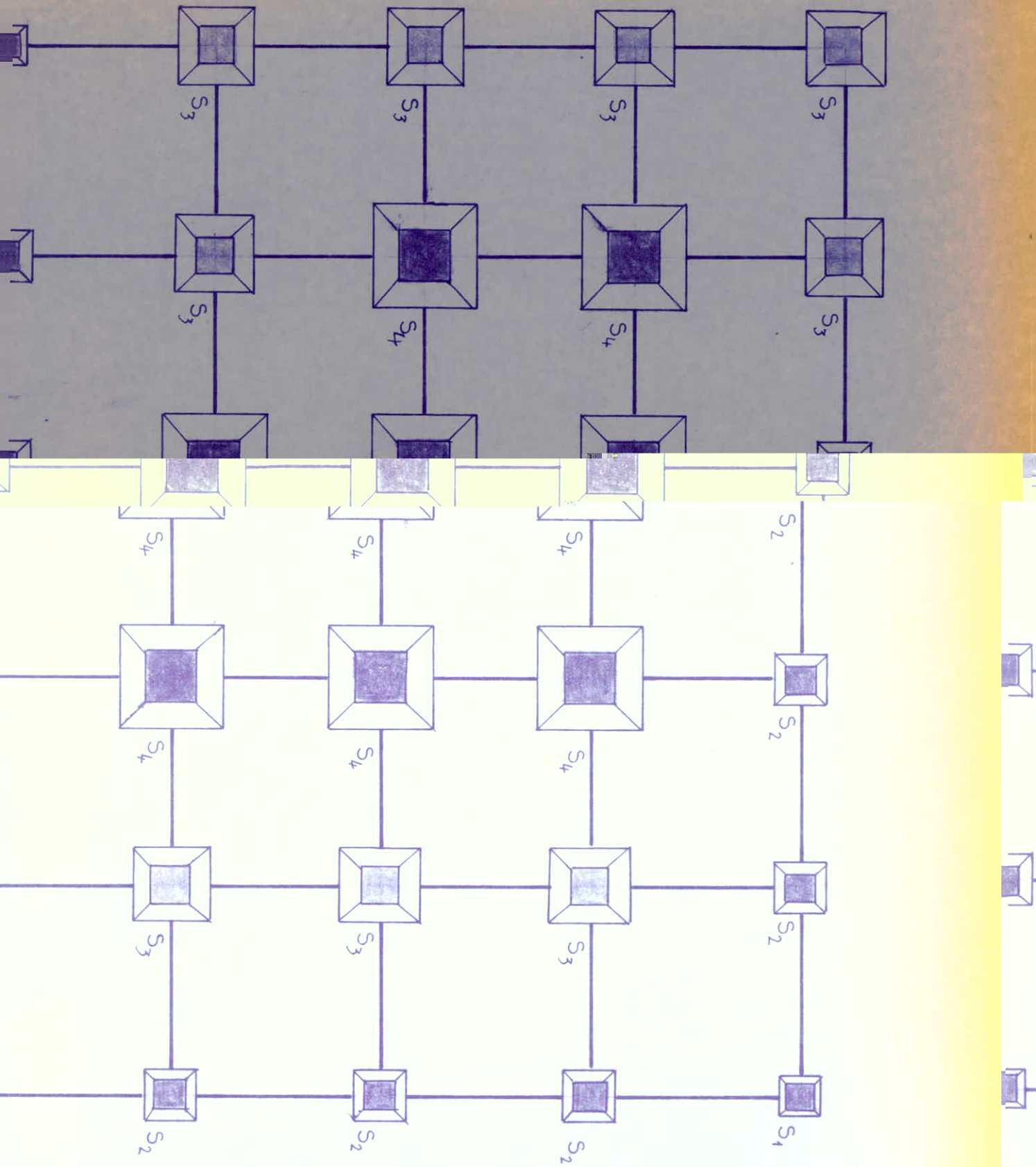


calcul de la poutre continue N4.
charges et surcharges.



resultats identiques que ceux de la poutre N1 du Niv 100

CALCUL DES
FONDICTIONS



CALCUL DES FONDATIONS

Introduction.

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles. La contrainte admissible du sol est de 2,5 bars à 1,30 m d'ancrage. Nous avons donc un seul type de semelle :

semelle isolée sous poteaux.

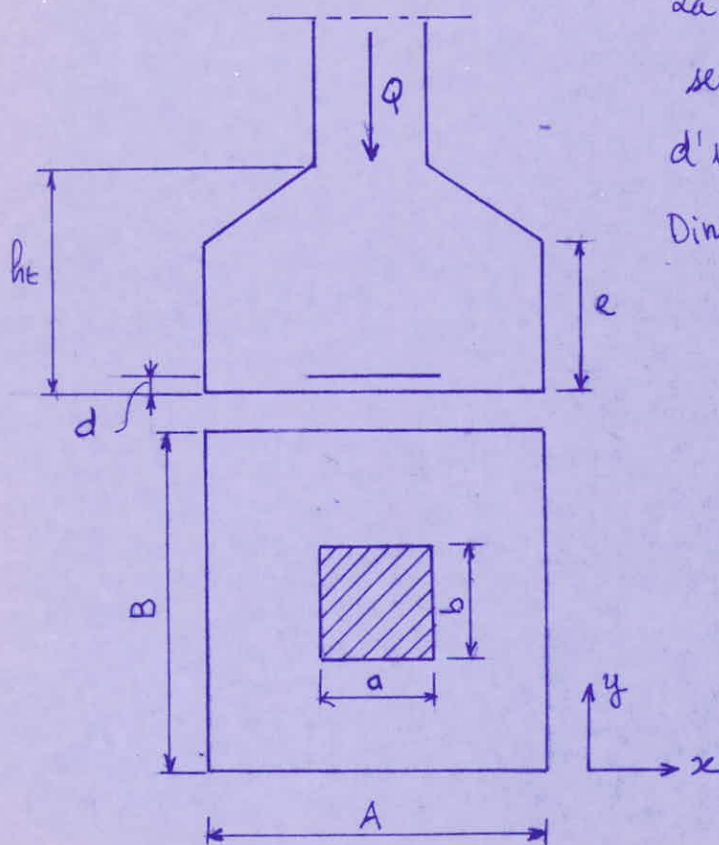
choix de cette semelle.

Ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés de façon à ne pas craindre l'interférence des contraintes.

vérifications : semelles selon les règles de l'art

Vérifiées sous SP_2

Calcul des semelles isolées sous poteaux.



La charge Q est transmise à la semelle ($A \times B$) par l'intermédiaire d'un poteau de section ($a \times b$)

Dimensionnement de la sous face.

$$A \times B \geq \frac{Q}{\sigma_{s0}}$$

$$a = k \cdot b \rightarrow k = \frac{a}{b} = 1$$

$$\rightarrow A = B \geq \sqrt{\frac{Q}{\sigma_{s0}}}$$

Sous SP_2 on a une flexion composée

on détermine les contraintes aux extrémités σ_1 et σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) ; \quad e = \frac{M}{Q}$$

Le diagramme des contraintes sur le sol est soit triangulaire, soit trapézoïdal

répartition trapézoïdale $\rightarrow \frac{6e}{A} < 1$

on suppose que la semelle est sollicitée par une réaction

uniforme du sol d'intensité $\bar{\sigma}_s = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$

au lieu d'une réaction trapézoïdale (σ_1, σ_2)

donc on doit vérifier

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

répartition trapézoïdale :

$$\frac{6e}{A} < 1 \iff \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

Calcul des armatures.

Le calcul se fera par la méthode des bielles.

Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire des bielles obliques de traction.

La méthode des bielles conduit aux résultats suivants

$$\text{dans le sens } x: A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{Q(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a}$$

$$\text{dans le sens } y: A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{Q(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a}$$

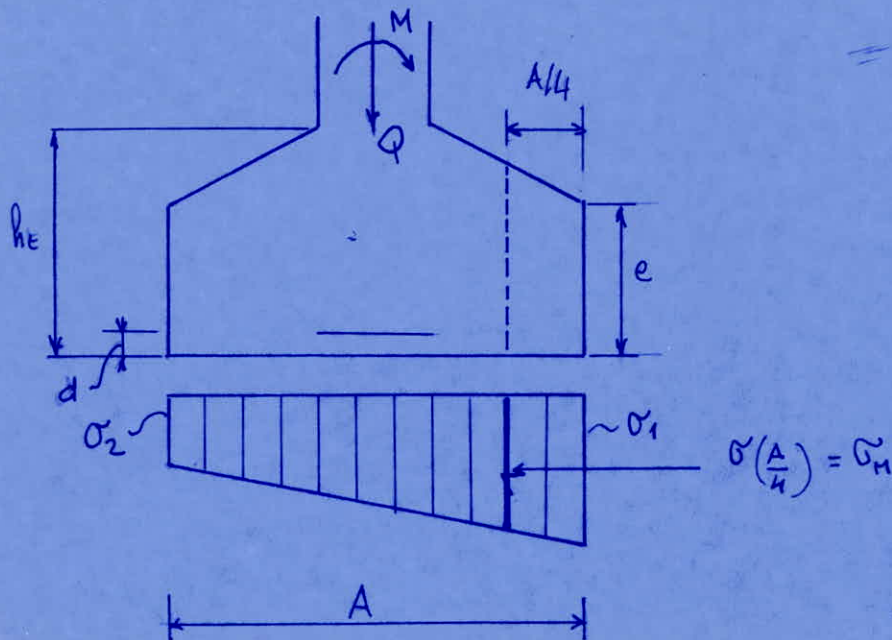
$$h = h_t - d$$

Pour notre cas: $A_x = A_y$.

hauteur de la semelle

Pour pouvoir utiliser la méthode des bielles et ne pas faire de vérification à l'effort tranchant on doit avoir

$$h \geq \frac{A-a}{4}$$

Vérifications sous SP_2 

Semelle sous poteaux 50x50 (poteaux d'angle) S1

$$N_{\max} = 60,69 \text{ t}$$

Dimensionnement:

$$A \cdot B \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_b} \quad ; \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$$

$$\rightarrow A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_b}} = \sqrt{\frac{60,69 \cdot 10^3}{2,5}} = 155,8 \text{ cm}$$

$$\text{soit } A = 165 \text{ cm.}$$

hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{165-50}{4} = 28,75 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm} \rightarrow h_t = h + 5 = 35 \text{ cm}$$

Verification au poinçonnement.

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 P}{1,2 p_c h_t} = \frac{1,25 P}{p_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

P: charge concentrée: $P = 60,69 \text{ t}$

h_t : hauteur totale de la semelle

p_c : périmètre d'un contour situé à $h_t/2$

$$p_c = 2(U+V+2h_t) \quad ; \quad U=V=a=b=50 \text{ cm}$$

$$p_c = 2(50+50+2 \cdot 35) = 340 \text{ cm.}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1,25 \cdot 60,69 \cdot 10^3}{340 \times 35} = 6,37 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionnement de h_t à partir de la condition de non poinçonnement.

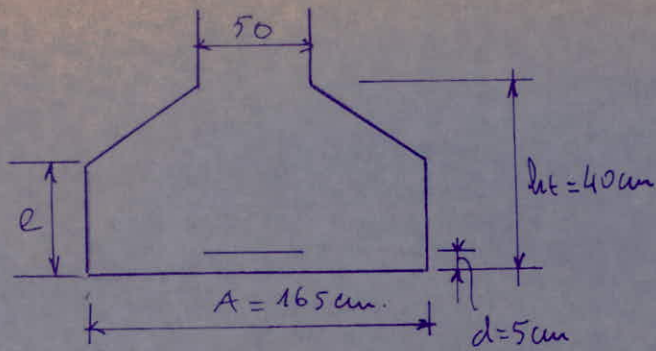
$$\tau_{\max} = \frac{1,25 \cdot 60,69 \cdot 10^3}{2(2h_t+100)h_t} \leq 5,9$$

$$\Leftrightarrow 23,6 h_t^2 + 1180 h_t - 75862,5 > 0$$

$$\text{soit } h_t = 36,96 \text{ cm} \rightarrow \underline{h_t = 40 \text{ cm.}}$$

finalement on retiendra $A=B=165 \text{ cm}$, $h_t=40 \text{ cm}$.

Calcul du poids propre de la semelle



$$e \geq 6\phi + 6 \quad \left\{ \quad e \geq 14,4 \text{ cm} \right.$$

$$\phi = 16$$

$$e \neq \frac{h_t}{2} \div \frac{h_t}{3} = 20 \div 13,3 \text{ cm}$$

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

$$V = 1,65 (1,65 \cdot 0,15 + 0,5 \times 0,25 + 0,25 \times 0,575) = 0,85 \text{ m}^3$$

$$N_b = 0,85 \times 2,5 = 2,13 \text{ t}$$

effort normal transmis au sol.

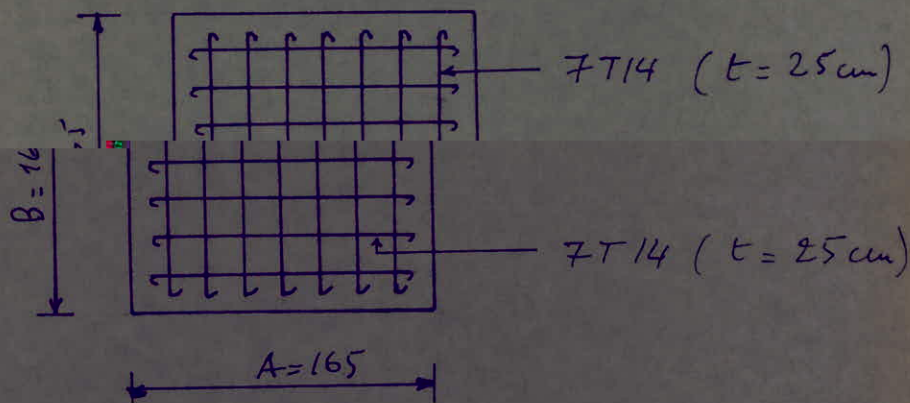
$$N_T = N + N_b = 60,69 + 2,13 = 62,8 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A^2} = \frac{62,8 \cdot 10^3}{165^2} = 2,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

calcul des armatures.

$$A_x = A_y = \frac{N(A-a)}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{62,8 \cdot 10^3 (165 - 50)}{8 \cdot 35 \cdot 2800} = 9,21 \text{ cm}^2$$

soit $7 \text{ T}14$; $A^a = 109,7 \text{ cm}^2$; $t = 25 \text{ cm}$.



Verification sous SP_2

$$A = 165 \text{ cm} ; \quad \bar{\sigma}_s = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\max} = 74,3 \text{ t} ; \quad M = 12,26 \text{ t.m.}$$

répartition trapézoïdale des contraintes.

$$\frac{6e}{A} < 1 \quad \rightarrow \quad \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{avec } e = \frac{M}{N} = \frac{12,26 \cdot 10^2}{74,37} = 16,48 \text{ cm}$$

$$AN: \frac{74,37 \cdot 10^3}{165^2} \left(1 + \frac{3 \times 16,48}{165} \right) = 3,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{A_{13}} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) ; \sigma_1 > \sigma_2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{74,37 \cdot 10^3}{165^2} \left(1 \pm \frac{6 \times 16,48}{165} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 4,42 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,09 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 4,42 + 1,09}{4} = 3,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Semelle sous poteau 50x50 S2

$$N_{\max} = 121,72 \text{ t}$$

Dimensionnement.

$$A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_0}} = \sqrt{\frac{121,72 \cdot 10^3}{2,5}} = 220,65 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } A = 230 \text{ cm.}$$

hauteur de la semelle.

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{230 - 50}{4} = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm, } h_t = 45 + d = 50 \text{ cm.}$$

Vérification au poinçonnement

$$r_{\max} = \frac{1,25 P}{P_c h_t} \leq \bar{r} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = 2(U + V + 2h_t) = 2(50 + 50 + 2 \cdot 50) = 400 \text{ cm}$$

$$N_{\max} = 121,72 \text{ t}$$

$$r_{\max} = \frac{1,25 \cdot 121,72 \times 10^3}{400 \times 50} = 7,6 \text{ Kg/cm}^2 > 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionnement de h_t à partir de la cond de non poinçonnement

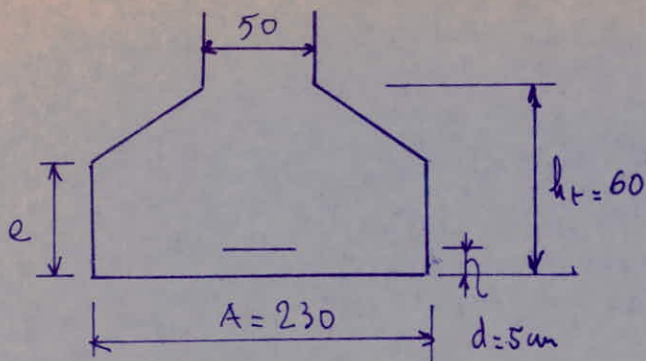
$$r_{\max} = \frac{1,25 \cdot 121,72 \cdot 10^3}{2(2h_t + 100)h_t} < 5,9$$

$$\rightarrow 23,6 h_t^2 + 1180 h_t - 152150 > 0$$

$$\text{soit } h_t = 59,1 \text{ cm.}$$

on prendra $h_t = 60 \text{ cm.}$

calcul du poids propre de la semelle.



$$e \geq 6\phi + 6 \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq 18 \text{ cm} \\ \phi = 20 \end{array} \right.$$

$$e \neq \frac{h_t}{2} \div \frac{h_t}{3} = 30 \div 20$$

soit $e = 20 \text{ cm}$.

poids de la semelle.

$$V = 2,3 (2,3 \cdot 0,2 + 0,5 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,9) = 2,35 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 2,35 \times 2,5 = 5,86 \text{ t}$$

effort normal N_t transmis au sol.

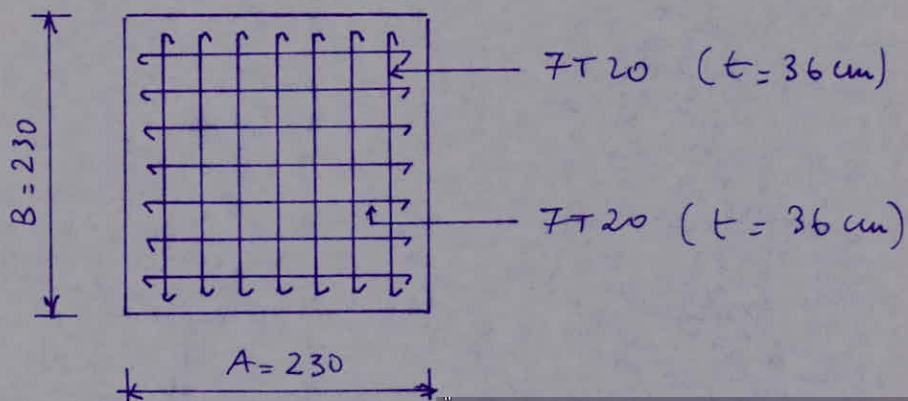
$$N_T = N + N_0 = 121,72 + 5,86 = 127,58 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{N_t}{A^2} = \frac{127,58 \cdot 10^3}{230^2} = 2,41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_p = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des armatures.

$$A_x = A_y = \frac{N(A-a)}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{127,58 \cdot 10^3 (230 - 50)}{8 \cdot 55 \cdot 2800} = 18,6 \text{ cm}^2$$

soit 7T20 ; $A = 21,89 \text{ cm}^2$; $t = 36 \text{ cm}$.



Vérification sous SP_2

$$A = B = 230 \text{ cm}, \quad \bar{\sigma}_p = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{\max} = 131,96 \text{ t} ; M = 10,85 \text{ t.m.}$$

répartition forfaitaire des contraintes:

$$\frac{6e}{A} < 1 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_p$$

$$AN: e = \frac{M}{N} = \frac{10,85 \times 10^2}{131,96} = 8,22 \text{ cm.}$$

$$\frac{131,96 \cdot 10^3}{230^2} \left(1 + \frac{3 \cdot 8,22}{230} \right) = 2,76 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{AB} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right), \quad ; \quad \sigma_1 > \sigma_2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{131,96 \cdot 10^3}{230^2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 8,22}{230} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 3,02 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,95 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 3,02 + 1,95}{4} = 2,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Semelle sous poteaux 70x70 S₃

$$N_{\max} = 312,69 \text{ t.}$$

Dimensionnement

$$A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_0}} = \sqrt{\frac{312,69 \cdot 10^3}{2,5}} = 353,6 \text{ cm}$$

on prend $A = 355 \text{ cm}$

hauteur de la semelle.

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{355-70}{4} = 71,25 \text{ cm soit } h = 75 \text{ cm.}$$

$$d = 5 \text{ cm} ; \quad h_t = 75 + 5 = 80 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement.

$$r_{\max} = \frac{1,25 P}{P_c h_t} \leq \bar{r} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = 2(u+v+2h_t) = 2(70+70+2 \cdot 80) = 600 \text{ cm.}$$

$$r_{\max} = \frac{1,25 \cdot 312,69 \cdot 10^3}{600 \cdot 80} = 8,14 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{r} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

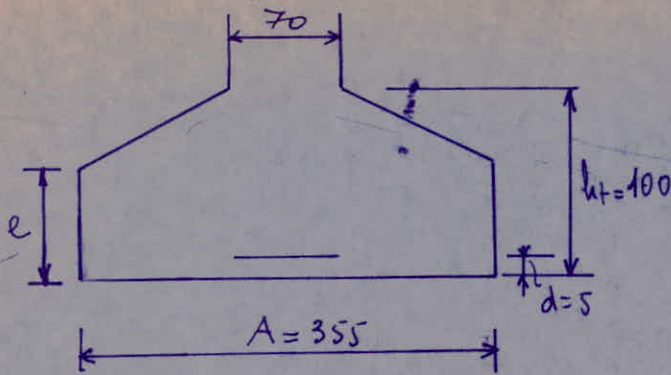
Dimensionnement de h_t à partir de la cond de non poinçonnement

$$r_{\max} = \frac{1,25 \cdot 312,69 \cdot 10^3}{2(140+2h_t) h_t} \leq 5,9$$

$$\Rightarrow 23,6 h_t^2 + 1652 h_t - 390862,5 \geq 0$$

soit $h_t = 97,96 \text{ cm} \rightarrow h_t = 100 \text{ cm.}$

calcul du poids propre de la semelle.



$$e \geq 6\phi + 6 \left\{ \begin{array}{l} \phi = 20 \\ \rightarrow e \geq 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \neq \frac{h_t}{2} = 50 \div \frac{h_t}{3} = 33,3$$

$$\text{soit } e = 40 \text{ cm.}$$

$$V = 3,55 (3,55 \cdot 0,4 + 0,7 \cdot 0,6 + 0,6 \times 1,4) = 9,56 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 2,5 \times 9,56 = 23,9 \text{ t}$$

effort normal N_t transmis au sol.

$$N_t = N_0 + N = 23,9 + 312,69 = 336,59 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A^2} = \frac{336,59 \cdot 10^3}{355^2} = 2,67 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s = 2,15 \text{ Kg/cm}^2$$

donc on doit augmenter A pour avoir $\sigma < \bar{\sigma}_s$

$A = 360 \text{ cm}$. la condition n'est pas vérifiée aussi

on prend finalement $A = 370 \text{ cm}$.

calcul du poids propre de la semelle.

$$V = 3,7 (3,7 \cdot 0,4 + 0,7 \cdot 0,6 + 0,6 \cdot 1,5) = 10,36 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 2,5 \times 10,36 = 25,9 \text{ t}$$

effort transmis au sol.

$$N_t = N_0 + N = 25,9 + 312,69 = 338,59 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A^2} = \frac{338,59 \cdot 10^3}{370^2} = 2,47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,15 \text{ Kg/cm}^2$$

calcul des armatures

$$A_x = A_y = \frac{Q(A-a)}{8 l \bar{\sigma}_a} = \frac{338,59 \cdot 10^3 (370 - 70)}{8 \cdot 95 \cdot 2800} = 47,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 16 \text{ T } 20 ; A = 50,24 \text{ cm}^2 ; t = 24 \text{ cm.}$$

Vérification sous SP_2

$$A = B = 370 \text{ cm}, \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

répartition trapézoïdale des contraintes :

$$\frac{6e}{A} < 1 \Leftrightarrow \frac{Q}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_0$$

$$\text{AN: } e = \frac{M}{N} = \frac{31,71 \cdot 10^2}{335,31} = 9,46 \text{ cm.}$$

$$\frac{335,31 \cdot 10^2}{370^2} \left(1 + \frac{3 \cdot 9,46}{370} \right) = 2,64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{AB} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right) ; \quad \sigma_1 > \sigma_2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{335,31 \cdot 10^2}{370^2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 9,46}{370} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 2,82 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,07 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 2,82 + 2,07}{4} = 2,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Semelle sous poteaux 80 x 80 S4

$$N_{\text{max}} = 432,68 \text{ k}$$

Dimensionnement.

$$A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_0}} = \sqrt{\frac{432,68 \cdot 10^3}{2,5}} = 416 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } A = 440 \text{ cm.}$$

hauteur de la semelle.

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{440-80}{4} = 85 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm} ; \quad h_t = 85 + 5 = 90 \text{ cm.}$$

Vérification au poinçonnement

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,25 \cdot P}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_c = 4 \cdot (80+80+80) = 680 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,25 \cdot 432,68 \cdot 10^3}{680 \cdot 90} = 6,83 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Détermination de h_t à partir de la cond de non poinçonnement

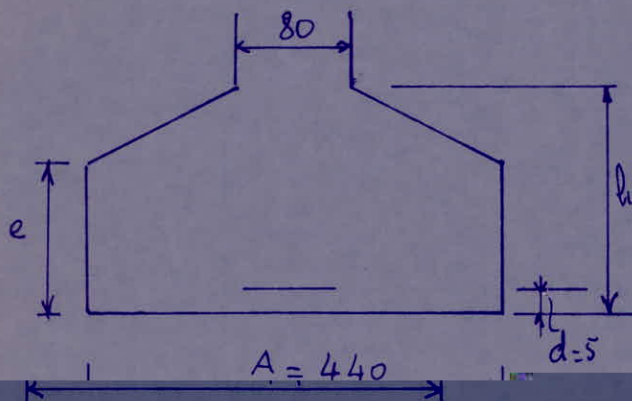
$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,25 \cdot 432,68 \cdot 10^3}{2(160+2h_t)h_t} \leq 5,9$$

$$\Leftrightarrow 23,6 h_t^2 + 1888 h_t - 540850 > 0$$

$$\text{soit } h_t = 116,58 \text{ cm on prend } h_t = 117 \text{ cm}$$

après avoir fait un calcul, on a remarqué que la valeur de $A = 420 \text{ cm}$ ne suffisait pas. il faut augmenter A .
on a pris $A = 440 \text{ cm}$.

calcul du poids propre de la semelle.



$$e \geq 6\phi + 6\phi \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq 18 \text{ cm} \\ \phi = 20 \end{array} \right.$$

$$e \neq \frac{h_t}{2} = 58,5 \div \frac{h_t}{3} = 39$$

$$e = 40 \text{ cm.}$$

$$V = 4,4 (4,4 \cdot 0,4 + 0,8 \cdot 2,77 + 0,77 \cdot 1,18) = 16,56 \text{ m}^3$$

$$N_0 = 2,5 \cdot 16,56 = 41,38 \text{ t}$$

effort normal transmis au sol.

$$N_t = N + N_0 = 432,68 + 41,38 = 474,06 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A^2} = \frac{474,06 \cdot 10^3}{440^2} = 2,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

calcul des armatures.

$$A_x = A_y = \frac{Q(A-a)}{8 h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{474,06 \cdot 10^3 (440 - 80)}{8 \cdot 112 \cdot 2800} = 68,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 22 \text{ T}20, A = 69,08 \text{ cm}^2; t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification sous S_p

$$A = B = 440 \text{ cm}; \quad \bar{\sigma}_p = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

répartition trapézoïdale des contraintes.

$$\frac{6e}{A} < 1 \quad (\rightarrow) \quad \frac{Q}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_p$$

$$\text{A.N: } e = \frac{M}{N} = \frac{50,91 \cdot 10^3}{419,69} = 12,1 \text{ cm}$$

$$\frac{419,69 \cdot 10^3}{440^2} \left(1 + \frac{3 \cdot 12,1}{440} \right) = 2,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_p = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q}{AB} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right) ; \quad (\sigma_1 > \sigma_2)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{419,69 \cdot 10^3}{446 \cdot 2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 121}{446} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 2,53 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,81 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 2,53 + 1,81}{4} = 2,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 3,75 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul des longrines.

Rôle des longrines.

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toutes les fondations isolées sur le sol de consistance moyenne et sur sol meuble, seront chaînées dans les 2 sens avec des longrines suffisamment rigides.

Principe de calcul.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$\frac{N}{10} : \text{pour les terrains meubles}$$

$$\frac{N}{15} : \text{terrains de consistance moyenne}$$

Les longrines auront les dimensions minimales suivantes selon le RPA :

25 x 30 cm pour sol de consistance moyenne

30 x 30 cm pour sol meuble ou ayant une forte teneur en eau.

Feuillage :

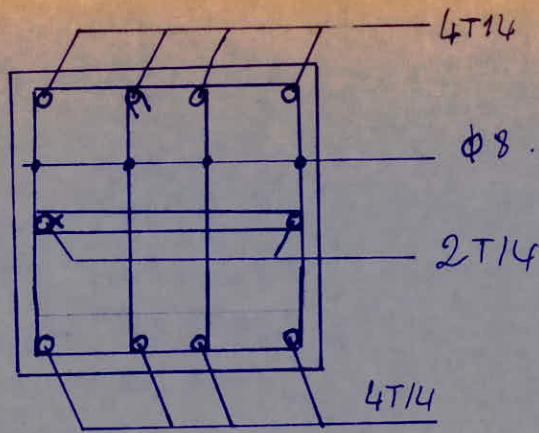
Le feuillage minimal prescrit par le CTC est de HT12 ou 4 ϕ 14 en disposant aussi de cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

l'effet normal max est : 432,26 t

$$A \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{N}{10 \bar{\sigma}_a} = \frac{432,26 \cdot 10^3}{10 \cdot 2800} = 15,4 \text{ cm}^2$$

soit 10 T 14

on prendra une section de poutre 40 x 40 pour le béton pour les armatures transversales on prendra des $\phi 8$ avec un espacement constant de $t = 20 \text{ cm}$.



condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{cu}} = 0,69 \cdot 40 \times 35 \cdot \frac{519}{4200} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A = 15,39 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

en compression: $\sigma_b' = \frac{432,26 \cdot 10^3}{40 \times 40 \times 10} = 27,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}'$

$$Ae \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}'} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{432,26 \cdot 10^3}{10 \cdot 68,5} - 40^2 \right) < 0$$

DALLAGE SUR TERRE PLEIN

Introduction: on réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables du niveau le plus bas des immeubles d'habitations, des parkings, des commerces et dans un autre domaine l'aie de travail des halls d'usine, entrepôt... etc.

Un dallage est constitué en fait par une dalle en béton séparée parfois du terrain sous-jacent par une couche servant de répartition aux charges localisées (grave ciment, heisson) ou pouvant intervenir comme couche de nivellement (estrie) ou complète parfois par l'interposition sous la dalle d'un filin étanche s'opposant aux remontées capillaires (locaux habitables). On s'oppose aux problèmes de fissuration en minimisant les effets de retrait par un choix judicieux des phases de coulage (coulage par plots alternés en damier ou suivant les techniques plus modernes coulées en bandes longitudinales continues dans lesquelles on localise la fissuration ultérieure par sciage du béton sur les 3 ou 4 cm supérieurs suivant des rainures transversales). Les joints verticaux peuvent être des joints possédant une certaine épaisseur ou des joints secs.

Types de dallages. Il existe généralement deux types de dallage en béton sur terre plein

- ceux construits en une couche
- ceux construits en deux couches

Épaisseur du dallage requise pour

généralement le facteur intervenant pour déterminer l'épaisseur d'un dallage sur terre plein est la charge concentrée la plus lourde qu'il supportera (charge roulante majorée par un coefficient dynamique).

Les dallages d'habitation ne sont pas calculés. Ils se composent d'une dalle de 8 à 15 cm. coulée sur une forme de 75 à 25 cm

Les dallages industriels et autres dallages se composent habituellement d'une dalle de plus de 12 cm coulée sur une forme compactée de 20 à 40 cm la dalle est recoupée par des joints de retrait séparant des rectangles dont la diagonales n'exède pas 7 m dans le cas d'un dallage non couvert et 8,5 dans l'autre cas. Les dallages sont calculés à partir des charges variables réparties et localisés.

Remblai d'apport formant sous couche du dallage.

La nature, son épaisseur et sa constitution sont fonctions du sol en place et des surcharges appliquées. Les couche type de ce remblai pourrait être constituée de la manière suivante.

a) couche anti-contaminante.

Le but est d'éviter les remontées capillaires et la migration des puits elle peut être réalisée par une couche de sables minimum 15 cm.

b) remblai

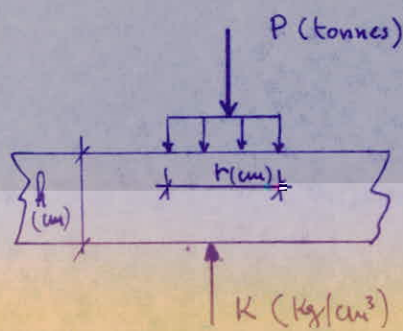
Il a pour but de répartir les charges

- obtenir les arases de niveaux nécessaires. il est à réaliser par couches de 20 cm d'épaisseur.

cas des dallages non armés. il faudrait s'assurer que sous l'effet des charges variables la contrainte de traction du béton σ n'exède pas 24 bars pour un béton dosé à 350 kg/m³

① cas de la charge localisée

$$\sigma \approx \alpha \frac{P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{E}{R}}}{0,925 + 0,22 \frac{E}{R}} \right] ; R = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1-\nu^2)K}}$$



α coefficient égal à 4200 (coins des dalles non protégés)

$$E = 350000 \text{ Kg/cm}^2 ; \nu = 0,15 ; r = 15 \text{ cm} ; K = 5 \text{ Kg/cm}^3$$

$$Q = 1,5 \text{ t} ; \nu = 1,15 \text{ (coef dynamique)} ; h = 13 \text{ cm}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{350000 \cdot 13^3}{12(1-0,15^2)5}} = 60,17 \text{ cm.}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{15}{60,17} = 0,249$$

$$\sigma = \frac{4200 \cdot 1,725}{13^3} \left[1 - \frac{\sqrt{0,249}}{0,925 + 0,22 \cdot 0,249} \right] = 21,02 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

② cas de la charge répartie normale $P(\text{t/m}^2)$ $P = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$\sigma = \frac{18,5 P}{\sqrt{K h}} = \frac{18,5 \cdot 0,25 \times 1,15}{\sqrt{5 \cdot 13}} = 0,65 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

ces dalles comportent toutefois une armature de retrait

donné forfaitairement par la règle. $A(\text{cm}^2/\text{ml}) \approx 18 \frac{h \cdot c \cdot L}{f_e}$

avec L : distance en m entre 2 joints \perp aux aciers.

cf. coef de frottement entre le béton et le sol. 1,5 en moyenne

h : hauteur de la dalle.

$f_e = 5300 \text{ Kg/cm}^2$

a- aciers de retrait de longueur 6,6 m: $A_1 = \frac{18 \times 0,65 \cdot 13 \cdot 6,6}{13} = 0,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b- aciers de retrait de longueur 3,3 m: $A_2 = \frac{18 \cdot 0,65 \cdot 13 \cdot 3,3}{13} = 0,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prendra un treillis soudé $\phi 6 / 15$

Remarque: il faut vérifier le poinçonnement local du dallage suivant les prescriptions du béton armé.

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,25 P}{A_c P_c h} \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

avec $P = 1,725 \text{ t}$, $h = 13 \text{ cm}$.

$$P_c = 2(U + v + 2ht) ; U = v = 15 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(15 + 15 + 2 \cdot 13) = 112 \text{ cm}$$

$$\text{AN: } \tau_{\text{max}} = \frac{1,25 \cdot 1,725 \cdot 10^3}{112 \times 13} = 1,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

conclusion: vu que les charges qui agissent sur le dallage ne sont pas très important, le béton peut résister aux forces auxquelles il est soumis. le ferrailage obtenu a été calculé forfaitairement à cause des effets de retrait du béton.

Joints et details.

les joints sont prévus dans les dallages pour éliminer toute fissure anarchique due au retrait du béton et prévoir un tassement différentiel entre le dallage et les autres parties de la construction

a) Joints de retrait.

permettent le déplacement différentiel horizontal mais non pas le déplacement différentiel vertical. Si on n'utilise pas de joints de retrait le dallage peut se fissurer parce que le retrait produit des efforts de traction dans le béton qui peuvent excéder la résistance à la traction du béton

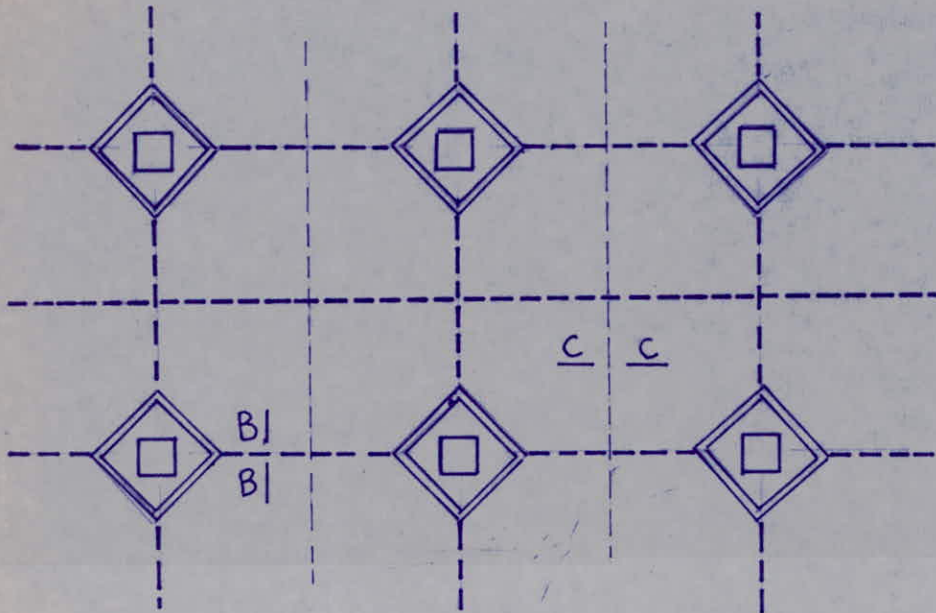
b) Joints de construction

ne permettent aucune dilatation dans le dallage et son simplement des arrêts de coulage de béton dans la dalle. Il sont nécessaires car il est pratiquement impossible de placer et de finir de grandes surfaces de béton en une seule opération.

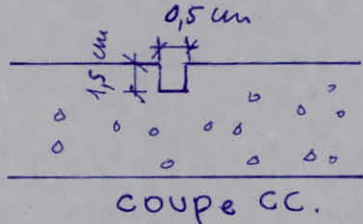
c) Joints de tassements.

permettent les deux déplacements différentiels : vertical et horizontal. Ils sont installés dans les planchers au niveau des poteaux pour séparer le dallage de tout contact avec la construction.

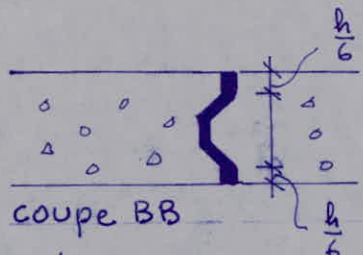
PLAN TYPE



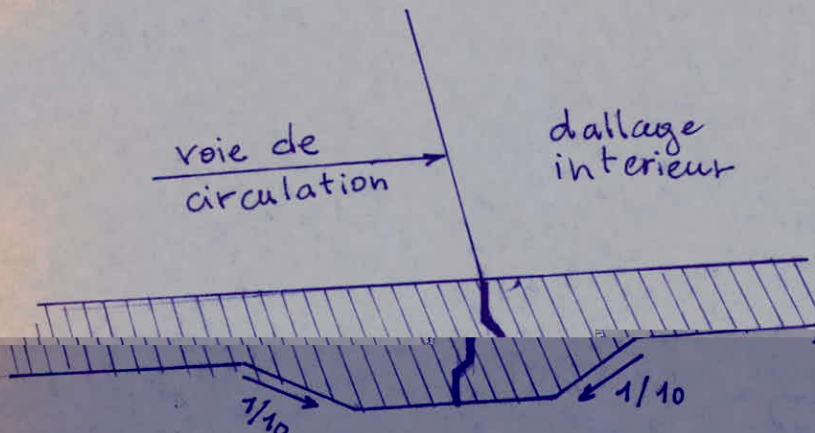
----- joint de retrait



----- joint de construction.



transition à travers la voie de circulation

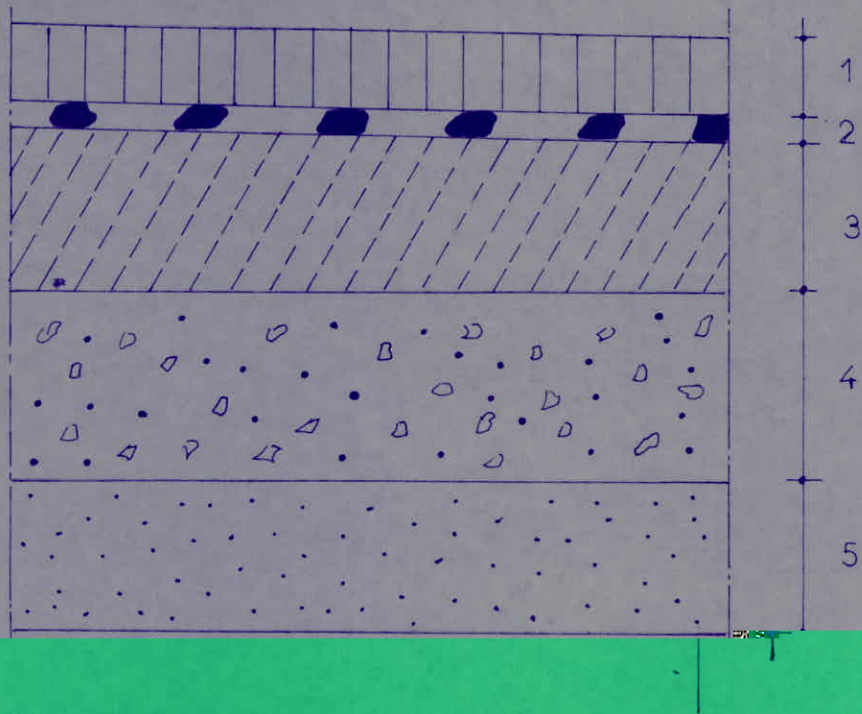


la dalle devrait être épaissie d'au moins 50% au niveau du joint

la pente du changement d'épaisseur ne devrait pas être plus grande que 1/10 environ

joint de construction.

PARKING SUR LE TERRAIN POUR VOITURES



- 1 couche de roulement en asphalte
 - 2 impregnation en bitume
 - 3 dalle en béton : 13 cm.
 - 4 grave tout-venant compacté $\phi = 0 \div 60 \text{ mm}$: 20 cm
 - 5 sable tout venant compacté : 10 cm.
- } 4 ÷ 8 cm

BIBLIOGRAPHIE

- Regles Parasismiques Algeriennes (RPA83)
- CCBA 68
- Aide memoire Beton armé (Dunod)
- Ossatures des batiments : (ANDRÉ COIN)
- Structures resistantes au seisme. (R. PÉTROVICI)
- Calcul pratiques des sections en B.A (P. CHAROM)
- Cours beton III (ENP)
- Tables pour le calcul des dalles et des poutres (R. BARÈS)
- Thèses precedentes
- aide mémoire RDM
- analyse dynamique des structures et engenering
sismique Par M^{re} IFRIM (Roumain)

