

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
BIBLIOTHEQUE NATIONALE
BIBLIOTHEQUE
BÂTIMENT ADMINISTRATIF
EN CHARPENTE METALLIQUE

Proposé par : G.T.P.

Dirigé
Etudié par : M LARAS

Etudié
Dirigé par :
NAMANE M.
BOUZIDI M.N.



PROMOTION :

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
—»O«—

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
(EL - HARRACH)
—»O«—

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
Batiment Administratif
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
en Charpente Metallique

Proposé par :
G.T.P

Dirigé par :
Mr LARAS

Etudié par :
NAMANE. M
BOUZIDI M. N.

Promotion Janvier 1984

SOMMAIRE

Introduction	1
Présentation et description de l'ouvrage	2
Matériaux et règlement	3
Charges et surcharges	5
Surcharges climatiques	8
Calcul des éléments	
Calcul de l'acrotère	30
Calcul de l'escalier	38
Calcul de la solive	49
Calcul des planchers mixtes (aciers béton)	50
Table de compression	55
Connecteurs	56
Prédimensionnement des poteaux et des pontes	57
Etude sismique	59
Charges horizontales (Méthode de Ruto)	66
Charges verticales (Méthode de Cross)	106
Superposition des différentes sollicitations	116
Dimensionnement des poteaux et pontes	126
Contrôle des déplacements	151
Calcul du joint de dilatation	153
Attache d'une poutre sur un poteau	154
Dimensionnement de la platine	164
Etude des fondations	175

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nous tenons également à remercier vivement notre professeur

M^{RS} LARAS et BOUANZOUL

Ainsi que M^{RS}

MENAD

BOUDEVILLE

BITAR

ZIRI

OULEBSIR

OUDAHMANE

IDRIS

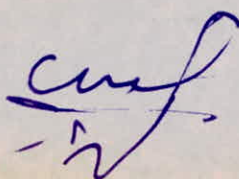
BELABES

KHODJA.M.

Le bureau d'étude de la G.T.P.

A tous les amis qui nous ont aidés sans compter, nous adressons nos sincères remerciements.

BOUZIDI



NAMANE

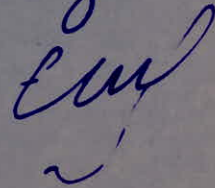


Dédicace

Je dédie ce modeste travail

à ma mère pour son sacrifice consenti à mon égard
à la mémoire de mon père
à mes frères et mes sœurs
à ma famille
à mes amis

Bouzidi M. N.



Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père.
- ma mère ..
- Mes frères et sœurs.
- Toute ma famille.
- Mes amis .

Mez houd

INTRODUCTION

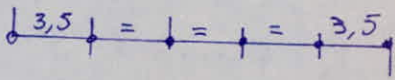
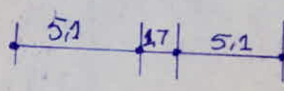
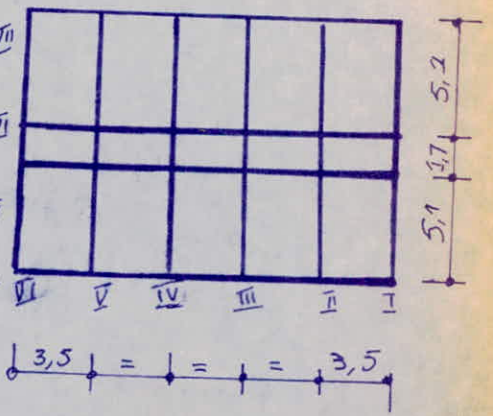
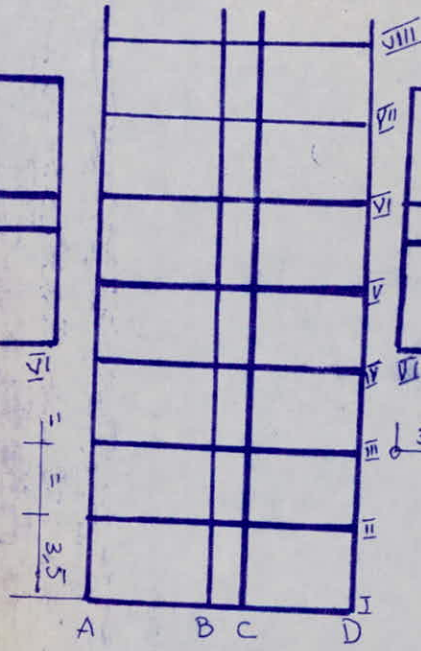
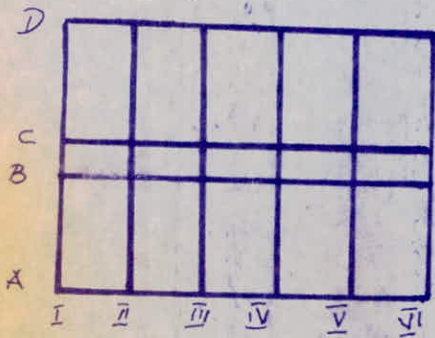
Toute charpente métallique doit faire, avant sa fabrication l'objet d'une étude méthodique. Cette étude doit être abordée comme un problème comportant une ou plusieurs solutions.

Les données sont les dimensions du bâtiment, le terrain dont on dispose et les conditions propres à l'utilisation de la construction.

Un bâtiment doit être de conception simple, de calcul aisé et d'exécution rapide. Le but de l'ingénieur n'est donc pas de faire des ouvrages spectaculaires mais de simplifier au maximum tout ce qu'on devra exécuter et pour cela il faut qu'il sache choisir parmi toutes les solutions possibles celle qui convient le mieux à tous points de vue.

$R+1$

$R+2$



MATERIAUX-ET-REGLEMENT

Nous utiliserons de l'acier E24 c'est celui qui est généralement employé dans la charpente du bâtiment.

Sa limite inférieure d'élasticité est égale à 2400 kg/cm^2 .
Les calculs seront conduits par les méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales. Tous les éléments entrant dans la construction du bâtiment seront étudiés conformément aux règles de calcul des constructions en acier et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325 à contrôle atténué.

Contrainte admissible en compression simple.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 69 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 103,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

Contrainte de référence en traction

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

Contrainte admissible en flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137,7 = 206,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

Pour le béton armé on utilise 3 catégories d'aciers

$$\text{Aciers doux} \rightarrow \sigma_{em} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = \frac{2}{3} \times 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP2.} \end{cases}$$

Aciers à haute adhérence

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous (SP}_1).$$

Treillis

Les treillis soudés sont des grillages de fils tréfilés assemblés aux points de croisement par soudure électrique.

$$\text{Pour } \phi \leq 6 \text{ mm ; } \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2.$$

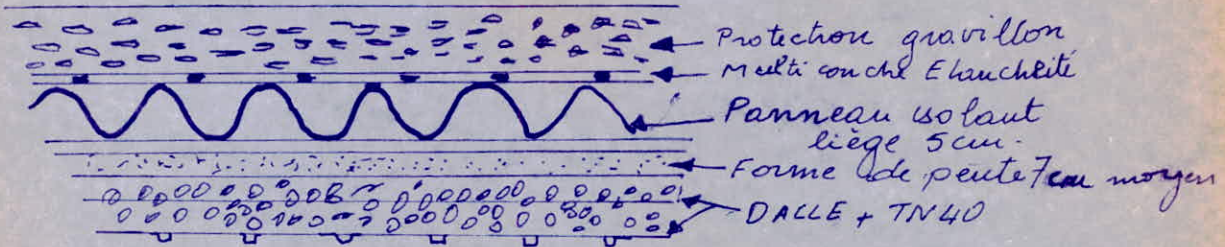
$$\phi > 6 \text{ mm ; } \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2.$$

Maçonnerie

Murs extérieurs : du parpaing creux d'épaisseur 20 cm.

Murs de cloisons - vitres.

Charges et surcharge



Terrasse

Charge permanente

- protection gravillon 4cm (3/8)	72 kg/m ²
- Etanchéité multiconche	12 kg/m ²
- panneau isolant liège	200 kg/m ²
- forme de pente (1%)	180 kg/m ²
- Dalle béton armé (9cm)	200 kg/m ²
- TN40	15 kg/m ²
- faux plafond	20 kg/m ²
- charpente	50 kg/m ²

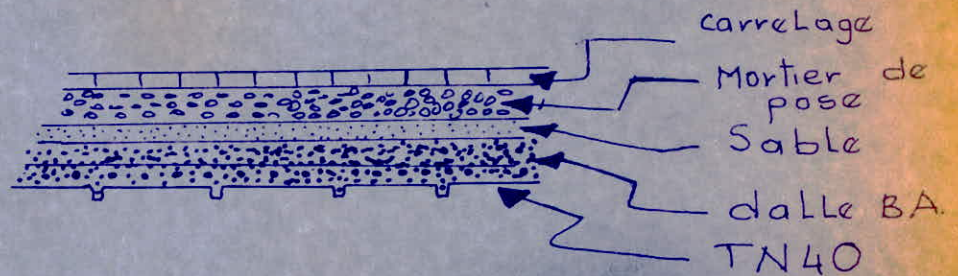
Charge permanente totale

$$G = 577 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

Terrasse non accessible (sauf entretien)

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$



Etage courant

Charge permanente

- | | |
|--|-------------------------|
| - Carrelage (2cm) | } 150 kg/m ² |
| - Mortier de pose | |
| - Sable | |
| - Dalle en béton armé (9cm) | 200 kg/m ² |
| - TN40 | 15 kg/m ² |
| - faux plafond | 20 kg/m ² |
| - Cloisons supposés uniformément réparties | 75 kg/m ² |
| - Charpente | 50 kg/m ² |

Charge permanente totale

$$G = 510 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

- Bâtiment administratif

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

Rez de chaussée

Charge permanente

- Carrelage (2cm)
- Mortier de pose
- Couche de sable
- Dalle (12cm)
- Cloisons

} 150 kg/m²

300 kg/m²

75 kg/m²

Charge permanente totale

G = 517 kg/m²

Surcharge d'exploitation :

- Bâtiment administratif

P = 250 kg/m²

SURCHARGES CLIMATIQUES

EFFETS DE LA NEIGE

En fonction du lieu de montagne, nous déterminons une région de neige qui correspond à une surcharge normale N_n et une surcharge extrême N_e .

Notre bâtiment sera implanté à S.Bikda, le C.T.C donne pour cette région

Neige normale :

$$N_n = 20 \text{ kg/m}^2$$

Neige extrême

$$N_e = \frac{5}{3} N_n = 33,40 \text{ kg/m}^2$$

EFFETS DU VENT

Les valeurs à prendre en compte sont bien souvent celle des règles simplifiées. Comme notre construction ne vérifie pas les conditions d'application, nous allons procéder à la méthode exacte.

nous admettons que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

pour déterminer l'action du vent, nous devons distinguer

ACTIONS STATIQUES DU VENT

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise :

- à des suctions, si les parois sont sous le "vent".
 - à des pressions ou à des suctions, si elles sont "au vent".
- Ces actions sont dites extérieures et sont caractérisées par un coefficient c_e .

Dans les constructions fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être dans un état de surpression ou de dépression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures et sont caractérisées par un coefficient c_i .

ACTIONS EXTERIEURES

Comme le vent ne traverse pas la construction, les coefficients de pressions (c_e) sont :

Parois verticales

vent normale à la face S_a

face au vent : $c_e = +0,8$

face sous le vent : $c_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8)$

vent normal à S_b

face au vent : $c_e = +0,8$

face sous le vent : $c_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8)$

d'une part, les caractéristiques du vent et d'autre part les dispositions de la construction.

DIMENSIONS DU BATIMENT

R+2

$$a = 26,02 \text{ m}$$

$$b = 11,90 \text{ m}$$

$$h = 11,44 \text{ m}$$

R+1.

$$a = 17,50 \text{ m}$$

$$b = 11,90 \text{ m}$$

$$h = 7,94 \text{ m}$$

RAPPORT DES DIMENSIONS

R+2

$$\frac{a}{b} = \frac{26,02}{11,90} = 2,18$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{11,44}{26,02} = 0,439$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{11,44}{11,90} = 0,961$$

$$\frac{b}{a} = \frac{11,90}{26,02} = 0,457 \quad \left. \vphantom{\frac{b}{a}} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

$$\lambda_a = 0$$

R+1

$$\frac{a}{b} = \frac{17,50}{11,90} = 1,47$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{7,94}{17,50} = 0,450$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{7,94}{11,90} = 0,672$$

$$\frac{b}{a} = \frac{11,90}{17,50} = 0,68 \quad \left. \vphantom{\frac{b}{a}} \right\} \rightarrow 0,85$$

$$\lambda_a = 0$$

notre construction est considérée comme une extinction des blocs accolés et on leur applique des règles semblables.

Chaque bloc compris entre 2 joints de dilatation est calculé isolément selon les règles suivantes -

- Pour le vent normal aux façades, les coefficients c sont ceux d'une construction de rapport de dimensions λ_a infiniment petit.

- Pour le vent normal au plan des joints, les coefficients sont ceux du bloc isolé, frappés du coefficient de réduction de 6/10. (N.V. 65. Page 119).

COEFFICIENT γ_0

- vent normal aux façades (paroi)

R+2 (Sb)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{a} = \frac{11,90}{26,02} = 0,457 \\ \lambda_a = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

R+1 (Sa)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{a} = \frac{11,90}{17,50} = 0,68 \\ \lambda_a = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

- vent normal au plan des joints

R+2 (Sa)

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = 0,439 \\ \lambda_b = 0,961 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0(a) = 0,965$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = 0,961 \\ \lambda_a = 0,439 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0(b) = 1$$

R+1 (Sb)

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = 0,450 \\ \lambda_b = 0,672 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0(a) = 0,965$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = 0,672 \\ \lambda_a = 0,450 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0(b) = 1$$

	vent normal à Sa		vent normal à Sb	
	Face au vent	Face sous le vent	Face au vent	Face sous le vent
R+2	$c_e = +0,8$	$c_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$	$c_e = +0,8$	$c_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3$
R+1	$c_e = +0,8$	$c_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3$	$c_e = +0,8$	$c_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$

ACTIONS INTERIEURES UNITAIRES

Les 2 parois s_a et s_b (formant un angle droit) présentent des fenêtres et des portes. Les fenêtres se trouvent sur la paroi (s_a) pour le (R+L) et sur la paroi (s_b) pour le (R+1) -

Les portes se trouvent sur la paroi (s_b) pour le (R+L) et sur la paroi (s_a) pour le (R+1) -

De ces ouvertures résultent une perméabilité μ sur chacune des parois.

R+2
Paroi s_a :

$$\mu = \frac{25,74}{297,67} = 8,6\% \quad \text{avec : surface des fenêtres (dont le nombre est 11).$$

$$S_f = 1,30 \times 1,8 \times 11 = 25,74 \text{ m}^2.$$

Surface de la paroi :

$$S_p = 26,02 \times 11,44 = 297,67 \text{ m}^2.$$

Paroi s_b :

$$\mu = \frac{2,65}{136,4} = 1,9\% < 5\% \quad \text{construction fermée.}$$

avec : surface de la porte :

$$S_{por} = 2,10 \times 1,26 = 2,65 \text{ m}^2.$$

surface de la paroi :

$$S_p = 11,90 \times 11,44 = 136,14 \text{ m}^2.$$

3 cas peuvent se présenter pour la construction.

1) Les fenêtres sont fermées d'où construction fermée $\mu < 5$.

2) Les fenêtres de l'une des parois sont ouvertes et l'oi construction partiellement ouverte. $5 < \mu < 35$.

3) Les fenêtres des 2 parois sont ouvertes et l'oi construction partiellement ouverte : $5 < \mu < 35$.

Nous déterminerons pour chacun des cas précédents les actions intérieures.

1^{er} cas : Construction fermée : $\mu < 5$.

Les parois ont une perméabilité $\mu < 5$ nous appliquerons simultanément sur les faces intérieures de la construction.

- soit une surpression avec : $c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$

- soit une dépression avec : $-c_i = -0,6(1,380 - 0,8)$

a) vent normal à Sa :

- surpression : $c_i = +0,3$.

- dépression : $c_i = -0,3$.

b) vent normal à Sb.

- surpression : $-c_i = +0,42$.

- dépression : $-c_i = -0,18$.

2^{ème} cas : Construction partiellement ouverte $5 < \mu < 35$

l'une des parois a les fenêtres ouvertes.

Nous appliquerons sur les faces intérieures des différentes parois des dépressions déterminées par interpolation linéaire en fonction de μ entre les coefficients des constructions fermées et les coefficients des constructions ouvertes.

R+1

Paroi (Sa).

$$\mu = \frac{23,4}{142,99} = 16\%$$

avec: surface des fenêtres (dont le nb. est 10).
 $S_f = 1,30 \times 1,8 \times 10 = 23,4 \text{ m}^2$.

surface de la paroi.

$$S_p = 18,01 \times 7,94 = 142,99 \text{ m}^2$$

Paroi (Sb).

surface de la porte: $S_{\text{port.}} = 1,6 \times 2,10 = 3,36 \text{ m}^2$.

$$\mu = \frac{3,36}{94,48} = 3,5\%$$

surface de la paroi: $S_p = 11,90 \times 7,94 = 94,48 \text{ m}^2$.

3,5% < 5% construction fermée.

3 cas peuvent se présenter pour la construction:

- 1) Les fenêtres sont fermées d'où construction fermée $\mu < 5$.
- 2) Les fenêtres de l'une des parois sont ouvertes d'où construction partiellement ouverte $5 < \mu < 35$.
- 3) Les fenêtres des 2 parois sont ouvertes d'où construction partiellement ouverte $5 < \mu < 35$.

Nous déterminons pour chacun des cas précédents les actions intérieures.

1^{er} cas: Construction fermée $\mu < 5$.

Les parois ont une perméabilité $\mu < 5$, nous appliquerons simultanément sur les faces intérieures de la construction

- soit une surpression avec: $-c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$

- soit une dépression avec: $-c_i = -0,6(1,380 - 0,8)$

a) vent normal $a'(5a)$.

- surpression : $c_i = +0,42$

- dépression : $c_i = -0,18$

b) vent normal $a'(5b)$.

- surpression : $c_i = +0,3$

- dépression : $c_i = -0,3$

2ème cas : Construction partiellement ouverte $5 < \mu < 35$.

L'une des parois a les fenêtres ouvertes.

nous appliquerons sur les faces intérieures des différents parois des dépressions déterminées par interpolation linéaire en fonction de μ entre les coefficients des constructions fermées et les coefficients des constructions ouvertes.

R+2

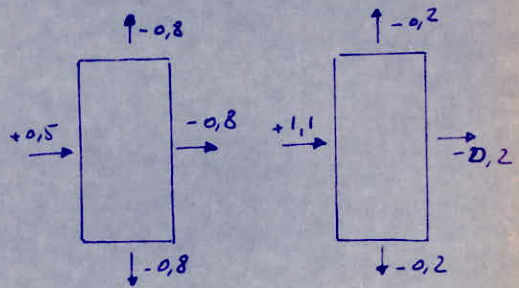
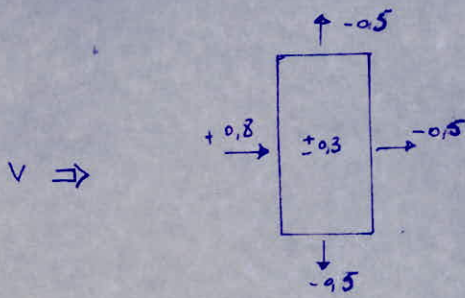
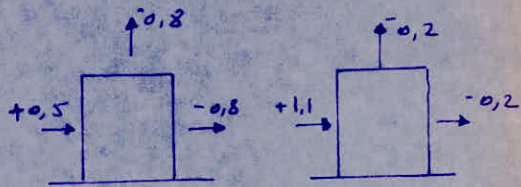
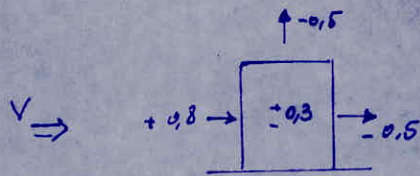
ACTIONS RESULTANTES
UNITAIRES

$C = (C_e - C_i)$

ACTIONS EXTERIEURES
INTERIEURES

SURPRESSION
INTERIEURE
+ 0,30

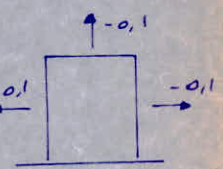
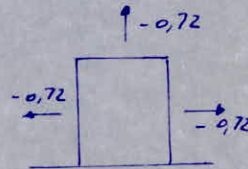
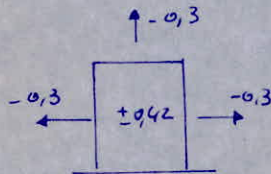
DEPRESSION
INTERIEURE
- 0,30



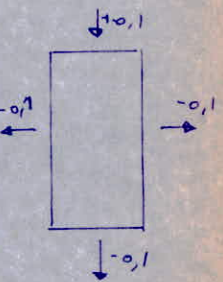
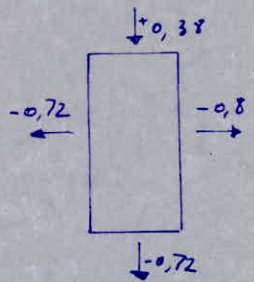
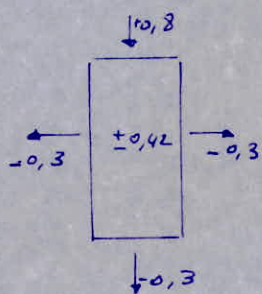
+ cas symétrique

SURPRESSION
INTERIEURE
+ 0,42

SURPRESSION
INTERIEURE
- 0,20



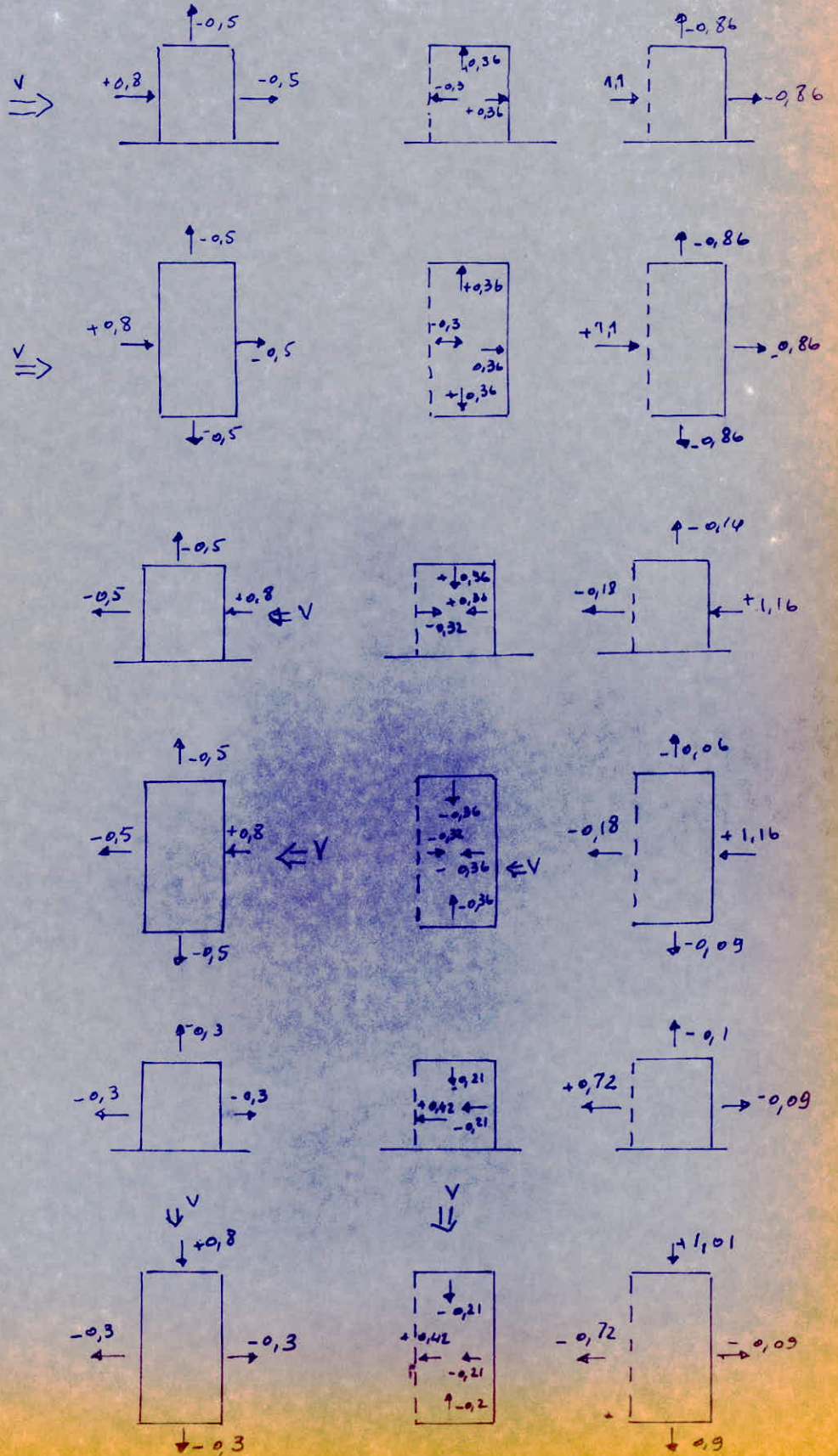
$V \Downarrow$



+ cas symétrique

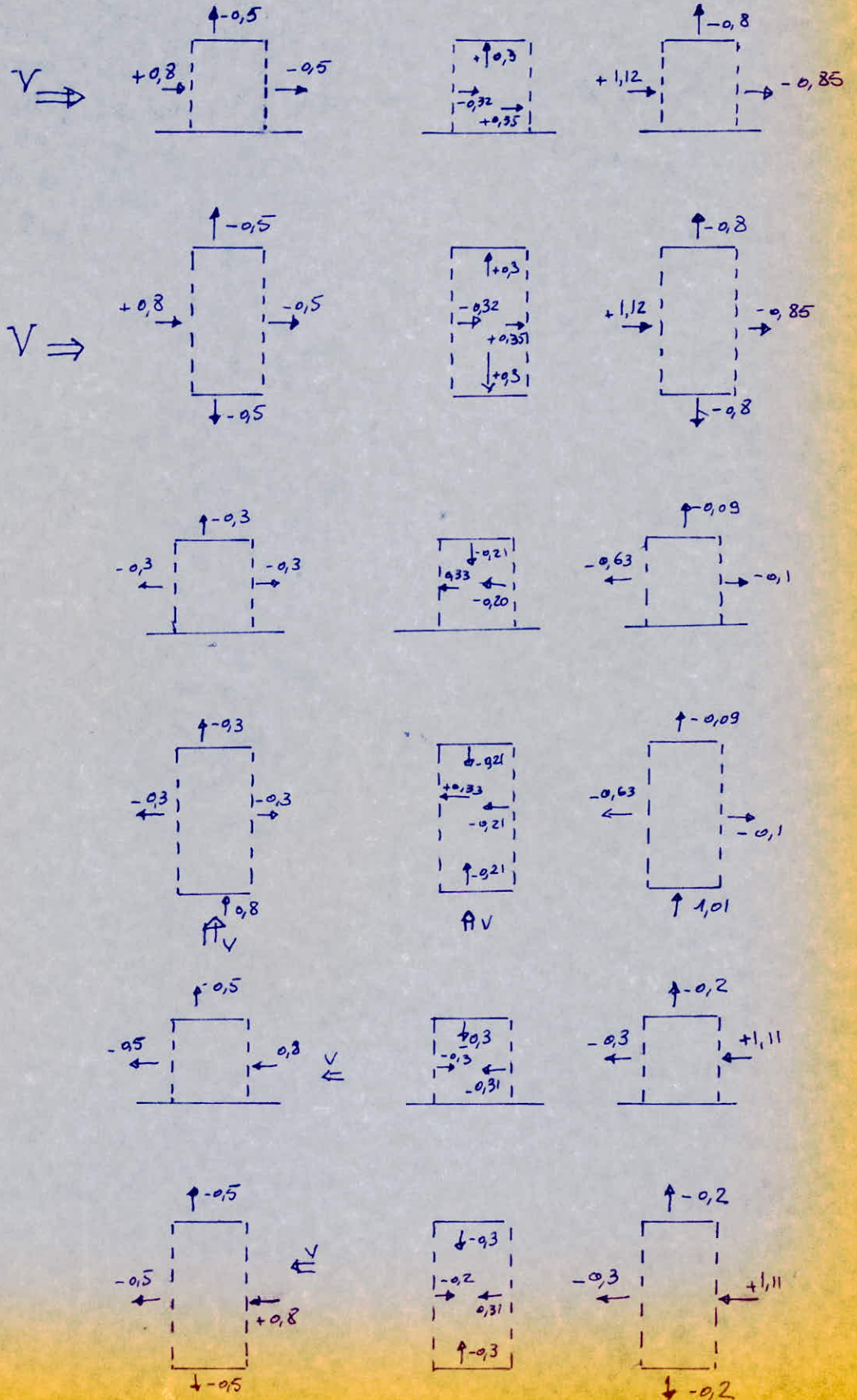
ACTIONS RESULTANTES
UNITAIRE

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



ACTIONS RESULTANTES
UNITAIRES

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES

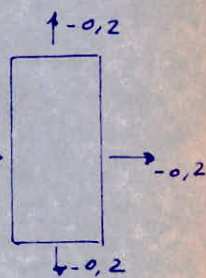
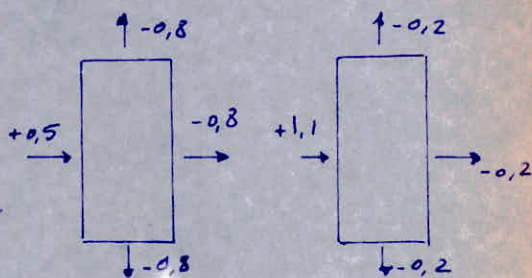
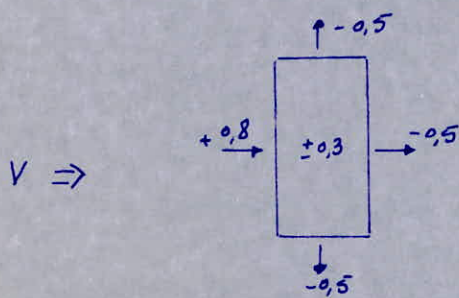
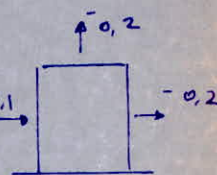
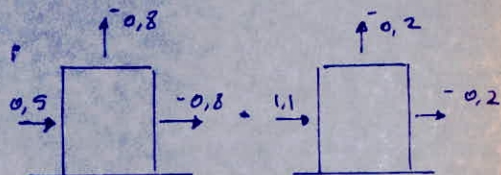
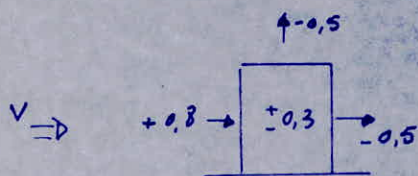


ACTIONS RESULTANTES D'ENSEMBLES

ACTIONS EXTERIEURES INTERIEURES

SURPRESSION INTERIEURE +0,30

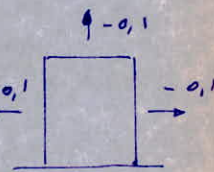
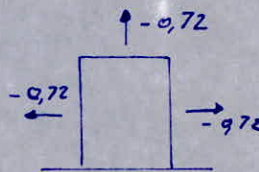
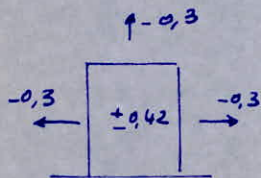
DÉPRESSION INTERIEURE -0,30



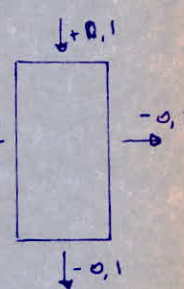
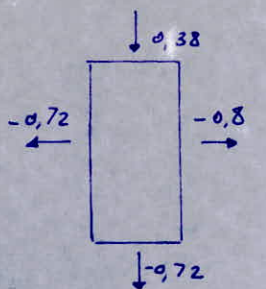
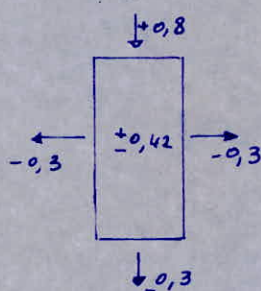
+ cas symétrique

SURPRESSION INTERIEURE +0,42

SURPRESSION INTERIEURE -0,20



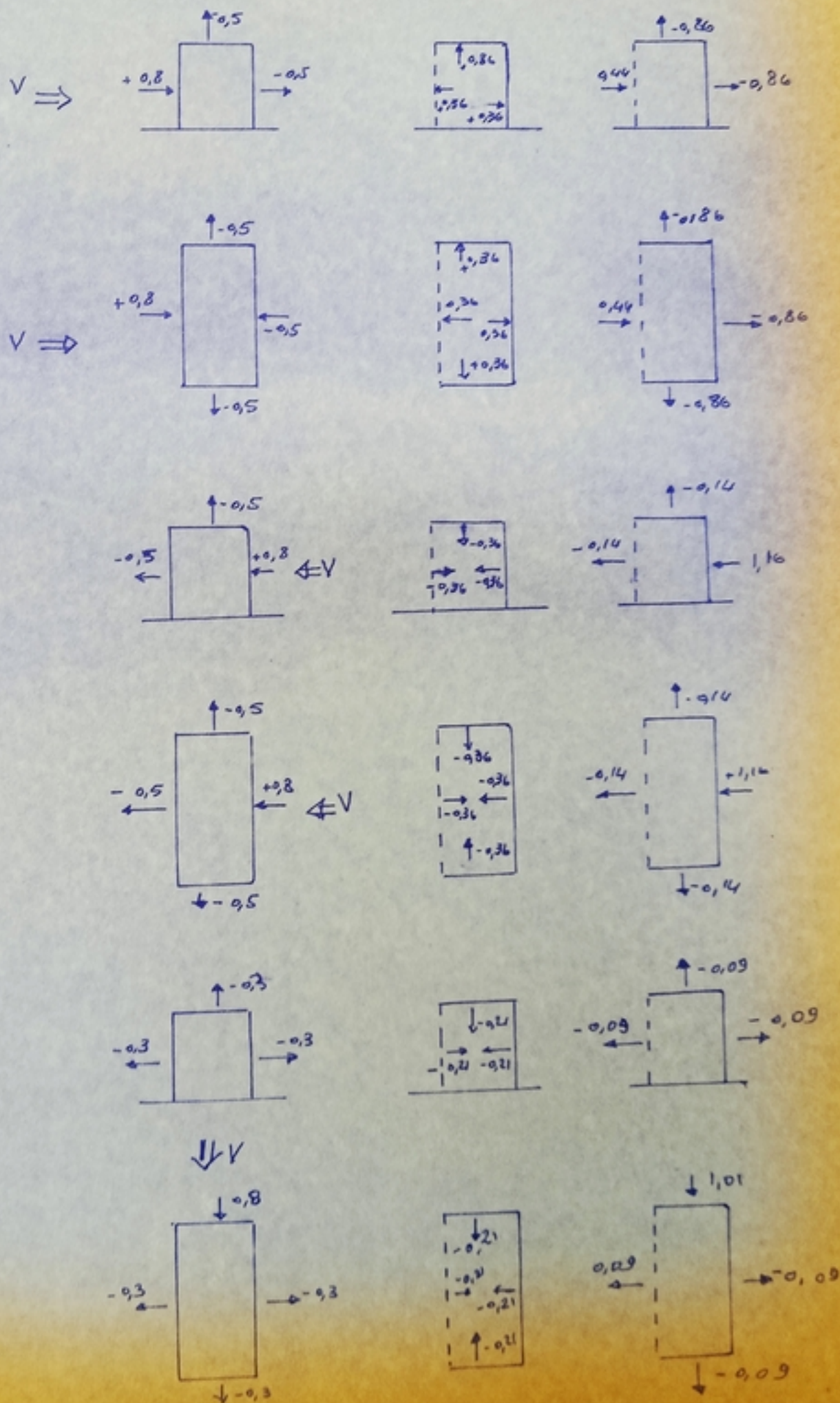
$V \Downarrow$



+ cas symétrique

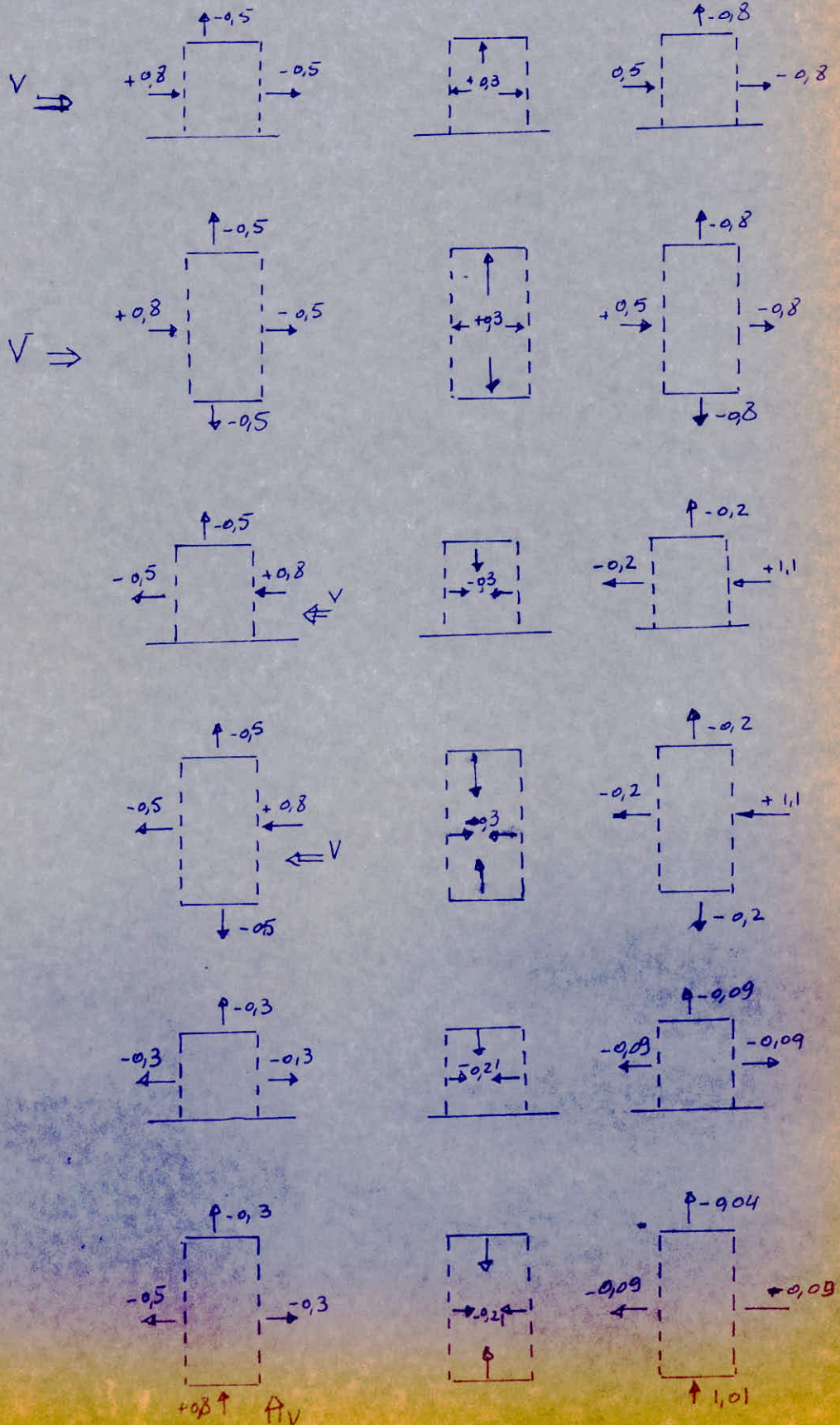
ACTIONS RESULTANTES D'ENSEMBLES

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



ACTIONS RESULTANTES D'ENSEMBLE

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



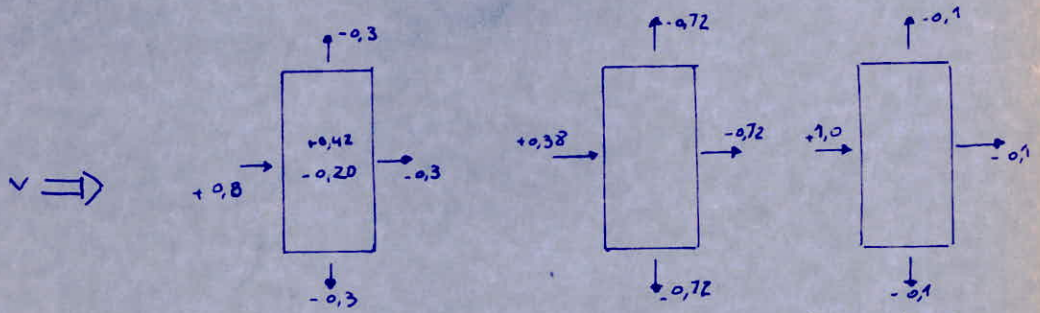
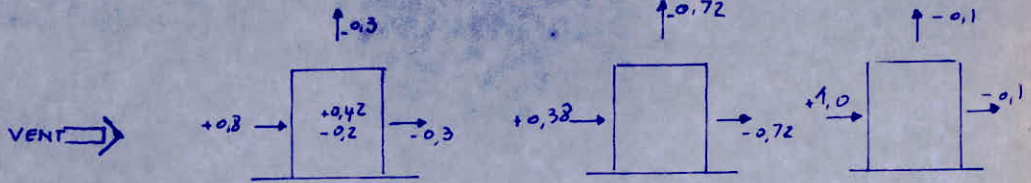
R+1

ACTIONS RESULTANTES UNITAIRES.
C = (C_e - C_i).

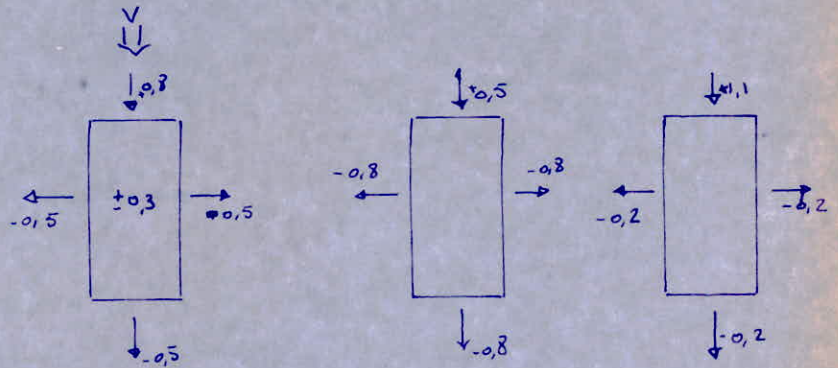
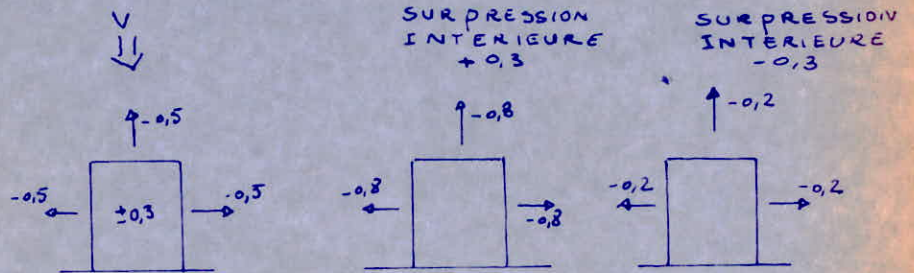
ACTIONS EXTERIEURES INTERIEURES

SUPPRESSION INTERIEURE
+ 0,42

DEPRESSION INTERIEURE
- 0,20



+ cas symetrique



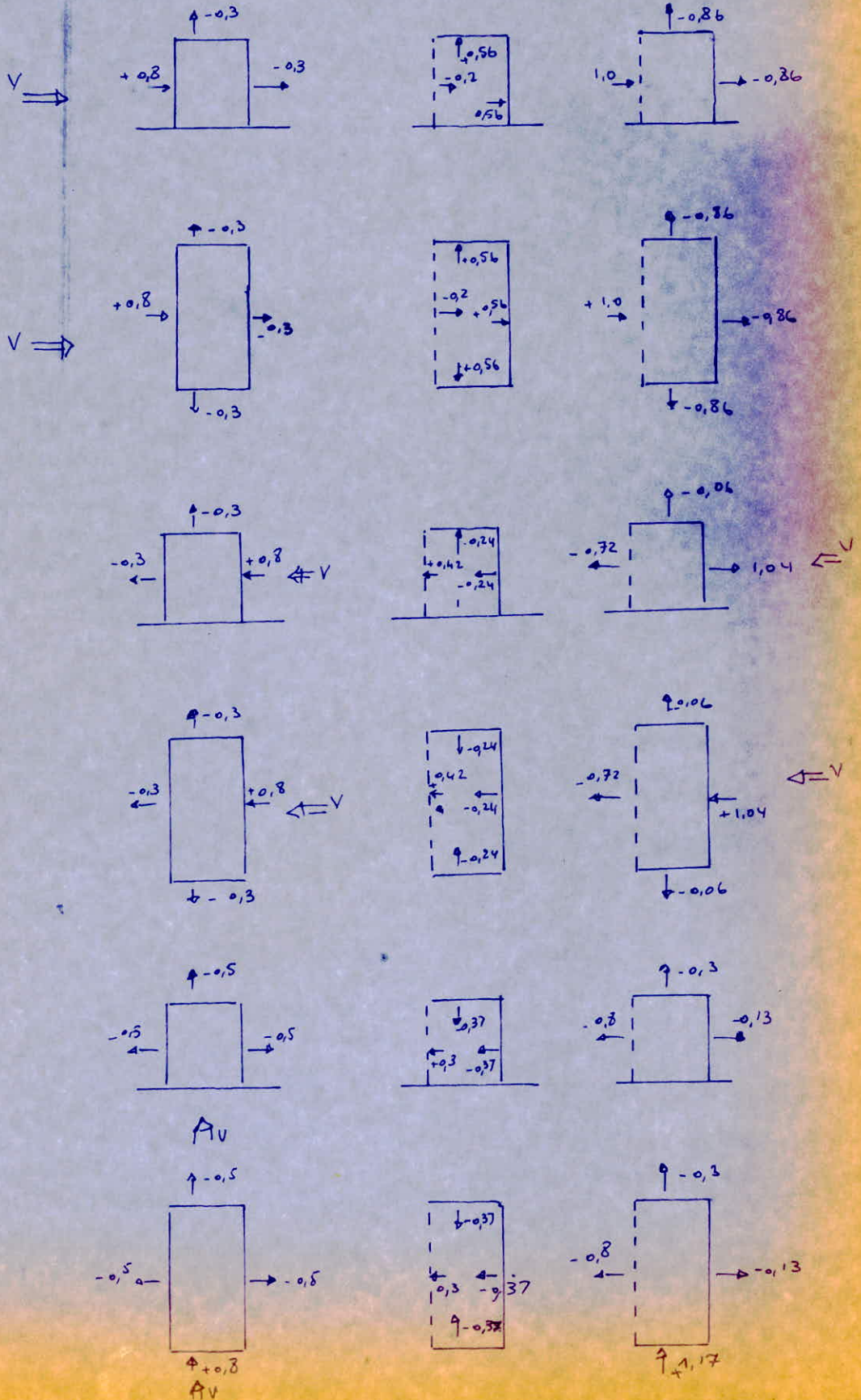
+ cas asymetrique

ACTIONS RESULTANTES UNITAIRES.

ACTIONS EXTERIEURES

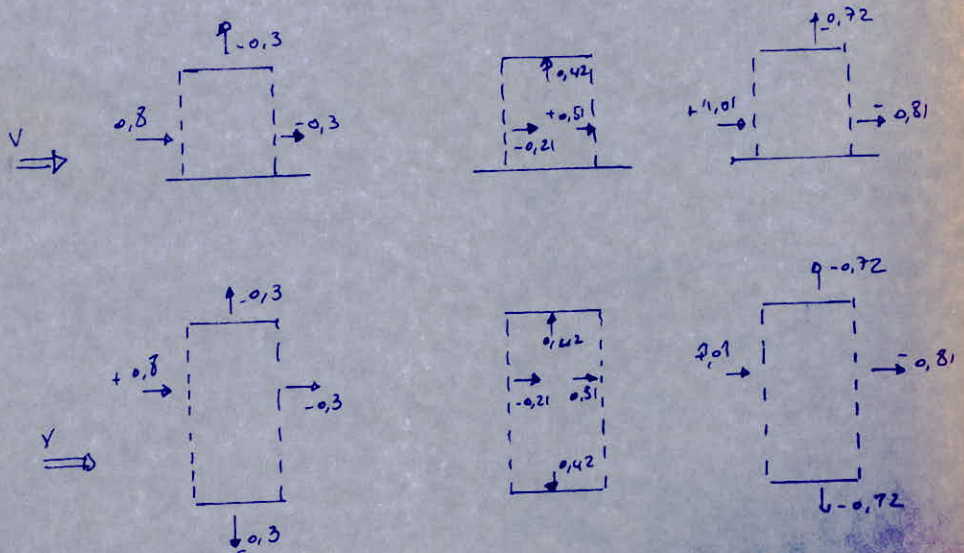
ACTIONS INTERIEURES

ACTIONS RESULTANTES

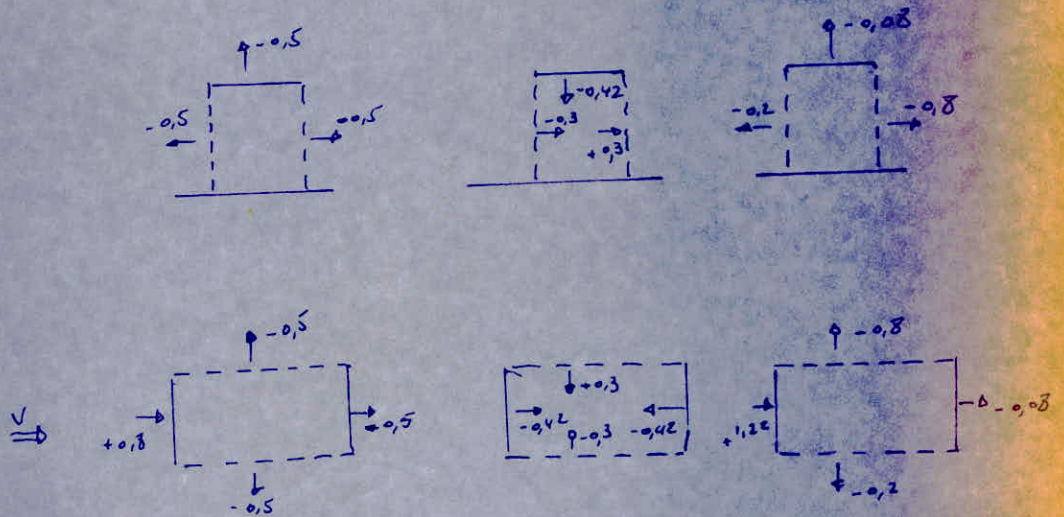


ACTIONS RESULTANTES UNITAIRES

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



+ Cas symétriques



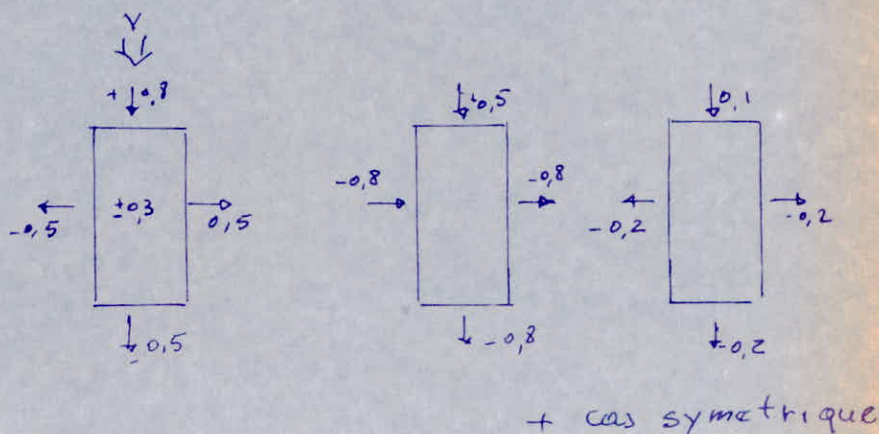
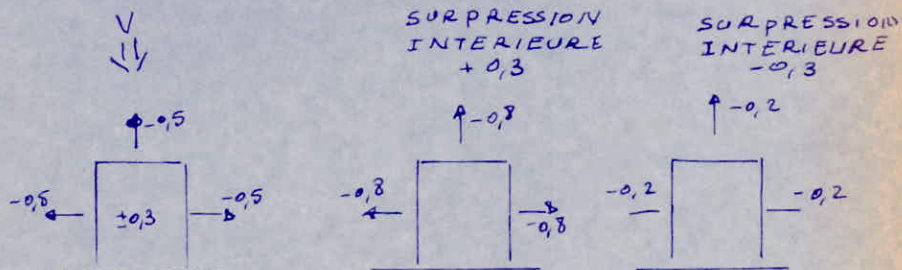
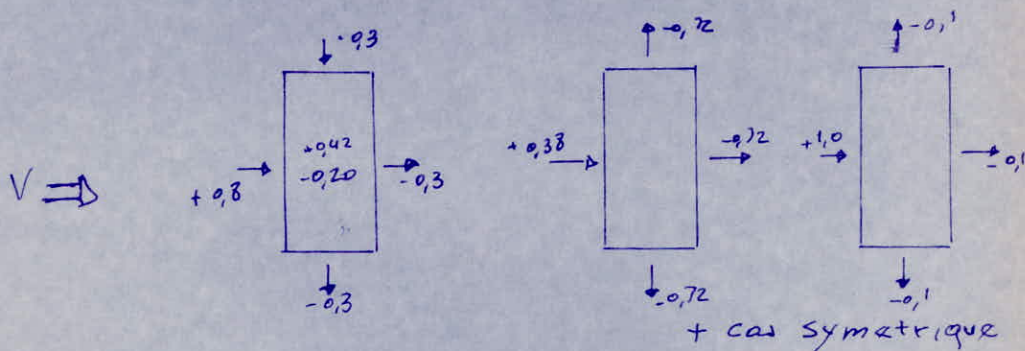
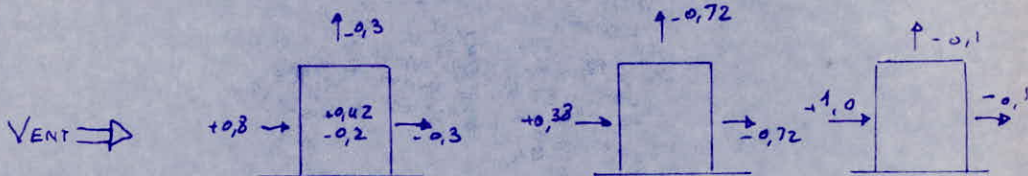
+ cas symétriques.

ACTIIONS RESULTANTES
D'ENSEMBLE

ACTIIONS
EXTERIEURES
INTERIEURES

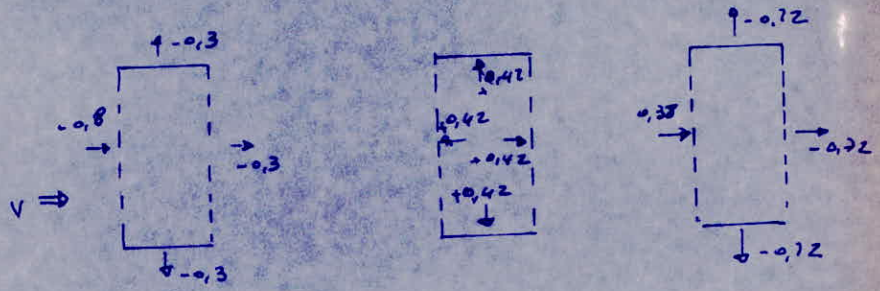
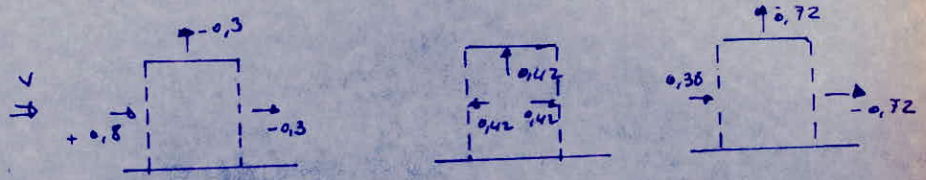
SURPRESSION
INTERIEURE
+0,42

DEPRESSION
INTERIEURE
-0,20

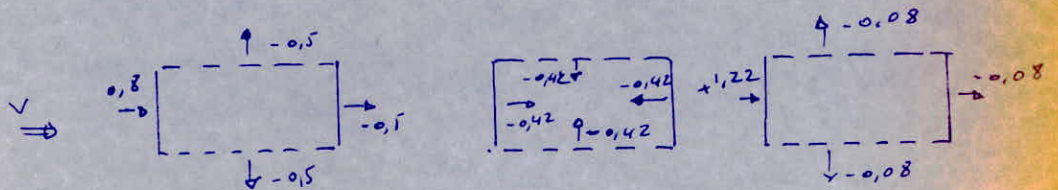
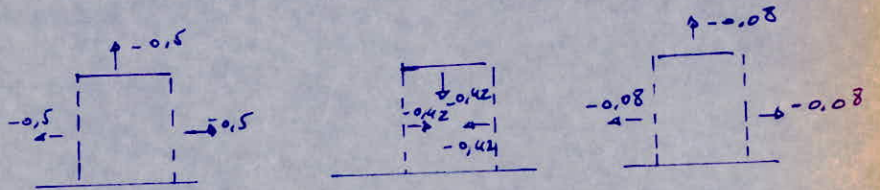


ACTIONS RESULTANTES
D'ENSEMBLE.

ACTIONS EXTERIEURES ACTIONS INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



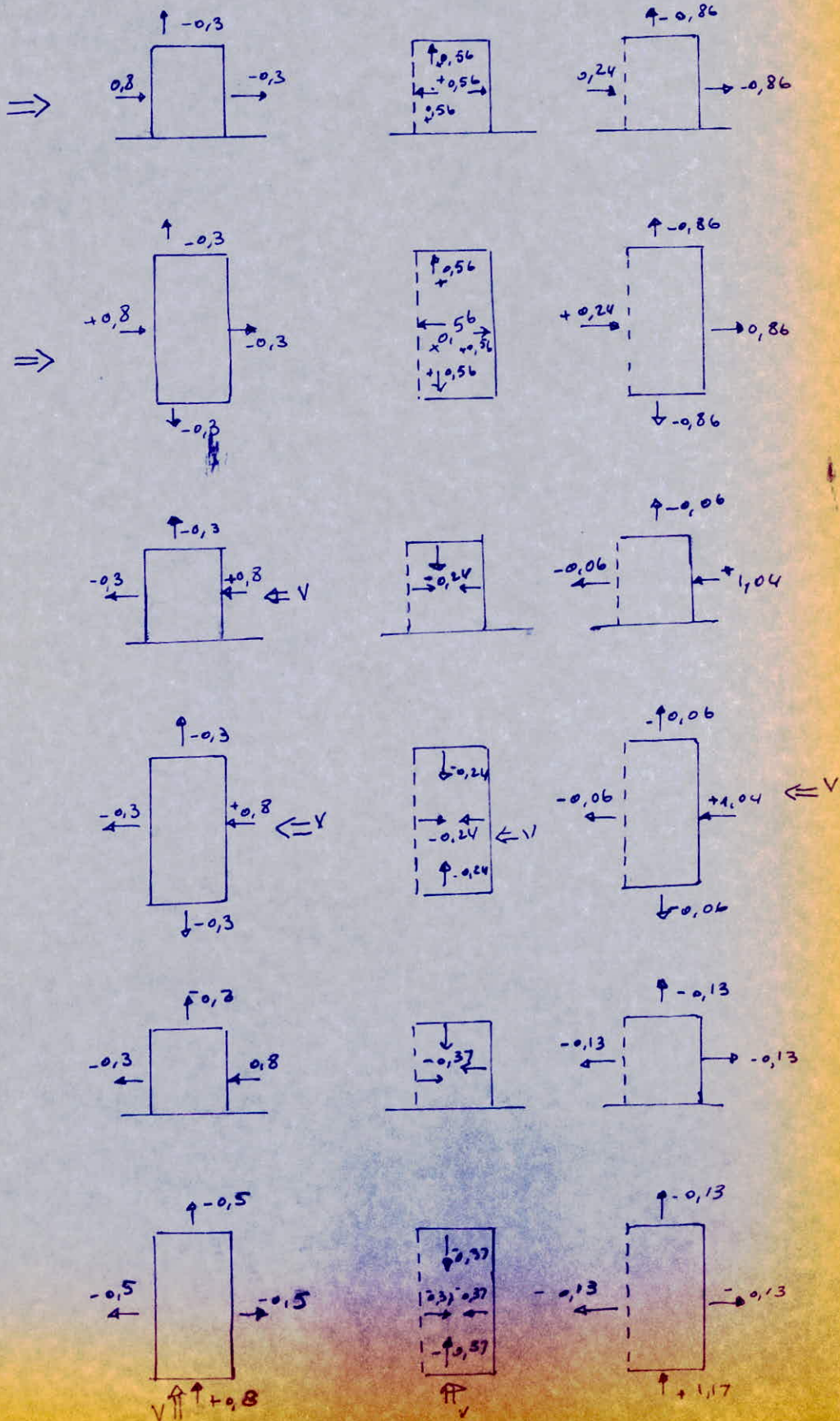
+ CAS SYMMETRIQUES



+ CAS SYMMETRIQUES

ACTIONS RESULTANTES D'ENSEMBLE.

ACTIONS EXTERIEURES ACTION S'INTERIEURES ACTIONS RESULTANTES



R + 2

Pression dynamique.

nous déterminons une région de vent en fonction du lieu de montage dans notre cas, nous sommes en région II, les règlements N.V. 65 donnent $Q_B = 70 \text{ kg/m}^2$ (pression dynamique de base normale).

$$Q_c = Q_B K_m S C K_s K_H \text{ (pression dynamique de calcul).}$$

-avec :

K_m : coefficient de masque.

S : coefficient de réduction dynamique.

K_s : coefficient de site.

K_H : coefficient dépendant de la hauteur de la construction.

Effet de la hauteur

$$K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60} = 2,5 \frac{11,44+18}{11,44+60} = 1,030.$$

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

q_{10} : pression dynamique de base à 10m de hauteur.

Effet de masque :

Notre construction n'est pas masquée, les règlements N.V. 65 donnent : $K_m = 1$.

Effet de site

Dans notre cas le site est exposé et nous sommes en région II, les règlements N.V. 65 donnent $K_s = 1,30$.

Effet des dimensions

L'effet du vent diminue avec la grandeur de la surface.
Le coefficient de réduction s est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface.

Donc :

$$Q_c = 70 \times 1 \times 8 \times c \times 1,30 \times 1,030 = 93,738 \cdot c$$

$$\underline{Q_c = 93,738 \cdot c}$$

R+1

Pression dynamique

$Q_B = 70 \text{ kg/m}^2$ (pression dynamique de base normale).

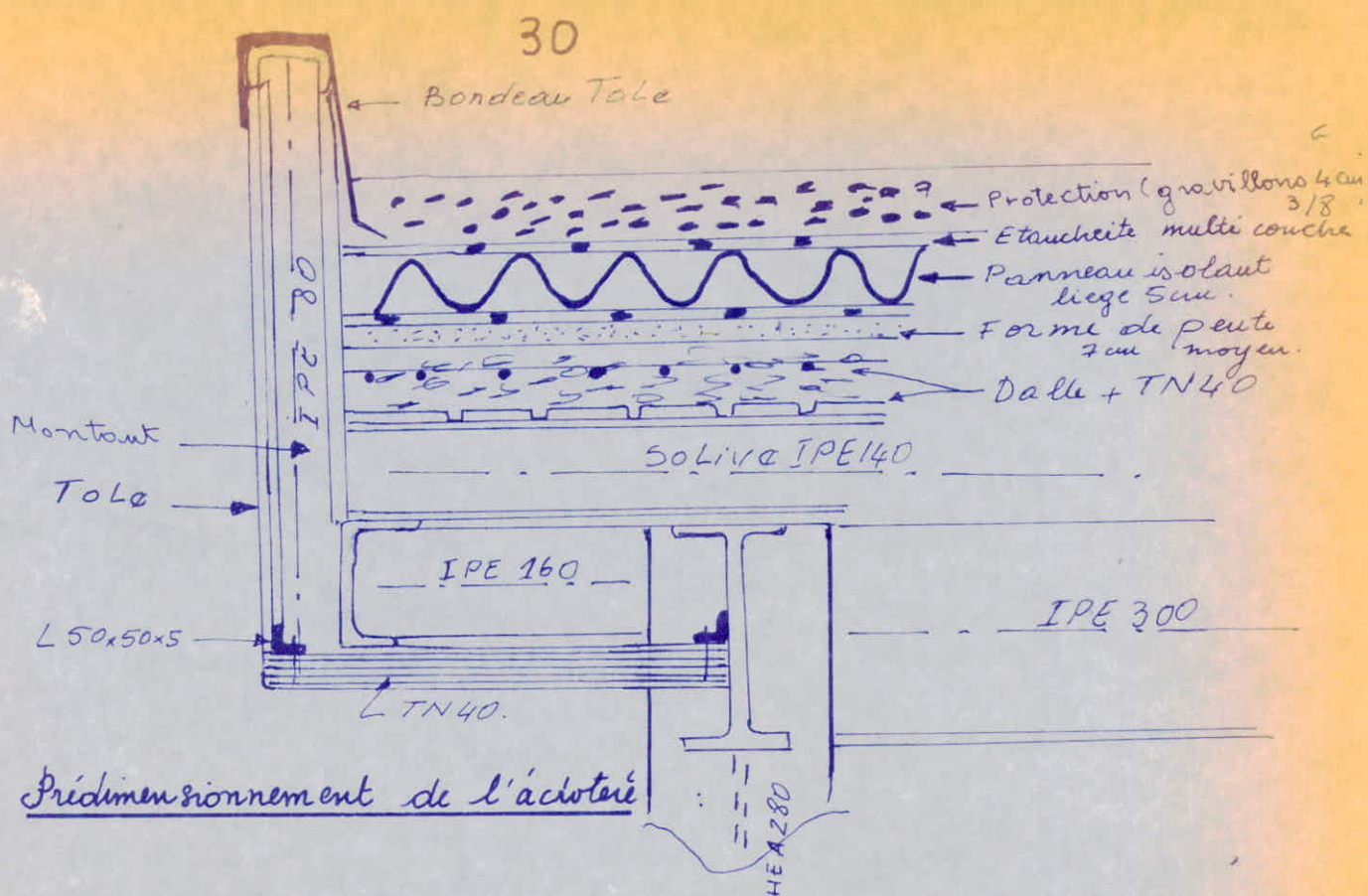
$Q_c = Q_B K_m s c K_s K_H$ (pression dynamique de calcul)

Effet de la hauteur

$$K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60} = 2,5 \frac{7,94+18}{7,94+60} = 0,96$$

$$Q_c = 70 \times 1 \times 8 \times c \times 1,30 \times 0,96 = 87,58c$$

$$\underline{Q_c = 87,58c}$$



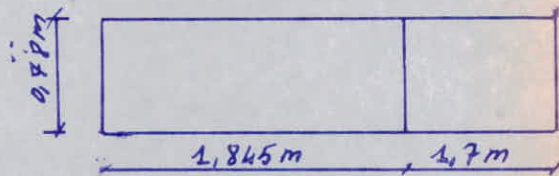
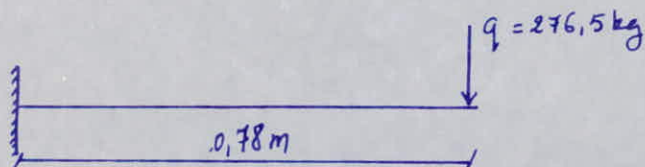
l'acierie est encastree au niveau du poteau il est sollicite par une surcharge $P = 100 \text{ kg/m}^2$.

la surface qui lui revient est

$$S = (1,7 + 1,845) \times 0,78 = 2,765 \text{ m}^2$$

$$q = P \times S = 100 \times 2,765$$

$$= 276,5 \text{ kg}$$



le moment d'encastrement est : $M = q \times 0,78 = 215,67 \text{ kg.m}$

determination du profil :

$$\frac{\frac{3}{2} M}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{\frac{3}{2} M}{\sigma_e} = \frac{\frac{3}{2} \times 215,67 \times 10^2}{2400} = 13,48 \text{ cm}^3$$

on choisit un profil : IPE 80 dont les caracteristiques sont :

$$W_x = 20 \text{ cm}^3, W_y = 3,69 \text{ cm}^3, i_x = 3,24 \text{ cm}; i_y = 1,05 \text{ cm}, P = 6 \text{ kg/m}$$

$$A = 7,64 \text{ cm}^2, I_y = 8,49 \text{ cm}^4, I_x = 80,1 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier la relation suivante : $(k\sigma + k_{fx}\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$

$$\sigma_{fx} = \frac{\frac{3}{2}M}{W_x} = \frac{\frac{3}{2} \times 215,67 \times 10^2}{20} = 1617,52 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de l'effort normal N :



$$G = P_{\text{Propre de l'IPE}} + P_{\text{du bardage}} + P_{\text{de l'UPN}}$$

$$G = 6 \times 0,78 + (1,845 + 1,7) \times 10 \times 0,78 + 10,6(1,845 + 1,7) =$$

$$G = 32,331 + 10,6(1,845 + 1,7) = 67,781 \text{ kg}$$

Donc $N = G = 67,781 \text{ kg}$

$$\sigma = \frac{\frac{4}{3} 67,781}{7,64} = 11,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,78 = 1,56 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{1,56 \times 10^2}{3,24} = 48,15 \longrightarrow k = 1,1059$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1,56 \times 10^2}{1,05} = 148,57 \longrightarrow k = 3,6108$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 148,57 \longrightarrow k = 3,6108$$

Dans notre cas le moment varie linéairement :

$$k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} \quad \text{avec } \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} \quad \text{et } \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\sigma_k = \frac{2,1 \times 10^6 \cdot \pi^2}{48,15^2} = 9057,88 \text{ kg/cm}^2 ; \mu = \frac{9057,88}{11,83} = 765,67$$

$$k_f = \frac{765,67 + 0,25}{765,67 - 1,3} = 1$$

$$k\sigma + k_{fx}\sigma_{fx} = 3,6108 \times 11,83 + 1 \times 1617,52 = 1660,24 \text{ kg/cm}^2 < 2400$$

Vérification du déversement

sous l'action du vent $q = 250,63 \text{ kg/ml}$ la semelle intérieure de l'acrotère est libre de se déverser quand elle est comprimée. On calcule la contrainte de non déversement σ_d .

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \quad (\text{D-1}) \text{ B.C.}$$

$$C = 4,93 \quad (\text{CM66 page 93}).$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{f l^2}{I_y h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{0,698 \times 78^2}{8,49 \times 8^2}} = 1,489.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta C}{D} \quad \text{avec } \beta = 1 \quad (\text{CM66 Page 97})$$

$$\bar{B} = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{1 \times 4,93}{1,489}\right)^2} - 0,405 \frac{1 \times 4,93}{1,489} = 0,332$$

Donc :

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \frac{8,49}{80,1} \times \frac{8^2}{78^2} (1,489 - 1) \times 0,332 \times 4,93 = 36 < 2400$$

la vérification au déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{78}{8} \sqrt{\frac{4}{0,332 \times 4,93} \times \frac{80,1}{8,49} \left(1 - \frac{36}{2400}\right)} = 46,47$$

$$\lambda_0 = 46,47 \longrightarrow k_0 = 1,097$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = \frac{1,097}{1 + \frac{36}{2400} (1,097 - 1)} = 1,095 \quad (\text{CM66 Page 83})$$

on vérifie la relation suivante: $\frac{9}{8} (k \sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$

$$\frac{9}{8} (3,6108 \times 11,83 + 1,095 \times 667,1) = 869,84 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

vérification de la flèche

Pour une console chargée uniformément répartie la flèche est :

$$f = \frac{q l^4}{8 E I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{250,63 \times 10^{-2} \times 78^4}{8 \times 2,1 \times 10^8 \times 80,1} = (5,522) \times \frac{1}{80,1} = 0,0689 < 0,39 = \frac{78}{200}$$

vérié.

vérification au cisaillement :

$$T_{max} = q \times l \times 1,75 = 250,63 \times 978 \times 1,75 = 342,11 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{342,11}{(8 - 2 \times 0,52) \times 0,38} = 129,35 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{2400}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2$$

vérié.

Forces horizontales dans les éléments des structures secondaires

$$F_p = Z I c_p W_p \quad (\text{RPA}) \quad \text{Page 36.}$$

avec : $Z = \frac{A (\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A (\text{zone III pour le même groupe d'usage})}$

$$I = \frac{A (\text{groupe d'usage de bâtiment})}{A (\text{groupe d'usage II})}$$

La valeur de $c_p = 0,8$ (Tableau n°4 RPA

notre bâtiment est administratif (groupe d'usage 2)

$ZI = 1,19$ (groupe d'usage 2 et zone II).

$$W_p = 67,78 \text{ Kg} ; F_p = 67,78 \times 1,19 \times 0,8 = 64,53 \text{ Kg} < 276,5 \text{ Kg}$$

Cette force peut être reprise par l'acrotère car cette dernière a été calculée et vérifiée par une surcharge plus grande.

vérification de l'U.P.N.

l'U.P.N. est sollicité par son poids propre et par le vent.

on choisit un UPN100 ($P = 10,6 \text{ kg/ml}$).

la charge $Q_e = 87,580 \times 0,78 = 68,2580$ due au vent.

$$Q_c = 68,25 \times 1,01 \times 0,80 = 55,16 \text{ kg/ml}.$$

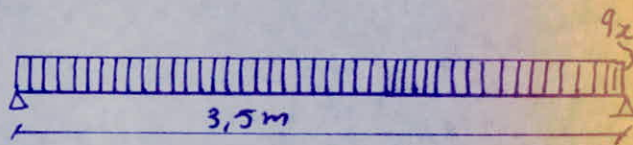
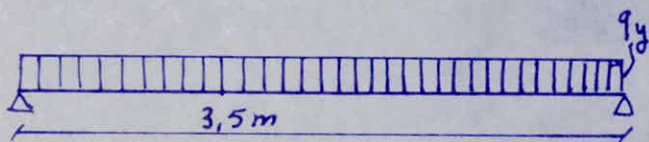
Donc : $q_x = 10,6 \text{ kg/ml}.$

$$q_y = 56 \text{ kg/ml}.$$

Schémas statiques

plan x-x

plan y-y



La combinaison la plus défavorable est :

$$q = \frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} V_m.$$

$$M_x = \frac{4}{3} \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{\frac{4}{3} \times 10,6 \times 3,5^2}{8} = 114,3 \text{ kg.m}.$$

$$M_y = \frac{3}{2} \frac{q_y l_y^2}{8} = \frac{56 \times 3,5^2}{8} = 128,62 \text{ kg.m}.$$

Dimensionnement :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{en} \Rightarrow W_x \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) \leq \sigma_{en} W_x$$

$$M_x + \frac{W_x}{W_y} M_y \leq \sigma_{en} W_x \Rightarrow \frac{M_x + K M_y}{W_x} \leq \sigma_{en}$$

$$K = \frac{W_x}{W_y} ; \text{ soit } K = 6 \Rightarrow W_x \geq \frac{M_x + K M_y}{\sigma_{en}}$$

$$W_x \geq \frac{(114,3 + 6 \times 128,62) \times 10^2}{2400} \Rightarrow W_x \geq 36,9 \text{ cm}^3.$$

on choisit donc : un UPN 100.

$$I_x = 206 \text{ cm}^4 ; \frac{I_y}{d_1} = 8,49 \text{ cm}^3.$$

$$I_y = 29,3 \text{ cm}^4 ; i_x = 3,91 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{I_x}{v_x} = 41,2 \text{ cm}^3 ; i_y = 1,47 \text{ cm}.$$

$$P = 10,6 \text{ kg/ml} ; B = 50 \text{ mm}.$$

$$S = 13,6 \text{ cm}^2 ; e = 6 \text{ mm} ; e' = 8,5 \text{ mm}.$$

vérification de la résistance :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{114,3 \times 10^2}{41,2} + \frac{128,62 \times 10^2}{8,49} = 1992,4 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

vérification de la flèche :

Dans le plan x-x

$$f_{y \max} = \frac{0,013 \times 9 \times l_y^4}{E I_y} = \frac{0,013 \times 56 \times 10^{-2} \times 3,5^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 29,3} = 1,775 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l_y}{200} = \frac{350}{200} = 1,75 \text{ cm}.$$

$$f_{y \max} = 1,77 \approx f_{\text{adm}} = 1,75 \text{ cm}.$$

$$f_{x \text{ son.}} = 9,048 \text{ cm}.$$

Dans le plan y-y.

$$f_{x \max} = \frac{0,013 \times 9 \times l_x^4}{E I_x} = \frac{0,013 \times 10,6 \times 10^{-2} \times 3,5^4 \times 10^8}{2,1 \times 206 \times 10^6} = 9,048 \text{ cm}.$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{200} = \frac{350}{200} = 1,75 \text{ cm}$$

$$f_{x \max} = 9,048 < f_{\text{adm}} = 1,75 \text{ cm} ; f_{y \text{ son.}} = 1,77 \text{ cm}.$$

$$\sqrt{f_{x\max}^2 + f_{y\text{con}}^2} = \sqrt{0,048^2 + 1,77^2} = 1,77 \approx \frac{l_x}{200} = 1,75 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée.

vérification au déversement

la poutre intérieure est libre de se déverser sous la charge du

vent : $q_y = 56 \text{ kg/m}$.

Combinaison la plus défavorable :

$$Q = c_p + V_e$$

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{10,6 \times 3,5^2}{8} = 16,23 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 1,75 \frac{q_y l_y^2}{8} = 1,75 \frac{56 \times 3,5^2}{8} = 150 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{f_x} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{16,23 \times 10^2}{41,2} = 39,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{f_y} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{150 \times 10^2}{8,49} = 1766,78 \text{ kg/cm}^2$$

nous devons vérifier la relation suivante :

$$\frac{9}{8} (k_d \sigma_{f_x} + \sigma_{f_y}) \leq \sigma_{en}$$

Calcul de la contrainte de non déversement σ_d .

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} \quad (D-1) \text{ B.C}$$

D : en fonction de la dimension de la pièce :

$$\sigma_d \text{ : } D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{1,78 \cdot 350^2}{29,3 \cdot 10^2}} = 3,55$$

C : en fonction de la répartition des charges.

$$C = 1,132 \quad \longrightarrow \quad \text{CM66 Page 91}$$

B : en fonction de l'application des charges .

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} + 0,405 \frac{\beta C}{D} \rightarrow (\text{CM66 Page 95})$$

$$\beta = 1 \quad ; \quad B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \times 1,132}{3,55}\right)^2} + 0,405 \frac{1 \times 1,132}{3,55} = 1,13$$

Donc :

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \cdot \frac{29,3}{206} \cdot \frac{10^2}{350^2} (3,55 - 1) \cdot 1,13 \times 1,132 = 1514,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

la vérification au déversement est nécessaire .

Calcul de l'élanement au déversement (λ_0) .

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{em}}\right)} = \frac{350}{10} \sqrt{\frac{4}{1,132 \times 1,13} \times \frac{206}{29,3} \left(1 - \frac{1515}{2400}\right)}$$

$$\lambda_0 = 99,65 \rightarrow k_0 = 1,885 \quad (\text{CM66 page 211})$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{em}} (k_0 - 1)} = \frac{1,885}{1 + \frac{1515}{2400} (1,885 - 1)} = 1,21$$

$$\frac{9}{8} (k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8} (1,21 \times 39,39 + 1766) = 2040,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$2040,37 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ le déversement est vérifié .}$$

vérification au séisme :

$$F_p = Z I C_p W_p \rightarrow \text{R.P.A page 36 .}$$

$$Z I = 1,19 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2 .} \\ \text{zone II .} \end{array} \right.$$

$$W_{p \text{ de l'UPN}} = 10,6 \times 3,5 = 37,1 \text{ kg} \quad ; \quad C_p = 0,8$$

$$F_p = 1,19 \times 0,8 \times 37,1 = 35,32 \text{ kg} < \dots$$

Cette force peut être reprise par l'U.P.N car ce dernier a été calculé et vérifié par une surcharge plus grande .

Calcul des escaliers

Notre escalier est à structure métallique, il doit être reposant et être monté sans difficulté.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,75}{3,018} = 0,579 \rightarrow \alpha = 30,1$$

$$25 < \alpha < 48$$

Relation de Blondel.

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

h : hauteur d'une contremarche . $h = 0,181 \text{ m}$ -

g : largeur d'une marche . $g = 0,29 \text{ m}$ -

$$0,59 \leq 2h + g = 0,65 \leq 0,66 \text{ vérifié.}$$

Calcul de la traverse

Charge permanente revenant à une traverse :

on choisit pour la traverse une cornière $40 \times 40 \times 4$.

Graquito	15,9 kg/ml
Mortier	18 kg/ml
Sable	6,48 kg/ml
Tôle (4mm)	9,42 kg/ml
Tôle (3mm)	3,53 kg/ml
Tube (\square) (1mm)	0,69 kg/ml
Pp des cornières	4,8 kg/ml

Charge permanente totale 58,83 kg/ml

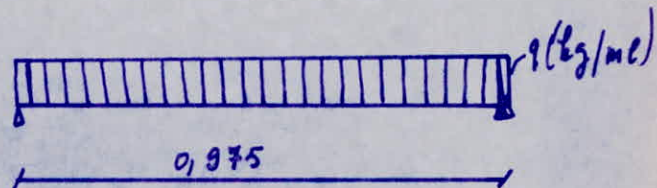
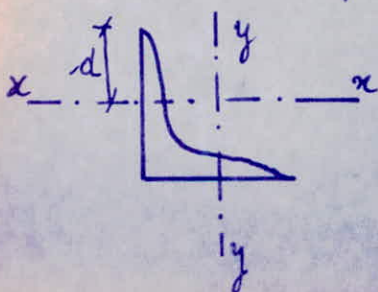
Surcharge d'exploitation 400 kg/m²

" " (ml) 120 kg/ml

Combinaison de la charge et surcharge (CM66)

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} \cdot 58,83 + \frac{3}{2} \cdot 120 = 258,44 \text{ kg/ml}$$

schéma statique de la traverse



Calcul des efforts internes

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{258,44 \times 0,975^2}{8} = 30,71 \text{ kg.m}$$

$$T = q l = 258,44 \times 0,975 = 251,98 \text{ kg}$$

Prédimensionnement

en flexion simple :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_{em} \Rightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_{em}}$$

$$W_x \geq \frac{30,73 \times 10^2}{2400} = 1,27 \text{ cm}^3$$

On choisit une double cornière (40 x 40 x 4) dont les caractéristiques sont les suivantes.

$$A = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{I_y}{d} = \frac{I_x}{d} = 1,59 \text{ cm}^3 ; i_x = i_y = 1,22 \text{ cm}$$

$$P = 2,4 \text{ kg/ml}$$

$$I_x = I_y = 4,56 \text{ cm}^4$$

Vérification à la résistance

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{30,73 \times 10^2}{1,59} = 1932,7 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T S}{e a I} < \frac{\sigma_{eu}}{1,54} \quad (\text{Art. 3.31 Page 43 C1766})$$

S : moment statique

$$\tau = \frac{251,98 \times 3,03}{0,4 \times 4,56} = 418,58 < 1560 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de la flèche

$$f_{\max} = \frac{0,013 q_l l^4}{E I_y} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Dans ce cas les charges et surcharges ne sont pas pondérées.

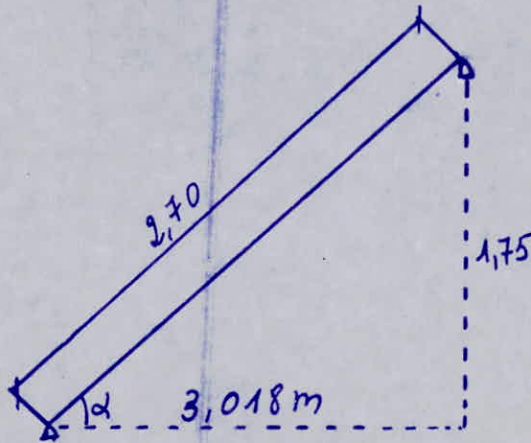
$$q_l = G + S = 58,83 + 120 = 178,83 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{\max} = \frac{0,013 \times 178,83 \cdot 10^2 \cdot 0,075^4 \cdot 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 4,56} = 0,219 \text{ cm} < 0,49 \text{ cm}$$

c'est vérifié

Donc on adopte pour la traverse une double cornière de (40x40x4) -

Calcul du limon



Charge permanente

$$G = G_{\text{traverse}} + P_{\text{propre}} (\text{UPN 200})$$

$$G = 264,7 + 25,3 = 290 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation

$$s = 195 \text{ kg/ml}$$

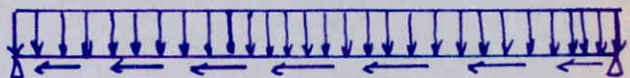
Combinaison de la charge permanente et de la surcharge

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} \times 290 + \frac{3}{2} \times 195 = 581,7 \text{ kg/ml}$$

$$q_1 = q \cdot \cos \alpha = 581,7 \times 0,761 = 442,97 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = q \cdot \sin \alpha = 581,7 \times 0,648 = 377,01 \text{ kg/ml}$$

Schémas Statique



Calcul des efforts internes

$$M = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{442,97 \times 2,7^2}{8} = 403,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T = q_1 \times l = 442,97 \times 2,7 = 1196 \text{ kg}$$

$$N = q_2 \times l = 377,01 \times 2,7 = 1017,9 \text{ kg}$$

Prédimensionnement

$$\frac{M}{W_x} \leq \sigma_{eu} \Rightarrow W_x \geq \frac{M}{\sigma_{eu}}$$

$$W_x \geq \frac{403,6 \times 10^2}{2400} = 16,83 \text{ cm}^3$$

On choisit donc un UPN80

Vérification à la résistance

Il faut vérifier $k\sigma + k_f \sigma_{fx} \leq \sigma_{eu}$.

Calcul de σ :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1017,9}{11} = 92,54 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_{fx} .

$$l_f = l = 2,7 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{2,7 \times 10^2}{3,10} = 87,096$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2,7 \times 10^2}{1,33} = 203$$

$$\Rightarrow \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 203 \rightarrow k = 6,46$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} \rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{2^2} = 2732,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{2732,26}{92,54} = 29,52$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,103}{\mu - 1,3} = \frac{29,52 + 0,103}{29,52 - 1,3} = 1,047$$

$$6,46 \times 92,54 + 1,047 \times 1523 = 2320 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

vérification de la flèche

$$f_y = \frac{0,013 q_y l_y^4}{EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$q_y = 290 + 195 = 485 \text{ kg/ml}$$

$$q_{y_1} = q_y \cos \alpha = 369,3 \text{ kg/ml (non pondérée).}$$

$$f_y = \frac{0,013 \times 369,3 \times 2,7^4 \times 10^8 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6 \times 19,4} = 6,26 > 1,35$$

Donc on dimensionne d'après la flèche :

$$I_y \geq \frac{200 \cdot 0,013 \cdot q_y l_y^4}{E l_y}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 0,013 \times 369,3 \times 10^{-2} (2,7)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 2,7} \Rightarrow I_y \geq 89,99 \text{ cm}^4.$$

- On choisit un UPN 200 pour raison des marches.

l'UPN 200 a les caractéristiques suivantes -

$$I_y = 148 \text{ cm}^4, \quad i_{xc} = 7,70 \text{ cm}$$

$$I_x = 1910 \text{ cm}^4, \quad i_{y} = 2,14 \text{ cm}.$$

Calcul des efforts internes

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{596}{8} \times 2,195^2 = 358,94 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$T = q \times l = 596 \times 2,195 = 1308,22 \text{ kg}.$$

on dimensionne suivant la flèche.

$$f_y = \frac{0,013 q l^4}{E I_y} \leq \frac{l}{200}$$

avec : q (non pondérée).

$$q = 165,75 + 250 = 415,75 \text{ kg/ml}.$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 0,013 \times 415,75 (15^2) (2,195)^4 \times 10^8}{2,1 \times 10^6 \times 219,5} = 54,44.$$

$$I_y \geq 54,44 \text{ cm}^4.$$

pour des raisons de fixation, on utilise un UPN 200.

dont les caractéristiques sont les suivantes.

$$I_y = 148 \text{ cm}^4, \quad i_x = 7,70 \text{ cm}$$

$$I_x = 1010 \text{ cm}^4, \quad i_y = 2,14 \text{ cm}$$

vérification à la résistance

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_{en} \Rightarrow \sigma_{fx} = \frac{596 \times 10^2}{191} = 312,04 \text{ kg/cm}^2 < 2400.$$

 poteaux des escaliers

nous avons choisi des poteaux en UPN 200 pour raison de montage et rigidité. (Voir planche des escaliers).

Calcul de la traverse entre poteaux d'escaliers pour le palier.

Charge permanente

- Gragnito	34,32 kg/ml.
- Mortier	38,85 kg/ml.
- sable	13,97 kg/ml.
- Tole (ep = 4 mm)	31,4 kg/ml.
- (J 40x40x5)	2,96 kg/ml.
- garde corps	30 kg/ml.

on choisit un UPN 200 \rightarrow $P_p = 25,30 \text{ kg/ml.}$

le poids total est : $G = 165,73 \text{ kg/ml.}$

Surcharge d'exploitation

$$S = 400 \text{ kg/m}^2$$

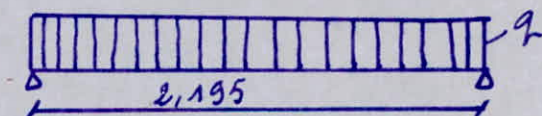
$$s = 259 \text{ kg/ml.}$$

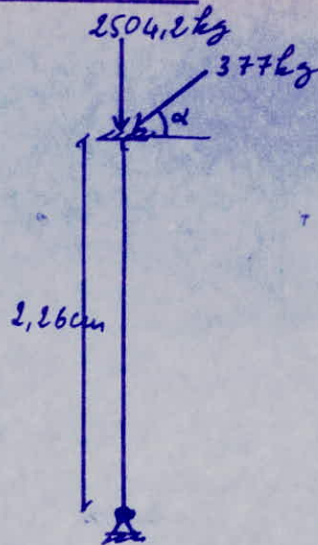
Combinaison de la charge et surcharge.

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S \text{ d'après FM 66.}$$

$$q = \frac{4}{3} \times 165,73 + \frac{3}{2} \times 250 = 596 \text{ kg/ml.}$$

schémas statique



Calcul du poteau d'escalierschémas statiqueCalcul des efforts internes

$$Q_1 = 2504,2 + 377 \sin(30,1) = 2693,27 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 377 \cdot \cos(30,1) = 326,16 \text{ kg}$$

$$N = 2693,27 \text{ kg}$$

$$T = 326,16 \text{ kg}$$

$$M_x = 326,16 \times 2,26 = 737,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Prédimensionnement du poteau

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} = \frac{737,2 \times 10^2}{2400} = 30,72 \text{ cm}^3$$

on choisit un UPN 200 dont les caractéristiques sont les suivantes

$$W_x = 101 \text{ cm}^3 ; \quad i_x = 7,70 \text{ cm}, \quad i_y = 2,14 \text{ cm}, \quad A = 32,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2693,27}{32,2} = 83,64 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier $K\sigma + k_{fx} \sigma_{fx} \leq \sigma_e$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{lf}{i_x} = \frac{0,7 \times 2,26 \times 10^2}{7,70} = 20,54 \\ \lambda_y &= \frac{lf}{i_y} = \frac{0,7 \times 2,26 \times 10^2}{2,14} = 73,9 \end{aligned} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = 73,9 \rightarrow K = 1,342$$

$$k_{fx} = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} \quad ; \quad \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} \quad ; \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6}{20,54^2} = 4907,7$$

$$\mu = 58,67$$

$$k_{fx} = \frac{58,67 + 0,25}{58,67 - 1,3} = 1,02$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{737,2 \times 10^2}{191} = 385,97 \text{ kg/cm}^2$$

Verification:

$$1,342 \times 83,64 + 1,02 \times 385,97 = 505,93 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

CALCUL DE LA SOLIVE

Prédimensionnement de la solive

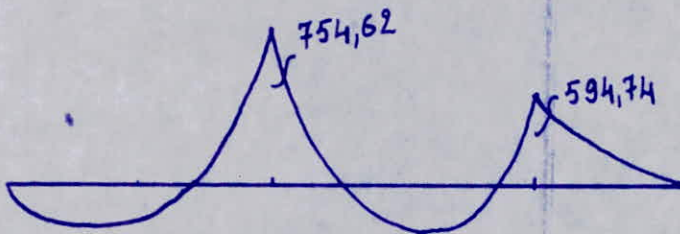
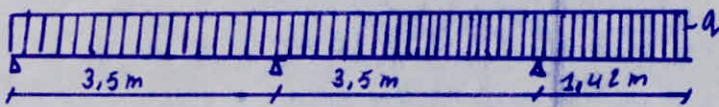
le prédimensionnement se fera sous les charges permanentes.

Charge permanente revenant à la solive

on choisit a priori un IPE 140.

$$G = 577 \times 1 + 12,9 = 589,9 \text{ kg/ml.}$$

Schémas statique



Il faut qu'on vérifie la relation suivante :-

$$\sigma = \frac{4/3 M_{cp}}{W_x} \leq \sigma_{en} \Rightarrow W_x \geq \frac{4/3 M_{cp}}{\sigma_{en}}$$

$$W_x \geq \frac{4/3 \times 7,5462 \times 10^4}{2400} = \frac{1006,16 \times 10^2}{2400}$$

$$W_x \geq 41,92 \text{ cm}^3.$$

nous allons prendre un IPE 140 dont les caractéristiques sont les suivantes.

$$I_x = 541 \text{ cm}^4 ; I_y = 44,9 \text{ cm}^4 ; i_x = 5,74 \text{ cm} ; A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 77,3 \text{ cm}^3 ; W_y = 12,3 \text{ cm}^3 ; i_y = 1,65 \text{ cm} ; E = 12,9 \text{ kg/ml.}$$

CALCUL DES PLANCHERS MIXTES ACIER-BETON

Les constructions mixtes "acier-béton" sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé.

Dans ce cas le béton joue en fait un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage, et il est par conséquent logique et économique d'en tenir compte.

Toutefois pour obtenir toute la partie possible de l'association d'éléments en acier et en béton, il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

Schémas statiques

1^{er} stade

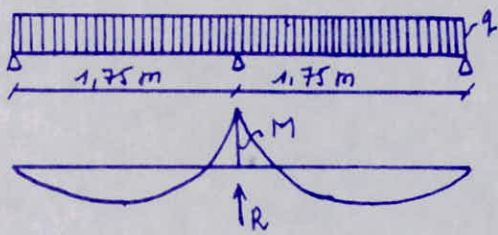
répartition des contraintes dans la poutre métallique travaillant seule avant participation du béton à la résistance.

2^{ème} stade :

répartition des contraintes dans l'ensemble de la poutre composite, avec participation du béton à la résistance sous le poids propre et sous les surcharges.

Le dimensionnement de la solive se fera avec le 2^{ème} stade.

On étançonne la poutre uniquement en son milieu, après enlèvement de l'étançon et après durcissement du béton il faut tenir compte dans la poutre mixte de la réaction R résultant de la mise en place de l'étançon.



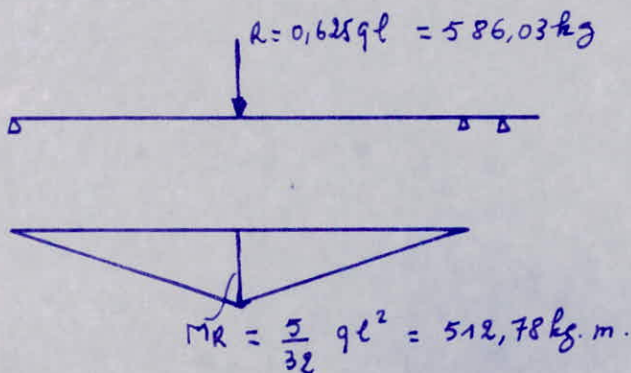
$$M = \frac{q l^2}{32} = \frac{267,9 \times 3,5^2}{32} = 102,56 \text{ kg.m}$$

Calcul de la charge permanente

$$G = 510 \times 0,5 + 12,9 = 267,9 \text{ kg/ml}$$

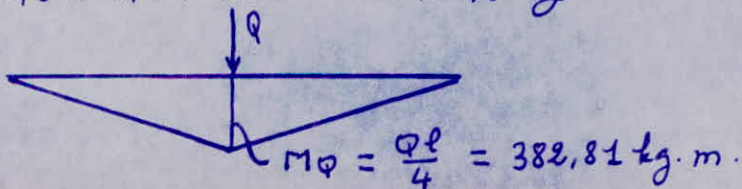
avec 12,9 kg/ml poids propre de la solive (IPE140).

Après enlèvement de l'étançon



Calcul de la charge d'exploitation

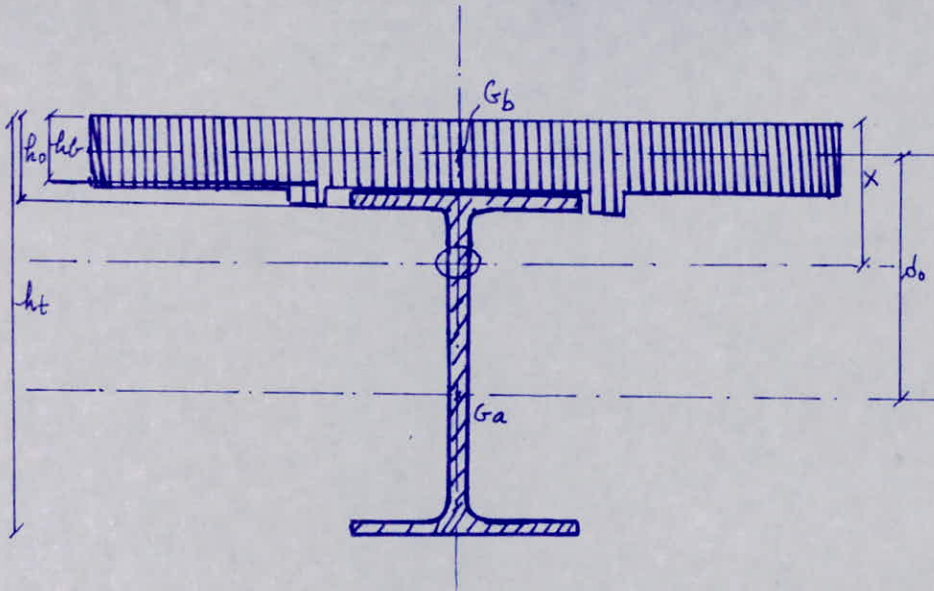
$$Q = 0,5 \times 3,5 \times 250 = 437,5 \text{ kg}$$



Combinaison des moments

$$M = M_{cp} + 1,2 M_{ce} = 512,78 + 1,2 \times 382,81 = 972,15 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Dans ce cas la section qui travaille est:



Calcul des contraintes

Pour la conception de la dalle en béton, en tant qu'organe de répartition des charges entre les poutres d'un plancher, on se reportera au règlement en vigueur du béton armé -

Dans les cas courants, il est implicitement admis de négliger les armatures de la dalle et, éventuellement, le béton de renfort (si $h_b > h_p$).

On aura alors entre les différentes grandeurs les relations suivantes -

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 11,5 + \frac{5}{2} = 14 \text{ cm}.$$

$$B = b h_0 = \frac{100 \times 5}{2} = 250 \text{ cm}^2.$$

$$B_0 = B + m A = 250 + 15 \times 16,4 = 496 \text{ cm}^2.$$

$$I_b = \frac{b h_0^3}{12} = \frac{50 \cdot 5^3}{12} = 520,83 \text{ cm}^4.$$

on compare ensuite la valeur de $\left(\frac{B}{mA}\right)$ et $\frac{2(h-h_0)}{h_0}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{B}{mA} &= \frac{250}{15 \times 16,4} = 1,015 \\ \frac{2(h-h_0)}{h_0} &= \frac{2 \times (16-5)}{5} = 4,4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{2(h-h_0)}{h_0} > \frac{B}{mA}$$

l'axe neutre passe au dessous de la dalle ; c'est le cas le plus fréquent et on obtient.

$$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{mA}{B_0} = \frac{5}{2} + 11,5 \frac{15 \times 16,4}{496} = 8,2 \text{ cm}$$

$$S' = d_0 \times \frac{mAB}{B_0} = 11,5 \times \frac{15 \times 16,4 \times 250}{496} = 1425,9 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = I_b + mI_a + S' d_0 = 520,83 + 15 \times 541 + 1425,9 \times 11,5 = 25033,68 \text{ cm}^4$$

La poutre composite est soumise à un moment positif M , les contraintes normales sont données par.

$$\sigma_b = \frac{M x}{I_0} \quad ; \quad \sigma'_a = \frac{mM(x-h_0)}{I_0} \quad ; \quad \sigma_a = -\frac{mM(h_0-x)}{I_0}$$

Etage courant

$$\sigma_b = \frac{972,15 \times 10^2 \times 8,2}{25033,68} = 3184 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{15 \times 972,15 (8,2-9) \times 10^2}{25033,68} = -46,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -\frac{15 \times 972,15 \times 10^2 (23-8,2)}{25033,68} = -862,12 \text{ kg/cm}^2$$

Ternase

$$\sigma_b = \frac{760,64 \times 10^2}{25033,68} \times 8,2 = 24,91 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_a = \frac{15 \times 760,64 \times 10^2}{25033,68} (8,2 - 9) = -36,48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \frac{-15 \times 760,64 \times 10^2}{25033,68} (23 - 8,2) = -674,54 \text{ kg/cm}^2.$$

TABLE DE COMPRESSION

Ferraillage de la table (art. 58-2 CCBA 68)

Afin de limiter les risques de fissuration et pour faire répartir les charges on prévoit un treillis soudé. Les dimensions des mailles de ce treillis ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

$l_n = 50$: écartement des nervures entre - axes.

on doit avoir :

$$A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{su}} = \frac{43 \times 50}{5200} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2.$$

Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).

$$A_{\parallel} > \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

On adopte un treillis soudé $\phi 4$.

Connecteurs

Les connecteurs doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible entre la poutre métallique et le béton armé.

Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle, mais surtout résister à son glissement, en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible pour ne pas entacher d'une erreur appréciable les résultats des calculs basés sur l'hypothèse d'une solidarisation complète des 2 matériaux.

on a choisi des connecteurs en forme de goujon, ils sont constitués par des goujons cylindriques de diamètre d , terminés par une tête de hauteur t et diamètre D , la hauteur totale étant h .

on choisit $d = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow 1,0 \text{ cm} \leq 1,5 \leq 3,2 \text{ cm}$.

$h \geq 4d \Rightarrow h \geq 6 \text{ cm} \Rightarrow h = 6 \text{ cm}$.

$0,6d = 0,9 \leq t \leq 1,5d = d \Rightarrow t = 1 \text{ cm}$. $1,2d \leq D \leq 1,4d$

\Downarrow
 $1,8 \text{ cm} \leq (D = 1,9 \text{ cm}) \leq 2,1 \text{ cm}$

$Q = 42 d \sqrt{d \sigma'_{28}}$ (résistance d'un connecteur)
 $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$ (résistance du béton à la compression)

$$Q = 42 \times 1,5 \sqrt{1,5 \times 270} = 1867,85 \text{ kg.}$$

on remarque que l'effort que prennent les connecteurs est très inférieur à la résistance du connecteur.

Prédimensionnement des poteaux et des poutres

Poteaux

Le prédimensionnement se fait en compression simple.

1) détermination de la longueur de flambement.

2) on postule λ ($50 < \lambda < 80$) \rightarrow d'après CH66 \rightarrow k. coeff. de fl.

3) Anecdotique $= \frac{kN}{\sigma_{au}}$; N: effort de compression pondérée.

mais avons fait une descente de charge pour le poteau le plus sollicité, on a tiré $N = 16$ tonnes.

Si on applique les hypothèses précédentes, on trouve un profilé très petit.

D'après la consultation de notre promoteur, nous avons choisi un HEA 280 pour le bâtiment R+2 et un HEA 240 pour le bâtiment (R+1).

Poutres

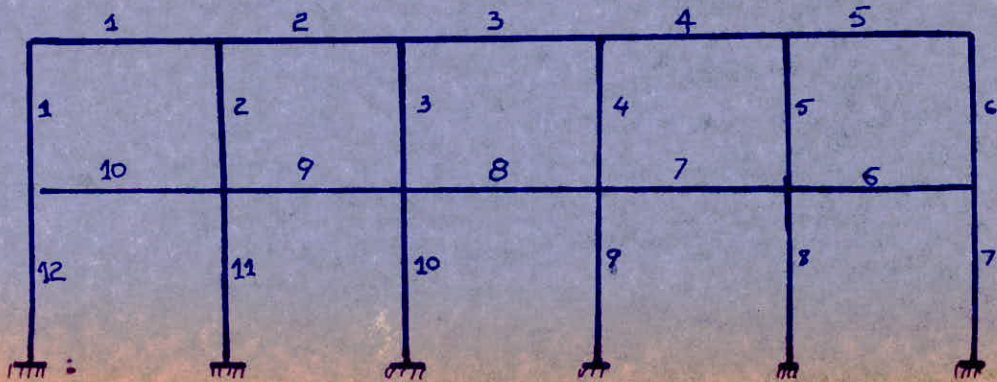
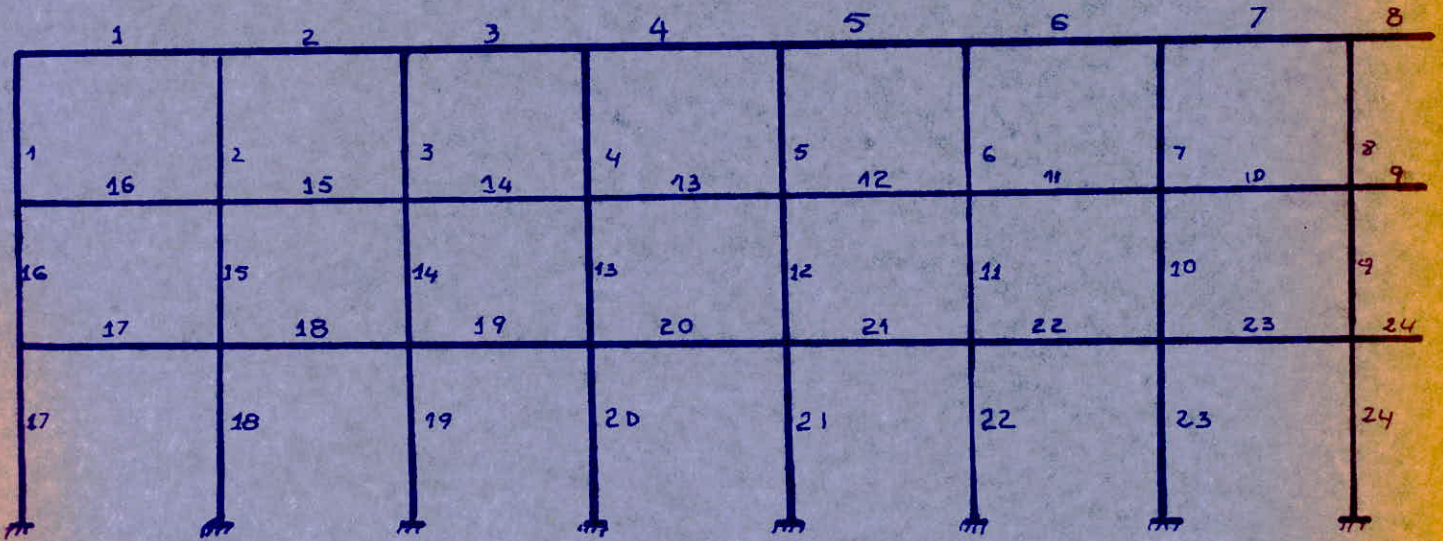
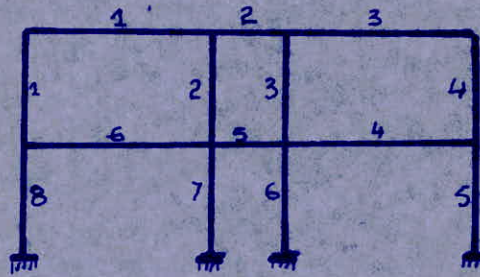
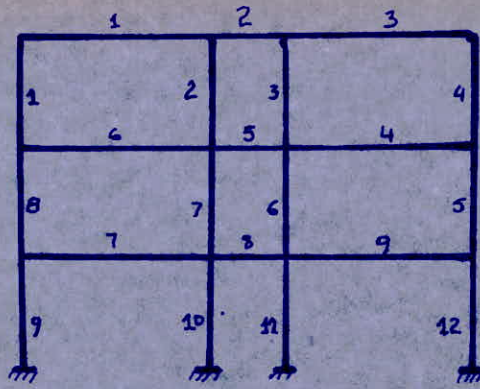
Le prédimensionnement se fait suivant la flèche pour une poutre isostatique. (Cas le plus défavorable).

$$f = \frac{q \times 0,013 \ell^4}{EI} \leq \frac{\ell}{200} \Rightarrow I \geq \frac{200 \times q \times 0,013 \times \ell^4}{E \times \ell}$$

avec q : non pondérée $\Rightarrow q = 3,41$ t/m (charges permanentes + exploit.)
 $\ell = 5,10$ m.

$$I \geq 5600 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE 300} (I_x = 8356 \text{ cm}^4).$$

Repérage



ETUDE SISMIQUE

Force sismique minimum (formule de base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans 2 directions des chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule.

$$V = A D B Q W$$

A : Coefficient d'accélération des zones.

Bâtiment administratif groupe d'usage II } $\Rightarrow A = 0,15$
 Zone de skikda II

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, sa valeur sera déterminée à partir du type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

Le bâtiment contient une ossature autoportante capable de reprendre à 100% les forces horizontales, la période T peut être déterminée par la formule.

$$T = 0,1 N$$

N : nombre d'étages du bâtiment

$$N = 3$$

$$T = 0,1 \cdot 3 = 0,3 \longrightarrow D = 2 \text{ \textcircled{r} le sol.}$$

B : facteur de comportement de la structure.

Il dépend de son type de structure et de la nature de ses contreventements.

Comme notre bâtiment est assuré par les portiques autoportants,

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hypostasité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. La valeur de Q devra être déterminée par la formule :

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

où P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q :

$q = 1$	$P_1 = 0$.
$q = 2$	$P_2 = 0,1$.
$q = 3$	$P_3 = 0$.
$q = 4$	$P_4 = 0,1$.
$q = 5$	$P_5 = 0,1$.
$q = 6$	$P_6 = 0,1$.

$$Q = 1 + (0 + 0,1 + 0 + 0,1 + 0,1 + 0,1) = 1,4.$$

Le poids qui revient à l'étage courant

W : Poids de la structure.

La valeur de W correspond la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids de remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes etc...).

Dans notre cas les charges d'exploitations sont nulles car le bâtiment est administratif.

R+2

Le poids qui revient au plancher terrasse (W_3).

La surface qui lui revient est :

$$S = 26,43 \times 12,92 = 341,47 \text{ m}^2$$

charge permanente $G = 577 \times 341,47 = 197031,42 \text{ kg}$

poteaux HEA 280 $P_1 = \frac{3,47}{2} \times 76,4 \times 4 \times 8 = 4241,73 \text{ kg}$

Murs de façades $P_2 = 1550,4 + 2 \times 4651,2 * 7 \times 3192 = 32196,8 \text{ kg}$

L'acrotère : composé des éléments suivants :

IPE 160 $P_3 = (1,42 \times 15,8 \times 4 + 0,51 \times 15,8 \times 20) = 250,9 \text{ kg}$

IPE 100 $P_4 = (1,05 \times 8,1) \times 24 = 204,12 \text{ kg}$

UPN 100 $P_5 = 2 (26,43 + 12,92) \times 10,6 = 834,22 \text{ kg}$

Bardage (tôle noire) $P_6 = (2 \times 10 \times 1,05) (26,43 + 12,92) = 826,35 \text{ kg}$

TN40 $P_7 = 15 \times 0,615 \times 2 (26,43 + 12,92) = 726,0 \text{ kg}$

L 50 x 50 x 5 $P_8 = 2 \times 2 \times 3,75 (26,43 + 12,92) = 590,25 \text{ kg}$

le poids total est : $W_3 = G + \sum_{i=1}^8 P_i = 239,5 \text{ t}$

Le poids qui revient à l'étage courant niveau 2 :

charge permanente : $G = 510 \times 12,1 \times 16,02 = 163099,59 \text{ kg}$

Poids des poteaux $P_1 = 2 \times (76,4 \times \frac{3,47}{2}) \times 4 \times 8 = 8483,46 \text{ kg}$

murs de façades $P_2 = 2 \times (4651,2 \times 2 * 1550,4 + 7 \times 3192) = 66393,6 \text{ kg}$

le poids total $W_2 = G + \sum_{i=1}^2 P_i = 238,6 \text{ t}$

Le poids qui revient à l'étage courant niveau 1.

$$\text{charge permanente } G = 510 \times 12,1 \times 26,02 = 160569,42 \text{ kg}$$

$$\text{Poids des poteaux (HEA 280) } P_1 = 76,4 \left(\frac{3,47 + 3,07}{2} \right) \times 4 \times 8 = 7994,5 \text{ kg}$$

$$\text{Murs de façades } P_2 = 66393,6 + 1576,76 = 69547,12 \text{ kg}$$

$$\text{le poids total } W_1 = 216,01 \text{ kg} = 216,01 \text{ kg}$$

$$\text{le poids total du bâtiment (R+2) : } W = W_1 + W_2 + W_3 = 694,11 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } V = 0,15 \times 2 \times 0,25 \times 1,4 W = 0,105 W = 72,88 \text{ t}$$

$$V = 73 \text{ t}$$

Distribution des forces latérales

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Comme $T = 0,3 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow$ la valeur de la force concentrée au sommet de la structure $F_t = 0$.

$$\text{Donc } V - F_t = 73 - 0 = 73 \text{ t}$$

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

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$W_1 h_1 = 238,11 \times 3,07 = 730,99 \text{ t.m.}$$

$$W_2 h_2 = 238,6 (3,07 + 3,47) = 1560,44 \text{ t.m.}$$

$$W_3 h_3 = 239,48 \times (2 \times 3,47 + 3,07) = 2397,19 \text{ t.m.}$$

$$\sum h_i w_i = 4688,62 \text{ t.m}$$

$$F_1 = \frac{(V - F_0) w_1 h_1}{\sum h_i w_i} = \frac{73 \times 730,99}{4688,62} = 11,4 \text{ t.}$$

$$F_2 = \frac{(V - F_0) w_2 h_2}{\sum h_i w_i} = \frac{73 \times 1560,44}{4688,62} = 24,3 \text{ t.}$$

$$F_3 = \frac{(V - F_0) w_3 h_3}{\sum h_i w_i} = \frac{73 \times 2397,19}{4688,62} = 37,3 \text{ t}$$

R+1

Calcul de la force sismique minimale (formule de base).

$$V = A D B Q W \quad \longrightarrow \text{(RPA page 14)}$$

A: coefficient d'accélération des zones

notre bâtiment est administratif }
situé dans la zone II } $\Rightarrow A = 0,15$ (page 16)

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

$$T = 0,1 N = 0,1 \times 2 = 0,2 \Rightarrow D = 2,0 \forall \text{ le sol}$$

N = 2 nombre d'étage.

B: facteur de comportement de la structure $B = 1/4$

$$Q: \text{facteur de qualité: } Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1,4$$

W: poids de la structure:

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids de la structure, poids des remplissages et de revêtement poids des équipements fixes).

le poids de la structure est estimé à $W = 322,5t$

$$\text{Donc: } V = 0,15 \times 2 \times 0,25 \times 1,4 \times 322,5 = 33,9t$$

la force latérale $F_L = 0$ car $T = 0,2 < 0,7$

$$V - F_L = 33,9t$$

$$W_1 h_1 = 158,4 \times 3,07 = 486,3 \text{ t.m.}$$

$$W_2 h_2 = 164,05 \times 6,54 = 1072,9 \text{ t.m.}$$

$$\sum W_i h_i = 1559,2 \text{ t.m.}$$

$$F_k = \frac{(V - F_E) W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

$$F_1 = \frac{33,9 \times 486,3}{1559,2} = 10,6 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{33,9 \times 1072,9}{1559,2} = 23,3 \text{ t}$$

CARGES HORIZONTALES

Le calcul des efforts sous les charges horizontales sera fait par la méthode de Muto.

EXPOSE DE LA METHODE

La méthode de Muto est une méthode approchée qui nous permet de calculer les contraintes dans les différents éléments d'une structure composée de portiques et sollicitée par des forces horizontales.

PRINCIPE DE LA METHODE

En premier lieu, l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique est distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique, proportionnellement à leur rigidité corrigée et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux, on déduit les contraintes dans les poteaux et dans les poutres.

CONDITIONS D'APPLICATION

- * Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- * Les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- * Le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent) soit triangulaire cas du séisme.

* Pour obtenir une précision convenable, il faut que la raideur (I/l) des poutres, ne soit pas trop faible devant la raideur (I/h) des poteaux. On doit avoir $K \geq 0,2$ pour tous les moments de l'ossature.

* Les poteaux tels que $K < 0,2$ doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

* Les raideurs (I/l) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différents.

* La raideur (I/h) d'un poteau ne doit pas varier trop entre 2 étages adjacents.

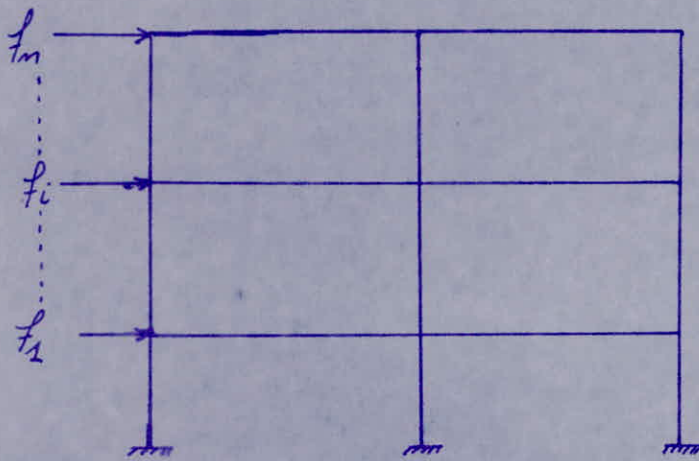
* On ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre 2 niveaux adjacents.

ETAPES DE CALCUL

1. Calcul de la rigidité linéaire de chaque poteau $K_p = I/h$ et de chaque poutre $K = I/l$.
2. Calcul du coeff \bar{K} et du coefficient de correction a_j .
3. Calcul des raideurs corrigées des poteaux : $a_j K_j$.
4. Calcul de la rigidité de niveau.
5. Détermination du centre de torsion.
6. Calcul des efforts tranchants de niveau.
7. Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau.
8. Calcul des moments dans les poteaux et dans les poutres.
9. Calcul des efforts tranchants et des efforts normaux dans les poteaux et dans les poutres.

Pour avoir une bonne compréhension des étapes de calculs, on a jugé bon de donner des définitions et des explications avant chaque application numérique.

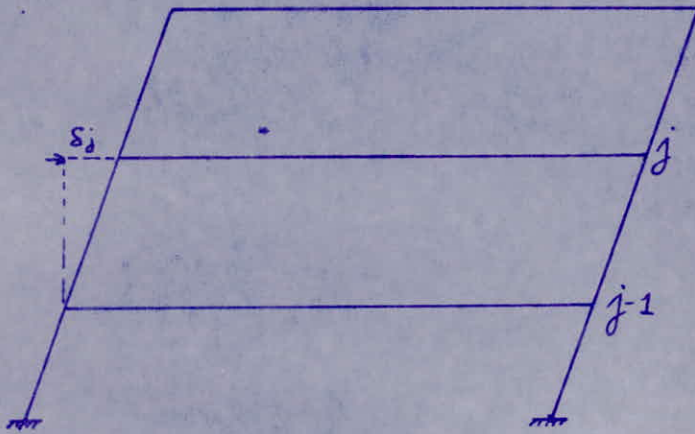
Effort tranchant de niveau j .



c'est la somme des forces agissant sur un portique au dessus du niveau j .

$$T_j = \sum_{i=j}^n f_i$$

Déplacement relatif du niveau j .



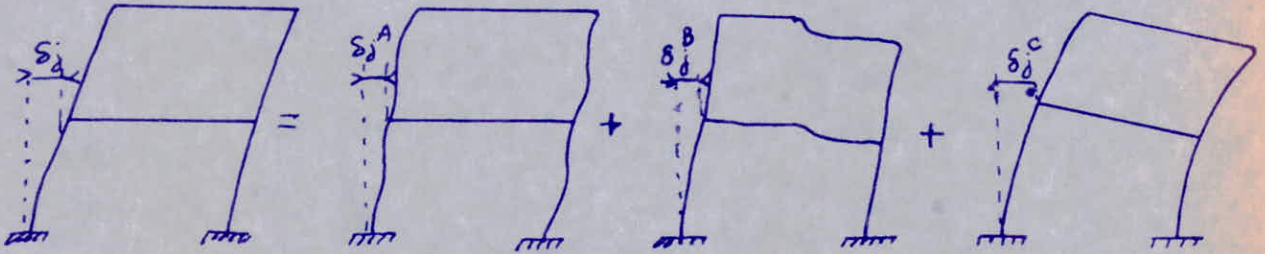
c'est le déplacement du plancher (j) par rapport au plancher immédiatement inférieur ($j-1$)

Calcul de la rigidité de niveau R_j , du coeff. de correction α_j .
on appelle rigidité de niveau R_j , la résistance du portique pour laquelle, l'effort tranchant de niveau produit un déplacement relatif de niveau égal à l'unité.

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

un poteau à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales a une déformation qui peut être décomposée en 3 parties :

$$\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$$



δ_j^A : déplacement de translation dû à la flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides.

δ_j^B : déplacement dû à la flexion des poutres \Rightarrow rotation des nœuds.

δ_j^C : déplacement du console dû aux déformations axiales relatives des poteaux tendus par rapport aux poteaux comprimés.

Si le portique ne dépasse pas 15 niveaux on a $\delta_j^C = 0$.

$$\Rightarrow \delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B = \left(1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}\right) \cdot \delta_j^A$$

La rigidité de niveau deviendra :

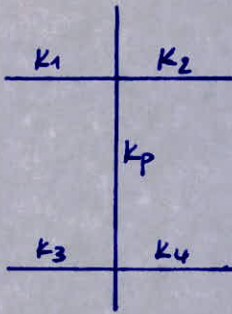
$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{T_j}{\delta_j^A} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A}\right)} = \frac{T_j}{\delta_j^A} \cdot a_j = R_j^\infty \cdot a_j$$

$$\Rightarrow R_j = a_j R_j^\infty \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = \text{coeff. de Mutto} \\ R_j^\infty = \text{rigidité de niveau avec des} \\ \text{poutres infiniment rigides.} \end{cases}$$

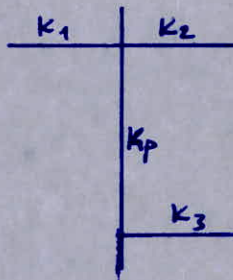
Mutto nous donne le coeff. a_j comme suit.

Etage courant :

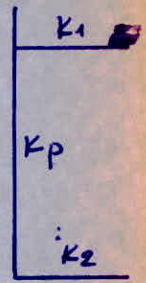
$$a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_p}$$



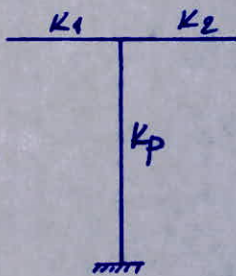
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_p}$$

1^{er} niveau

$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Au niveau du 1^{er}, les poteaux sont supposés encastés dans des pontis qui eux même sont encastés dans

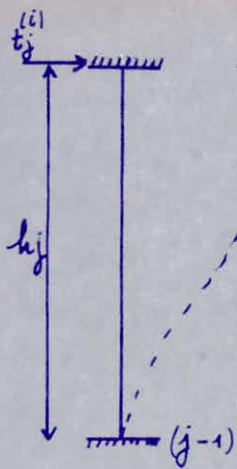
Relation entre R_j et la rigidité r_j d'un poteau de ce niveau soit $t_j^{(i)}$ l'effort tranchant du niveau j revenant au poteau i .

$$r_j^{(i)} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} \text{ et on a } T_j = \sum_{i=1}^n t_j^{(i)} \text{ si on a } n \text{ poteaux.}$$

$$\Rightarrow R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{\sum_{i=1}^n t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^n \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)}$$

$$\Rightarrow R_j = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)}$$

Calcul de la rigidité corrigée d'un poteau i .



soit $r_j^{(i)\infty}$ la rigidité d'un poteau (i) supposé encastré
à ses 2 extrémités par des poteaux infiniment rigides

$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \frac{12 E I_j^{(i)}}{h_j^3} = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot \frac{I_j^{(i)}}{h_j} = \frac{12 E}{h_j^2} k_j^{(i)}$$

avec $k_j^{(i)}$ = rigidité linéaire du poteau i

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

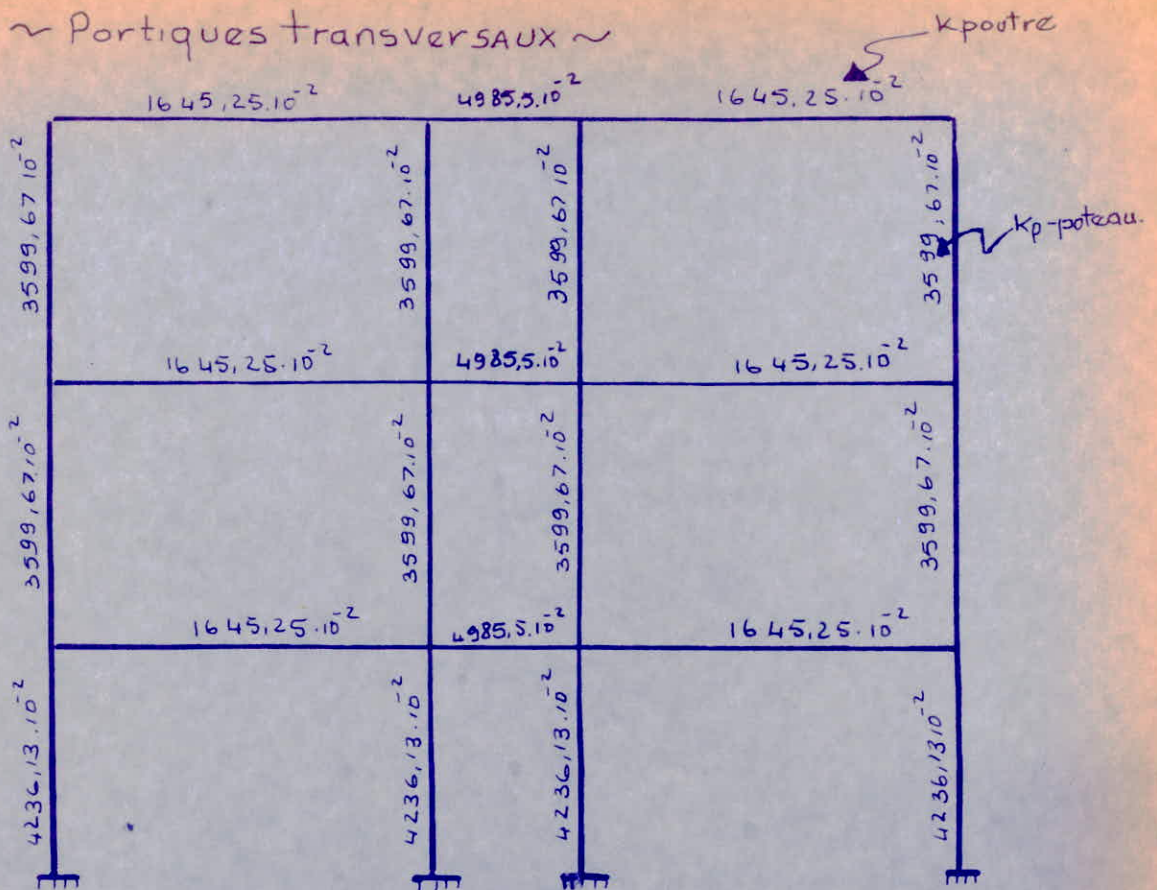
$$r_j^{(i)} = a_j^{(i)} r_j^{(i)\infty} \Rightarrow r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot a_j^{(i)} k_j^{(i)}$$

$$\text{Or } R_j = \sum r_j^{(i)} \Rightarrow R_j = \sum \frac{12 E}{h_j^2} \cdot a_j^{(i)} k_j^{(i)}$$

Pour un même étage, on a $h_j = \text{constante}$.

$$\Rightarrow R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot D_j \quad \text{avec } D_j = \sum a_j^{(i)} k_j^{(i)}$$

~ Portiques transversaux ~



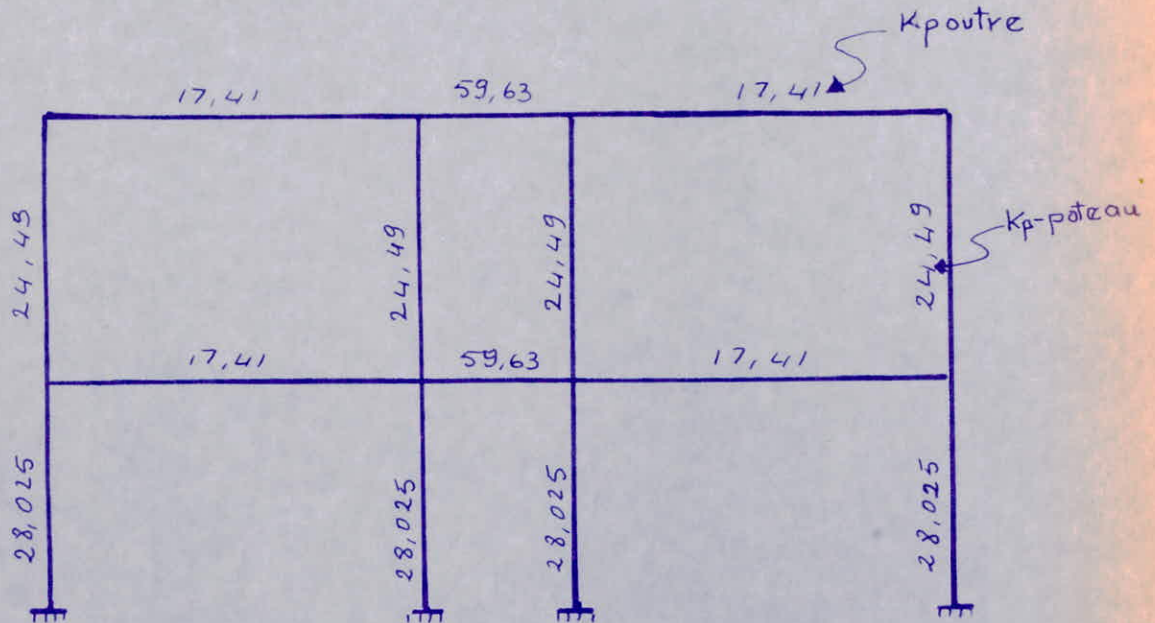
Niv.	Poteau	$\bar{\kappa}$	α_j	$K_P = \frac{I}{h}$	$\alpha_0 K_P$	$D_j = \sum \alpha_j K_P$	$R_{ij} = \frac{12 E D_j}{h^3}$
3	1	0,46	0,19	35,9967	6,8394	48,2356	12096,22
	2	1,84	0,48	35,9967	17,2784		
	3	1,84	0,48	35,9967	17,2784		
	4	0,46	0,19	35,9967	6,8394		
2	5	0,46	0,19	35,9967	6,8394	48,2356	12096,22
	6	1,84	0,48	35,9967	17,2784		
	7	1,84	0,48	35,9967	17,2784		
	8	0,46	0,19	35,9967	6,8394		
2	9	0,39	0,37	42,3613	15,6737	80,4864	26434,03
	10	1,56	0,58	42,3613	24,5695		
	11	1,56	0,58	42,3613	24,5695		
	12	0,39	0,37	42,3613	15,6737		
		coef. de Muto	coef. de Muto	cm ³			Kg/cm.

~ Portiques Longitudinaux ~

	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$
$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$
$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$	$2595,03 \cdot 10^{-2}$
$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1716,97 \cdot 10^{-2}$

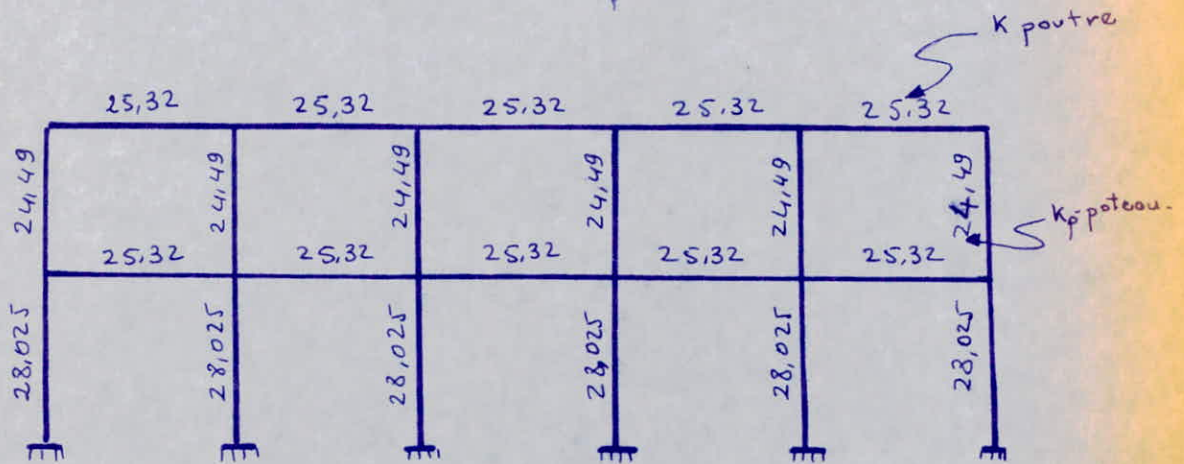
Niveau	Poteau	\bar{k}	α_j	$k_p = \frac{I}{h}$	$\alpha_j k_p$	$D_j = \sum \alpha_j k_p$	$R_j = \frac{12 E D_j}{h^2}$
3	1 et 3	1,73	0,46	$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$691,16 \cdot 10^{-2}$	$7061,86 \cdot 10^{-2}$	$17709,28$
	2 jusqu'à 7	3,45	0,63	$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$946,59 \cdot 10^{-2}$		
2	9 et 16	1,73	0,46	$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$691,16 \cdot 10^{-2}$	$7061,86 \cdot 10^{-2}$	$17709,28$
	10 jusqu'à 15	3,45	0,63	$1502,52 \cdot 10^{-2}$	$946,59 \cdot 10^{-2}$		
1	17 et 24	1,51	0,57	$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$978,67 \cdot 10^{-2}$	$9580,71 \cdot 10^{-2}$	$31465,76$
				$1716,97 \cdot 10^{-2}$	$1270,56 \cdot 10^{-2}$		

~ Portiques transversaux ~



Niv	Poteau	\bar{k}	a_j	$K_p = \frac{I}{h}$	$a_j K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	$R_j = \frac{12 E D_j}{h_j^3}$
2	1	0,71	0,259	24,49	6,342	42,604	10683,96
	2	3,14	0,611	24,49	14,96		
	3	3,14	0,611	24,49	14,96		
	4	0,71	0,259	24,49	6,342		
1	5	0,62	0,430	28,025	12,05	62,438	20506,43
	6	2,75	0,684	28,025	19,169		
	7	2,75	0,684	28,025	19,169		
	8	0,62	0,430	28,025	12,05		
		Coef. de Mito	Coef. de Mito	cm^3			kg/cm

~ Portiques longitudinaux ~



Niveau	Poteau	\bar{k}	a_j	$k_p = \frac{I}{h}$	$a_j k_p$	$D_j = \sum a_j k_p$	$R_j = \frac{12 E I_j}{h_j^3}$
2	1 et 6	0,52	0,20	24,49	4,898	59,56	14936,08
	2 jusqu'à 5	2,07	0,518	24,49	12,44		
1	7 et 12	0,90	0,48	28,025	13,45	91,88	30176,02
	8 jusqu'à 11	1,80	0,61	28,025	17,09		

En conclusion :

On aura dans chaque portique un effort tranchant de niveau qui sera égale a :

Portique transversal

$$T_{jy} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy} x_j}{R_{j0}} e_x$$

Portique longitudinal

$$T_{jx} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx} y_j}{R_{j0}} e_y$$

Calcul de R_{j0} :

$$R_{j0} = \sum R_{jy}^{(t)} (x_j^{(t)})^2 + \sum R_{jx}^{(t)} (y_j^{(t)})^2$$

Calcul du déplacement δ_j :

Après avoir calculer T_j , on déduit δ_j qui va nous permettre de calculer le joint de dilatation :

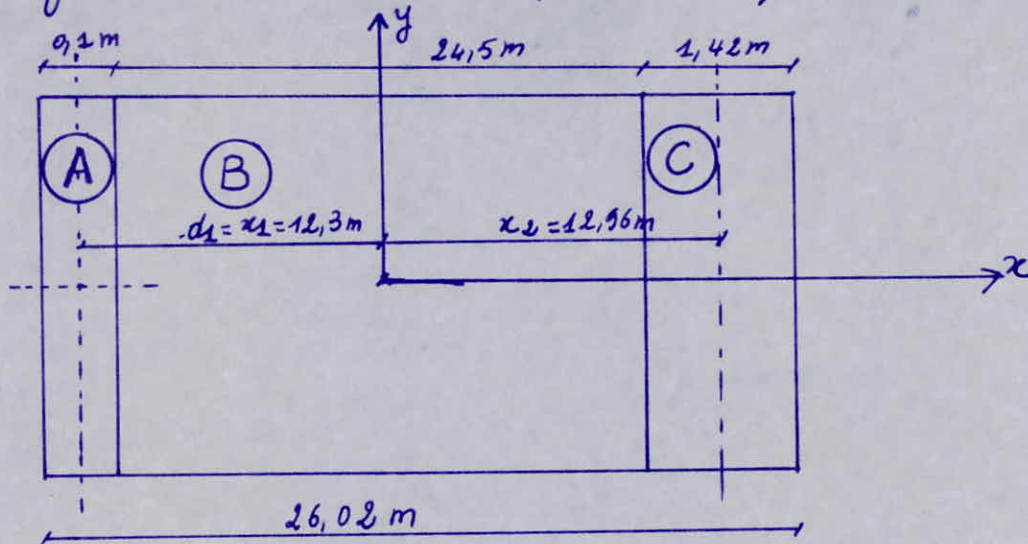
Détermination du centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse seront données par :

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Etage courant niveau 1 :: ($W_1 = 238,1 \text{ t}$)



Partie (A)

Charge permanente	$G = 510 \times 12,1 \times 0,1$	$= 617,1 \text{ kg}$
Poids des poteaux (HEA 280)		$= 999,31 \text{ kg}$
Murs des façades		$= 10852,8 \text{ kg}$
Donc $m_1 =$	$617,1 + 999,31 + 10852,8$	$= 12469,21 \text{ kg}$

Partie (C)

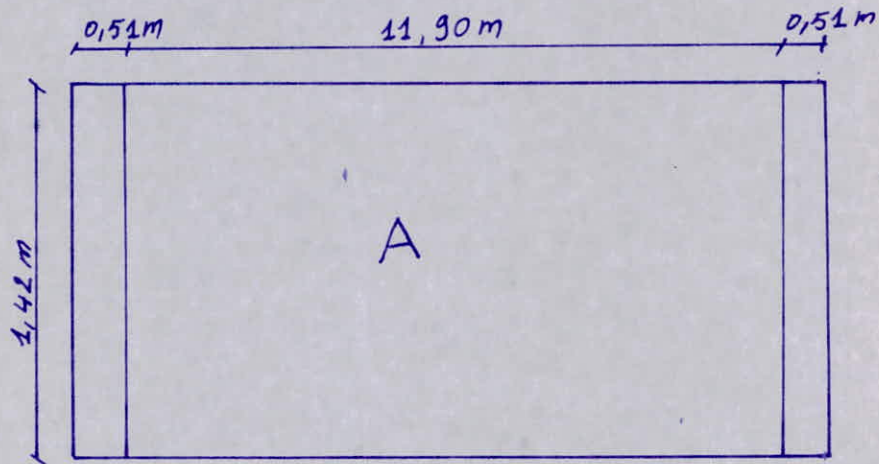
Charge permanente :	$G = 510 \times 12,1 \times 1,42$	$= 8762,82 \text{ kg}$
Poids des poteaux (HEA 280)		$= 999,31 \text{ kg}$
Murs des façades		$= 14006,32 \text{ kg}$
Donc $m_2 =$	$8762,82 + 999,31 + 14006,32$	$= 23768,45 \text{ kg}$

$$x_G = \frac{12,469 \times 12,3 + 23,768 \times 12,96 + 0}{238,1} = 1,938 \text{ m}$$

Etage courant niveau 2 ($W_2 = 238,6t$)

$$x_G = 1,94m$$

Ferrasse



Partie A

Charge permanente : $G = 577 \times 12,92 \times 1,42 = 10585,87 \text{ kg}$

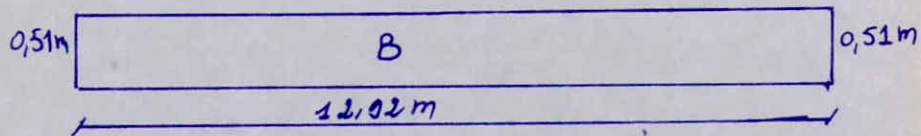
Murs de façades : $= 7003,16 \text{ kg}$

Poteaux (HEA 280) $= 530,22 \text{ kg}$

Acrotère $= 753,022 \text{ kg}$

Donc $m_3 = 10585,87 + 7003,16 + 530,22 + 753,022 = 18872,26 \text{ kg}$

Partie B



Charge permanente $G = 577 \times 12,92 \times 0,51 = 3801,97 \text{ kg}$

Poteaux $= 530,22 \text{ kg}$

Murs de façades $= 5426,405 \text{ kg}$

Acrotère $= 626,66 \text{ kg}$

Donc $m_4 = 3801,97 + 530,22 + 5426,405 + 626,66 = 10385,25 \text{ kg}$

$$x_G = \frac{12,96 \times 18,87 + 12,505 \times 10,38}{239,48}$$

Détermination du centre de torsion

$$x_c = \frac{\sum R_{ij}^{(t)} x_j^{(t)}}{R_{ij} y} ; \quad y_c = \frac{\sum R_{ij}^{(e)} y_j^{(e)}}{R_{ij} x}$$

pour des raisons de symétrie $x_c = 0$ et $y_c = 0$ car tous les portiques transversaux ont mêmes rigidités, ainsi que les portiques longitudinaux ont même rigidité.

d'après le règlement parasismique Algérie, toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs.

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- excentricité théorique résultant des plans.

Donc : excentricité suivant le R.P.A

$$5\% L_x = \frac{5 \times 26,02}{100} = 1,3$$

$$5\% L_y = \frac{5 \times 12,1}{100} = 0,6$$

excentricité théorique résultant des plans.

$$x_G - x_c = 1,94 - 0 = 1,94 \text{ m}$$

$$y_G - y_c = 0 - 0 = 0 \text{ m}$$

Donc la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à $\begin{cases} e_x = 1,94 \text{ m} \\ e_y = 1,3 \text{ m} \end{cases}$

R+2

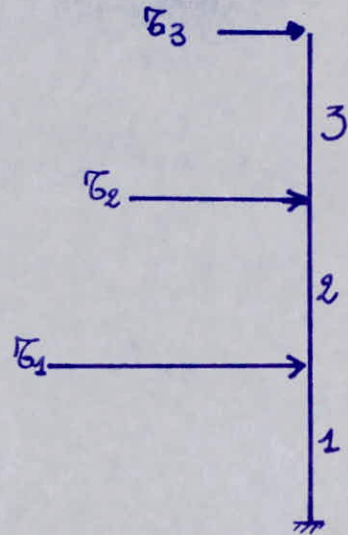
Calcul de T_j

T_j c'est la somme des forces agissant en dessus de l'étage j .

$$T_{3x} = T_{3y} = 37,3 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$T_{2x} = T_{2y} = 61,6 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$T_{1x} = T_{1y} = 73 \times 10^3 \text{ kg}$$

 T_j revenant à chaque portique

T_j s'applique au centre de gravité comme on a rotation du plancher autour du centre de torsion (c) T_j appliqué au c.d.g. est équivalent à T_j appliqué au centre de torsion plus un moment de rotation.

$$m_j = T_j \times e$$

Dans le portique longitudinal :

$$T_{jx}^{(l)} = T_{jx} \frac{R_{ix}^{(l)}}{R_{jx}} + T_{jy} \frac{R_{jx} y_i^{(l)}}{R_{j\theta}} e_y$$

Dans le portique transversal :

$$T_{jy}^{(t)} = \pm T_{jx} \frac{R_{jx}^{(t)}}{R_{j\theta}} e_y$$

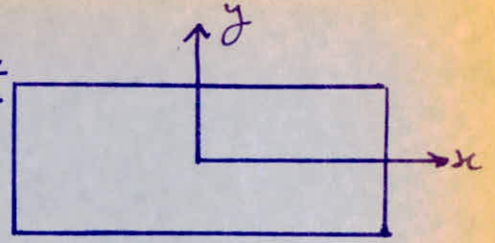
Pour l'action T_{jy} on aura les mêmes effets.

Calcul des efforts dus au vent

R+2

la charge due au vent est

$$Q = 93,73 \text{ s.c.}$$



Si le vent est perpendiculaire au joint

$$c = \begin{cases} 0,70 \\ -0,52 \end{cases} ; s = 0,775$$

$$\text{Donc } Q_y = 50,84 \text{ kg/m}^2.$$

Si le vent est parallèle au joint

$$c = \begin{cases} 1,01 \\ -0,72 \end{cases} ; s = 0,83$$

$$\text{Donc } Q_x = 78,57 \text{ kg/m}^2.$$

La charge du vent par mètre linéaire

$$Q_y = 50,84 \times 26,02 = 1323 \text{ kg/m.}$$

$$Q_x = 78,57 \times 11,9 = 935 \text{ kg/m.}$$

Détermination des forces F aux différents niveaux

niveau	$F_L \parallel x \text{ (t)}$	$\Sigma F_L \text{ (t)}$	$F_T \parallel y \text{ (t)}$	$\Sigma F_T \text{ (t)}$
3	2,35	2,35	3,33	3,33
2	3,24	5,59	4,28	7,61
1	3,06	8,65	4,03	11,64

R+1

Détermination du centre de masse et du centre de torsionCalcul de la rigidité relative d'étage R_j

Dans le sens ox $R_{jx} = \sum R_{jx}^l$ en kg/cm .

Dans le sens oy $R_{jy} = \sum R_{jy}^{(l)}$ en kg/cm .

Niveaux	2 ^{ème}	1 ^{er}
R_{jy}	64103,76	123038,58
R_{jx}	59744,32	120704,06

Détermination du centre de masse.

pour raison de symétrie $x_G = y_G = 0$.

Détermination du centre de rigidité.

$$x_G = \frac{\sum R_{jy}^l x_j^l}{R_{jy}} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{R_{jx}}$$

Pour des raisons de symétrie $x_c = 0$ et $y_c = 0$ car tous les portiques transversaux ont même rigidités, ainsi que les portiques longitudinaux.

D'après le règlement parasismique Algérien, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs -

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- excentricité théorique résultant des plans.

Donc : excentricité suivant le R.P.A.

$$5\% L_x = 0,91m.$$

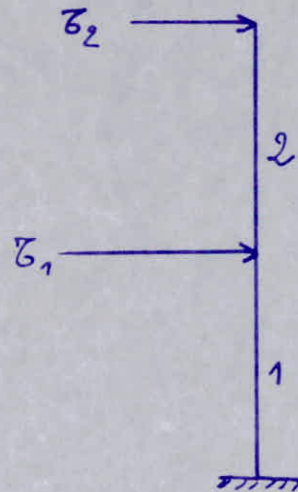
Donc la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à $\begin{cases} e_x = e_y = \\ = 0,91m \end{cases}$

Calcul de T_j

T_j c'est la somme des forces agissant en dessus de l'étage j

$$T_{2x} = T_{2y} = 23,3t$$

$$T_{1x} = T_{1y} = 33,9t$$

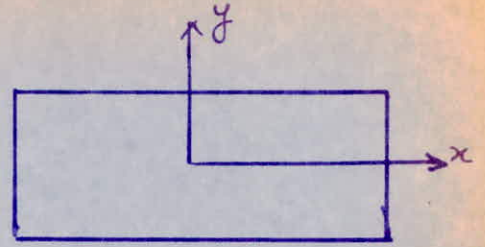


Calcul des efforts dus au vent.

R+1

La charge due au vent est :

$$Q = 87,5 \text{ SC}$$



Si le vent est perpendiculaire au joint

$$C = \begin{cases} 0,73 \\ -0,48 \end{cases} ; s = 0,83$$

$$Q_x = 87,5 \times 0,83 \times 0,73 = 53,02 \text{ kg/m}^2.$$

Si le vent est parallèle au joint.

$$C = \begin{cases} 1,01 \\ -0,86 \end{cases} ; s = 0,80$$

$$Q_y = 87,5 \times 0,80 \times 1,01 = 70,7 \text{ kg/m}^2.$$

La charge du vent par mètre linéaire

$$Q_y = 70,7 \times 17,5 = 1237,25 \text{ kg/ml.}$$

$$Q_x = 53,02 \times 11,9 = 630,938 \text{ kg/ml.}$$

Détermination des forces F aux différents niveaux.

niveaux	$F_L // x$	ΣF_L	$F_T // y$	$\Sigma F_T (t)$
2	1,586	1,586	3,11	3,11
1	2,063	3,649	4,045	7,156

Portiques transversaux Sous "V"

Niv	Portique	R_{jy}	R_{jz}	G_{jy}	R_{jy}	x_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jy}}$	Portique
3	I	96769,76	686325,9	3330	12096,22	-1225	276,78	0,022	I
	II				12096,22	-875	316,62	0,026	II
	III				12096,22	-525	356,48	0,029	III
	IV				12096,22	-175	396,33	0,032	IV
	V				12096,22	175	436,17	0,036	V
	VI				12096,22	525	476,03	0,039	VI
	VII				12096,22	875	515,88	0,042	VII
	VIII				12096,22	1225	555,7	0,045	VIII
2	I	96769,76	686325,9	7610	12096,22	-1225	632,5	0,052	I
	II				12096,22	-875	723,58	0,059	II
	III				12096,22	-525	814,65	0,067	III
	IV				12096,22	-175	905,72	0,075	IV
	V				12096,22	175	996,78	0,082	V
	VI				12096,22	525	1087,80	0,089	VI
	VII				12096,22	875	1178,90	0,097	VII
	VIII				12096,22	1225	1269,99	0,105	VIII
1	I	211472,24	15873709,6	11640	26434,03	-1225	994,35	0,037	I
	II				26434,03	-875	1126,0	0,042	II
	III				26434,03	-525	1257,6	0,047	III
	IV				26434,03	175	1389,2	0,052	IV
	V				26434,03	175	1529,8	0,057	V
	VI				26434,03	525	1652,4	0,062	VI
	VII				26434,03	875	1784,0	0,067	VII
	VIII				26434,03	1225	1915,6	0,072	VIII

Portiques transversaux Sous E

Niv.	Portique	R_{Dy}	R_{D0}	G_{Dy}	R_{Dy}	x_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{Dy}}$	Portique
3	I	96769,76	686325,9	37300	12096,22	-1225	3100,19	0,256	I
	II				12096,22	-875	3546,57	0,293	II
	III				12096,22	-525	3992,94	0,330	III
	IV				12096,22	-175	4439,32	0,367	IV
	V				12096,22	175	4885,68	0,404	V
	VI				12096,22	525	5332,06	0,441	VI
	VII				12096,22	875	5778,43	0,447	VII
	VIII				12096,22	1225	6224,81	0,515	VIII
2	I	96769,76	686325,9	61600	12096,22	-1225	5119,89	0,423	I
	II				12096,22	-875	5857,06	0,484	II
	III				12096,22	-525	6594,24	0,545	III
	IV				12096,22	-175	7331,41	0,606	IV
	V				12096,22	175	8068,58	0,667	V
	VI				12096,22	525	8805,76	0,728	VI
	VII				12096,22	875	9542,94	0,789	VII
	VIII				12096,22	1225	10280,11	0,849	VIII
1	I	211472,24	15873709,6	13000	26434,03	-1225	6236,0	0,235	I
	II				26434,03	-875	7061,0	0,271	II
	III				26434,03	-525	7885,0	0,289	III
	IV				26434,03	-175	8712,0	0,329	IV
	V				26434,03	175	9538,0	0,361	V
	VI				26434,03	525	10375,0	0,392	VI
	VII				26434,03	875	11188,0	0,423	VII
	VIII				26434,03	1225	12014,0	0,454	VIII

Portiques longitudinaux Sous "E"

Niv	Portique	R_{jx}	R_{j0}	G_{jx}	R_{jx}	y_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jx}}$	Portique
3	A	70837,12	686325,9	37300	17709,28	- 595	8214,09	0,460	A
	B				17709,28	- 85	9166,29	0,520	B
	C				17709,28	+ 85	9166,29	0,533	C
	D				17709,28	595	10435,96	0,590	D
2	A	70837,12	686325,9	61600	17709,28	- 595	13565,28	0,770	A
	B				17709,28	- 85	15137,90	0,850	B
	C				17709,28	85	15662,1	0,880	C
	D				17709,28	595	17234,72	0,970	D
1	A	125863,04	1587370,6	73000	31465,76	- 595	11563,69	0,370	A
	B				31465,76	- 85	17295,53	0,550	B
	C				31465,76	85	19204,47	0,610	C
	D				31465,76	595	24931,31	0,790	D

3	A	70837,12	686325,9	2350	17709,28	- 595	517,51	0,028	A
	B				17709,28	- 85	577,51	0,032	B
	C				17709,28	85	597,49	0,033	C
	D				17709,28	595	657,49	0,037	D
2	A	70837,12	686325,9	5590	17709,28	- 595	1231,0	0,069	A
	B				17709,28	- 85	1373,72	0,077	B
	C				17709,28	85	1421,2	0,080	C
	D				17709,28	595	1563,9	0,088	D
1	A	125863,04	1587370,6	8650	31465,76	- 595	1964,2	0,062	A
	B				31465,76	- 85	2134,2	0,0678	B
	C				31465,76	85	2190,7	0,069	C
	D				31465,76	595	2360,7	0,075	D
Niv	Portique	R_{jx}	R_{j0}	G_{jx}	R_{jx}	y_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jx}}$	Portique

Sous "V"



Portiques transversaux sous E

Niv	Portique	R_{jy}	R_{j0}	Z_{jy}	R_{jy}	x_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jy}}$	Portique
2	I	64103,76	338444,78	23900	10683,96	-875	3983,50	0,320	I
	II				10683,96	-525	3622,85	0,339	II
	III				10683,96	-175	3863,15	0,362	III
	IV				10683,96	175	4103,45	0,384	IV
	V				10683,96	525	4343,75	0,406	V
	VI				10683,96	875	4584,05	0,429	VI
1	I	123038,58	6576283,37	33900	20506,43	-875	4808,3	0,234	I
	II				20506,43	-525	5144,98	0,250	II
	III				20506,43	-175	5481,66	0,260	III
	IV				20506,43	175	5818,34	0,28	IV
	V				20506,43	525	6155,02	0,300	V
	VI				20506,43	875	6491,7	0,310	VI

sous "V"

2	I	64103,76	338444,78	3111	10683,96	-875	49,31	0,004	I
	II				10683,96	-525	236,98	0,020	II
	III				10683,96	-175	424,66	0,039	III
	IV				10683,96	175	612,34	0,052	IV
	V				10683,96	525	800,00	0,075	V
	VI				10683,96	875	987,68	0,092	VI
1	I	123038,58	6576283,37	7156	20506,43	-875	1014,97	0,049	I
	II				20506,43	-525	1086,07	0,052	II
	III				20506,43	-175	1157,13	0,056	III
	IV				20506,43	175	1228,21	0,059	IV
	V				20506,43	525	1299,27	0,063	V
	VI				20506,43	875	1370,37	0,067	VI

Portiques longitudinaux

sous "E"

Niv.	Portique	R_{jx}	R_{j0}	G_{jx}	R_{jx}	y_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jx}}$	Portique
2	A	59744,32	338444,78	23900	14936,08	-595	5403,9	0,360	A
	B				14936,08	-85	5893,42	0,395	B
	C				14936,08	85	6056,58	0,405	C
	D				14936,08	595	6546,09	0,438	D
1	A	120704,06	6576283,4	33900	30176,02	-595	7354,68	0,253	A
	B				30176,02	-85	8354,68	0,277	B
	C				30176,02	85	8595,32	0,285	C
	D				30176,02	595	9317,24	0,310	D

sous "V"

2	A	59744,32	338444,78	1586	14936,08	-595	319,94	0,021	A
	B				14936,08	-85	385,56	0,025	B
	C				14936,08	85	407,44	0,027	C
	D				14936,08	595	467,07	0,031	D
1	A	120704,06	6576283,4	3649	30176,02	-595	821,59	0,027	A
	B				30176,02	-85	899,29	0,029	B
	C				30176,02	85	925,2	0,031	C
	D				30176,02	595	1002,9	0,033	D
Niv	Portique	R_{jx}	R_{j0}	G_{jx}	R_{jx}	y_j	T_j	$S_j = \frac{T_j}{R_{jx}}$	Portique

Calcul de t_j

Calcul des efforts tranchants de niveau j revenant à chaque poteau de portiques transversaux et longitudinaux.

$$t_j = \frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j} T_j = \frac{a_j k_j}{D_j} T_j$$

Détermination de la position du point de moment nul.

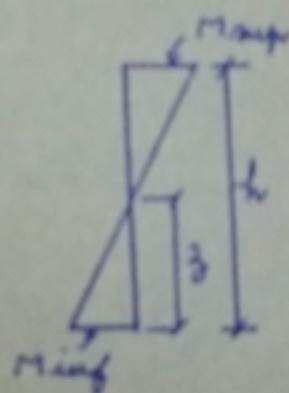
$$z = y h \quad \text{avec : } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnés dans un tableau (bulletin C.T.C. 80)

Calcul des moments aux têtes des poteaux

$$M_{sup} = t (h - z)$$

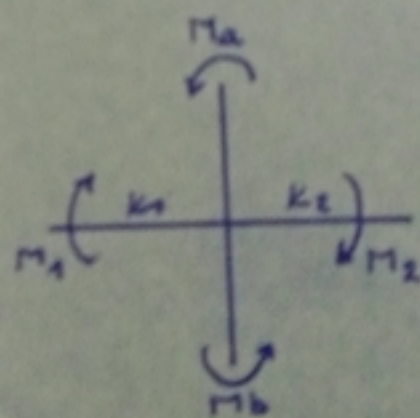
$$M_{inf} = t z$$



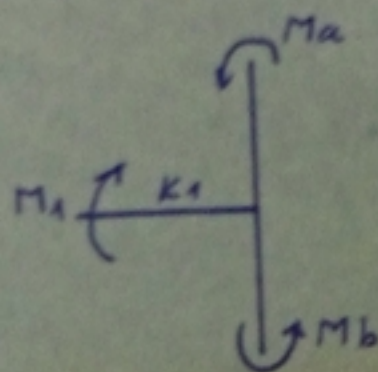
Calcul des moments dans les poutres

$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$



$$M_1 = M_2 + M_b$$



y_0 : calculée en fonction de \bar{K} et du nombre total du niveau.

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des pontes supérieures et inférieures est donné par le tableau (n°4) (du bulletin C.T.C N°580) en fonction de d_1 et \bar{K} .

$$d_1 = \frac{(K_1 + K_2) \text{ pontes supérieures.}}{(K_3 + K_4) \text{ pontes inférieures.}}$$

y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage, de l'étage supérieur adjacent est donnée par le tableau N°5 (B.C.T.C N°5) en fonction de d_2 et \bar{K} . (pour le dernier niveau $y_2 = 0$)

$$d_2 = \frac{h_s}{h} \text{ (niveau considéré)}$$

y_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur de l'étage inférieur adjacent est donnée par le tableau N°5 (B.C.T.C. N°5) en fonction de d_3 et \bar{K} . (pour le 1^{er} niveau $y_3 = 0$)

$$d_3 = \frac{h_i}{h} \text{ (niveau considéré)}$$

Portiques transversaux

Poteaux

Portique VIII

Niv	Pot	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	α	$y = \sum y_i$	$z = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t m)	$h - z$ (m)	M_{sup} (t m)
3	1	0,14	6,22	0,87	0,30	1	0,30	0,951	0,83	2,219	1,93
	2	0,36	6,22	2,24	0,45	1	0,45	1,426	3,19	1,743	3,90
	3	0,36	6,22	2,24	0,45	1	0,45	1,426	3,19	1,743	3,90
	4	0,14	6,22	0,87	0,30	1	0,30	0,951	0,83	2,219	1,93
2	5	0,14	10,28	1,44	0,50	1	0,50	1,585	2,28	1,585	2,28
	6	0,36	10,28	3,70	0,50	1	0,50	1,585	5,86	1,585	5,86
	7	0,36	10,28	3,70	0,50	1	0,50	1,585	5,86	1,585	5,86
	8	0,14	10,28	1,44	0,50	1	0,50	1,585	2,28	1,585	2,28
1	9	0,19	12,01	2,28	0,75	1	0,75	2,077	4,74	1,092	2,49
	10	0,30	12,01	3,60	0,60	1	0,60	1,662	5,98	1,508	5,43
	11	0,30	12,01	3,60	0,60	1	0,60	1,662	5,98	1,508	5,43
	12	0,19	12,01	2,28	0,75	1	0,75	2,077	4,74	1,092	2,49

92

Portique II

Niv.	Pot.	$\frac{aK_p}{\Sigma a_k}$	T_j (t)	t_j (t)	γ_0	α	$\gamma = \Sigma \gamma_L$	$\bar{z} = \gamma h$ (m)	M_{inf} (tm)	$h - \bar{z}$ (m)	M_{sup} (tm)
3	1	0,14	5,78	0,81	0,30	1	0,30	0,951	0,77	2,219	1,79
	2	0,36	5,78	2,08	0,45	1	0,45	1,426	2,97	1,743	3,63
	3	0,36	5,78	2,08	0,45	1	0,45	1,426	2,97	1,743	3,63
	4	0,14	5,78	0,81	0,30	1	0,30	0,951	0,77	2,219	1,79
2	5	0,14	9,54	1,34	0,50	1	0,50	1,585	2,12	1,585	2,12
	6	0,36	9,54	3,44	0,50	1	0,50	1,585	5,45	1,585	5,45
	7	0,36	9,54	3,44	0,50	1	0,50	1,585	5,45	1,585	5,45
	8	0,14	9,54	1,34	0,50	1	0,50	1,585	2,12	1,585	2,12
1	9	0,19	11,19	2,13	0,75	1	0,75	2,077	4,41	1,092	2,32
	10	0,30	11,19	3,36	0,60	1	0,60	1,662	5,58	1,508	5,06
	11	0,30	11,19	3,36	0,60	1	0,60	1,662	5,58	1,508	5,06
	12	0,19	11,19	2,13	0,75	1	0,75	2,077	4,41	1,092	2,32

Portique longitudinal - A -

Niv.	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\sum a_k}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	α	$y = \sum y_j$	$z = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - z$ (m)	M_{sup} (t.m)
3	1	0,098	10,436	1,02	0,44	1	0,44	1,39	1,42	1,77	1,82
	2	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	3	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	4	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	5	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	6	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	7	0,134	10,436	1,39	0,45	1	0,45	1,42	1,99	1,74	2,43
	8	0,098	10,436	1,02	0,44	1	0,44	1,39	1,42	1,74	1,82
2	9	0,098	17,235	1,69	0,47	1	0,47	1,49	2,51	1,68	2,83
	10	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	11	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	12	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	13	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	14	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	15	0,134	17,234	2,31	0,50	1	0,50	1,58	3,66	1,58	3,66
	16	0,098	17,234	1,69	0,47	1	0,47	1,49	2,51	1,68	2,83
1	17	0,102	24,931	2,543	0,63	1	0,63	1,75	4,44	1,03	2,61
	18	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	19	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	20	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	21	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	22	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	23	0,133	24,931	3,316	0,55	1	0,55	1,52	5,05	1,25	4,13
	24	0,102	24,931	2,543	0,63	1	0,63	1,75	4,44	1,02	2,66

93

Portique longitudinal ~ B ~

Niv	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\Sigma a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	α	$y = T y_0$	$z = y h$ (m)	M _{inf} t.m	$h - z$ (m)	M_{sup} (t.m)
3	1	0,098	9,483	0,93	0,44	1	0,44	1,39	1,29	1,77	1,65
	2	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	3	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	4	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	5	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	6	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	7	0,134	9,484	1,27	0,45	1	0,45	1,42	1,81	1,74	2,12
	8	0,098	9,484	0,93	0,44	1	0,44	1,39	1,81	1,74	1,65
2	9	0,098	15,662	1,53	0,47	1	0,47	1,49	2,29	1,68	2,58
	10	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	11	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	12	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	13	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	14	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	15	0,134	15,662	2,09	0,50	1	0,50	1,58	3,33	1,58	3,33
	16	0,098	15,662	0,93	0,47	1	0,47	1,49	2,29	1,68	2,58
1	17	0,102	19,204	1,96	0,63	1	0,63	1,75	3,41	1,03	2,01
	18	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	19	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	20	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	21	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	22	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	23	0,133	19,204	2,55	0,55	1	0,55	1,52	3,89	1,25	3,18
	24	0,102	19,204	1,96	0,63	1	0,63	1,75	3,41	1,02	2,01

94

Portiques transversaux

Portique VI

Niv.	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\Sigma a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	α	$y = \Sigma y_i$	$z = yh$ (m)	M_{inf} (tm)	$h - z$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	0,149	4,584	0,683	0,40	1	0,40	1,268	0,866	1,902	1,30
	2	0,35	4,584	1,604	0,45	1	0,45	1,426	2,29	1,743	2,80
	3	0,35	4,584	1,604	0,45	1	0,45	1,426	2,29	1,743	2,80
	4	0,149	4,584	0,683	0,40	1	0,45	1,268	0,866	1,902	1,30
1	5	0,193	6,492	1,253	0,65	1	0,65	1,800	2,25	0,969	1,21
	6	0,310	6,492	2,012	0,55	1	0,55	1,524	3,06	1,246	2,51
	7	0,310	6,492	2,012	0,55	1	0,55	1,524	3,06	1,246	2,51
	8	0,193	6,492	1,253	0,65	1	0,65	1,800	2,25	0,969	1,21

Portique V

Niv.	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	γ_0	α	$\gamma = \sum \gamma_i$	$z = \gamma h$ (m)	M_{inf} (tm)	$h - z$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	0,149	4,343	0,647	0,40	1	0,40	1,268	0,82	1,902	1,23
	2	0,35	4,343	1,520	0,45	1	0,45	1,426	2,17	1,743	2,65
	3	0,35	4,343	1,520	0,45	1	0,45	1,426	2,17	1,743	2,65
	4	0,149	4,343	0,647	0,40	1	0,40	1,268	0,82	1,902	1,23
1	5	0,193	6,155	1,187	0,65	1	0,65	1,800	2,13	0,969	1,15
	6	0,310	6,155	1,908	0,55	1	0,55	1,523	2,91	1,246	2,38
	7	0,310	6,155	1,908	0,55	1	0,55	1,523	2,91	1,246	2,38
	8	0,193	6,155	1,187	0,65	1	0,65	1,800	2,13	0,969	1,15

Portique longitudinal ~ D ~

N.º	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	α	$y = \sum y_i$	$z = y \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - z$ (m)	M_{sup} (tm)
2	1	0,082	6,53	0,54	0,70	1	0,70	2,219	1,19	0,951	0,51
	2	0,210	6,53	1,37	0,55	1	0,95	1,743	2,39	1,426	1,96
	3	0,210	6,55	1,37	0,55	1	0,55	1,743	2,39	1,426	1,96
	4	0,210	6,55	1,37	0,55	1	0,55	1,743	2,39	1,426	1,96
	5	0,210	6,55	1,37	0,55	1	0,55	1,743	2,39	1,426	1,96
	6	0,082	6,55	0,54	0,70	1	0,70	2,219	1,19	0,951	0,51
1	7	0,130	9,32	1,21	0,65	1	0,65	1,800	2,18	0,969	1,17
	8	0,190	9,32	1,77	0,55	1	0,55	1,523	2,70	1,246	2,21
	9	0,190	9,32	1,77	0,55	1	0,55	1,523	2,70	1,246	2,21
	10	0,190	9,32	1,77	0,55	1	0,55	1,523	2,70	1,246	2,21
	11	0,190	9,32	1,77	0,55	1	0,55	1,523	2,70	1,246	2,21
	12	0,130	9,32	1,21	0,65	1	0,65	1,800	2,18	0,969	1,17

Portique longitudinal $\alpha \in \sim$

Niv.	Pot.	$\frac{a_{kp}}{\sum a_{kp}}$	T_j (t)	t_j (t)	γ_0	α	$\gamma = \sum \gamma_i$	$z = \gamma h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - z$ (m)	M_{sup} (t.m)
2	1	0,082	6,05	0,50	0,70	1	0,70	2,229	1,10	0,951	0,47
	2	0,210	6,05	1,27	0,55	1	0,55	1,743	2,22	1,426	1,81
	3	0,210	6,05	1,27	0,55	1	0,55	1,743	2,22	1,426	1,81
	4	0,210	6,05	1,27	0,55	1	0,55	1,743	2,22	1,426	1,81
	5	0,210	6,05	1,27	0,55	1	0,55	1,743	2,22	1,426	1,81
	6	0,082	6,05	0,50	0,70	1	0,70	2,22	1,10	0,951	0,47
1	7	0,130	8,60	1,12	0,65	1	0,65	1,800	2,01	0,969	1,08
	8	0,190	8,60	1,63	0,55	1	0,55	1,523	2,49	1,246	2,03
	9	0,190	8,60	1,63	0,55	1	0,55	1,523	2,49	1,246	2,03
	10	0,190	8,60	1,63	0,55	1	0,55	1,523	2,49	1,246	2,03
	11	0,190	8,60	1,63	0,55	1	0,55	1,523	2,49	1,246	2,03
	12	0,130	8,60	1,12	0,65	1	0,65	1,800	2,01	0,969	1,08

98

Poutres

"Sous E"

Portiques transversaux

Portique VIII

Niv.	noeud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)
3	1	0	1,93	0	1,93
	2	0	3,9	0,97	2,91
	3	0	3,9	2,91	0,97
	4	0	1,93	0	1,93
2	5	0,83	2,28	3,11	0
	6	3,19	5,86	6,80	2,25
	7	3,19	5,86	2,25	6,80
	8	0,83	2,28	0	3,11
1	9	2,28	2,49	0	4,77
	10	5,86	5,43	2,80	8,49
	11	5,86	5,43	8,49	2,80
	12	2,28	2,49	4,77	0

Portique II

3	1	0,	1,795	.	1,975
	2	0,	3,63	0,900	2,73
	3	0,	3,63	2,73	0,90
	4	0,	1,795	1,795	0,
2	5	0,77	2,12	2,89	.
	6	2,97	5,45	4,759	2,089
	7	2,97	5,45	2,089	4,759
	8	0,77	2,12	.	2,89
1	9	2,12	2,32	.	4,44
	10	5,45	5,06	2,60	7,902
	11	5,45	5,06	7,902	2,60
	12	2,12	2,32	4,44	.
Niv	noeud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)

Poutres

Sous E"

Portique "A"

Niv.	nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)
3	1	0	1,820	0	1,82
	2→7	0	2,430	1,2150	1,215
	8	0	1,820	1,820	-
2	9	1,42	2,830	0	4,250
	10→15	1,99	3,36	2,825	2,825
	16	1,42	2,83	4,25	-
1	17	2,51	2,61	0	5,12
	18→23	3,66	4,13	3,895	3,895
	24	2,51	2,61	5,12	-

Portique "B"

3	1	0	1,651	0	1,651
	2→7	0	2,215	1,1075	1,1075
	8	0	2,651	1,651	-
2	9	1,297	2,579	0	3,876
	10→15	1,81	3,33	2,570	2,75
	16	1,297	2,579	3,876	-
1	17	2,286	2,001	0	4,287
	18→23	3,33	3,184	3,257	3,25
	24	2,286	2,001	4,287	-
Niv	nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)

Poutres

Sous "E"

Portiques transversaux

Portique V

Niv. nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	
2	1	0	1,23	0	1,23
	2	0	2,65	0,60	2,05
	3	0	2,65	2,05	0,60
	4	0	1,23	1,23	0,00
1	5	0,82	1,15	1,97	0,00
	6	2,17	2,38	3,52	1,63
	7	2,17	2,38	1,03	3,52
	8	0,82	1,15	0	1,97

Portique VI

2	1	0	1,300	0,00	1,300
	2	0	2,80	0,633	2,167
	3	0	2,80	2,167	0,633
	4	0	1,30	1,30	0,00
1	5	0,866	2,12	2,896	0,00
	6	2,29	2,51	3,72	2,51
	7	2,29	2,51	1,085	3,72
	8	0,866	2,12		2,896
Niv. nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	

Poutres

Sous "E"

Portique "C"

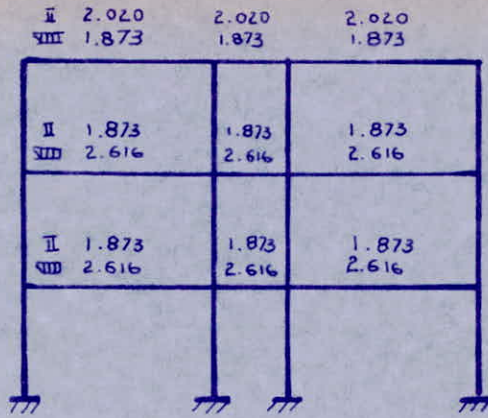
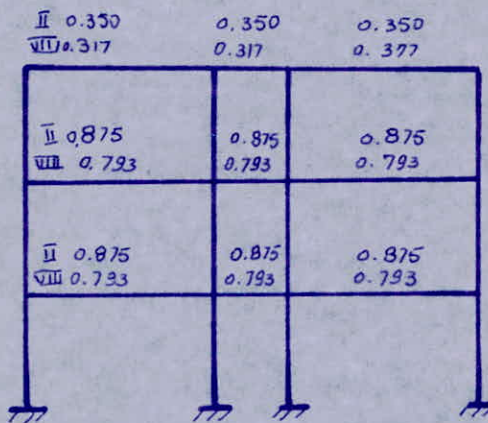
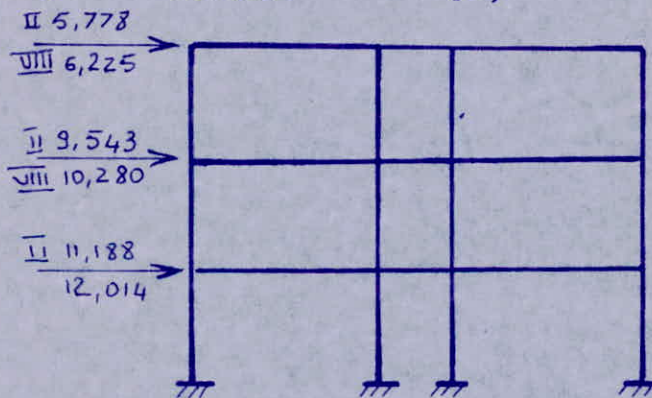
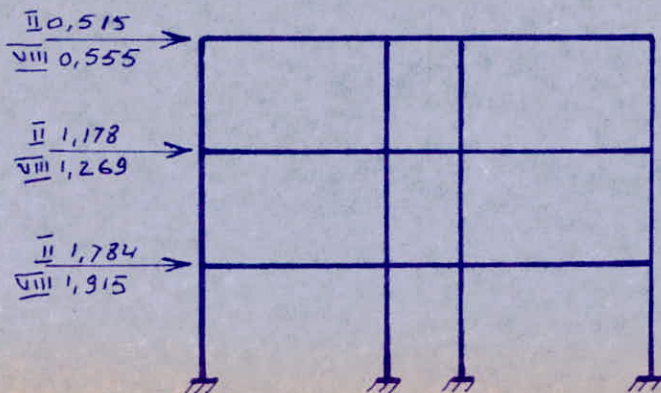
Niv	nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)
2	1→6	0	0,47	0	0,47
	2→5	0	1,81	0,905	0,905
1	7→12	1,102	1,08	-	2,18
	8→11	2,22	2,03	2,125	2,125

Portique "D"

2	1→6	0	0,5	0	0,51
	2→5	0	1,96	0,98	0,98
1	7→12	1,19	1,17	-	2,36
	8→11	2,39	2,21	2,23	2,3
Niv	nœud	M_a (tm)	M_b (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)

1 CHARGES

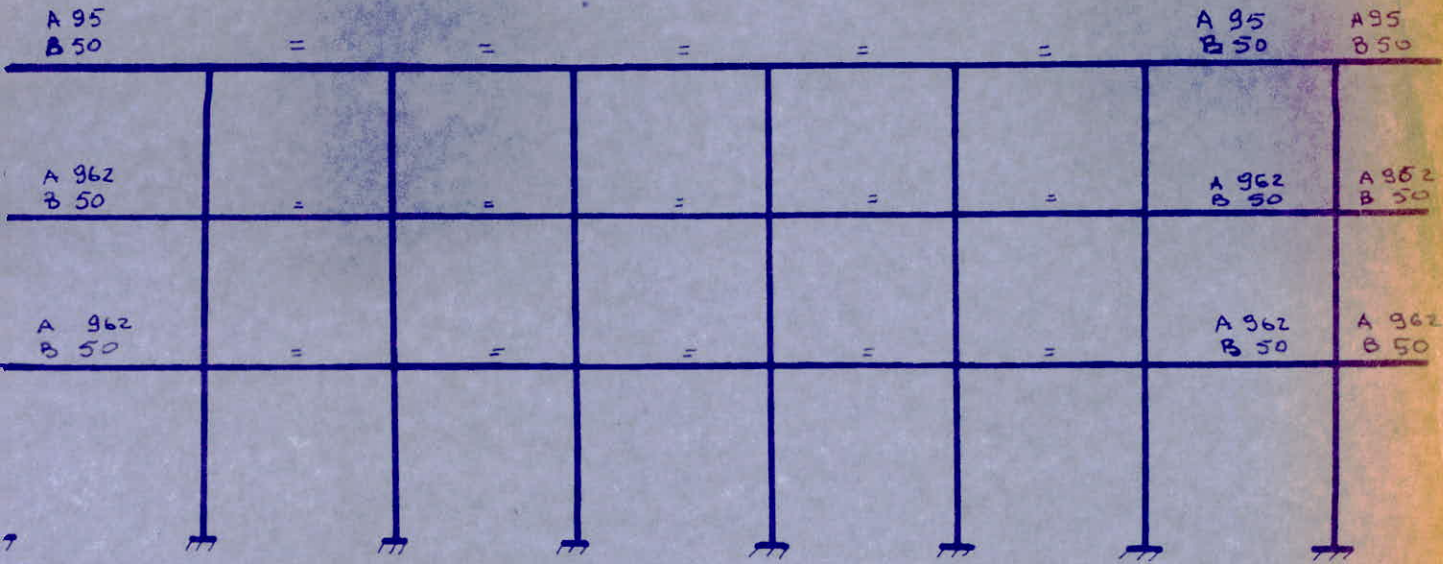
Récapitulation des charges

1.1 Charges permanentes G (t/m)1.2 Charges d'exploitation (surcharges) Q (t/m)1.3 Charge due aux seismes E (t)1.4 Charge due au vent V (t)

2 CHARGES

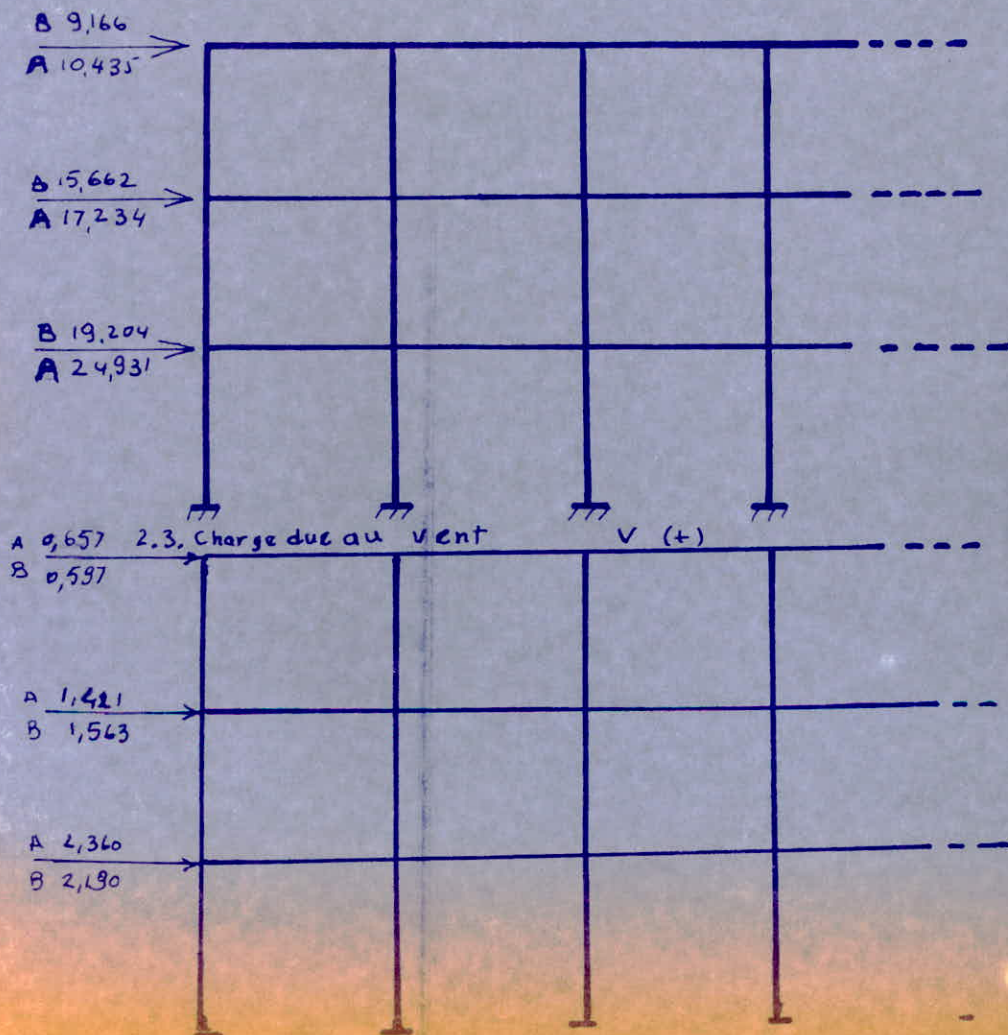
Récapitulation des charges

2.1 charges permanentes G (kg/m)



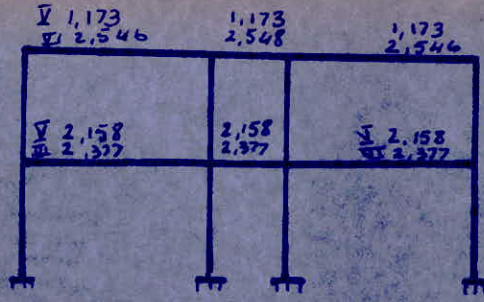
2.2 Charge due aux seismes

$E(t)$

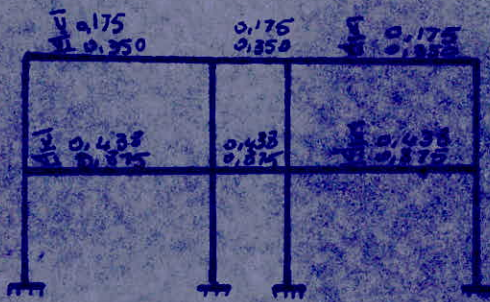


1 CHARGES

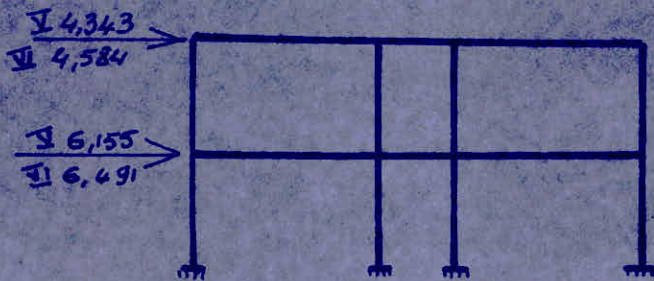
1.1 Charges permanentes G (t/m)



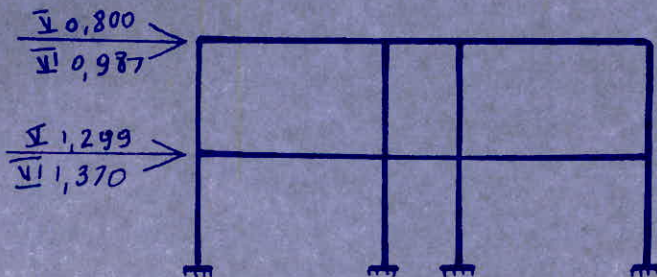
1.2 Charges d'exploitation (surcharges) Q (t/m)



1.3 Charge due aux séismes E (t)

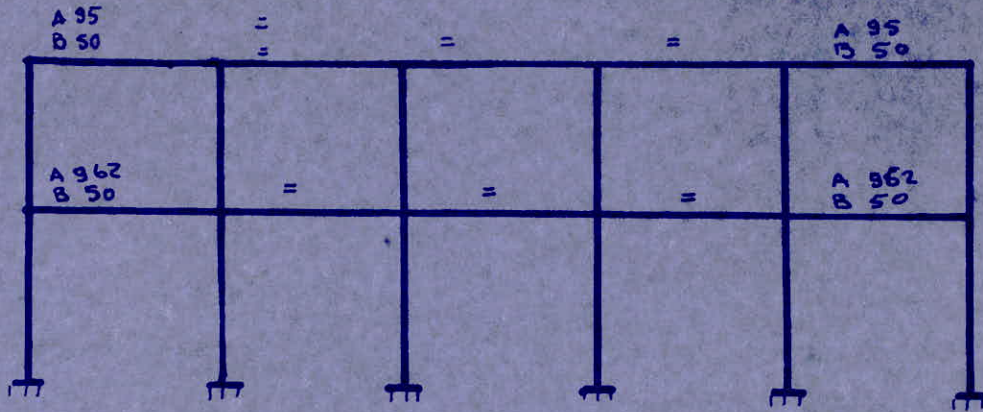


1.4 Charge due due au vent V (t)

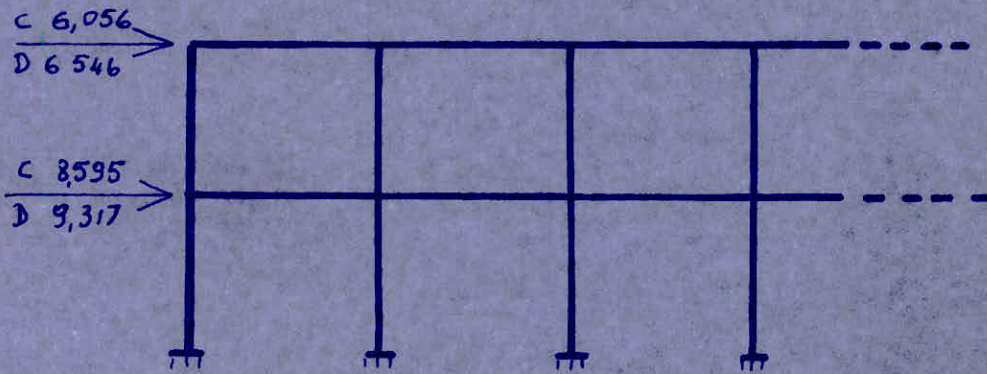


2 CHARGES

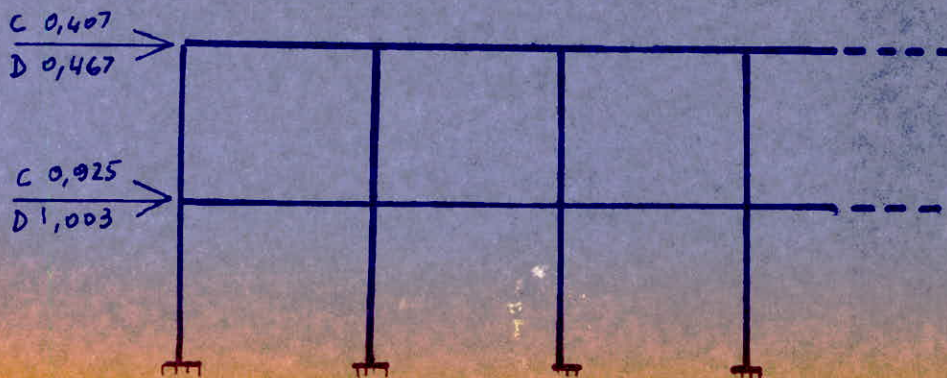
2.1 Charges permanentes G (kg/m)



2.2 Charge due aux seimes E (t)



2.3 charge due au vent V (t)



CHARGES VERTICALES

Le calcul des contraintes sous les charges verticales sera fait par la méthode de "CROSS".

PRINCIPE DE LA METHODE

La méthode de Cross, permet au moyen d'approximations successives de déterminer les moments de flexion aux extrémités des différentes barres (poutres et poteaux).

Ayant obtenu ces moments, il sera facile par la suite de déterminer, grâce à la R.D.M., les efforts normaux et les efforts tranchants en toute section des poteaux et des poutres.

EXPOSE DE LA METHODE

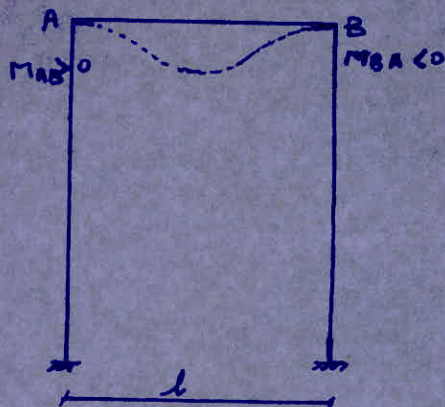
Par la méthode de Cross, on ne calcule pas le moment de flexion agissant aux extrémités des barres mais le moment transmis par le nœud à la barre. Ce moment ne diffère du premier que par son signe.

Convention de signe et notation

un moment transmis par un nœud A à la barre AB sera noté M_{AB} et sera positif, s'il tend à faire tourner la fibre moyenne de la barre dans le sens des aiguilles d'une montre et inversement.



Expression du moment dans une section quelconque de la poutre en fonction des moments aux extrémités



le moment a pour expression :

$$M(x) = M(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$

avec M = moment en un point quelconque de la poutre droite de même portée reposant sur 2 appuis simples et supportant les mêmes charges. Comme on a des charges uniformément réparties :

$$M(x) = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q x^2}{2} \Rightarrow$$

$$M(x) = -\frac{q x^2}{2} + \left[\frac{q l}{2} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \right] x - M_{AB}$$

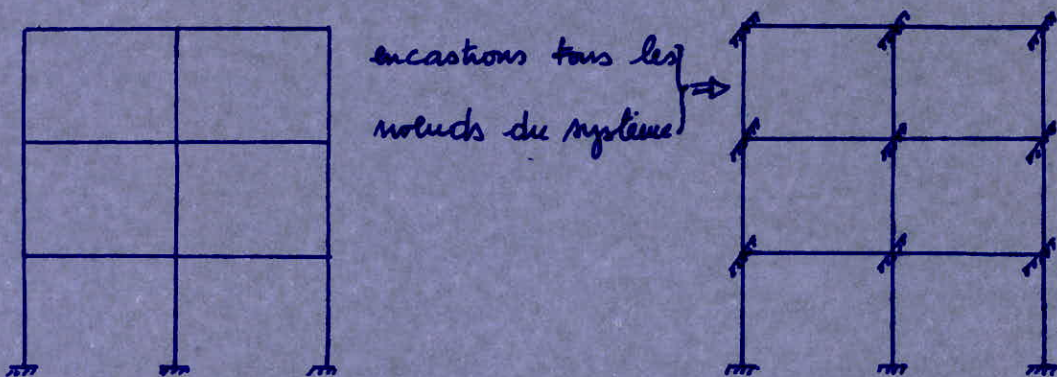
Expression de l'effort tranchant :

$$T = \frac{dM}{dx} \Rightarrow T = -q \cdot x + \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

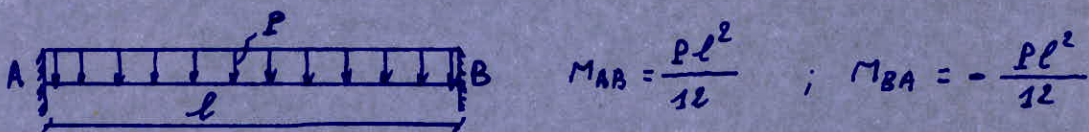
Calcul du moment dans les barres

Dans un premier temps, on suppose que les nœuds ne subissent pas de déplacements, on calcule les moments dans toutes les extrémités des barres. En second lieu, on considère le déplacement de chaque nœud et le moment qu'il crée et puis on fait pour chaque nœud la somme des moments dus aux charges avec nœuds non déplaçables et des moments dus aux déplacements des nœuds.

Les nœuds ne subissent pas de déplacements
Soit un portique dont les nœuds ne peuvent se déplacer.



Les barres étant encastées à leurs extrémités, on peut y calculer les moments par.



$$M_{AB} = \frac{Pl^2}{12} \quad ; \quad M_{BA} = -\frac{Pl^2}{12}$$

Ayant obtenus les moments aux extrémités de chaque barre, on va déterminer les corrections nécessaires à apporter à ces moments pour obtenir les moments réels.

on a encasté les nœuds, cela équivaut à dire qu'on les a bloqué avec un couple de bloquage, ce couple étant égal et de signe contraire à la somme des moments transmis par le nœud considéré aux barres y aboutissant. Donc pour avoir les moments réels, il faut retrancher aux moments calculés (avec encastements) les moments transmis dans chaque barre par le nœud en cas de déblocage de celui-ci.

on va débloquent tour à tour tous les nœuds du système.

chaque nœud débloquent va tourner, sans l'effet du couple qui lui

est appliqué, d'un certain angle pour atteindre sa nouvelle position d'équilibre. De ce fait, il va transmettre des moments aux nœuds voisins. Dès que le nœud aura atteint sa position d'équilibre, on va le rebloquer et on procédera de la même manière pour le nœud voisin, on va procéder ainsi jusqu'à ce que les nœuds débloqués, restent en équilibre sans tourner d'un angle. A ce moment, on aura les moments réels aux extrémités des barres.

Remarque:

Le moment du nœud (i) sera transmis dans les barres proportionnellement à leurs rigidités $R = \frac{I}{l}$ avec ; I = moment d'inertie de la barre.

l : longueur de la barre.

Si on a un encastrement réel au nœud A opposé à (i), le moment transmis sera : $M_{Ai} = \frac{M_i A}{2}$

Les nœuds subissent des déplacements.

Pour savoir s'il y'a déplacement ou non des nœuds, on procède comme suit :

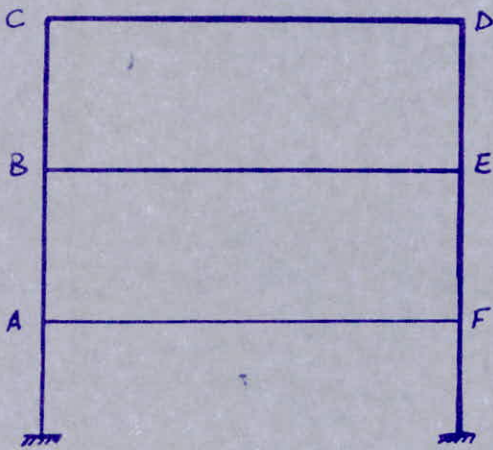
En supposant les nœuds non déplaçables, on calcule les efforts tranchants à chaque niveau et on calcule la somme des forces horizontales $\sum F_H$. On peut avoir 2 cas :

a) $\sum F_H = 0$; l'équilibre est satisfait, donc les nœuds ne subissent pas de déplacements.

b) $\sum F_H \neq 0$: l'équilibre n'est pas satisfait, donc les nœuds subissent un déplacement.

Nombre de nœuds pouvant se déplacer.

Il suffit pour en connaître le nombre, de savoir le nombre de nœuds qu'il faudrait bloquer, pour bloquer tous les nœuds de l'ossature.

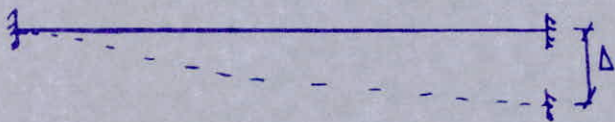


Pour notre cas, on voit qu'il suffit de bloquer les nœuds A, B, C pour bloquer tous les nœuds A, B, C pour bloquer tous les nœuds de l'ossature.

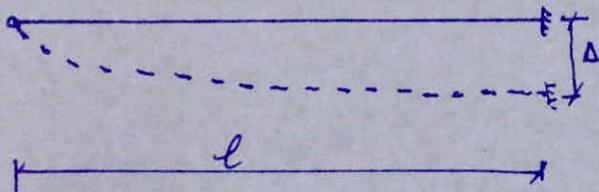
D'où le nombre de déplacement $n=3$.

Calcul des moments dus aux déplacements

On sait que si un nœud se déplace d'une quantité Δ , on a création de moments qui seront :



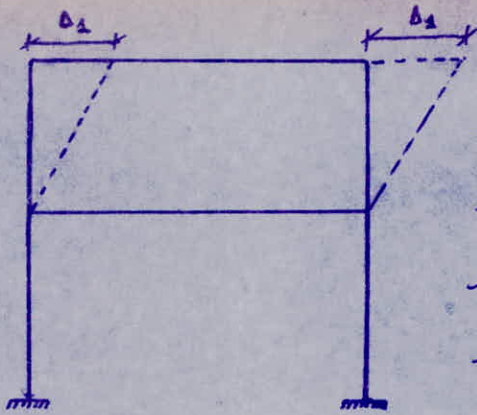
$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{l^2} \quad (1)$$



$$M_{AB} = 0$$

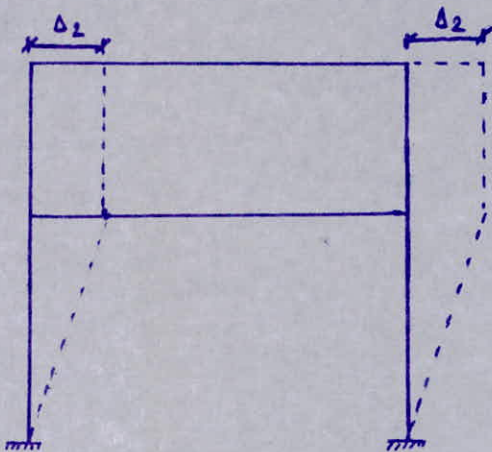
$$M_{BA} = \frac{3EI\Delta}{l^2} \quad (2)$$

Supprimons les charges et surcharges et donnons à l'étage supérieur un déplacement Δ_1 .



à l'aide des formules (1) et (2) on peut déterminer dans chaque barre les moments d'encastrement parfait, on peut alors à l'aide de la méthode (nœuds non déplaçables) déterminer les moments dans tous les nœuds et les efforts tranchants à chaque niveau (M_1, T_1) .

Donnons maintenant au deuxième étage un déplacement Δ_2 .
de la même manière, on pourra déterminer (M_2, T_2) .



le moment final cherché sera :

$$M = M' + \sum K_i \Delta_i$$

M' : moment trouvé avec nœuds déplaçables

les K_i sont déterminés par l'équation :

$$H + T + \sum K_i \Delta_i = 0 \text{ pour chaque niveau.}$$

avec H : force extérieure.

T : effort tranchant pour le niveau considéré avec nœuds non déplaçables

On a des portiques à 3 niveaux.

nous avons pas mentionné les calculs intermédiaires pour la méthode de Cross. (Voir les tableaux)

~ Moments Fléchissants - Efforts Normaux

Poteaux

Portique transversaux

Sous G

Portique II				Portique III			
Niv	Pot	MH (t.m)	MB (t.m)	N _{ca.} (t)	MH (t.m)	MB (t.m)	N _{ca.} (t)
3	1	-3,508	2,339	-5,02	-3,34	2,79	-4,67
	2	2,409	-1,743	-6,999	2,35	-2,09	-6,475
	3	-2,409	1,743	-6,999	-2,35	2,09	-6,475
	4	3,508	-2,339	-5,02	3,34	-2,79	-4,670
2	5	1,540	-1,923	-9,78	2,52	-2,80	-11,309
	6	-1,281	1,485	-13,375	-1,99	2,14	-11,309
	7	1,281	-1,485	-13,375	1,99	-2,14	-11,146
	8	-1,540	1,923	-9,788	-2,52	2,80	-11,309
1	9	-1,733	0,867	-14,514	-2,33	1,16	-17,915
	10	1,275	-0,636	-19,793	-1,73	0,866	-20,105
	11	-1,275	0,636	-19,793	1,730	-0,866	-20,105
	12	1,733	-0,867	-14,514	2,33	-1,16	-17,882

Sous Q

Portique II				Portique III			
Niv.	Pot.	MH (t.m)	MB (t.m)	N (t)	MH (t.m)	MB (t.m)	N (t)
3	1	-0,665	0,792	-0,879	-0,601	0,718	-0,797
	2	0,488	-0,599	-1,203	0,44	-0,542	-1,09
	3	-0,488	0,598	-1,203	-0,442	0,542	-1,09
	4	0,665	-0,792	-0,879	0,601	-0,718	-0,797
2	5	0,947	-0,973	-3,092	0,882	-0,881	-2,803
	6	-0,723	0,737	-2,992	-0,656	0,668	-3,801
	7	0,723	-0,737	-2,992	0,656	-0,668	-3,801
	8	-0,947	0,973	-3,092	-0,88	0,881	-2,803
1	9	-0,152	0,376	-5,303	-0,682	0,341	-4,806
	10	0,566	-0,283	-7,190	0,513	-0,256	-6,515
	11	-0,566	0,283	-7,190	-0,513	0,256	-6,515
	12	0,152	-0,376	-5,303	0,681	-0,341	-4,806

Poutres

Sous G

		Portique II				Portique III			
Niv.	P.	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TG (t)
3	1	-5,020	-3,508	-4,174	-5,282	-4,671	-3,340	-3,878	-4,882
	2	-1,717	-1,765	-1,765	-1,716	-1,593	-1,533	-1,533	-1,592
	3	-5,28	-4,174	-3,507	-5,02	-4,882	-3,878	-3,340	-4,670
2	4	-4,787	-3,323	-3,885	-4,769	-6,703	-5,471	-5,305	-6,638
	5	-1,582	-0,899	-0,899	-1,592	-2,223	-1,392	-1,392	-2,224
	6	-4,768	-3,884	-3,923	-4,783	-6,638	-5,305	5,471	-6,703
1	7	-4,726	-3,656	-3,910	-4,826	-6,606	-5,132	-5,461	-6,735
	8	-1,592	-1,153	-1,153	-1,592	-2,224	-1,586	-1,586	-2,223
	9	-4,826	-3,910	-3,656	-4,726	-6,735	-5,461	-5,132	-6,606

Sous Q

		Portique II				Portique III			
Niv.	P.	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TG (t)
3	1	-0,880	-0,663	-0,728	-0,905	-0,796	-0,600	-0,659	-0,819
	2	-0,298	-0,241	-0,240	-0,297	-0,270	-0,218	-0,218	-0,270
	3	-0,905	-0,728	-0,662	-0,880	-0,820	-0,660	-0,600	-0,797
2	4	-2,248	-1,827	-1,730	-2,214	-2,037	-1,656	-1,576	-2,006
	5	-0,743	-0,506	-0,506	-0,744	-0,673	-0,458	-0,458	-0,674
	6	-2,213	-1,739	-1,828	-2,249	-2,006	-1,576	-1,656	-2,038
1	7	-2,211	-1,724	-1,826	-2,251	-2,063	-1,562	-1,655	-2,040
	8	-0,743	-0,523	-0,523	-0,743	-0,674	-0,474	-0,474	-0,674
	9	-2,251	-1,826	-1,724	-2,211	-2,040	-1,655	-1,562	-2,004
Niv.	P.	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TG (t)

Poteaux

Portique V

Sous G

Sous Q

Niv	Pot	MH (t.m)	MB (t.m)	* N (t)	MH (t.m)	MB (t.m)	N (t)
2	1	-3,89	2,97	-6,22	-0,62	0,82	-0,87
	2	2,48	-2,92	-8,92	0,42	-0,56	-1,21
	3	-2,48	2,02	-8,92	-0,42	0,56	-1,21
	4	3,89	-2,97	-6,22	0,62	0,81	-0,87
1	5	1,55	-0,78	-12,21	0,76	-0,38	-3,06
	6	-1,17	0,58	-17,07	-0,52	0,26	-4,23
	7	1,17	-0,58	-17,07	0,52	-0,26	-4,23
	8	-1,55	0,78	-12,21	-0,76	0,38	-3,06

Portique VI

Sous G

Sous Q

2	1	-1,96	2,16	-2,90	-0,31	0,41	-0,44
	2	2,31	1,48	-4,07	0,21	-0,28	-0,67
	3	-1,31	1,48	-4,07	-0,21	0,28	-0,67
	4	1,96	-2,16	-2,90	0,31	-0,41	-0,44
1	5	1,77	-0,89	-8,30	0,38	-0,19	-1,53
	6	-1,24	0,62	-11,5	-0,26	0,13	-2,12
	7	1,24	-0,62	-11,5	0,26	-0,13	-2,12
	8	-1,77	0,89	-8,3	-0,38	0,19	-1,53
Niv	Pot.	MH (t.m)	MB (t.m)	N (t)	MH (t.m)	MB (t.m)	N (t)

Poutres

Portique V

Niv	P	Sous G				Sous Q			
		TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)
2	1	-6,22	-4,53	-4,90	-6,76	-0,87	-1,57	-1,80	-0,91
	2	-2,16	-4,71	1,71	-2,16	0,30	-0,72	0,72	-0,30
	3	-6,76	-4,90	-4,53	-6,22	-0,91	-0,72	-0,72	-0,87
1	4	-5,99	-3,90	-5,26	-6,13	-2,19	-0,62	-0,72	-2,28
	5	-2,02	-2,78	-0,30	-2,02	-0,74	-0,30	-0,30	0,74
	6	-6,13	-5,26	-3,90	-5,99	-2,28	-0,72	-0,62	-2,19

Portique VI

Niv	P	Sous G				Sous Q			
		TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)
2	1	-2,9	-1,96	2,42	-3,08	-0,44	-0,31	-0,36	-0,46
	2	-0,99	-1,11	-1,11	-0,99	-0,15	-0,15	-0,15	-0,15
	3	-3,08	-2,42	-1,96	-2,90	-0,46	-0,36	-0,31	-0,44
1	4	-5,6	-4,45	-3,93	-5,6	1,14	-0,90	-0,79	-1,09
	5	-1,83	-1,23	-1,23	-1,83	-0,37	-0,36	-0,36	-0,37
	6	-5,6	-3,93	-4,45	-5,6	1,09	-0,79	-0,90	-1,14
Niv	P	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)	TG (t)	MG (tm)	MD (tm)	TD (t)

SUPERPOSITION DES

DIFFERENTES

SOLLICITATIONS

Poteaux

Portique transversaux
Portique

III

		$M = M_G + M_Q + 1,2 M_E$	$N_G + N_Q + 1,2 N_E$	$M = 1,33 M_G + 1,5 M_Q$	$1,33 N_G + 1,5 N_Q$		
Niv	Pot.	M.H	M.B	N	M.H	M.B	N
3	1	-6,25	4,504	-6,15	-5,34	4,78	-7,45
	2	7,471	-6,462	-10,98	3,75	-3,60	-10,25
	3	-7,47	6,462	-10,98	-3,79	3,60	-10,25
	4	6,25	-4,504	-6,15	5,34	-4,78	-7,45
2	5	6,12	-6,42	-16,05	4,633	-5,045	-19,05
	6	-9,678	9,84	-26,707	-3,63	3,84	-20,53
	7	9,68	-9,84	-26,707	3,63	-3,84	-20,53
	8	-6,12	6,42	-16,05	-4,63	5,045	-19,05
1	9	-6,001	7,191	-26,44	-4,12	-2,05	-31,04
	10	8,75	-8,30	-48,59	3,07	-1,52	-36,51
	11	-8,75	8,30	-48,59	-3,07	1,52	-36,51
	12	6,001	-7,191	-26,44	4,12	-2,05	-31,04

Portique II

3	1	-6,327	4,055	-6,523	-5,66	4,29	-8,04
	2	7,253	-5,906	-10,854	3,94	-3,22	-11,40
	3	-7,253	5,906	-10,854	-3,94	3,22	-11,40
	4	6,327	-4,055	-6,523	5,66	-4,29	-8,04
2	5	5,037	-5,44	-14,056	3,48	-4,02	-17,650
	6	-8,544	8,762	-21,911	-2,78	3,08	-22,280
	7	8,544	-8,762	-21,911	2,78	-3,08	-22,280
	8	-5,037	5,44	-14,056	-3,48	4,02	-17,650
1	9	-5,27	6,533	-21,473	-3,43	1,717	-27,250
	10	7,911	-6,990	-36,487	2,545	-1,75	-37,100
	11	-7,991	6,990	-36,487	-2,545	1,75	-37,100
	12	5,27	-6,533	-21,473	3,43	-1,717	-27,280
Niv	Pot	$M_H (t \cdot m)$	$M_B (t \cdot m)$	$N (t)$	$M_H (t \cdot m)$	$M_B (t \cdot m)$	$N (t)$
		$M = M_G + M_Q + 1,2 M_E$		$N_G + N_Q + 1,2 N_E$	$M = 1,33 M_G + 1,5 M_Q$		$1,33 N_G + 1,5 N_Q$

Poutres

Portique transversaux

Portique II

		$M = M_G + M_Q + ME$		$T_G + T_Q + T_E$		$M = 1,33M_G + 1,5M_Q$		$1,33T_G + 1,5T_Q$	
Niv	Pot	MG	MD	T		MG	MD	T	
				G	D			G	D
3	1	-6,146	-5,802	-6,42	-6,07	-5,66	-6,64	-7,99	-8,38
	2	-4,736	-4,736	-4,74	-4,74	-2,7	-2,7	-2,73	-2,73
	3	-5,802	-6,146	-6,77	-6,42	-6,64	-5,66	-8,38	-7,99
2	4	-7,84	-7,713	-8,01	-7,96	-7,94	-7,77	-9,73	-9,65
	5	-6,163	-6,163	-7,93	-7,935	-1,59	-1,59	-3,23	-3,23
	6	-7,713	-7,84	-7,96	-8,013	-7,77	-7,94	-9,65	-9,73
1	7	-9,82	-8,336	-8,317	-8,45	-7,45	-7,94	-9,602	-9,79
	8	-9,576	-9,576	-11,63	-11,636	-2,32	-2,32	-3,23	-3,23
	9	-8,336	-9,82	-8,45	-8,317	-7,94	-7,45	-9,79	-9,602

Portique VIII

3	1	-5,87	-5,52	-6,028	-6,26	-5,34	-6,16	-7,40	-7,74
	2	-4,658	-4,658	-5,282	-5,282	-2,36	-2,36	-2,52	-2,52
	3	-5,52	-5,87	-6,26	-6,028	-6,16	-5,34	-7,74	-7,40
2	4	-9,98	-9,38	-9,79	-9,69	-9,44	-9,76	-11,97	-11,84
	5	-8,648	-8,648	-10,89	-10,897	-2,54	-2,54	-3,98	-3,98
	6	-9,38	-9,98	-9,69	-9,79	-9,76	-9,44	-11,84	-11,97
1	7	-11,46	-9,88	-10,09	-10,25	-9,16	-9,75	-11,79	-12,02
	8	-10,554	-10,554	-12,887	-12,887	-2,82	-2,82	-3,97	-3,97
	9	-10,02	-11,46	-10,25	-10,09	-9,75	-9,16	-12,02	-11,79
Niv	P.	MG	MD	T		MG	MD	T	
		$M = M_G + M_Q + ME$		$T_G + T_Q + T_E$		$M = 1,33M_G + 1,5M_Q$		$1,33T_G + 1,5T_Q$	

Portique longitudinal ~A~

Niv	P.	MQG	MQD	MEG	MED	MQG+MEG	MQD+MED	TQ		TE		TQ+TE		P.
								G	D	G	D	G	D	
3	1	-0,094	-0,112	-1,82	-1,215	-1,914	-1,327	0,16	0,17	-0,9	-0,8	-1,03	-1,04	1
	2	-0,076	-0,110	-1,215	-1,215	-1,291	-1,325	0,15	0,15	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	2
	3	-0,09	-0,107	-1,215	-1,215	-2,105	-1,322	0,16	0,17	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	3
	4	-0,085	-0,108	-1,215	-1,215	-1,30	-1,323	0,16	0,17	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	4
	5	-0,085	-0,108	-1,215	-1,215	-2,06	-1,323	0,16	0,17	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	5
	6	-0,086	-0,107	-1,215	-1,215	1,301	-1,322	0,16	0,17	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	6
	7	-0,084	-0,113	-1,215	-1,82	-1,299	-1,933	0,15	0,17	-0,8	0,8	-1,02	-1,04	7
	8	-0,113	0,00	-1,82	0,00	-1,933	0,00	0,13	0,07	-1,2	0,00	1,4	0,00	8
2	9	-0,953	0,00	-4,25	0,00	-5,203	0,00	-1,36	0,0	-2,0	0,00	-4,3	0,00	9
	10	-0,950	-1,017	-2,82	-4,25	-3,77	-4,26	-1,66	-1,70	-2,0	-2,0	-3,7	-3,7	10
	11	-0,953	-1,011	-2,82	-2,82	-3,77	-3,83	-1,66	-1,70	-1,6	-1,6	-3,0	-3,1	11
	12	-0,952	-1,012	-2,82	-2,82	-3,77	-3,83	-1,6	-1,7	-1,6	-1,6	-3,3	-3,3	12
	13	-0,954	-1,011	-2,82	-2,82	-3,77	-3,83	-1,6	-1,7	-1,6	-1,6	-3,3	-3,3	13
	14	-0,954	-1,015	-2,82	-2,82	-3,77	-3,83	-1,6	-1,7	-1,6	-1,6	3,3	3,2	14
	15	-1,013	0,989	-2,82	-2,82	-3,83	-3,81	-1,7	-1,7	-1,6	-1,6	3,3	3,3	15
	16	-0,553	-1,162	-2,825	-4,25	-3,37	-5,412	-1,5	-1,9	-2,0	-2,0	-3,5	-3,8	16
1	17	-0,57	-1,158	-5,12	-3,88	-5,69	-5,04	-1,5	-1,9	-2,6	-2,6	-4,0	-4,4	17
	18	-1,01	-0,991	-3,88	-3,88	-4,89	-4,99	-1,7	-1,7	-2,2	-2,2	-3,9	-3,9	18
	19	-0,924	-1,014	-3,88	-3,88	-4,84	-4,90	-1,7	-1,7	-2,2	-2,2	-3,8	-3,8	19
	20	-0,954	-1,011	-3,88	-3,88	-4,84	-4,90	-1,7	-1,7	-2,2	-2,2	-3,9	-3,9	20
	21	-0,952	-1,012	-3,88	-3,88	-4,80	-4,90	-1,7	-1,7	-2,2	-2,2	-3,9	-3,9	21
	22	-0,953	-1,011	-3,88	-3,88	-4,84	-4,9	-1,7	-1,7	-2,2	-2,2	3,9	3,9	22
	23	-0,950	-1,018	-3,88	-5,12	-4,93	-6,13	-1,7	-2,5	-2,6	-2,6	-4,2	-4,3	23
	24	1,018	0,00	-5,12	0,00	-6,14	-0,00	-1,4	0,0	3,3	0,0	-4,7	0,00	24

Poutres

118

Portique longitudinal ~ B ~

Niv	P.	MQG	MQD	MEG	MED	MQG, MEG	MQD, MED	TQ		TE		TQ+TE		P.
								G	D	G	D	G	D	
3	1	-0,021	-0,062	-1,651	-1,107	-1,672	-1,107	0,07	0,09	-0,8	-0,6	-0,9	0,7	1
	2	-0,05	-0,050	-1,107	-1,107	-1,162	-1,157	0,08	0,09	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	2
	3	-0,049	-0,053	-1,107	-1,107	-1,152	-1,16	0,08	0,08	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	3
	4	-0,050	-0,052	-1,107	-1,107	-1,15	-1,15	0,08	0,08	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	4
	5	-0,050	-0,052	-1,107	-1,107	-1,15	-1,15	0,08	0,09	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	5
	6	-0,050	-0,052	-1,107	-1,107	-1,15	-1,15	0,08	0,09	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	6
	7	-0,050	-0,053	-1,107	-1,107	-1,15	-1,15	0,08	0,08	-0,8	-0,8	-0,7	-0,7	7
	8	-0,050	-0,00	-1,65	0,00	-1,700	0,00	0,05	0,00	1,16	0,00	1,2	0,00	8
2	9	-0,50	-0,00	-3,87	-0,00	-3,92	0,00	0,05	0,00	-2,7	0,00	-2,7	0,00	9
	10	-0,049	-0,053	-2,57	-3,87	-2,62	-3,92	0,08	0,09	1,7	-1,7	-1,8	-1,8	10
	11	-0,049	-0,053	-2,57	-2,57	-2,62	-3,92	0,08	0,09	1,4	-1,4	-1,5	-1,5	11
	12	-0,049	-0,053	-2,57	-2,57	-2,61	-3,92	0,08	0,09	1,4	-1,4	-1,5	-1,5	12
	13	-0,049	-0,053	-2,57	-2,57	-2,61	-3,92	0,08	0,09	1,4	-1,4	-1,5	-1,5	13
	14	-0,049	-0,053	-2,57	-2,57	-2,61	-3,92	0,08	0,09	1,4	-1,4	-1,5	-1,5	14
	15	-0,051	-0,052	-2,57	-2,57	-2,61	-3,92	0,08	0,08	1,8	-1,8	-1,9	-1,9	15
	16	-0,032	-0,060	-3,87	-2,57	-3,91	-2,63	0,08	0,09	1,8	-1,8	-1,9	-1,9	16
	17	-0,029	-0,060	-4,28	-3,25	-4,31	-3,31	0,08	0,09	2,15	-2,15	-2,2	2,2	17
	18	-0,053	-0,051	-3,25	-3,25	-3,31	-3,31	0,08	0,08	-1,8	-1,8	-1,8	-1,9	18
1	19	-0,049	-0,053	-3,25	-3,25	-3,31	-3,31	0,08	0,08	-1,8	-1,8	-1,8	-1,9	19
	20	-0,050	-0,050	-3,25	-3,25	-3,31	-3,31	0,08	0,08	-1,86	-1,86	-1,8	-1,9	20
	21	-0,050	-0,053	-3,25	-3,25	-3,31	-3,31	0,08	0,09	-1,86	-1,6	-1,94	-1,94	21
	22	-0,050	-0,053	-3,25	-3,25	-3,31	-3,31	0,09	0,09	-1,86	-1,86	-1,94	-1,94	22
	23	-0,049	-0,053	-3,25	-4,28	-3,31	-4,31	0,09	0,09	-1,15	-2,15	-2,24	-2,24	23
	24	-0,050	0,00	-4,28	-0,00	-4,33	0,00	0,05	0,00	-1,19	0,00	-1,24	0,00	24

Poutres

Portique longitudinal ~ B ~

Niv.	Pot.	MQH	MQB	MEH	MEB	MQH+1,2MEH	MQB+1,2MEB	NQ	NE	NQ+1,2NE
3	1	-0,021	0,017	-1,651	1,297	-2,002	1,573	-0,1076	-0,788	-1,021
	2	0,006	-0,005	2,115	-1,810	2,544	-2,177	-0,188	-0,156	-0,422
	3	0,022	-0,002	2,115	-1,810	2,540	-2,174	-0,172	-0,156	-0,422
	4	0,003	-0,002	2,115	-1,810	2,541	-2,174	-0,177	-0,156	-0,422
	5	0,002	-0,002	2,115	-1,810	2,540	-2,174	-0,175	-0,156	-0,422
	6	0,002	-0,002	2,115	-1,810	2,540	-2,174	-0,173	-0,156	-0,422
	7	0,002	-0,002	1,115	-1,810	2,540	-2,174	-0,174	-0,150	-0,354
	8	0,002	-0,002	1,651	-1,297	1,983	-1,558	-0,138	-0,664	-0,834
2	9	0,001	-0,001	2,580	2,290	3,097	-2,749	-0,279	-0,763	-1,194
	10	-0,002	0,002	-3,330	3,330	-3,998	3,998	0,349	-0,188	-0,351
	11	-0,002	0,002	-3,330	3,330	-3,998	3,998	-0,348	-0,188	-0,351
	12	-0,002	0,002	-3,330	3,330	-3,998	3,998	-0,350	-0,188	-0,351
	13	-0,002	0,002	-3,330	3,330	-3,998	3,998	0,352	-0,188	-0,351
	14	-0,002	0,002	-3,330	3,330	-3,998	3,998	-0,345	-0,188	-0,351
	15	-0,004	0,004	-2,580	2,290	-3,100	2,752	-0,371	-0,420	-0,421
	16	-0,015	0,015	-2,580	2,290	-3,111	2,763	-0,155	-0,848	-1,172
1	17	-0,013	0,005	-2,001	3,410	-2,414	4,097	-0,234	-0,403	-0,717
	18	0,003	-0,002	3,184	-3,891	3,823	-4,671	-0,544	-0,403	-0,717
	19	0,001	-0,001	3,184	-3,891	3,821	-4,671	-0,521	-0,403	-0,717
	20	0,001	-0,001	3,184	-3,891	3,821	-4,671	-0,526	-0,403	-0,717
	21	0,001	-0,001	3,184	-3,891	3,821	-4,671	-0,325	-0,403	-0,717
	22	0,001	-0,001	3,184	-3,891	3,821	-4,671	-0,522	-0,403	-0,717
	23	0,001	-0,001	3,184	-3,891	3,821	-4,671	-0,524	0,403	-0,717
	24	0,001	-0,001	2,001	-3,410	2,402	-4,093	-0,414	0,728	-1,287

Poteau I

120

Portique longitudinal - A~

Niv.	Pot.	MQH	MQB	MEH.	M.E.H.	MQH+1/2MEH	MQB+1/2MEB	NQR	N.E.	NQR+1/2NE
3	1	-0,094	0,226	-1,82	1,42	-2,278	1,930	-0,161	-0,78	-1,097
	2	0,035	-0,54	2,23	-1,99	2,95	-2,928	-0,338	-0,15	-0,518
	3	0,021	-0,014	2,23	-1,99	2,93	-2,380	-0,337	-0,15	-0,518
	4	0,022	-0,019	2,23	-1,99	2,93	-2,38	-0,333	-0,15	-0,513
	5	0,022	-0,019	2,23	-1,99	2,93	-2,38	-0,333	-0,15	-0,513
	6	0,022	-0,019	2,23	-1,99	2,93	-2,38	-0,33	-0,15	-0,513
	7	0,023	-0,023	2,23	-1,99	2,93	-2,38	-0,333	-0,15	-0,513
	8	0,017	-0,017	1,82	-1,42	2,939	-2,408	-0,175	-0,38	-0,632
2	9	-0,034	0,034	-2,83	2,51	-3,43	3,046	-1,684	-1,37	-3,328
	10	-0,041	0,041	-3,66	3,66	-4,433	4,43	-3,781	-0,47	-4,4845
	11	-0,040	0,040	-3,66	3,66	-4,433	4,433	-3,673	-0,47	-4,237
	12	-0,040	0,040	-3,66	3,66	-4,433	4,433	-3,703	-0,47	-4,267
	13	-0,041	0,041	-3,66	3,66	-4,433	4,433	-3,692	-0,47	-4,256
	14	-0,032	0,032	-3,66	3,66	-4,433	4,433	-3,704	-0,47	-4,268
	15	-0,087	0,093	-3,66	3,66	-4,487	4,487	-3,692	-0,57	-4,376
	16	0,327	-0,321	2,83	-2,51	3,723	-3,330	-1,863	-2,82	-5,020
1	17	-0,249	0,108	-2,61	4,44	-3,381	5,436	-3,378	-5,41	-9,187
	18	0,058	-0,045	4,13	-5,05	5,014	-6,105	-7,231	-0,865	-8,269
	19	0,014	-0,023	4,13	-5,05	4,970	-6,083	-7,041	-0,865	-8,330
	20	0,020	-0,026	4,13	-5,05	4,979	-6,086	-7,068	-0,865	-8,330
	21	0,019	-0,026	4,13	-5,05	4,956	-6,086	-7,07	-0,865	-8,330
	22	0,019	-0,026	4,13	-5,05	4,975	-6,086	-7,01	-0,865	-8,330
	23	0,020	-0,026	4,13	-5,05	4,976	-6,086	-7,245	-0,760	-8,330
	24	0,014	-0,023	2,61	-2,44	3,146	-5,350	-3,387	-2,335	-6,19

Poteaux

Poteaux

Portique transversaux

Portique

V

		$M = M_G + M_Q + 1,2 M_E$		$N_G + N_Q + 1,2 N_E$	$M = 1,33 M_G + 1,5 M_Q$		$1,33 N_G + 1,5 N_Q$
		M _H	M _B	N	M _H	M _B	N
2	1	-5,99	4,76	-7,52	-6,10	5,17	-9,58
	2	6,08	-5,18	-12,58	3,93	-5,53	-13,68
	3	-6,08	5,18	-12,58	-3,93	5,53	-13,68
	4	5,99	-4,76	-7,52	6,10	-5,17	-9,58
1	5	3,69	-3,72	-16,42	3,20	-1,61	-20,83
	6	-4,55	4,33	-28,00	-2,34	1,16	-29,00
	7	4,55	-4,33	-28,00	2,34	-1,16	-29,00
	8	-3,69	3,72	-16,42	-3,20	1,61	-20,83

Portique VI

2	1	-3,83	3,61	-3,80	-3,07	3,49	-4,52
	2	4,88	-4,52	-7,30	2,06	-2,39	-6,33
	3	-4,88	4,52	-7,30	-2,06	2,39	-6,33
	4	3,83	-3,61	-3,80	3,07	-3,49	-4,52
1	5	4,69	-2,70	-11,25	2,92	-1,47	-13,30
	6	-4,51	4,42	-20,52	-2,04	1,02	-18,48
	7	4,51	-4,42	-20,52	2,04	-1,02	-18,48
	8	-4,69	2,70	-11,25	-2,92	1,47	-13,30
		M _H	M _B	N	M _H	M _B	N
		$M = M_G + M_Q + 1,2 M_E$		$N_G + N_Q + 1,2 N_E$	$M = 1,33 M_G + 1,5 M_Q$		$1,33 N_G + 1,5 N_Q$

Poutres

Portique transversaux

Portique V

		$M = MG + MQ + ME$		$TG + TQ + TE$		$M = 1,33MG + 1,5MQ$		$1,33TG + 1,5TQ$	
Niv	P.	$M_G (t.m)$	$M_D (t.m)$	$T (t)$		$M_G (t.m)$	$M_D (t.m)$	$T (t)$	
2	1	-5,75	-6,58	-7,69	-8,27	-6,12	-8,08	-9,58	-10,36
	2	-5,13	-5,13	-6,60	-6,60	-6,77	-6,77	-3,32	-3,32
	3	-6,58	-5,75	-8,27	-7,69	-8,08	-6,12	-10,36	-9,58
1	4	-7,73	-8,07	-8,54	-8,77	-9,22	-8,38	-11,25	-11,57
	5	-5,95	-5,95	-5,16	-5,16	-3,35	-3,35	-3,80	-3,80
	6	-8,07	-7,73	-8,77	-8,54	-8,38	-9,22	-11,57	-11,25

Portique VI

2	1	-3,57	-3,41	-3,72	-3,92	-3,07	-3,76	-4,52	-4,79
	2	-3,43	-3,43	-3,69	-3,69	-1,70	-1,70	-1,54	-1,54
	3	-3,41	-3,57	-3,92	-3,72	-3,76	-3,07	-4,79	-4,52
1	4	-6,44	-7,71	-7,58	-7,30	-7,27	-6,41	-8,82	-9,16
	5	-5,81	-5,81	6,58	6,58	-2,84	-2,84	-2,99	-2,99
	6	-7,71	-6,44	7,30	-7,54	-6,41	-7,27	-9,16	-8,82
Niv,	P	$M_G (t.m)$	$M_D (t.m)$	$T (t)$		$M_G (t.m)$	$M_D (t.m)$	$T (t)$	
		$M = MG + MQ + ME$		$TG + TQ + TE$		$M = 1,33MG + 1,5MQ$		$1,33TG + 1,5TQ$	

Portique Longitudinal ~ D ~ Poteaux

Ni y	Pot.	MQH	MQB	MEH	MEB	MQH+1/2MEH	MQB+1/2MEB	NQ	NE	NQ+1/2NE	
2	1	-0,099	0,20	-0,51	1,19	-0,71	1,63	-0,16	-0,42	-0,66	1
	2	0,016	-0,037	+1,96	-2,39	2,37	-2,91	-0,33	-0,14	-0,5	2
	3	0,0027	-0,008	+1,96	-2,39	+2,35	-2,98	-0,34	-0,00	-0,34	3
	4	0,003	-0,008	+1,96	-2,39	2,35	-2,98	-0,34	-0,00	-0,34	4
	5	0,015	-0,037	+1,96	-2,39	+2,37	-2,91	-0,33	-0,17	-0,50	5
	6	0,099	-0,200	+0,51	-1,19	0,71	-1,63	-0,16	-0,42	-0,66	6
1	7	+0,23	-0,110	+1,17	-2,18	+1,63	2,73	-1,63	-1,75	-3,73	7
	8	-0,044	-0,022	+2,21	-2,70	2,70	+3,26	-3,54	-0,12	-4,08	8
	9	0,010	-0,005	+2,21	-2,70	-2,66	3,25	-3,66	-0,00	-3,66	9
	10	0,01	-0,005	+2,21	-2,70	2,70	+3,25	-3,66	-0,00	-3,66	10
	11	0,044	-0,022	+2,21	-2,70	2,70	3,25	-3,66	-0,12	-4,08	11
	12	-0,23	+0,110	+1,17	-2,18	-1,63	-2,73	1,63	-1,75	-3,73	12
2	1	-0,017	0,015	-0,47	+1,102	-0,58	1,34	-0,075	-0,39	-0,54	1
	2	0,0035	-0,003	1,81	-2,22	2,18	-2,67	-0,19	-0,13	-0,35	2
	3	0,0009	-0,0006	1,81	-2,22	2,17	-2,66	-0,172	-0,00	-0,172	3
	4	0,0008	-0,0006	1,81	-2,22	2,17	-2,66	-0,172	-0,00	-0,172	4
	5	0,0035	-0,003	1,81	-2,22	-2,17	-2,67	-0,19	-0,13	-0,35	5
	6	0,017	-0,015	0,47	-1,102	0,58	-1,34	-0,075	-0,39	-0,54	6
1	7	+0,01	0,005	1,08	+2,01	-1,31	2,42	-0,153	-1,62	-2,09	7
	8	0,002	-0,0009	2,03	-2,49	2,44	-2,99	-0,38	-0,11	-0,51	8
	9	0,0003	-0,0002	2,03	-2,49	-2,44	-2,99	0,35	-0,00	-0,35	9
	10	+0,0003	-0,0002	2,03	-2,49	2,44	-2,99	0,35	-0,00	-0,35	10
	11	+0,0017	-0,0009	2,03	-2,49	2,44	-2,99	-0,38	-0,11	-0,51	11
	12	0,001	-0,0052	1,08	-2,01	1,297	+2,42	0,153	-1,62	-2,097	12

Portique Longitudinal ~ C ~

Portique longitudinal ~ C ~

Niv.	P.	MQG	MQD	MEG	MED	MQG+MEG	MQD+MED	TQ		TE		TQ+TE		P.
								G	D	G	D	G	D	
2	1	-0,062	-0,017	-0,905	-0,47	-0,97	-0,49	-0,07	0,1	0,39	-0,39	-0,49	0,49	1
	2	-0,049	-0,06	-0,905	-0,905	-0,96	-0,97	-0,09	-0,08	-0,52	0,52	-0,61	0,61	2
	3	-0,05	-0,05	-0,905	-0,905	-0,96	-0,96	-0,08	-0,01	-0,52	0,52	0,61	-0,61	3
	4	-0,06	-0,049	-0,905	0,905	-0,97	-0,96	0,08	0,09	-0,52	0,52	0,61	-0,61	4
	5	-0,017	-0,062	0,47	-0,905	-0,49	-0,97	0,1	-0,75	-0,39	-0,39	0,49	-1,4	5
1	6	-0,06	-0,03	-2,12	-2,18	-2,19	-2,21	0,07	0,09	-1,23	-1,23	-1,31	-1,33	6
	7	-0,04	-0,05	-2,12	-2,12	-2,17	-2,18	0,09	0,08	-1,21	-1,21	-1,3	1,3	7
	8	-0,051	-0,051	-2,12	-2,12	-2,18	-2,17	0,08	0,08	-1,21	-1,21	1,3	-1,3	8
	9	-0,055	-0,049	-2,12	-2,12	-2,19	-2,18	0,08	0,08	-1,21	-1,21	-1,3	-1,3	9
	10	-0,026	-0,062	-2,12	-2,12	2,21	-2,19	0,09	0,07	-1,23	-1,23	-1,3	-1,3	10

Poutres

Portique Longitudinal ~ D ~

2	1	-0,104	-0,099	-0,98	-0,51	-1,08	-0,61	-0,16	-0,17	-0,42	-0,42	-0,58	-0,59	1
	2	-0,097	-0,089	-0,98	-0,98	-1,08	-1,07	-0,16	0,17	-0,56	-0,56	-0,72	-0,73	2
	3	-0,10	-0,10	-0,98	-0,98	-1,08	-1,08	0,17	0,17	-0,56	-0,56	-0,73	-0,73	3
	4	-0,089	-0,09	-0,98	-0,98	-1,08	-1,07	-0,17	0,16	-0,56	-0,56	-0,73	-0,73	4
	5	-0,09	-0,10	-0,51	-0,98	-0,61	-1,08	-0,17	0,16	-0,42	-0,42	-0,59	-0,58	5
1	6	-1,17	-0,43	-2,30	-2,36	-3,47	-2,79	-1,45	-1,39	-1,33	-1,33	-2,8	-3,22	6
	7	-0,95	-1,09	-2,30	-2,30	-3,25	-3,39	-1,32	-1,64	-1,31	-1,31	-3,03	-2,95	7
	8	-0,97	-0,97	-2,30	-2,30	3,27	-3,27	-1,68	-1,68	-1,31	-1,31	-2,95	-2,99	8
	9	-1,09	-0,95	-2,30	-2,30	-3,39	-3,25	1,64	1,72	-1,31	-1,31	-2,95	-3,03	9
	10	-0,43	-1,17	2,36	2,30	-2,79	-2,47	1,39	-1,47	-1,33	-1,33	3,22	-2,8	10
Niv	P	MQG	MQD	MEG	MED	MQG+MEG	MQD+MED	TQ	TE	TQ+TE	P.			

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX-POUTRES

Dimensionnement des poteaux

Les poteaux travaillent en compression avec flexion, ils transmettent au sol, les charges verticales et horizontales plus des moments appliqués au bâtiment.

R+2

pour le prédimensionnement nous avons choisi un HEA 280 dont les caractéristiques sont :

$$I_x = 13673 \text{ cm}^4 \quad P_p = 76,4 \text{ kg/ml} \quad i_x = 11,9 \text{ cm} \quad ; \quad I_y = 4763 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{v_x} = 1010 \text{ cm}^3 \quad A = 97,3 \text{ cm}^2 \quad i_y = 7 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{I_y}{v_y} = 340 \text{ cm}^3$$

Longueur de flambement

Ceci fait l'objet du Règlement CM66 5,134. (P.157)

Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds libres de se déplacer -

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, le rapport $\frac{l}{l_0}$ est donné par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement K_A et K_B aux deux extrémités du tronçon AB de poteau considéré.

4^{ème} cas

Sens longitudinal

Sens transversal

Niveau 1	N° du portique	N° du poteau	M _{max} (t.w)		N _{lon} (t)		N° du portique	N° du poteau	M _{lon} (t.w)		N _{lon} (t)	
			Sil≠0	Sil=0	Sil≠0	Sil=0			Sil≠0	Sil=0	Sil≠0	Sil=0
	A	23	6,086	26 × 10 ³	0,912	/	II		6,53	1,24	21,47	19,82

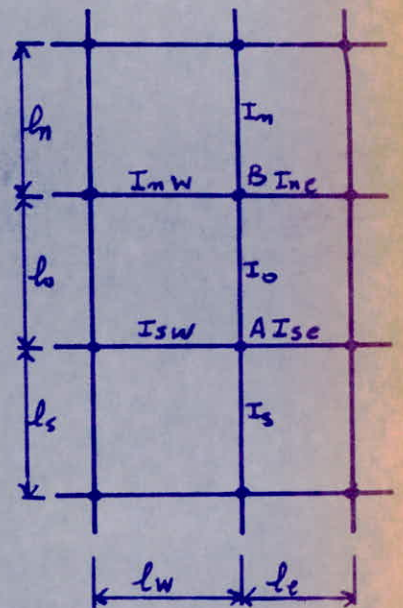
$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_A K_B}{K_A + K_B + 5,5K_A K_B}}$$

le coefficient d'encastement du poteau AB
à son nœud inférieur A est :

$$K_A = \frac{\frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}{\frac{I_s}{l_s} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}$$

et au nœud supérieur B :

$$K_B = \frac{\frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}$$



Pour les poteaux du R.D.C nous avons $K_A = K_B = 1$ donc $l = l_0$

1er cas (N_{max} dans le sens transversal)

Il s'agit d'un poteau de R.D.C donc $K_A = K_B = 1 \Rightarrow l = l_0$
nous en déduisons l'élanissement $\lambda_x = \frac{l}{i_x}$ et $\lambda_y = \frac{l}{i_y}$.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{277}{11,9} = 23,27 \\ \lambda_y = \frac{277}{7} = 39,57 \end{array} \right\} \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 39,57 \rightarrow k = 1,065 \quad (\text{CM66 P. 211})$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_M = \frac{N_{max}}{A} = \frac{48,59 \times 10^3}{97,3} = 499 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{con}}{W_x} = \frac{8,75 \times 10^5}{1010} = 866 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{con}}{W_y} = \frac{1 \times 10^8}{340} = 0,294 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3}{8} (k\sigma_N + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{eu}$$

$$\frac{3}{8} (1,065 \times 499 + 1 \times 866 + 0,294) = 1572 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié.

2^{ème} cas (N_{max} dans le sens longitudinal)

Il s'agit un poteau de R.D.C donc $k_A = k_B = 1 \Rightarrow l = l_0$

nous en déduisons $\lambda_y = \frac{l}{i_y}$ (calculé précédemment).

$$\lambda = 39,57 \longrightarrow k = 1,065$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{\Sigma N}{A} = \frac{29,211 \times 10^3}{97,3} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes de flexion.

$$\sigma_{fx} = \frac{3,012 \times 10^5}{1010} = 298 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{5,33 \times 10^5}{340} = 1568 \text{ kg/cm}^2$$

pas risque de déversement $\Rightarrow k_d = 1$.

vérification :

$$\frac{3}{8} (k\sigma_N + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{eu}$$

$$\frac{3}{8} (1,065 \times 300 + 1 \times 298 + 1568) = 2459 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié.

D'après la philosophie de formules enveloppes, nous pouvons dépasser la contrainte admissible de 17%.

3ème cas (M_{max} dans le sens transversal)

Il s'agit d'un poteau de l'étage, courant donc il est nécessaire de déterminer (K_A et K_B) et par conséquent la longueur de flambement l en $f(l_0)$.

Dans le plan $x-x$.

$$K_A = \frac{1645,25 + 4985,5}{4236,13 + 3599,67 + 4985,5 + 1645,25} = 0,458$$

$$K_B = \frac{1645,25 + 4985,5}{3599,67 + 3599,67 + 4985,5 + 1645,25} = 0,479$$

Donc :

$$\frac{l_x}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,458 + 0,479) + 1,1 \times 0,458 \times 0,479}{0,458 + 0,479 + 5,5 \times 0,458 \times 0,479}} = 1,38 \Rightarrow l_x = 1,38 l_0$$

Dans le plan $y-y$

$$K_A = \frac{2595,03}{1716,97 + 1502,52 + 2595,03} = 0,446$$

$$K_B = \frac{2595,03}{1502,52 + 1502,52 + 2595,03} = 0,463$$

Donc :

$$\frac{l_y}{l_0} = 1,40 \Rightarrow l_y = 1,40 l_0$$

nous en déduisons l'élanement :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{1,38 \times 317}{11,9} = 37$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1,40 \times 317}{7} = 63,4$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 63,4$$

Calcul du coefficient de déversement K_d

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

On calcule la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 E I_y}{5,2 I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) B.C. \Leftrightarrow \sigma_d = 4 \times 10^4 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) B.C.$$

avec σ_d en (kg/mm^2).

Détermination des coefficients D, B, C .

D : en fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l^2}{I_y h^2}} \quad \text{avec } J = 1,25 \frac{2b_1 e_1^3 + b_2 e_2^3}{3} = 56,47$$

(CM66 Annexe 13,601)

$$D = 1,12 \quad (\text{HEA } 280).$$

$$B = 1 \quad (\text{CM66 page 95}) \rightarrow \text{charges appliquées au niveau de la fibre neutre.}$$

C déterminé en fonction de $\left(\frac{M_e}{M_w}\right) \rightarrow$ (CM66 page 92)

$$\frac{M_e}{M_w} = -0,983 \rightarrow C = 2,78.$$

Donc :

$$\sigma_d = 4 \times 10^4 \times \frac{4763}{13673} \cdot \frac{280^2}{2770} (1,12 - 1) \cdot 1 \cdot 2,78 = 47,18 \text{ kg}/\text{mm}^2$$

$\sigma_d = 47,18 \text{ kg}/\text{mm}^2 > 24 \text{ kg}/\text{mm}^2$ la vérification du déversement n'est pas nécessaire $\Rightarrow K_d = 1$.

Vérification :

si la formule enveloppe est satisfaite aucune autre vérification n'est nécessaire.

$$\lambda = 63,4 \longrightarrow k = 1,225 \quad (\text{page 211 CM66}) \quad (\text{Annexe 13,411})$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{\sum N}{A} = \frac{26,77 \times 10^3}{97,3} = 275 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = \frac{9,84 \times 10^5}{1010} = 975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{\text{con}}}{W_y} = \frac{0 \times 10^5}{340} = 0$$

vérification :

$$g/g (k \sigma_N + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{eu}$$

$$g/g (1,225 \times 275 + 1 \times 975 + 0) = 1476 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

4^{ème} cas (M^{\max} dans le sens longitudinal) c'est vérifié.

Il s'agit d'un poteau de R.D.C donc $k_A = k_B = 1 \Rightarrow l = l_0$

nous en déduisons $\lambda = 39,57 \longrightarrow k = 1,065$ (Annexe 13,411 CM66)

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{\sum N}{A} = \frac{26 \times 10^3}{97,3} = 266 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion.

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{\text{con}}}{W_x} = \frac{1,24 \times 10^5}{1010} = 123 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{\max}}{W_y} = \frac{6,086 \times 10^5}{340} = 1790 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification

$$\frac{9}{8} (k \sigma_N + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{eu}$$

$$\frac{9}{8} (1,065 \times 266 + 1 \times 123 + 1790) = 2471 \text{ kg/cm}^2$$

C'est vérifié.

Remarque:

Nous avons fait les mêmes vérifications selon le règlement CM66, mais on a trouvé des contraintes moins défavorables que celles de R. P. A.

Donc nous allons dimensionner nos poteaux pour les 2 bâtiments (R+2 et R+1) selon les règlements parasismiques Algériennes.

Conclusion:

nous adoptons pour les poteaux du bâtiment (R+2) des profilés HEA 280.

Dimensionnement des poutres

Les poutres seront étudiées en flexion simple.

Récapitulation des efforts pour les cas les plus défavorables
selon le règlement parasismique Algérien

Sens transversal :

Niveau	N° du pontique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _D (t.m)
1	9	VIII	11,46	9,88

Sens longitudinal :

Niveau	N° du pontique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _D (t.m)
1	A	23	4,83	6,13

Récapitulation des efforts pour les cas les plus défavorables
(selon le règlement CM66)

Sens transversal

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _d (t.m)
2	VII	7	9,76	9,44

Sens longitudinal

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _d (t.m)
/	/	/	/	/

Pour le prédimensionnement nous avons choisi un IPE 300 dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4$$

$$P_f = 42,2 \text{ kg/ml}$$

$$i_x = 12,5 \text{ cm}$$

$$I_y = 604 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{v_x} = 557 \text{ cm}^3$$

$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 3,35 \text{ cm}$$

$$\frac{I_y}{v_y} = 80,5 \text{ cm}^3$$

Sens transversal :

vérification à la résistance

selon le (R.P.A).

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{x\max}}{W_x} = \frac{11,46 \times 10^5}{557} = 2057,45 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié.

selon le (CM66)

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{x\max}}{W_x} = \frac{9,76 \times 10^5}{557} = 1752 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié.

vérification de la flèche

pour la vérification de la flèche, les efforts ne seront pas pondérés.

poutre 9 pour le portique VIII \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} M_w = 6,69 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_e = 7,12 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array} \right\}$ la plus chargée

Pour les locaux courants à usage de bureaux, il suffit de vérifier que la flèche sous la totalité des surcharges ne dépasse $1/300$ de la portée. (CM66 R. 5,258 page 171)

Il faut donc vérifier :

$$\frac{f}{l} < \frac{1}{300} \times l$$

avec $\frac{f}{l} = \frac{1}{100.000} \left(\sigma_{fe} - 1,2 \frac{\sigma_{fw} + \sigma_{fe}}{2} \right) \frac{l}{h}$ (CM66 Annexe 13,93)

Calcul des contraintes de flexion au droit des appuis.

$$\sigma_{fw} = \frac{M_{xw}}{W_x} = \frac{6,69 \times 10^5}{557} = 1201 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fe} = \frac{M_{xe}}{W_x} = \frac{7,12 \times 10^5}{557} = 1278 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_{fe} : (contrainte de flexion de la poutre sur appuis libres supportant les mêmes charges).

$$\sigma_{fe} = \frac{M}{W_x} \quad \text{avec} \quad M = \frac{(q_{cp} + q_{ce}) l^2}{8} = \frac{(2,616 + 0,793) 5,1^2}{8} = 11,085 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{fe} = \frac{11,085 \times 10^5}{557} = 1990 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification :

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{100.000} \left(1990 - 1,2 \frac{1201 + 1278}{2} \right) \times \frac{510}{30} = 0,0854 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{510}{300} = 1,7$$

$$\frac{f}{l} = 0,0854 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,7 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Sens longitudinal

les efforts dans les poutres longitudinales sont moins importants que dans le sens transversal.

R+1

Pour le prédimensionnement nous avons choisi un (HEA 240) dont les caractéristiques sont :

$$\begin{array}{llll}
 I_x = 7763 \text{ cm}^4 & E_p = 60,3 \text{ kg/m} & i_x = 10,1 \text{ cm} & I_y = 2769 \text{ cm}^4 \\
 \frac{I_x}{\sqrt{x}} = 675 \text{ cm}^3 & A = 76,8 \text{ cm}^2 & i_y = 6 \text{ cm} & \frac{I_y}{\sqrt{y}} = 231 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

Longueur de flambement

Ceci fait l'objet du règlement CM66 5,134 (Page 157).

pour le calcul de la longueur de flambement du bloc (R+1) nous posons directement les résultats :

Décapitulation des efforts pour les cas les plus défavorables
Combinaisons selon (R.P.A)

1er cas

Niveau 1	Sens transversal				Sens longitudinal						
	N° du portique	N° du poteau	Nmax (t)		Mcorr (t.m)		Ncorr (t)		Mcorr (t.m)		
			Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	
V	7	-21,3	-28	1,69	4,55	C	11	-0,38	-0,51	/	2,99

2ème cas

Niveau 2	Sens longitudinal				Sens transversal						
	N° du portique	N° du poteau	Nmax (t)		Mcorr (t.m)		Ncorr (t)		Mcorr (t.m)		
			Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	
A	11	-3,94	-4,08	0,022	3,26	V	8	-15,27	-16,42	3,72	-2,31

3ème cas

Niveau 1	Sens transversal				Sens longitudinal						
	N° du portique	N° du poteau	Mmax (t.m)		Ncorr (t)		Mcorr (t.m)		Ncorr (t.m)		
			Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	Sit=0	Sit≠0	
V	9	6,08	2,9	-12,58	-10,13	C	2	-2,67	-0,0035	-0,35	-0,19

4^{ème} cas

sens longitudinal						sens transversal					
N° du pontique	N° du poteau	M max (t.m)		N corr. (t)		N° du pontique	N° du poteau	M corr (t.m)		N corr (t)	
		sil ≠ 0	sil = 0	sil ≠ 0	sil = 0			sil = 0	sil ≠ 0	sil = 0	sil ≠ 0
D	8	-3,26	0,044	-4,08	-3,94	V	8	-2,31	3,72	-15,27	16,42

1^{er} cas : (N_{max} dans le sens transversal).

Il s'agit d'un poteau de R.D.C. nous avons $K_A = K_B = 1$ donc $l = l_0$

nous en déduisons

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l}{i_x} = \frac{277}{10,1} = 27,42. \\ \lambda_y &= \frac{l}{i_y} = \frac{277}{6} = 46,16. \end{aligned} \right\} \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 46,16 \rightarrow K = 1,127 \text{ (CM66, P.24)}$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{N_{max}}{A} = \frac{28 \times 10^3}{76,8} = 370 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x^{corr.}}{W_x} = \frac{4,55 \times 10^5}{675} = 674 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y^{corr.}}{W_y} = \frac{0,058 \times 10^5}{231} = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification

$$9/8 (K\sigma_N + K_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{cm}$$

$$9/8 (1,127 \times 370 + 1 \times 674 + 8) = 1236 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifiée

2^{ème} cas (N_{max} dans le sens longitudinal)

Il s'agit d'un poteau de R.D.C donc $K_A = K_B = 1 \Rightarrow l = l_0$.

nous en déduisons :

$$\lambda_{max} = 46,16 \rightarrow K = 1,127 \text{ (calculé précédemment)}.$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{\Sigma N}{A} = \frac{13,35 \times 10^3}{76,8} = 152 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{2,31 \times 10^5}{675} = 342 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{3,26 \times 10^5}{231} = 1411 \text{ kg/cm}^2.$$

Pas risque deversement $\Rightarrow k_d = 1$

Vérification

$$g/8 (k \sigma_N + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{en}.$$

$$g/8 (1,127 \times 252 + 1 \times 342 + 1411) = 2292 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

3^{ème} cas (M_{max} dans le sens transversal)

Il s'agit d'un poteau de l'étage courant donc il est nécessaire de déterminer (k_A et k_B) et par conséquent la longueur de flambement l en fonction de l_0 .

Dans le plan x-x.

$$k_A = \frac{17,41 + 59,68}{28 + 24,49 + 59,68 + 17,41} = 0,59.$$

$$k_B = \frac{17,41 + 59,68}{28 + 17,41 + 59,68} = 0,53$$

$$\frac{l_x}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,59 + 0,53) + 1,1 \times 0,59 \times 0,53}{0,59 + 0,53 + 5,5 \times 0,53 \times 0,59}} = 1,28 \Rightarrow l_x = 1,28 l_0$$

$$\text{Donc: } l_x = 1,28 \times 317 = 405,76 \text{ cm}.$$

Dans le plan y-y.

$$K_A = \frac{26 + 26}{8,73 + 8,73 + 26 + 26} = 0,74.$$

$$K_B = \frac{26 + 26}{8,73 + 26 + 26} = 0,86.$$

$$\frac{l_y}{l_0} = 1,09 \Rightarrow l_y = 1,09 l_0 = 1,09 \times 317 = 345 \text{ cm.}$$

nous en déduisons l'élanement :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{406}{10,1} = 40. \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{345}{6} = 57,5 \end{aligned} \right\} \max(\lambda_x, \lambda_y) = 57,5 \rightarrow K = 1,17 \text{ (CM66, P.211)}$$

Calcul de la contrainte de compression :

$$\sigma_N = \frac{\Sigma N}{A} = \frac{12,77 \times 10^3}{76,8} = 166 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{6,08 \times 10^5}{675} = 901 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,0035 \times 10^5}{231} = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

vérification :

$$9/8 (K \sigma_N + K_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{em}$$

$$9/8 (1,17 \times 166 + 1 \times 901 + 2) = 1235 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

4^{ème} cas (M_{max} dans le sens longitudinal)

Il s'agit d'un poteau de R.D.C nous avons $K_A = K_B = 1$ donc $l = l_0$
nous en déduisons l'éclatement .

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{277}{10,1} = 27,42 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{277}{6} = 46,16 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 46,16 \Rightarrow K = 1,127 \text{ (CM66 Page 211)}$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_N = \frac{\sum N}{A} = \frac{19,35 \times 10^3}{76,8} = 265 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des contraintes de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2,31 \times 10^5}{675} = 342 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{3,26 \times 10^5}{231} = 1411 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification :

$$9/8 (K \sigma_N + K_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{en}.$$

$$9/8 (1,127 \times 265 + 342 + 1411) = 2292 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Conclusion :

nous adoptons , pour les poteaux du bâtiment (R+1) des profils

HEA 240.

Dimensionnement des poutres

Récapitulation des efforts pour les cas les plus défavorables
selon le règlement parasismique Algérien

Sens transversal

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _D (t.m)
1	V	1	8,07	7,73

Sens longitudinal

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _D (t.m)
1	D	9	3,39	3,25

Récapitulation des efforts pour les cas les plus défavorables
(selon le CM66)

Sens transversal.

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _d (t.m)
1	V	1	8,38	9,22

Sens longitudinal.

Niveau	N° du portique	N° de la poutre	M _{max} (t.m)	
			M _G (t.m)	M _d (t.m)
/	/	/	/	/

Pour le prédimensionnement nous avons choisi un IPE300 dont les caractéristiques sont les suivantes.

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4$$

$$P_p = 42,2 \text{ kg/ml}$$

$$i_x = 12,5 \text{ cm}$$

$$I_y = 604 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{v_x} = 557 \text{ cm}^3$$

$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 3,35 \text{ cm}$$

$$\frac{I_y}{v_y} = 80,5 \text{ cm}^3$$

Sens transversal.

Vérification à la résistance

selon (A.P.A.).

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{x \max}}{W_x} = \frac{8,07 \times 10^5}{557} = 1449 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

(c'est vérifié)

selon le CM66.

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{x \max}}{W_x} = \frac{9,22 \times 10^5}{557} = 1655 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification de la flèche

pour la poutre 2 du portique II \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} M_e = 6,1 \text{ t.m.} \\ M_w = 6,7 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

Calcul des contraintes de flexion au droit des appuis

$$\sigma_{fw} = \frac{6,7 \times 10^5}{557} = 1203 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{fe} = \frac{6,1 \times 10^5}{557} = 1095 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul de σ_{fe} (contrainte de flexion de la poutre sur appuis libres supportant les mêmes charges).

$$\sigma_{fe} = \frac{9l^2/8}{W_x} = \frac{(2,38 + 0,87) \cdot \frac{5,10^2}{8} \times 10^5}{557} = 1897 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification

$$\frac{f}{l} = \left(1897 - 1,2 \frac{1203 + 1095}{2} \right) \times \frac{510}{30} = 0,088 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{510}{300} = 1,7 \text{ cm}$$

c'est vérifié.

Sens longitudinal:

les efforts dans les poutres longitudinales sont moins importants que dans le sens transversal.

Vérification de la stabilité au déversement

nous calculons une contrainte de non déversement σ_d .

$$\sigma_d = 40.000 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) B C$$

Calcul du coefficient tenant compte de la dimension de la pièce

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{19,47}{604} \cdot \frac{510^2}{30^2}} = 1,57$$

Détermination du coefficient tenant compte de la répartition des charges.

$$\frac{M_e}{M_w} = -\frac{8,33}{9,22} = -0,9 \longrightarrow C = 2,88$$

Détermination du coefficient tenant compte du niveau d'application

$$B = 1$$

Donc :

$$\sigma_d = 40.000 \times \frac{604}{8356} \times \frac{30^2}{510^2} (1,57 - 1) \times 1 \times 2,88 = 16,42 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\sigma_d = 16,42 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2.$$

Donc une vérification au déversement est nécessaire -

On détermine un élanement $\Rightarrow \lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$

$$\lambda_0 = \frac{510}{30} \sqrt{\frac{4}{2,88} \cdot \frac{8356}{604} \left(1 - \frac{1642}{2400}\right)} = 41,88$$

$$\lambda_0 = 41,88 \longrightarrow K_0 = 1,0754$$

Détermination du coefficient de déversement

$$K_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = \frac{1,0754}{1 + \frac{16,42}{24} (1,0754 - 1)} = 1,023$$

Enfin nous vérifions :

$$K_d \sigma_f < \sigma_e$$

soit : $1,023 \times 1655 = 1693 < 2400$

le déversement est vérifié.

Conclusion :

nous adoptons, pour les poutres du bâtiment (R+1) les profils IPE 300.

R+2

Contrôle des déplacements

Sens du seisme	Etage	N° du portique	$\Delta \times \frac{1}{2B}$	H	Δ	$0,0075 H$
trans.	1	II	0,846	307	0,423	2,3
trans.	2	II	1,578	347	0,789	2,6
trans.	3	II	0,94	347	0,47	2,6
trans.	1	VIII	0,908	307	0,454	2,3
trans.	2	VIII	1,698	347	0,849	2,6
trans.	3	VIII	1,03	347	0,515	2,6
long.	1	A	1,58	307	0,79	2,3
long.	2	A	1,94	347	0,97	2,6
long.	3	A	1,18	347	0,59	2,6
long.	1	B	1,22	307	0,61	2,3
long.	2	B	1,76	347	0,88	2,6
long.	3	B	1,06	347	0,53	2,6

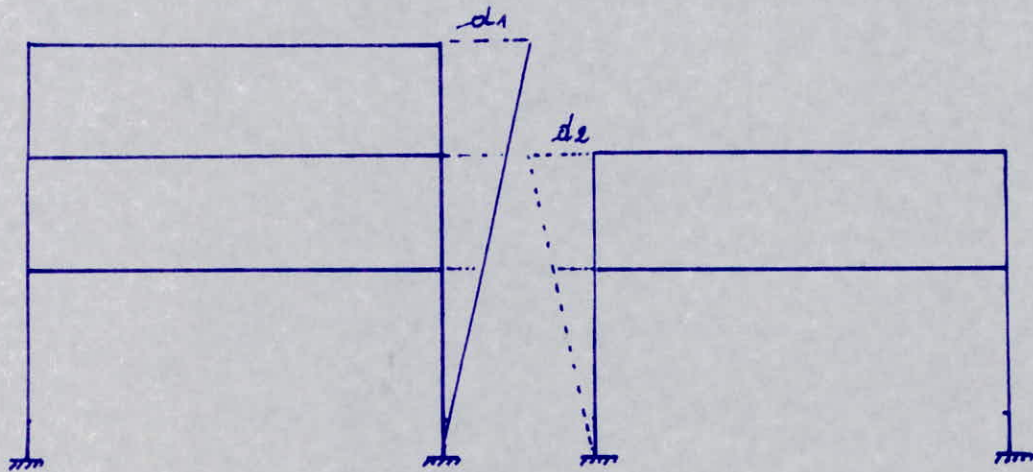
R+1

Contrôle des déplacements

Sens du séisme	Etage	N° du portique	$\Delta \times \frac{1}{28}$	H	Δ	$0,0075 H$
trans.	1	V	0,46	307	0,83	2,3
trans.	2	V	0,64	347	0,32	2,6
trans.	1	VI	0,5	307	0,25	2,3
trans.	2	VI	0,68	347	0,33	2,6
long.	1	A	0,51	307	0,25	2,3
long.	2	A	0,72	347	0,36	2,6
long.	1	B	0,55	307	0,28	2,3
long.	2	B	0,79	347	0,39	2,6

CALCUL DU JOINT DE DILATATION

La largeur du joint doit être telle que 2 constructions ou 2 blocs voisins ne peuvent pas se heurter au cours de leur mouvement.



Lors du calcul sous les charges horizontales, on a obtenu un déplacement effectif par rapport à la fondation du bâtiment R+2.

$$d_1 = 0,454 + 0,849 + 0,515 = 1,818 \text{ cm}$$

le bâtiment R+1 est soumis à des efforts plus faibles.

$$d_2 = 0,438 + 0,31 = 0,748 \text{ cm}$$

$$d_1 + d_2 = 2,566 \text{ cm}$$

D'après le règlement parasismique Algérien, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable. A défaut de justifications suivant l'article 3.3.8.1.

le joint entre 2 blocs contigus aura une largeur supérieure à $H_1/300$ où H_1 est la hauteur du bloc le moins haut.

Donc : $\frac{H_1}{300} = 2,64 \text{ cm}$, on prendra un joint de 4 cm.

ATTACHE D'UNE POUTRE SUR UN POTEAU

L'assemblage est supposé soumis à un système de forces reductible à

- une force N normale au plan de contact et passant par le centre de gravité G de la section.
- une force T située dans le plan de contact et passant par G .
- un couple M d'axe perpendiculaire au plan de l'âme.

Pour simplifier les calculs, on peut admettre, suivant une hypothèse classique, que.

- la force N se répartit uniformément entre tous les cordons.
- les cordons d'attache de l'âme équilibrent la force T .
- les cordons d'attache des semelles équilibrent le couple M .

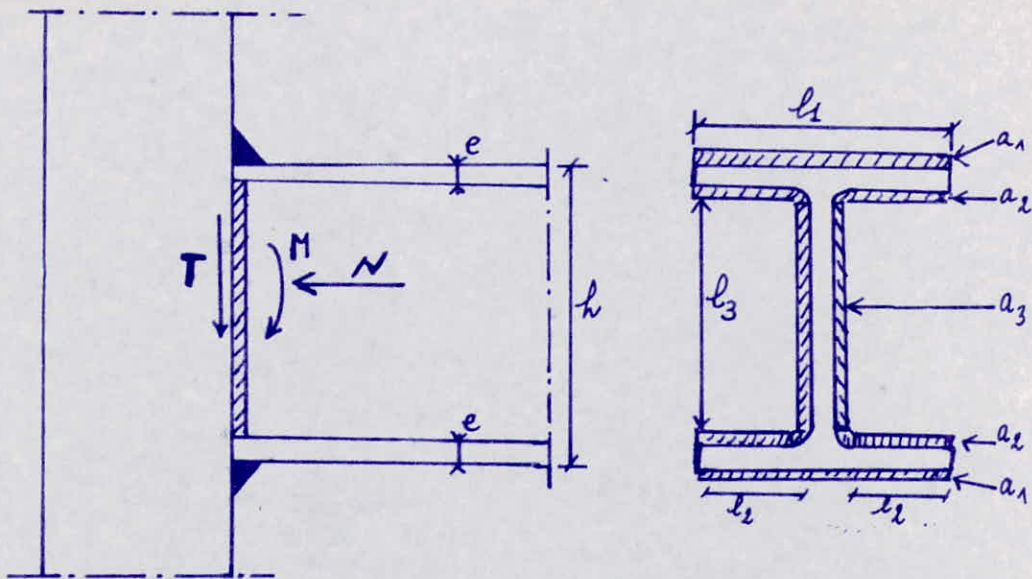
Les attaches sont symétriques par rapport à l'axe du couple M .
on doit vérifier :

* Pour les cordons assemblant les semelles et le poteau

$$\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\varepsilon l a d} \pm \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2 (h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

* Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\varepsilon l a d} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_e$$



R+1

$$M = 8,07 \text{ t.m.}$$

$$T = 8,54 \text{ t.m}$$

$$N = 0,69 \text{ t}$$

on prend $a = 6 \text{ mm}$; donc $\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,933$

on pose : $a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = a_3 \alpha_3 = 5,6 \text{ mm}$.

$$l_1 = b - 2a = 150 - 12 = 138 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{1}{2} (b - 4a - a) = \frac{1}{2} (150 - 4 \times 6 - 6) = 60 \text{ mm.}$$

$$l_3 = h - (2e + 2a) = -(2 \times 10,7 + 2 \times 6) + 300 = 267 \text{ mm.}$$

$$\alpha a \sum l = 0,56 (2 \times 13,8 + 2 \times 26,7 + 4 \times 6) = 58,76 \text{ cm}^2.$$

$$l_2 a_2 \alpha_2 = 6 \times 0,56 = 3,36 \text{ cm}^2.$$

$$l_3 a_3 d_3 = 0,56 \times 26,67 = 14,93 \text{ cm}^2.$$

$$l_1 a_1 d_1 = 0,56 \times 13,8 = 7,72 \text{ cm}^2.$$

Vérification

pour les forçons assemblant les semelles et le poteau.

$$-2400 \leq 1,18 \left[\frac{0,69 \times 10^3}{58,76} + \frac{8,07 \times 10^5 \times 30}{30^2 \times 7,72 + 2(30 - 2 \times 1,07)^2 \times 3,36} \right] \leq 2400$$

$$-2400 \leq 1,18 [11,66 \pm 1990,31] \leq 2400$$

$$\sigma_{\max} = 2362,72 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 2338,72 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié

pour les cordons assemblant l'âme et le poteau.

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{1,07 \times 10^3}{58,76} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{0,69 \times 10^3}{2 \times 14,93} \right)^2} \leq 2400$$

$$37,75 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié.

R + 2

$$M = 11,46 \text{ t.m}$$

$$T = 10,09 \text{ t}$$

$$N = 0,69 \text{ t}$$

On prend $a = 10 \text{ mm}$; donc $d = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,88$

on pose $a_1 d_1 = a_2 d_2 = a_3 d_3 = 8,8 \text{ mm}$.

$$l_1 = b - 2a = 15 - 2 \times 1 = 13 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{1}{2} (b - 4a - a') = \frac{15 - 4 \times 10,71}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$l_3 = h - (2e + 2a) = 30 - (2 \times 1,07 + 2 \times 1) = 25,86 \text{ cm.}$$

$$\text{ad } \Sigma l = 0,88 (2 \times 13 + 2 \times 25,86 + 4 \times 5) = 85,99 \text{ cm}^2.$$

$$l_1 a_1 d_1 = 13 \times 0,88 = 11,44 \text{ cm}^2.$$

$$l_2 a_2 d_2 = 5 \times 0,88 = 4,4 \text{ cm}^2.$$

$$l_3 a_3 d_3 = 25,86 \times 0,88 = 22,76 \text{ cm}^2.$$

Vérification

Pour les cordons assemblant les semelles et le poteau.

$$-2400 \leq 1,18 \left[\frac{0,682 \times 10^3}{85,99} + \frac{11,46 \times 10^5 \times 30}{30^2 \times 11,44 + 2(30 - 2 \times 1,07) \times 4,4} \right] \leq 2400$$

$$-2400 \leq 1,18 [7,93 \pm 2007,429] \leq 2400$$

$$\sigma_{\max} = 2378,12 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 2359,41 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

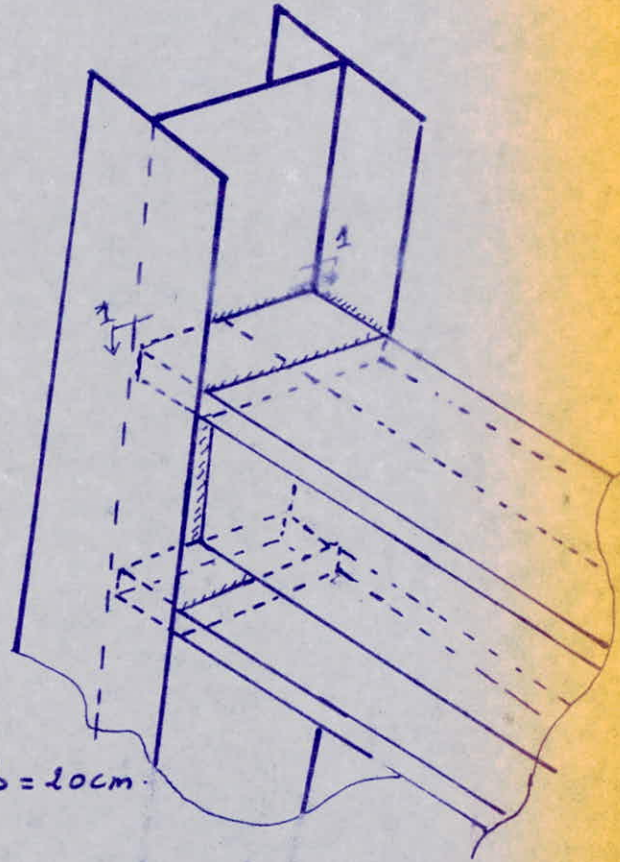
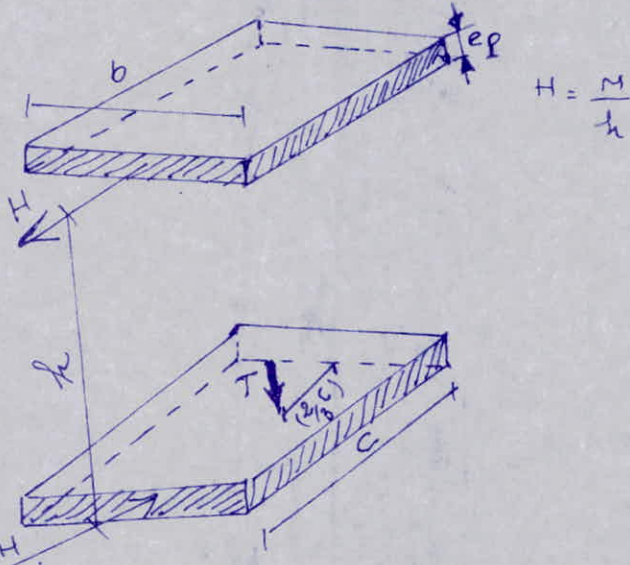
Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau.

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{682}{25,99} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{10090}{2 \times 22,75} \right)^2} = 297,66 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

C'est vérifié

Assemblage poteaux poutres (sens longitudinal)

R+1



Dimensionnement de la plaque.

$$b \leq H - 2e = 23 - 2 \times 1,2 = 20,6 \text{ cm} \Rightarrow b = 20 \text{ cm}$$

$$c \leq \frac{B}{2} - \frac{a}{2} = \frac{24}{2} - \frac{0,75}{2} = 11,6 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

L'effort tranchant est appliqué au $\frac{2}{3}c$ de la section d'encastrement (1-1)

$$M_{1,1} = T \times \frac{2}{3} \cdot c = 3,22 \times 10^3 \times \frac{2}{3} \times 11,6 = 0,256 \text{ m}$$

$$\frac{H}{b \times ep} + \frac{M_{1,1} \times 6}{b ep^3} \leq \sigma_e \Rightarrow b ep^3 \times \sigma_e - H \times ep^2 - M_{1,1} \times 6 = 0$$

$$2400 \times 20 ep^3 - 9300 \times ep^2 - 0,25 \times 10^5 \times 6 = 0$$

$$48000 ep^3 - 9300 ep^2 - 150.000 = 0 \Rightarrow ep \geq 1,53 \text{ cm} \Rightarrow$$

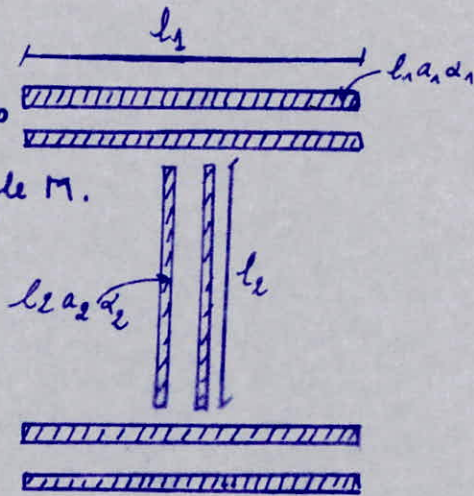
$$ep = 2 \text{ cm}$$

on prend une plaque d'épaisseur $ep = 2 \text{ cm}$.

Remarque: par un calcul analogue, on dimensionne la plaque du (R+2) $ep = 3 \text{ cm}$ et $a = 6 \text{ mm}$ (cordons de rondelles).

Vérification des soudures.

Les cordons d'attache équilibrent la force T , les cordons d'attaches des semelles équilibrent le couple M .



Pour les cordons assemblant les semelles

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \pm \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau on vérifie

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_{su}$$

On prend $a = 4 \text{ mm}$

$$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a} \right) = 1$$

posons : $a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = 0,4 \text{ cm}$; $l_1 = 20 \text{ cm}$, $l_2 = h - ep = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

$$a \alpha \Sigma l = 0,4 (20 + 27) = 26,32 \text{ cm}^2$$

$$-\sigma_2 \leq 1,18 \left[\pm \frac{2,79 \times 10^5 \times 33}{33^2 \times 0,4 \times 20 + 2(33-6)^2 \times 0,4 \times 27} \right] \leq \sigma_e$$

$$\sigma_{\max} = 444,19 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

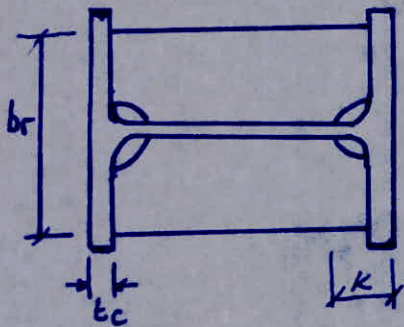
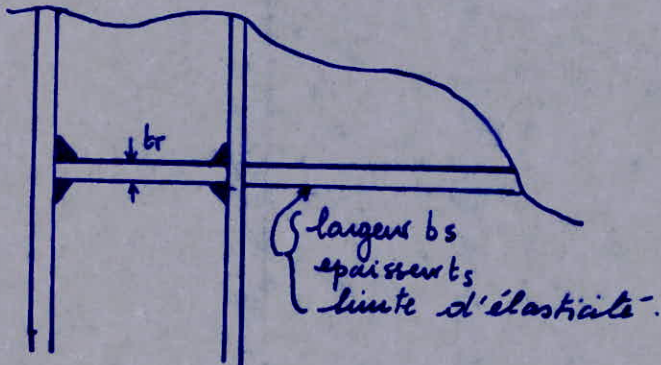
Vérification des cordons latéraux

Il faut qu'on vérifie :

$$\frac{F}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_{eu} \quad \text{avec } F = \frac{H}{2}$$

$$\frac{9300}{0,75 \times 2 \times 11,6 \times 0,4} = 1336,21 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Raidissage horizontal de l'âme du poteau



La largeur totale des raidisseurs et l'épaisseur devront être tel que :

$$\sigma_e b_s t_s = \underbrace{\sigma_e^{(raidisseur)}}_{\sigma_e^r} \cdot br \cdot t_r + \underbrace{\sigma_e^{(poteau)}}_{\sigma_e^e} w [t_s + 5k]$$

$$\text{d'où } t_r = \left[C_1 b_s t_s - w (t_s + 2t + 5k) \right] / (C_2 br)$$

avec :

$$\begin{cases} C_1 = \frac{\sigma_e}{\sigma_e^e} \\ C_2 = \frac{\sigma_e^r}{\sigma_e^{(c)}} \end{cases}$$

Calcul pratique de l'épaisseur du raidisseur "tr"

$$t_r = \frac{1}{2 C_2} \left[\frac{C_1 b_s t_s}{t_s + 2t + 5k} - w \right] \text{ sachant que, généralement les raidisseurs ont une largeur } br \text{ égale à la largeur de la semelle du poteau.}$$

$$t_r = \frac{1}{2} \left[\frac{150 \cdot 10,7}{10,7 + 5 \times 37} - 8 \right] = 0,1 \text{ mm}$$

Zone tendue

en pratique, on vérifie que: $t_c \geq 0,4 \left[b_s t_s \cdot \frac{\sigma_e(\text{poutre})}{\sigma_e(\text{poteau})} \right]^{1/2}$

avec: t_c : épaisseur de la semelle du poteau.

$$t_c = 13 \neq 0,4 [150 \times 10,7]^{1/2} = 16,04$$

Cette condition n'est pas satisfaite il faut procéder au raidissage de la semelle du poteau par des raidisseurs horizontaux dans le prolongement de la semelle tendue de la poutre et dont la section devra satisfaire à:

$$\sigma_e^{\text{poutre}} \cdot b_s \cdot t_s = \sigma_e^{\text{raidisseur}} \cdot S_r^{\text{(section totale raidisseur)}} + \sigma_e A'_s$$

$$\text{avec: } A'_s = \frac{\sigma_e(\text{poteau})}{\sigma_e(\text{poutre})} \cdot t_c^2 \cdot \frac{100}{16} \neq 6 \frac{\sigma_e^{(c)}}{\sigma_e} t_c^2$$

on aura donc à vérifier:

$$S_r = \left[c_1 b_s t_s - 6 t_c^2 \right] / c_2 \quad \text{avec} \quad c_1 = \frac{\sigma_e}{\sigma_e^{(c)}} \\ c_2 = \frac{\sigma_e^{(r)}}{\sigma_e^{(c)}}$$

$$S_r = 150 \times 10,7 - 6 \times 13^2 = 591 \Rightarrow t_r = \frac{591}{136} = 4,35$$

on prend $t_r = 10,7 \text{ mm}$ (épaisseur de l'aile de la semelle de la poutre).

Pour le bâtiment (R+1), on prend ($t_r = e_p$) (épaisseur de la semelle de la poutre)
($t_r = 10,7 \text{ mm}$)

DIMENSIONNEMENT-DE LA-PLATINE

Remarque sur la pondération

la platine repose sur un massif en béton, un premier calcul faisant intervenir les charges et surcharges majorées suivant les règles du béton armé (poids mort non majoré et surcharges majorées de 20%).

donnera la valeur des pressions sur le béton que l'on doit comparer à la pression admissible pour ce matériau (Annexe 15, 21 des règles, CM 66)

Pour le calcul de la platine, on fera un deuxième calcul dans lequel les charges et surcharges seront pondérées suivant les règles CM 66.

il est normal que le second calcul fasse apparaître des pressions plus élevées.

Détermination des boulons d'ancrages.

Les boulons d'ancrage se déterminent comme des armatures d'une section rectangulaire béton armé, en flexion composée, lorsque le centre de pression est situé à l'intérieur de la section.

Dans notre cas la section rectangulaire du béton armé est entièrement comprimée, donc nous choisissons 4 boulons d'ancrage de diamètre $\phi 20$ après -on vérifie.

$\phi 20$ (pour $R+1$).

$\phi 24$ (pour $R+2$).

R+1

Détermination de l'épaisseur de la platine

Poteau de rive : sollicité par

$$M = 3,72 \text{ t.m}$$

$$N = 16,42 \text{ t}$$

$$T = 2,41 \text{ t}$$

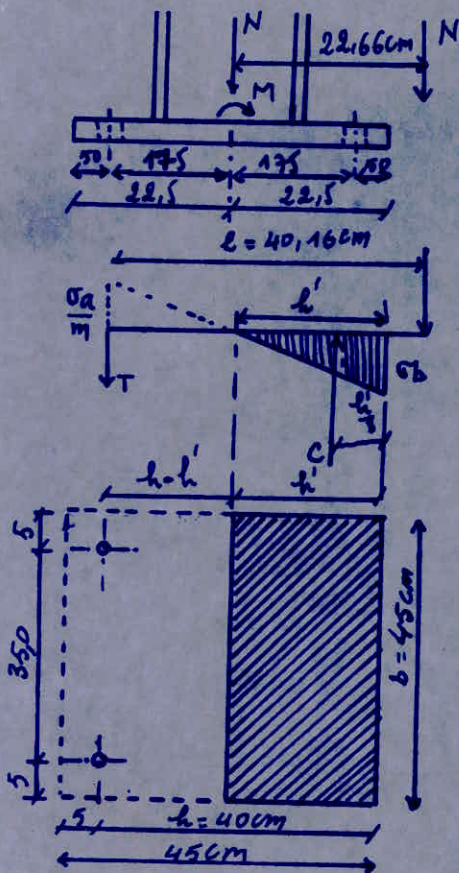
$$e_{ex} = \frac{M}{N} = 22,66 \text{ cm}$$

Les 2 boulons du côté opposé à la charge N en sont distants de :

$$l = 22,66 + 17,5 = 40,16 \text{ cm} ; \text{ FS ont une section résistante } A_r = 2 \times 2,45 = 4,9$$

et sont soumis à une traction T à laquelle correspond une contrainte σ_a .

$$T = A_r \sigma_a$$

A partir du bord le plus proche de N situé à $h = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$ des boulonstendus. Le béton va être comprimé avec répartition triangulaire sur une longueur h' .si σ_b est la pression sur le bord le plus chargé la résultante des pressions exercées par le béton sous la platine a pour valeur.

$$C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b \quad (b = 45 \text{ cm largeur de la platine})$$

avec un coefficient d'équivalence rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton

$$m = 15$$

on a entre σ_a et σ_b la relation suivante:

$$\frac{\sigma_a}{m(h-h')} = \frac{\sigma_b}{h'} \Rightarrow \sigma_a = m\sigma_b \frac{h-h'}{h'}$$

Equilibre des forces en projection verticale.

$$N + T = C$$

Equilibre des moments:

$$C(h-h'/3) = N \cdot l = (C-T) \cdot l$$

Compte tenu des expressions de C et T et de la relation entre σ_a et σ_b ceci s'écrit.

$$\frac{1}{2} b \sigma_b h' (h-h'/3) = \frac{1}{2} b \sigma_b h' l - m A r \sigma_b \frac{h-h'}{h'} l$$

soit :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 6mAr \frac{l}{b} h' - 6mAr \frac{l}{b} h = 0$$

Cette équation du troisième degré permet d'obtenir h' (résolution par approximations successives). Compte tenu des valeurs numériques adoptées, elle s'écrit :

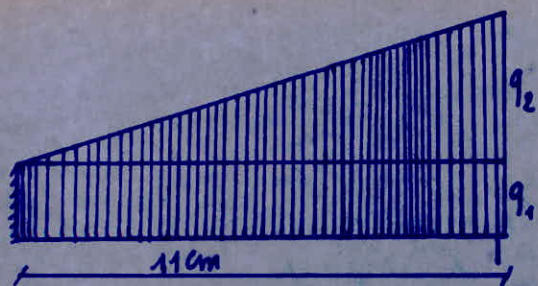
$$h'^3 + 0,48h'^2 + 441h' - 15742,72 = 0 \Rightarrow h' = 19,2125 \text{ cm}$$

prenons : $h' = 19,21 \text{ cm}$

Donc :

$$C = \frac{N \cdot l}{h-h'/3} = \frac{16,42 \times 10^3 \times 40,16}{40 - \frac{19,21}{3}} = 19627,7 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{2C}{b \cdot h'} = \frac{2 \times 19627,7}{45 \times 19,21} = 45,4 \text{ kg/cm}^2$$



$$q_1 + q_2 = 9$$

Calcul du moment fléchissant à l'encastrement

$$M = -q_1 \cdot \frac{11^2}{2} - q_2 \cdot \frac{11^2}{3} \quad \text{avec } \begin{cases} q_1 = 0,439 \\ q_2 = 0,579 \end{cases}$$

$$M = \left(\frac{-1,29 - 1,14}{6} \right) \times 45,4 \cdot 11^2 = -2224,83 \text{ kg.cm.}$$

Calcul de l'épaisseur

$$I = \frac{1 \times e_p^3}{12} \quad ; \quad r = \frac{e_p}{2} \quad ; \quad \sigma = \frac{M}{I} \cdot r \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\frac{2224,83}{\frac{e_p^3}{12}} \cdot \frac{e_p}{2} \leq 2400 \Rightarrow e_p > \sqrt{\frac{6M}{2400}} = \sqrt{\frac{6 \times 2224,83}{2400}} = 2,36 \text{ cm}$$

prenons $e_p = 3 \text{ cm}$.

Vérification de la platine du poteau central

le poteau est soumis à un effort normal de 28t et à un moment de 4,33 t.m, ce qui équivaut à une charge verticale de 28t excentrée de $4,33/28 = 0,15m$.

cette résultante est en dehors du tiers central ($45/6 = 7,5cm$) elle est à $22,5 - 15 = 7,5cm$ du bord le plus chargé; nous avons donc une répartition triangulaire des pressions s'étendant sur $7,5 \times 3 = 22,5cm$ à partir de ce bord sur lequel la pression est P_{max} telle que.

$$\frac{P_{max} \times 45 \times 22,5}{2} = 28000 \Rightarrow P_{max} = 55,31 \text{ kg/cm}^2$$

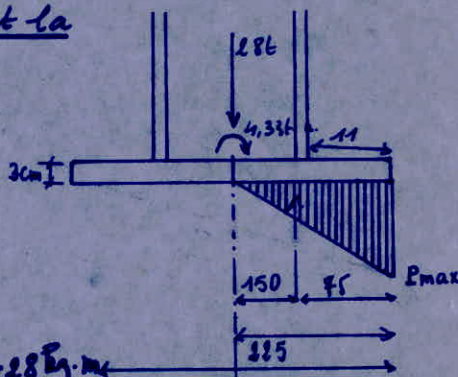
Vérification de la section d'encastement

variation de pression entre le bord et la section

$$55,31 \times \frac{11}{22,5} = 27 \text{ kg/cm}^2$$

pour une bande de largeur unité.

$$M = 55,31 \times 11 \times \frac{0,11}{2} - \frac{27 \times 11}{2} \times \frac{0,11}{3} = 28 \text{ kg.m}$$



Avec une épaisseur de 30mm.

$$\frac{I}{v} = \frac{1 \cdot 3^2}{6} = 1,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{28}{1,5} = 19 \text{ kg/mm}^2 > 24 \text{ kg/mm}^2$$

c'est vérifié.



Conclusion

nous adoptons pour toute les platines une épaisseur de 30mm

R+2

poteau de rive : est sollicité par :

$$M = 7,19 \text{ t.m.}$$

$$N = 26,44 \text{ t.}$$

$$e_{ex} = \frac{M}{N} = 28,36 \text{ cm}$$

par analogie au bâtiment R+2 nous tirons l'équation du 3^{ème} degré

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 6m A_r \frac{l}{b} h' - 6m A_r \frac{l}{b} h = 0$$

Cette équation permet d'obtenir h' (résolution par approximations successives). Compte tenu des valeurs numériques adoptées, elle s'écrit

$$h'^3 + 10,08 h'^2 + 614,56 h' - 27655,15 = 0 \Rightarrow h' = 21,436$$

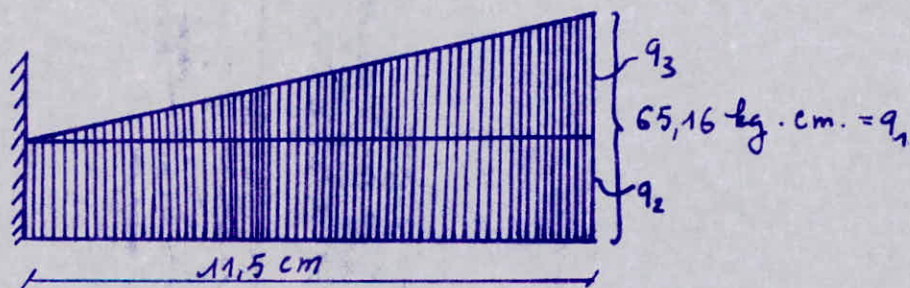
nous avons choisi 4 boulons de diamètre $\phi = 24 \text{ mm}$.

prenons $h' = 21,43$

Donc :

$$C = \frac{N e}{h - h'/3} = \frac{26,44 \cdot 50}{\left(45 - \frac{21,43}{3}\right)} = 34,92 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{2C}{b h'} = \frac{2 \times 34,92 \times 10^3}{50 \times 21,43} = 65,16 \text{ kg/cm}^2.$$



$$q_2 = 30,20 \text{ kg/cm}$$

$$q_3 = 34,56 \text{ kg/cm}$$

Moment à l'encastrement

$$M = -\frac{q_2 l^2}{2} - \frac{q_3 l^2}{3} = \frac{30,20 \times (11,5)^2}{2} - \frac{34,96 (11,5)^2}{3} = -3538,13 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Calcul de l'épaisseur

$$I = \frac{1 \times e_p^3}{12}, \quad v = \frac{e_p}{2}, \quad \sigma = \frac{M}{I} \cdot v \leq \sigma_{cu}$$

$$\frac{3538,13}{\frac{e_p^3}{12}} \cdot \frac{e_p}{2} \leq 2400 \Rightarrow e_p \geq \sqrt[3]{\frac{6 \times 3538,13}{2400}} \geq 2,97 \text{ cm}$$

prenons $e_p = 4 \text{ cm}$

vérification de la platine du poteau central

le poteau est soumis à un effort normal de 48,59t et à un moment de 8,30 t.m, ce qui équivaut à une charge verticale de 48,59t excentrée de $\frac{8,30}{48,59} = 0,17$ m.

cette résultante est en dehors du tiers central ($\frac{50}{6} = 8,33$) elle est à $25 - 17 = 8$ cm du bord le plus chargé, nous avons donc une répartition triangulaire des pressions s'étendant sur $8 \times 3 = 24$ cm. à partir de ce bord sur lequel la pression est P_{max} telle que.

$$\frac{P_{max} \times 50 \times 24}{2} = 48590 \Rightarrow P_{max} = 80,98 \text{ kg/cm}^2$$

vérification de la section d'encastement

variation de pression entre le bord et la section

$$80,98 \times \frac{11,5}{24} = 38,8 \text{ kg/cm}^2$$

pour une bande de largeur unité.

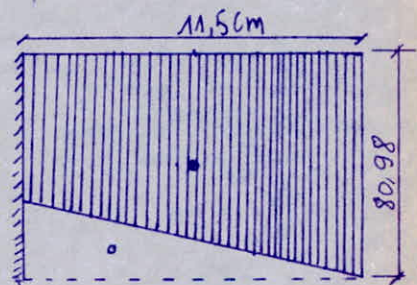
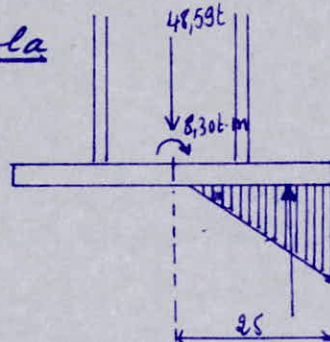
$$M = 80,98 \times 11,5 \times \frac{0,115}{2} - 38,8 \times \frac{11,5 \times 0,115}{6} = 50 \text{ kg.m}$$

avec une épaisseur de 40 mm.

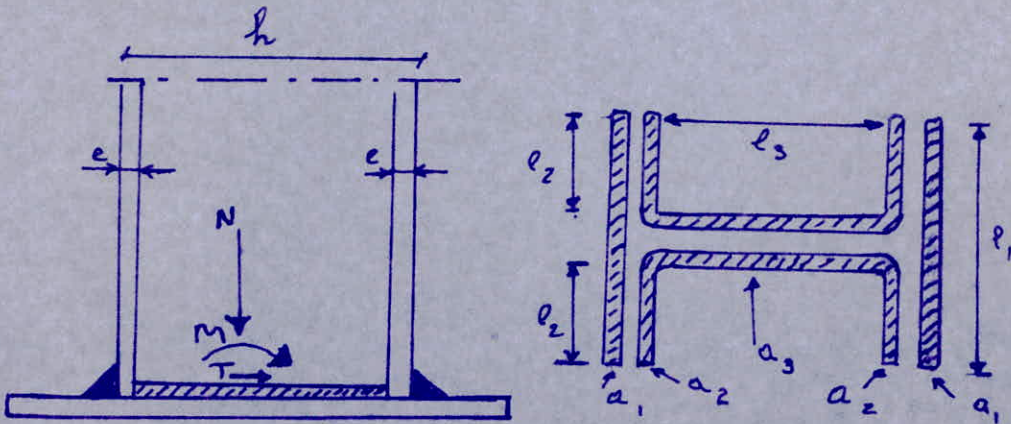
$$\frac{I}{v} = \frac{4 \cdot 4^2}{6} = 2,66 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{50}{2,66} = 18,79 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

c'est vérifié



Attache du poteau avec la platine
vérification de la soudure.



Pour les cordons assemblant les semelles et la platine.

$$\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\varepsilon l a d} \pm \frac{M h}{h^2 l_1 a_1 d_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 d_2} \right] \leq \sigma_e.$$

Pour les cordons assemblant l'âme et la platine.

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\varepsilon l a d} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3 d_3} \right)^2} \leq \sigma_e.$$

R+2

pour le poteau le plus défavorable (Poteau N° 11)

$$M = 8,3 \text{ t.m}$$

$$T = 5,557 \text{ t}$$

$$N = 48,59 \text{ t}$$

$$\text{on prend } a = 10 \text{ mm donc } \alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a} \right) = 0,88.$$

$$\text{on pose } a_1 d_1 = a_2 d_2 = a_3 d_3 = 8,8 \text{ mm.}$$

$$l_1 = b - 2a = 280 - 2 \times 10 = 260$$

$$l_2 = \frac{1}{2} (b - 4a - a') = \frac{1}{2} (280 - 4 \times 10 - 8) = 116 \text{ mm.}$$

$$l_3 = h - (2e + 2a) = 270 - (2 \times 13 + 210) = 224 \text{ mm.}$$

$$a_1 \alpha_1 = 52,80 \text{ cm}^2.$$

$$l_2 a_2 \alpha_2 = 10,208 \text{ cm}^2.$$

$$l_3 a_3 \alpha_3 = 19,712 \text{ cm}^2.$$

$$l_1 a_1 \alpha_1 = 22,88 \text{ cm}^2.$$

Vérification.

Pour les cordons assemblant les renelles et la platine.

$$2400 \leq 1,18 \left[\frac{48,59 \times 10^3}{52,80} + \frac{8,3 \times 10^5 \times 28}{28^2 \cdot 22,88 + 2(28 - 2 \times 1,3)^2 \times 10,2} \right] \leq 2400$$

$$\sigma_{\max} = 1967,7 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 204,16 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Pour les cordons assemblant l'âme et la platine

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{48,59 \times 10^3}{52,8} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{5,56 \times 10^3}{2 \times 19,71} \right)^2} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$1105,19 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

R+1

pour le poteau N° 7

$$M = 4,33 \text{ t.m.}$$

$$T = 2,89 \text{ t}$$

$$N = 28 \text{ t}$$

on prend $a = 8 \text{ mm}$ donc $\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a} \right) = 0,9$

posons: $a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = a_3 \alpha_3 = 7,2 \text{ mm.}$

$$l_1 = b - 2a = 240 - 2 \times 8 = 224 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{1}{2}(b - 4a - a') = \frac{1}{2}(240 - 4 \cdot 8 - 7,5) = 100,25 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - (2e + 2a) = 230 - (2 \times 8 + 2 \times 12) = 190 \text{ mm}$$

$$d a \leq l = 3702,6 \text{ mm}^2$$

$$l_3 a_3 d_3 = 1368 \text{ mm}^2$$

$$l_2 a_2 d_2 = 721,8 \text{ mm}^2$$

$$l_1 a_1 d_1 = 1612,8 \text{ mm}^2$$

vérification

Pour les cordons assemblant les semelles et la platine.

$$\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{28 \times 10^3}{37,02} \pm \frac{4,33 \times 10^5 \times 24}{24^2 \cdot 16,128 + 2(24 - 2 \times 1,2)^2 \times 7,218} \right] \leq \sigma_e$$

$$\sigma_{\max} = 1657,7 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 127,27 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée

Pour les cordons assemblant l'âme et la platine

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{28 \times 10^3}{37,02} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{2,89 \times 10^3}{2 \times 13,86} \right)^2} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$152,4 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée.

ETUDE DES FONDATIONS

Semelles isolées sous poteaux

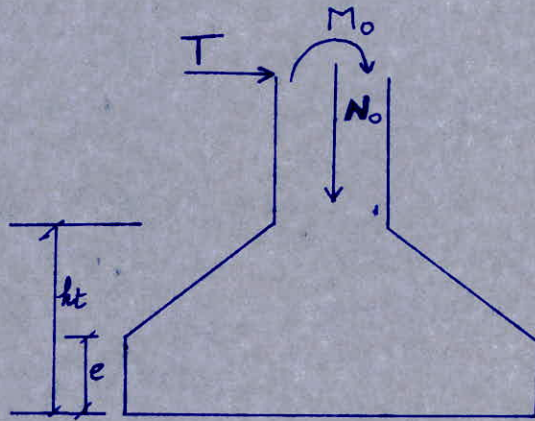
R+2

les poteaux étant carrés, on choisit une semelle carrée.

$$M_0 = 1,56 \text{ t.m}$$

$$T = 1,649 \text{ t}$$

$$N_0 = 23,682 \text{ t}$$



Dimensionnement de la semelle.

on écrit que les dimensions minimales A et B sont telles que $\sigma(A/4) = \bar{\sigma}_s$, on prendra A et B dans le même rapport que a et b.

$$\frac{b}{a} = 1 \Rightarrow \frac{B}{A} = 1 \Rightarrow A = B \Rightarrow S = A^2.$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad (1) \quad \text{avec } y = \frac{A}{4}; \quad I = \frac{A^4}{12}.$$

$$\text{Donc } A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s} \left[1 + \frac{3M}{NA} \right]}$$

$$\text{avec : } N = N_0 + N_s + N_t$$

$$\text{on prend } \Rightarrow A = 200 \text{ cm}, \text{ donc } h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{200-65}{4} = 33 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

Calcul du poids de la semelle.

$$N_s = [0,15 \times 2 \times 2 + 0,15 \times 0,672 \times 2 + 0,65 \times 1,11 \times 2] \times 2,5 = 6,6 \text{ t}$$

Calcul du poids de la tige

$$N_t = 2 \times \left[\frac{0,15 \times 0,675 \times 2}{2} + 0,675 \times 1,11 \times 2 \right] \times 2 = 6,4 \text{ t}$$

$$N = N_0 + N_t + N_s = 23,682 + 6,6 + 6,4 = 36,682 \text{ t}$$

$$M = M_0 + T \times h = 1,56 + 1,649 \times 1,51 = 4,056 \text{ m}$$

D'où :

$$A \geq \sqrt{\frac{36,68 \times 10^3}{2,04} \left[1 + \frac{4,05 \times 10^5 \cdot 3}{A \times 36,68 \times 10^3} \right]}$$

par itération on trouve $A = 148,3 \text{ cm} \Rightarrow A = 150 \text{ cm}$.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A^2} \left[1 \pm \frac{e \times e}{A} \right] \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,35 \text{ kg/cm}^2 > 2,04 \\ \sigma_2 = 0,91 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = 11,04 \text{ cm}$$

on prend $A = 160 \text{ cm} \Rightarrow$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2,1025 \text{ kg/cm}^2 < 2,04 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,839 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage de la semelle.

Calcul des réactions

$$R_{1d} = 160 \times 47,5 \times 1,673 = 12714,8 \text{ kg}$$

$$R_{2d} = \frac{160}{2} \times 47,5 \times 0,352 = 1337,6 \text{ kg}$$

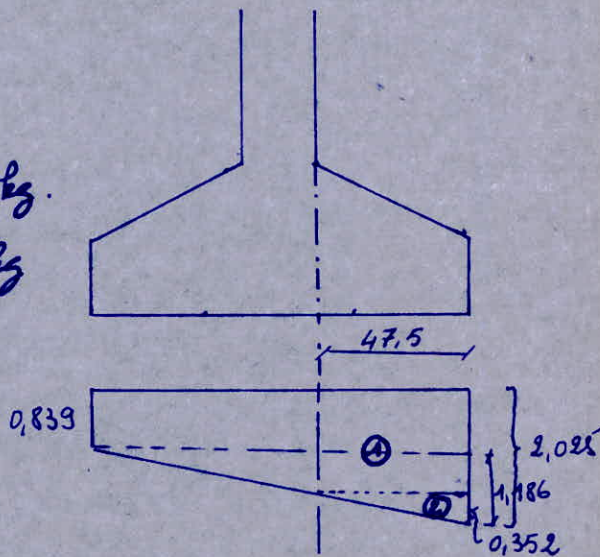
le moment dans la section

d'encastrement.

$$M = R_{1d} \frac{47,5}{2} + R_{2d} \frac{2}{3} \cdot 47,5 = 344333,8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{160 - 65}{4} = 23,75 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{344333,8}{\frac{7}{8} \times 25 \times 2800} = 5,62 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T12 \rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2$$



vérification sous RPA.

$$\frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \leq 1,35 \sigma_s \quad \text{avec} \quad \begin{cases} M = M_0 + T \times h = 13,683 \text{ t.m} \\ N = 39,2 \text{ t} \quad , \quad v = \frac{A}{4} \end{cases}$$

$$\frac{39,2 \times 10^3}{160^2} + \frac{3 \times 13,683 \times 10^5}{160^3} = 2,527 < 1,3 \times 2,104 = 2,652 \text{ kg/cm}^2$$

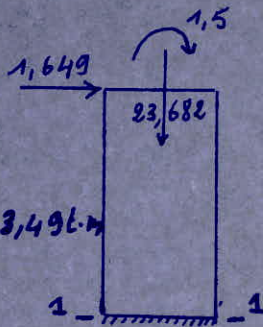
c'est vérifié.

Calcul du fût :

prenons la section A-A.

$$M = M_0 + T \times h = 1,5 + 1,649 \times 1,24 = 3,496 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 14,74 \text{ cm.}$$



Cherchons la sections du fût qui travaille.

$$a \geq \sqrt{\frac{23,682 \times 10^3}{137} \left(1 + \frac{3 \times 14,74}{a} \right)^2} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$a \geq 22,8 \text{ cm} \Rightarrow a = 30 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} e = \frac{M}{N} = 14,74 \text{ cm.} \\ \frac{h-t}{6} = 5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e > \frac{h-t}{6} \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

le moment fictif

$$M_b = N \times f \quad \text{avec } f = \left(\frac{h-t}{2} - d \right) + e = 24,74 \text{ cm.}$$

$$M_b = 23,682 \times 24,74 \times 10^{-2} = 5,8589 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5,8589 \times 10^5}{2800 \times 30 \times 25^2} = 0,1673 \rightarrow \begin{cases} K = 17,15 \\ \epsilon = 0,8462 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{H}{\bar{\sigma}_a \varepsilon t} = \frac{5,8589 \times 10^5}{2800 \times 0,8462 \times 25} = 9,89 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 9,89 - \frac{23,682}{2800} = 1,43 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

on prend le minimum du C.T.C.

$$A_{\min} = \frac{30 \times 30}{100} = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2.$$

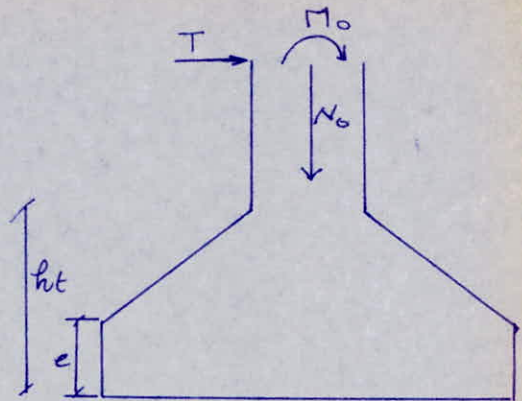
Comme le moment change de sens on arme symétriquement soit 6T14 (3 de chaque côté).

R+1

$$M_0 = 1,24 \text{ t.m.}$$

$$N_0 = 15,9 \text{ t}$$

$$T = 0,7 \text{ t}$$



Dimensionnement de la semelle

on écrit que les dimensions minimales A et B sont telles que $\sigma(A/4) = \bar{\sigma}_s$
 on prendra A et B dans le même rapport que a et b.

$$\frac{b}{a} = 1 \Rightarrow \frac{B}{A} = 1 \Rightarrow A = B \Rightarrow S = A^2.$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y (z) \text{ avec } y = \frac{A}{4}; \quad I = \frac{A^4}{12}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \left[1 + \frac{3M}{NA} \right]$$

avec :

$$N = N_0 + N_s + N_t$$

on prend $A = 150 \text{ cm}$; donc $h \geq \frac{150 - 60}{4} = 22,5 \text{ cm}$. $\rightarrow h = 25 \text{ cm} \rightarrow ht = 309$

Calcul du poids de la semelle.

$$N_s = [0,2 \times 1,5 \times 1,5 + 2 \times 0,15 \times 0,45 \times 1,57 + 0,6 \times 1,31 \times 1,5] \times 2500 = 4,58 \text{ t}$$

Calcul du poids de la tige.

$$N_t = [1,31 \times 1,50 - 1,31 \times 0,60 - 1,5 \times 0,45 \times 2] \times 1,5 \times 2000 = 3,132 \text{ t}$$

$$N = N_0 + N_s + N_t = 15,9 + 4,58 + 3,132 = 23,612 \text{ t.m}$$

$$M = M_0 + T \times h = 1,24 + 0,7 \times 1,51 = 2,3 \text{ t.m.}$$

$$\text{D'où } A \geq \sqrt{11580 \left[1 + \frac{29,79}{A} \right]}$$

par itération successive on trouve $A \geq 120 \text{ cm} \Rightarrow A = 135 \text{ cm}$.

Calcul des contraintes

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1,2} &= \frac{N}{A^2} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right] \\ e &= \frac{M}{N} = 9,74 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,86 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,73 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage de la semelle

Calcul des réactions

$$R_{11} = 135 \times 37,5 \times 0,73 = 3695,62 \text{ kg.}$$

$$R_{21} = 135 \times 37,5 \times 0,82 = 4151,25 \text{ kg.}$$

$$R_{31} = \frac{1}{2} \times 135 \times 37,5 \times 0,31 = 784,69 \text{ kg}$$

$$M = 3695,62 \times \frac{37,5}{2} + 4151,25 \times \frac{37,5}{2} + 784,69 \times \frac{2}{3} \times 37,5 = 166745,86 \text{ kg.cm.}$$

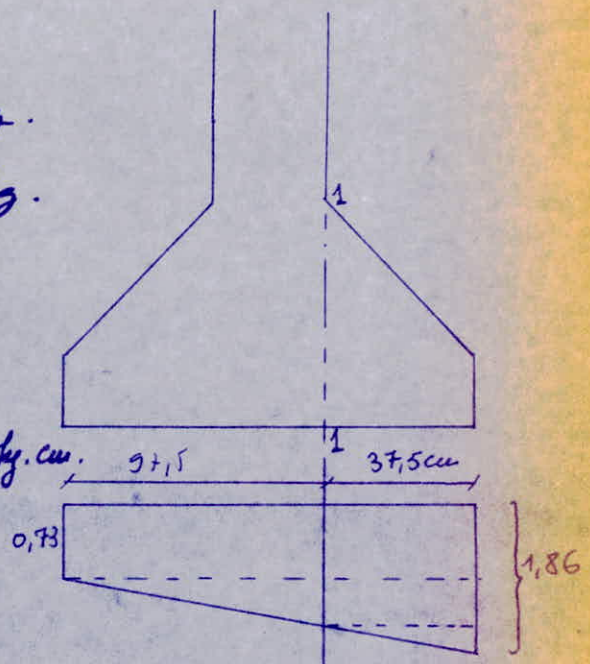
$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} \sqrt{\alpha}} = \frac{166745,86}{\frac{7}{8} \times 25 \times 2800} = 3,4 \text{ cm}^2$$

$A = 3,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T12}$ espacés de 20 cm dans chaque sens.

Vérification sous R.P.A.

$$\sigma(A/4) = \frac{\varphi}{s} + \frac{M \nu}{I} < 1,3 \sqrt{s}$$

$$\sigma(A/4) = 1,62 < 1,3 \times 2,04 = 2,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

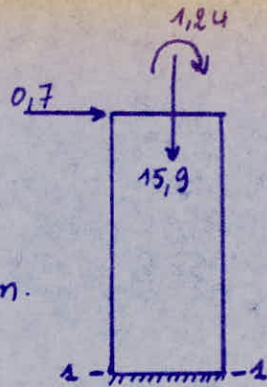


Calcul du fût

Preons la section 1-1

$$M = M_0 + T \times h = 1,24 + 0,7 \times 1,16 = 2,052 \text{ t.m.}$$

$$N_0 = 15,9 \text{ t.}$$



Dimensionnement du poteau

$$\frac{Q}{S} + \frac{M}{I} \cdot v \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow a \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}'_b} \left[1 + \frac{3M}{a \times Q} \right]}$$

$$a \geq \sqrt{\frac{15,9 \times 10^3}{137} \left[1 + \frac{3 \times 2,052 \times 10^5}{a \times 15,9 \times 10^3} \right]} \Rightarrow a \geq 188 \text{ cm.}$$

on prend $a = 25 \text{ cm.}$

Armerage du fût

$$N = N_0 + N_{\text{mastif}} = 15,9 \times + 0,25 \times 0,25 \times 1,16 \times 2,5 = 16,16 \text{ t}$$

$$M = 2,052 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,052 \cdot 10^2}{16,16} = 12,69 \text{ cm.} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} e > \frac{h_t}{6} \text{ (section partiellement comprimée).}$$

$$\frac{h_t}{6} = 4,16 \text{ cm}$$

le moment fictif

$$M_b = N \times f \quad \text{avec } f = e + \frac{h_t}{2} - d = 24,23 \text{ cm.}$$

$$M_b = 16,16 \times 0,24 = 3,91 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_{ab} b h} = \frac{15 \times 3,91 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 25} = 2,79 \rightarrow \begin{cases} K = 1,7 \\ \epsilon = 0,7006 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{Cb}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{3,91 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 0,7006} = 7,97 \text{ cm}^2.$$

$$A' = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 7,97 - \frac{16,16 \times 10^3}{2800} = 2,2 \text{ cm}^2.$$

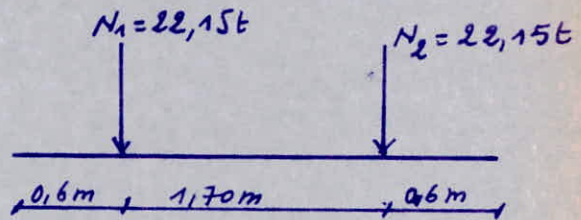
on prend le minimum du C.T.C

$$A' = \frac{25 \times 25}{100} = 6,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 6,78 = 6T12 \text{ espacés de } 10 \text{ cm}.$$

Comme le moment change de sens on arme symétriquement le poteau soit 6T12 (3 de chaque côté).

Semelle sous 2 poteaux (R+1)

on prévoit une fondation commune à cause du rapprochement des semelles.



Dimensionnement de la Semelle

$$N = N_1 + N_2 = 44,3t.$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ on prend } B = 100 \text{ cm (largeur de la semelle)}$$

$$L \geq \frac{44,3 \times 10^3}{2,04 \times 100} = 217,15 \text{ cm} \Rightarrow L = 290 \text{ cm.}$$

hauteur de la poutre

$$\text{La poutre doit être très rigide } h_t \geq \frac{l}{10} ; h_t \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.}$$

on prend $h_t = 30 \text{ cm}$.

épaisseur : $e \geq \sigma \phi + 6$ soit pour des $\phi 20$ $e \geq 18 \text{ cm}$, on prend

$$e = 20 \text{ cm.}$$

Calcul du poids de la semelle

$$N_s = \left(0,2 \times 1 + \frac{0,6+1}{2} \right) \times 2,90 \times 2,5 + 2 \times 0,6 \times 0,6 \times 1,21 \times 2,5 = 9,43t$$

Poids des terres

$$N_t = 1,21 \times 1,8 \times (2,9 \times 1 - 2 \times 0,6^2) = 4,75t$$

l'effort total N_T

$$N_T = 44,3 + 9,43 + 4,75 = 58,48t$$

La contrainte du sol

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{58,48 \times 10^3}{290 \times 100} = 2,016 \text{ kg/cm}^2 < 2,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des effortsréactions

$$R_1 = R_2 = \frac{qL}{2} = 29,14 \text{ t.}$$

Calcul du moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 0,6 \text{ m}$$

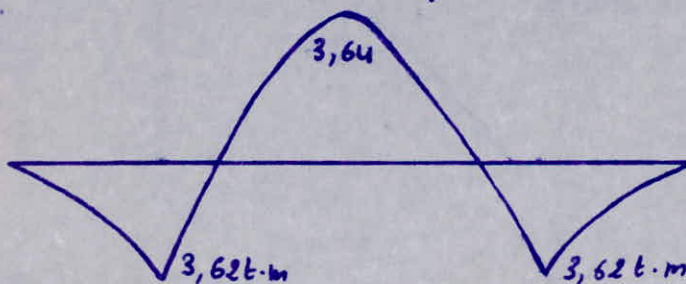
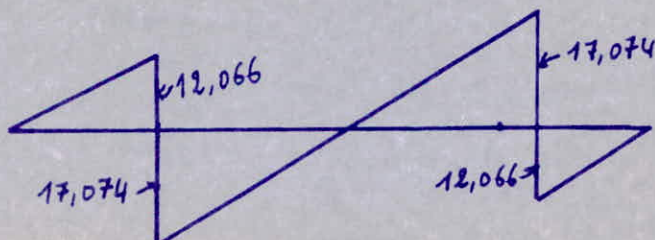
$$M = - \frac{20,1 \times 0,6^2}{2} = -3,62 \text{ t.m.}$$

$$T = +12,066 \text{ t}$$

$$0,6 \leq x \leq 2,3 \text{ m}$$

$$M(1,45) = 3,64 \text{ t.m.}$$

$$T = -17,074 \text{ t}$$

Diagramme du moment fléchissantDiagramme de l'effort tranchant

Ferrailage de la semelle

En appui

$$M = 3,62 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3,62 \times 10^5}{25^2 \times 2800 \times 60} = 0,0517 \rightarrow \begin{cases} k = 37,6 \\ \varepsilon = 0,9049 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{37,6} = 74,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{3,62 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 0,9049} = 5,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{6T12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

En travée

$$M = 3,64 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3,64 \times 10^5}{25^2 \times 100 \times 2800} = 0,0312 \Rightarrow \begin{cases} k = 51,5 \\ \varepsilon = 0,9248 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{51,5} = 54,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{3,64 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 0,9248} = 5,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{6T12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Ferrailage dans le sens transversal

Dans le sens transversal, on applique la méthode des consoles.

$$M = \frac{\sigma_a l (B-b)^2}{8}$$

on prend une largeur de 1 m.

$$M = \frac{20,16 \times 1 (1-0,6)^2}{8} = 1,008 \text{ t.m/ml.}$$

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} \bar{\sigma}_a} = \frac{1,008 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 30 \times 2800} = 1,37 \text{ cm}^2$$

on prend le minimum 3,4 cm² soit 5 T10/m espacés de 20cm.

Conditions aux appuis

$$T + \frac{M}{z} \leq \bar{\sigma}_a A \Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{z} \right)$$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left(17,07 \times 10^3 - \frac{3,62 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 30} \right) = 1,17 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

vérifications au cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z} \quad ; \quad T = T_{\max} = 17,072 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} \cdot 25 = 21,87 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{17,072 \times 10^3}{60 \times 21,87} = 13,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifiée.)

Calcul des armatures transversales pour la poutre rigide

on utilise des armatures \perp à la ligne moyenne :

soit 1 cadre + 1 étrier T8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a$$

$$\rho_a = \max \left(\frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right) = \frac{2}{3} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \times 21,87 \times 2800}{17,072 \times 10^3} = 7,2 \text{ cm}$$

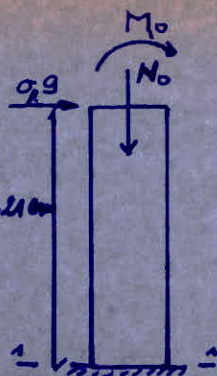
On prend 8cm à l'appui et 15cm en travée.

Calcul du fût

Prenons la section 1-1.

$$M_e M_0 + T \times h = 0,892 + 0,9 \times 1,21 = 2 \text{ t.m. } 1,21 \text{ m}$$

$$N_0 = 22,15 \text{ t.}$$

Dimensionnement du poteau

$$\frac{Q}{S} + \frac{M}{I} \cdot \sigma \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow a \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}'_b} \left[1 + \frac{3M}{a \times Q} \right]}$$

$$a \geq \sqrt{\frac{22,15 \times 10^3}{137} \left[1 + \frac{3 \times 2 \times 10^5}{a \times 22,15 \times 10^3} \right]} = 18,26 \rightarrow a = 25 \text{ cm.}$$

Calcul du poids de massif.

$$P_m = 1,21 \times 0,25 \times 0,25 \times 2500 = 189,06 \text{ kg.}$$

$$N = N_0 + P_m = 22,34 \text{ t.}$$

ferrailage du fût

$$N = 22,34 \text{ t.}$$

$$M = 2 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2 \times 10^5}{22,34 \times 10^3} = 9 \text{ cm.}$$

$e > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$\frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm}$$

le moment fictif

$$M_b = N \times f \quad ; \quad f = e + \frac{h_t}{2} - d = 19 \text{ cm.}$$

$$M_b = 22,34 \times 10^3 \times 19 = 424460 \text{ kg.cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h} = \frac{15 \times 424460}{2800 \times 25 \times 25} = 3,64 \rightarrow \begin{cases} K = 1,3 \\ \epsilon = 0,6933 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{424460}{2800 \times 0,933 \times 25} = 8,75 \text{ cm}^2.$$

$$A' = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 8,75 - \frac{22,34 \times 10^5}{2800} = 0,77 \text{ cm}^2$$

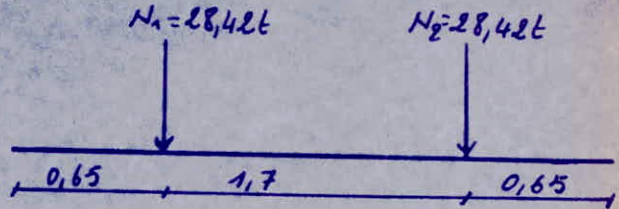
On prend le minimum du c.t.c.

$$A' = \frac{25 \times 25}{100} = 6,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 6,78 = 6T12 \text{ espacés de } 10 \text{ cm.}$$

Comme le moment change de sens, on arme symétriquement le poteau soit 6T12 (3 de chaque côté).

Semelle sous 2 poteaux (R+2)

on prévoit une fondation commune à cause du rapprochement des semelles.



Dimensionnement de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 = 56,84 \text{ t.}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{on prend } B = 130 \text{ cm (largeur de la semelle).}$$

$$L \geq \frac{56,84 \times 10^3}{2,04 \times 130} \approx 278,2 \Rightarrow L = 300 \text{ cm.}$$

hauteur de la poutre

La poutre doit être très rigide $ht \geq \frac{l}{10}$; $ht \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.}$

on prend $ht = 30 \text{ cm.}$

épaisseur : $e \geq 6\phi + 6$ soit pour les $\phi 20$ $e \geq 18 \text{ cm}$, on prend $e = 20 \text{ cm.}$

Calcul du poids de la semelle.

$$N_s = \left(0,2 \times 1,3 + \frac{0,65 + 1,3}{2} \right) 3,0 \times 2,5 + (2 \times 0,65 \times 0,65 \times 1,21) \times 2,5 = 10,27 \text{ t}$$

Poids des treils :

$$N_t = 1,21 \times 1,8 \left(1,3 \times 3 - 2 \times 0,65^2 \right) = 6,65 \text{ t}$$

l'effort normal total N_F :

$$N_F = 56,84 + 10,27 + 6,65 = 73,76 \text{ t.}$$

La contrainte du sol.

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{74 \times 10^3}{300 \times 130} = 1,89 < 2,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des effortsréactions

$$R_1 = R_2 = \frac{qL}{2} = 36,99 \text{ t.}$$

Calcul du moment fléchissant.

$$0 \leq x \leq 0,65 \text{ m}$$

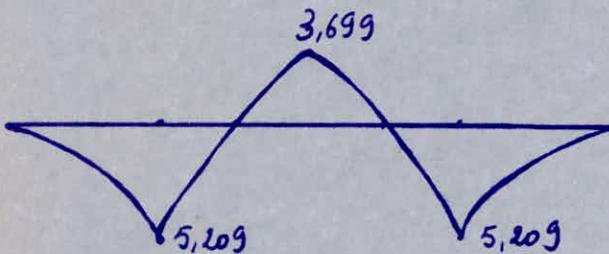
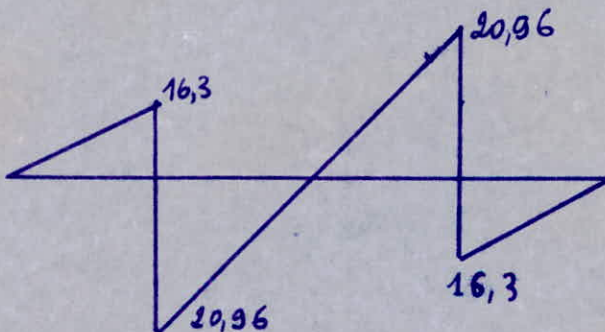
$$M = -\frac{q x^2}{2} = -\frac{24,66 \times 0,65^2}{2} = -5,209 \text{ t.m}$$

$$T = 16,03 \text{ t}$$

$$0,65 \leq x \leq 2,35 \text{ m}$$

$$M_{\frac{L}{2}} = 3,699 \text{ t.m}$$

$$T = -20,96 \text{ t}$$

Diagramme du moment fléchissant.Diagramme de l'effort tranchant

Ferraillage de la semelleEn appui

$$M = 5,209 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 5,209 \times 10^5}{25^2 \times 65 \times 2800} = 0,06869 \rightarrow \begin{cases} k = 31,6 \\ \varepsilon = 0,8927 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{31,6} = 88,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{5,209 \times 10^5}{2800 \times 0,8927 \times 25} = 8,3358 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

En travée

$$M = 3,699 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3,699 \times 10^5}{130 \times 25^2 \times 2800} = 0,02438 \rightarrow \begin{cases} k = 59,0 \\ \varepsilon = 0,9324 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{59} = 47,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{3,699 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 0,9324} = 5,667 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage dans le sens transversal.

Dans le sens transversal on applique la méthode des courbes.

$$M = \frac{\sigma_s \ell (B-b)^2}{8}$$

On prend une largeur de 1 m.

$$M = \frac{18,97 \times 1 (1,3 - 0,65)^2}{8} = 1 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{M}{8 \bar{\sigma}_a} = \frac{1 \times 10^5}{7/8 \cdot 25 \cdot 2800} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On prend le minimum (3,4 cm²) soit 5T10/ml espacés de 20 cm.

Conditions aux appuis

$$T + \frac{M}{z} \leq \bar{\sigma}_a A \Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{z} \right)$$

$$A \geq \frac{1}{2800} \left(20,96 \times 10^3 + \frac{5,209 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 25} \right) = 1,018 \text{ kg/cm}^2$$

vériifié

Vérifications au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b z} ; T = T_{\max} = 20,96$$

$$b = 65 \text{ cm} ; z = \frac{7}{8} \cdot 25 = 21,87 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{20,96 \times 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 25 \times 65} = 14,74 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

vériifié

Calcul des armatures transversales pour la poutre rigide

on utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

soit 1 cache + 1 étrier T8 $\rightarrow A_t = 2,02 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_a}{T} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a$$

$$\rho_a = \max \left\{ \frac{t}{z}, \left(1 - \frac{z_b}{z \bar{\sigma}_b} \right) \right\} = \frac{2}{3} ; \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,02 \times 21,87 \times 2800}{20,96 \times 10^3} = 8,57 \text{ cm}$$

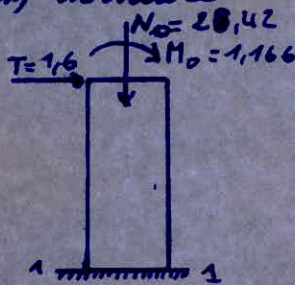
on prend $t = 10 \text{ cm}$ à l'appui et 15 cm en travée.

Calcul du fût

Prends la section 1-1

$$N_0 = 28,42 \text{ t}$$

$$M = M_0 + T \times 1,6 = 1,166 + 1,21 \times 1,6 = 3,102 \text{ t.m.}$$



Dimensionnement du poteau

$$a \geq \sqrt{\frac{28,42 \times 10^3}{137} \left[1 + \frac{3 \times 10,91}{a} \right]} \Rightarrow a \geq 21 \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm}$$

ferraillage du fût

$$N = 28,42 \text{ t}$$

$$M = 3,1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,1 \times 10^5}{28,42 \times 10^3} = 10,91 \text{ cm} \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} \text{section partiellement comprimée}$$

$$\frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm}$$

le moment fictif

$$\mathcal{M} = N \times f \quad ; \quad f = e + \frac{h_t}{2} - d = 20,91 \text{ cm}$$

$$\mathcal{M} = 28,42 \times 0,209 = 5,94 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5,94 \times 10^5}{2800 \times 30 \times 25^2} = 0,1698 \rightarrow \begin{cases} k = 17,3 \\ \varepsilon = 0,8452 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{5,94 \times 10^5}{2800 \times 0,8452 \times 25} = 10,04 \text{ cm}^2$$

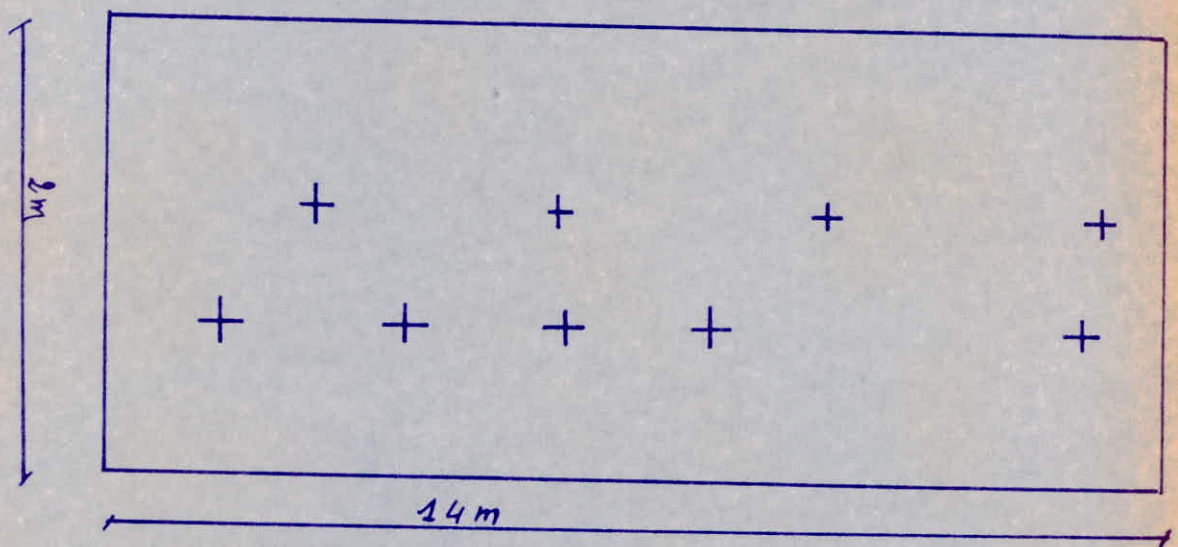
$$A' = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 10,04 - \frac{28,42 \times 10^3}{2800} = 0,11 \text{ cm}^2$$

on prend le minimum du C.T.C.

$$A' = \frac{30 \times 30}{100} = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{GT14} = 9,23 \text{ cm}^2$$

Comme le moment charge de sens, on arme symétriquement le poteau soit GT14 (3 de chaque côté).

Calcul de la semelle sous plusieurs poteaux
au niveau du joint de dilatation



Dimensionnement de la semelle.

$$e = \frac{ht}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm.}$$

$$ht = 60 \text{ cm.}$$

Calcul du poids de la semelle.

$$P_s = 2,5 \left[2 \times 0,3 \times 14 + 2 \cdot \frac{1}{2} \times 0,3 \times 0,87 \times 14 + 0,91 \times 1,13 \times 14 \right] = 66,125 \text{ t.}$$

Poids des tiges

$$P_t = 1,8 \left[2 \times \frac{1}{2} \times 0,87 \times 14 + 0,91 \times 0,87 \times 14 \right] = 41,87 \text{ t}$$

l'effort normal total

$$N_T = 171 + 66,125 + 41,87 = 278,995 \text{ t.}$$

Détermination du point d'application de la résultante.

$$R = \sum F_i = 171 \text{ t}$$

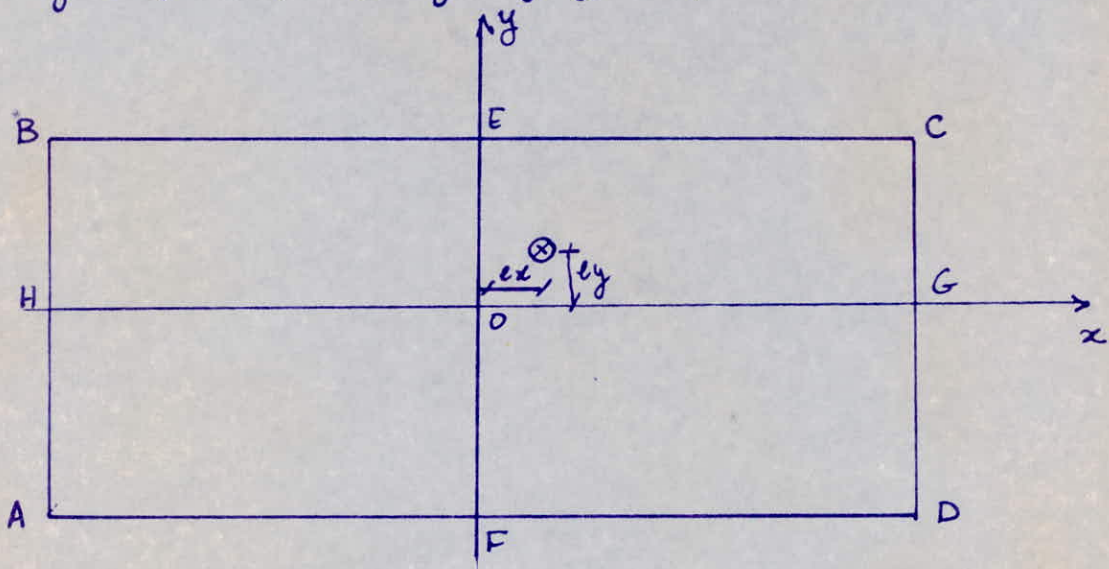
$$\sum M/oy = 0 ; 171 \bar{x} = 23,7 [2,65 + 6,15 + 9,65 + 13,15] + 15,9 [1,05 + 12,95] + 22,15 [6,15 + 7,85]$$

$$\bar{x} = 7,49 \text{ m} \rightarrow e_x = \bar{x} - x = \Rightarrow e_x = 0,49 \text{ m.}$$

$$\sum M/ox = 0$$

$$171 \bar{y} = 2 \times 15,9 \times 0,735 + 2 \times 0,735 \times 22,15 + 4 \times 23,7 \times 1,347$$

$$\bar{y} = 1,074 \text{ m} \rightarrow e_y = \bar{y} - y = 0,074 \text{ m.}$$



$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \times 2^3}{12} = 9,33 \text{ cm}^4.$$

$$M_x = 171 \times 0,49 = 83,79 \text{ t.m.}$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 14^3}{12} = 457,33 \text{ m}^4.$$

$$M_y = 171 \times 0,074 = 12,65 \text{ t.m.}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \Rightarrow \sigma = 9,964 \pm 8,89 y \pm 0,027 x$$

$$\text{Donc : } \sigma = 9,964 \pm 8,89 y.$$

Tableau des contraintes

	N/s	y	$8,89y$	σ
A	9,964	-1	-8,89	1,074
B	9,964	+1	8,89	18,854
C	9,964	+1	8,89	18,854
D	9,964	-1	-8,89	1,074
E	9,964	+1	8,89	18,854
F	9,964	-1	-8,89	1,074
G	9,964	0	0	9,649
H	9,964	0	0	9,649

Ferrailage de la semelle

Calcul des réactions

$$R_{11} = (1,39 + 0,1074) \times 100 \times 43,5 = 6513,69 \text{ Kg.}$$

$$R_{21} = \frac{1}{2} \times 0,388 \times 43,5 \times 100 = 843,9 \text{ Kg.}$$

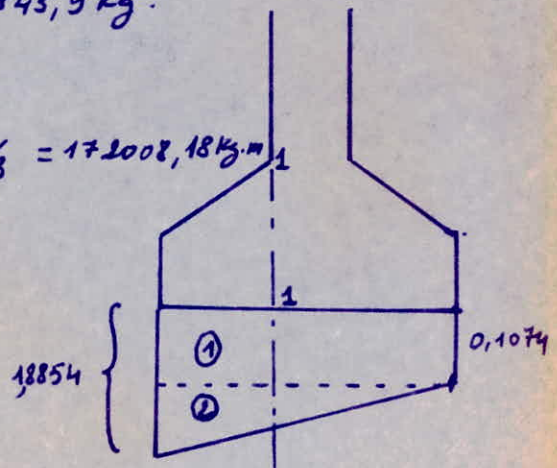
$$M = R_{11} \cdot \frac{43,5}{2} + R_{21} \cdot 43,5 \times \frac{2}{3}$$

$$= 6513,69 \times \frac{43,5}{2} + 843,9 \times 43,5 \times \frac{2}{3} = 172008,18 \text{ Kg.m}$$

$$A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{172008,18}{2400 \times \frac{7}{8} \times 55} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

On prend 5T12 / ml = 5,65 cm².

Dans le sens longitudinal : on prend $A = 3,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$.



vérification au cisaillement

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} \quad ; \quad T = T_{max} = 6543,69 + 843,9 = 7357,59 \text{ kg}$$

$$b = 113 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 55 = 48,125 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{7357,59}{113 \times 48,125} = 1,51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

vérifiée.

Condition de non poinçonnement

La condition de non poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées du 1^{er} genre.

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

$$\sigma_b = \frac{1,5 N}{P_c \cdot d} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

le périmètre P_c

$$P_c = 2 \left[0,925 + \frac{d+0,6}{2} \right] + d + 0,6 = 2,75 + 2d$$

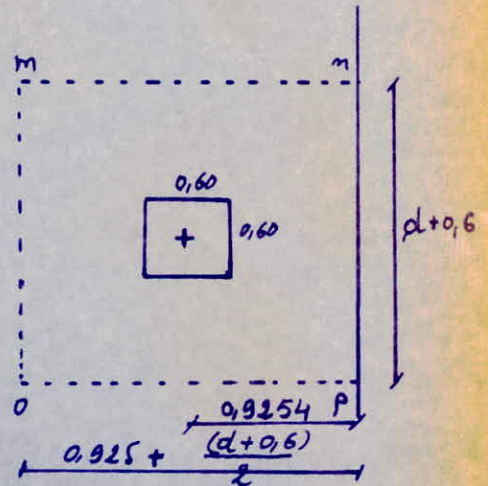
$$N = 23,7 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$\frac{1,5 N}{(2,75 + 2d) d} = 1,2 \bar{\sigma}_b \Rightarrow$$

$$2d^2 + 2,75d - \frac{1,5 \times 23,7 \times 10}{1,2 \times 5,9} = 0$$

$$2d^2 + 2,75d - 50,21 = 0 \Rightarrow d = 4,4 \text{ cm} < \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm}$$

vérifiée.



Longrines

Les longrines rigidifient la construction et augmentent sa résistance. On les prévoit généralement dans toutes les constructions, surtout dans le cas d'un mauvais terrain.

Dimensions

Nous sommes dans le cas d'un sol meuble le RPA donne une section de 30×40 cm (section minimale).

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/10$ pour un sol meuble où N est la force axiale du poteau en question. À cette sollicitation on ajoute les effets des charges et moments directement appliqués sur les longrines. Le RPA donne une ferraille minimum de $4 \phi 14$ ou $4 T12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm. Or cette section minimale résiste dans notre cas à un effort $\gg \frac{N}{10}$ donc on prend pour ferrillage des longrines cette section minimale avec un espacement de 20 cm. soit $4 T12$ avec $t = 20$ cm.

BIBLIOGRAPHIE

- Le calcul Pratique des structures
Métallique M. LEVERT
- Construction Métallique n° 3 1980
- Charpentes Métalliques R.C. LAVAUR
- Cours charpente Métallique CMI, CMII
- Les charpentes Métalliques
- Guide pratique charpente métallique
- CM 66
- NV 65
- RPA 81
- Complément C.T.C.
- Calcul et vérification des ouvrages
du Béton armé (P. CHARON)
- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN
- AIDE MÉMOIRE

