

100

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE_CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



SUJET

BATIMENT METALLIQUE

R+8 + 2 SOUS/SOL

CONTREVENTE PAR VOILES

Proposé par : SONEGAS

Etudié par : M. ACHELI A. Dirigé par : M. ZEGHLACHE
M. MESSAFER T.

PROMOTION : JUIN 1985

— DEDICACES —

Je dedie ce modeste travail :

- a mes parents.
- a mes freres et soeurs.
- a tout ceux qui sont et qui seront mes amis, en particulier à mes amis intimes : ISSIAKHEM, LAHLOUH, SENNOUR, SID AHMED, SANADIKI.

HAKIM.

Je dédie ce modeste travail :

- à ma mère.
- à mon père
- à mes freres et soeurs
- a ma grande famille.
- à la mémoire des Chouhadas.
- à tout mes freres de la mosquée de Rouiba.
- à tous ceux qui sont et qui seront mes amis.
- Enfin à tous ceux que j'aime.

TAHAR.

— REMERCIEMENTS —

Nous tenons à remercier notre promoteur M^r ZEGHLACHE.

Nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.

Nous remercions également pour l'aide inestimable qu'il nous ont fourni messieurs :

- BRANCI enseignant à l'école Nationale Polytechnique.
- AZZI Ingénieur au C.T.C
- CHENAF enseignant à l'USTHB
- Bouhadja Ingénieur à la SONELGAZ.
- BOUCHAÏB chef du B.E.T à la SONELGAZ.

Nous sommes heureux de témoigner notre sympathie et notre reconnaissance à tous les membres du service ETUDE KDI SONELGAZ (Direction Générale) et plus particulièrement

messieurs :
SE RRA DJ Nourreddine.
MOUAZ Mouloud
BECHERAI'R DJAAFAR
ROUABAH HAKIM
BOUKHALKHAL HAÇENE
BOUGUERDOUBA RABAH. ; SAÏM Aberrahmane.

pour leur soutien durant notre préparation.

SOMMAIRE

I - Présentation de l'ouvrage	1
II - Caractéristique des matériaux	2
III - Charges et surcharges	3
IV - Prédimensionnement des éléments	6
1 - dalles	
2 - poutres	
V - Plancher Collaborant	7
VI - Calcul des inerties de Refends	10
VII - Calcul pseudo-dynamique	13
1 - Modélisation dynamique	14
2 - Analyse modale	14
3 - Mode fondamental	18
4 - Second Mode	22
VIII - Etude au Séisme	22
1 - action sismique	22
1-1 Coefficient de l'action sismique	22
1-2 Répartition de la force sismique	
1-3 Distribution des sollicitations d'ensemble dans les refends.	23
2 - CALCUL des Refends	
IX charges verticales dans les refends	34
X Superposition des sollicitations	36
XI Déformations Horizontales	40
XII Vérification au cisaillement	42
XIII Ferrailage des Refends	45
XIV Etudes des portiques	55
XV Vérification de la stabilité des éléments de portique	63
1 - Méthode de vérification	63
2 - poutres	64
3 - poteau	68
4 - Resultat	70
XVI Assemblages	71
1 - Introduction	
2 - assemblage poutre - poteau	75
3 - poutre - voile	78
4 - Appui-articulé	82
XVII Bases des poteaux Métalliques	83
XVIII Etude de sol	86
XIX Fondations	
1 - semelle sous poteaux	87
2 - Fondations sous Noyau Central	93
XX Murs de Soutènement	97
1 - Calcul du voile	
2 - Calcul du poteau en BA	
3 - Fondation sous voile.	

PRESENTATION de l'OUVRAGE

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage administratif, il se compose de deux (2) sous-sol, un rez de chaussée et de huit étages. une partie des deux sous sols va être aménagée en parking et l'autre en locaux spéciaux. Notre ouvrage sera implanté à "Gué de Constantine" qui est une zone de moyenne sismicité (zone II).

la forme en plan de notre immeuble est compliquée du fait de la présence de saillies.

les charges verticales seront reprises par un système de poutre-poteaux métalliques, disposés en portique (5 portiques longitudinaux et 32 portiques transversaux)

les charges horizontales seront reprises par 2 noyaux centraux.

Du fait que la portée est de 108m, un joint de dilatation est nécessaire qui séparera l'immeuble en 2 blocs symétriques.

On aménagera une boîte rigide qui va jusqu'au RDC.

Description des planchers :

- le 2^e sous-sol et le 1^{er} s-sol ont des formes rectangulaire 108 x 24 (m/m).

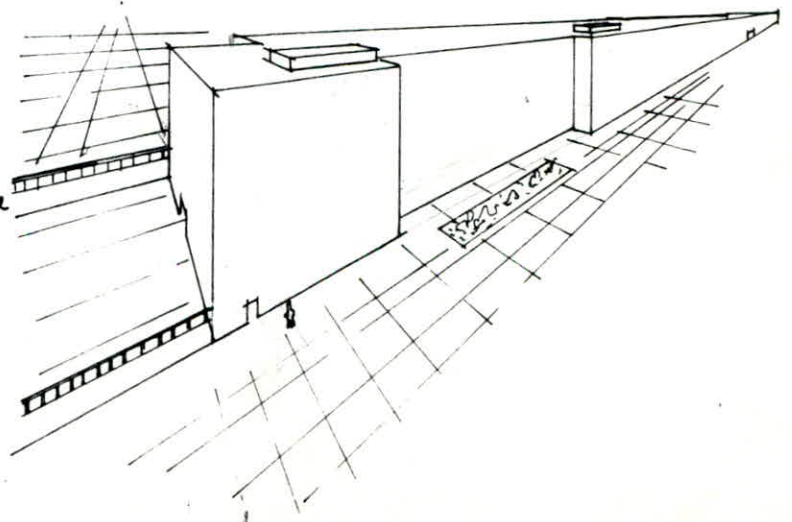
- le plancher haut du RDC présente un décrochement en plan.

L'axe des véhicules au 1^{er} s-sol sera possible en prévoyant un talus qui s'arrête au niveau bas du 1^{er} s-sol.

L'axe du public à l'immeuble se fera par le RDC.

la poussée des terres est équilibrée par le voile périphérique.

Immeuble "700 bureaux"
à
Gué de Constantine



CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

1- Béton : le béton utilisé est: peu contrôlé.

dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 325.

la résistance nominale : de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

de traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$.

la contrainte admissible : (art 9-4 CCBA 68)

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

- la contrainte admissible de compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{SP1})$$

$$\bar{\sigma}'_{b0}(\text{SP2}) = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0}(\text{SP1}) = 102,75 \text{ kg/cm}^2$$

- contrainte admissible de flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b(\text{SP1}) = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}(\text{SP1}) = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b(\text{SP2}) = 1,5 \bar{\sigma}'_b(\text{SP1}) = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

- contrainte de traction de référence : (art 9-5 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,026$$

$$\bar{\sigma}_b(\text{SP1}) = 1 \cdot \frac{5}{6} \times 1 \times 0,026 \cdot 270 = 5,85 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b(\text{SP2}) = 1,5 \bar{\sigma}_b(\text{SP1}) = 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

- Module de déformation du Béton : (Art 9.6 CCBA 68)

Instantané : $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$: durée d'application des charges $< 24 \text{ H}$
 $= 378000 \text{ kg/cm}^2$

de longue durée : $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$: avec $\sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28}$

2- ACIERS DE FERRAILLAGE :

a) Barres à haute Adhérence de nuance $F_e E 40$.

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{eu} = 4200 \quad ; \quad \phi \geq 25 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{eu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes admissibles :

- sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}$

donc : $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$

- sollicitations du 2^e genre : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$

b) Barres rond lisse de nuance Fe E 24

contraintes admissibles: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (SP1)

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (SP2)

3. Boulons:

a. Boulons ordinaires:

classe de qualité	4-6 B2	10-9 H2
limite élastique garantie daN/mm ²	24	90

Diamètre des boulons en mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Section de la tige lisse (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
section fileté (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

b) Boulons à haute résistance:

N_0 : effort de précontrainte d'un Boulon H-R. = $0,8 \cdot \sigma_{en} \cdot A_r$.

φ: Boulon	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
HR 8-8	1874	2970	4316	5888	8038	9830	12544	15514	18074	23501	28723
HR 10-9	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	33048	40392

4. éléments en Charpente:

on a utilisé des laminés de nuance Fe E 24.

CHARGES et SURCHARGES

I| Charges

1- plancher courant:

a) extérieur au noyau central:

Matériaux	Densité [kg/m^3]	épaisseur (cm)	g_i (kg/m^2)
- carrelage	2000	2	40
- mortier de pose	2000	2	40
- Isolation (panneau de liège)	250	5	12,5
- Dalle en B.A	2500	12	300
- Faux plafond (plâtre)	1400	1,5	21
- cloisons			150
- TN 40		0,1	11

575 kg/m^2

b) intérieur au noyau central:

Matériaux	Densité (kg/m^3)	Épaisseur (cm)	g_i (kg/m^2)
- Carrelage	2000	2	40
- Mortier de pose	2000	2	40
- Isolation (panneau de liège)	250	5	12,5
- Dalle en B.A	2500	12	300
- enduit (plâtre)	1400	1,5	21
- cloisons			150

564 kg/m^2

2- plancher Reg de chaussée: Dalle en B.A 14cm.

Extérieur au N.C : $g = 625 \text{ kg}/\text{m}^2$

Noyau central : $g = 614 \text{ kg}/\text{m}^2$ avec cloisons.

3- Plancher premier sous-sol: Dalle en BA 16 cm.

extérieur au N.C : $g = 675 \text{ kg}/\text{m}^2$

Intérieur au N.C : $g = 664 \text{ kg}/\text{m}^2$ avec cloisons.

4. Plancher terrasse (accessible)

Matériaux	Densité (kg/m^3)	épaisseur (cm)	g_i (kg/m^2)
carrelage	2000	2	40
Mortier de pose	2000	2	40
Étanchéité multicouche			20
Béton en forme de pente	2200	10	220
Isolation (panneau de liège)	250	5	12,5
Dalle en B.A	2500	12	300
TN 40		0,1	11
Faux plafond (plâtre)	1400	1,5	21

$g = 665 \text{ kg}/\text{m}^2$ -4-

5- terrasse : Rez de chaussée : Dalle en BA : 14 cm

$$g = 715 \text{ kg/m}^2$$

6- Terrasse Superieur : (Inaccessible)

Materiaux	Densité (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	g _i (kg/m ²)
- Gravier (protection)	1700	5	85
- Etanchéité multicouche			20
- Béton en forme de pente	2200	9	198
- Isolation thermique	250	5	12,5
- Dalle en BA	2500	12	300
- Enduit plâtre	1400	1,5	21
			$g = 637 \text{ kg/m}^2$

7- Plancher premier sous-sol: Dalle en BA = 16 cm.

a- administratif : $g = 675 \text{ kg/m}^2$

b- noyau central : $g = 664 \text{ kg/m}^2$ avec cloison.

c- Parking :

Materiaux	Densité (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	g _i (kg/m ²)
Asphalte	2200	8	175
béton maigre	2200	10	220
dalle en BA	2500	16	400
TN 40		0,1	11
faux plafond (plâtre)	1400	1,5	21
			$g = 828 \text{ kg/m}^2$

II Surcharges

terrasse accessible privée :	200 kg/m ²
" " aux publics	500
" inaccessible	100
Bureaux, toilette	250
" paysagers	350
Hall, dépôt, Archives, salle de conférence, cafétéria, cooper	400
parking.	1000

PREDIMENSIONNEMENT des ELEMENTS

1. DALLE

a) PLANCHER courant :

$$\frac{l_x}{40} < h \cdot d' < \frac{l_x}{42} \quad \text{Fuentes P45}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{panneau A: } l_x = 3,6 \text{ m} \\ d' = 1 \text{ cm (protégé)} \end{array} \right\} \Rightarrow h = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{panneau B: on trouve : } h = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{panneau C: on trouve : } h = 6 \text{ cm} \\ \text{on prendra } h = 12 \text{ cm}$$

$$\text{b) plancher } 1^{\text{er}} \text{ s-sol : } h = 16 \text{ cm.}$$

$$\text{c) plancher : RDC : } h = 14 \text{ cm.}$$

2. POUTRES :

le prédimensionnement est basé sur le critère de déformabilité. La poutre est supposée simplement appuyée et soumise aux charges verticales (CP et SE), les charges ne sont pas pondérées. (RCM66 Art 5.252)

$$\text{- charge uniformément répartie: } f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E \cdot I_x} \leq \frac{l}{300}$$

$$\text{- charge concentrée au milieu: } f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q l^3}{E I_x} \leq \frac{l}{300}$$

$$\text{- présence simultanée des 2 charges: } f_1 + f_2 = f \leq \frac{l}{300}$$

exemple de calcul: poutre transversale c-c du plancher terrasse.

$$g = 665 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad s = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$A = (7,2 + 3,6) \times 1,8 = 19,44 \text{ m}^2$$

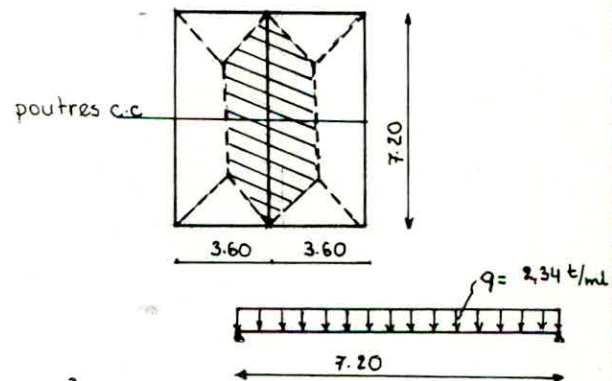
$$q_g/\text{ml} = \frac{665 \times 19,44}{7,2} = 1,8 \text{ t/ml}$$

$$q_s/\text{ml} = \frac{200 \times 19,44}{7,2} = 0,54 \text{ t/ml}$$

$$q = q_s + q_g = 1,8 + 0,54 = 2,34 \text{ t/ml}$$

$$I_x \geq \frac{5 \cdot 300 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 300 \cdot 2,34 \cdot 10 \cdot (720)^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 16246 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 360



a. largeur de la dalle collaborante: (b)

$$b = \min \left\{ \begin{array}{l} \ell/2 \\ \ell/10 \\ \frac{3}{4} \text{ de la distance de la section considérée à l'appui le plus proche.} \end{array} \right.$$

ℓ' : entraxe entre 2 solives voisines = 3,60 m

ℓ : portée de la solive = 4,80 m.

ce qui donne $b = 50$ cm.

$$B = b \cdot h_0 = 50 \cdot 12 = 600 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B}{nA} = \frac{600}{15 \cdot 134} = 0,29$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(43,5-12)}{12} = 5,25$$

$$\Rightarrow \frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$$

donc l'axe neutre tombe au dessous de la table.

$$B_0 = B + nA = 600 + 15 \cdot 134 = 2610 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0} = \frac{12}{2} + 37,5 \cdot \frac{15 \cdot 134}{2610} = 34,88 \text{ cm}$$

b. Connecteurs: les connecteurs doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible entre la poutre métallique et le béton armé.

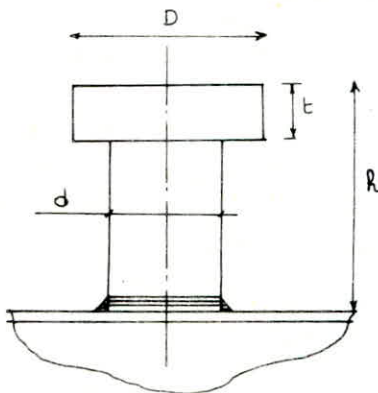
espacement des connecteurs:

l'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en B.A.

$$e_c \leq 10 \cdot h_0 = 10 \cdot 12 = 120 \text{ cm.}$$

- Choix du type du connecteur:

la forme des connecteurs est variée, on choisira des goujons à têtes cylindriques.



la capacité d'un connecteur est:

$$\bar{Q} = 42 \cdot d \cdot \sqrt{d \cdot \sigma_{2g}}$$

ceci n'est valable que si:

$$1,0 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm.} \quad ; \quad h \geq 4d$$

$$0,6d \leq t \leq d. \quad ; \quad 1,2d \leq D \leq 1,4d$$

on considère pour nos calculs un goujon dont

les dimensions sont:

$$d = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad t = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad h = 7 \text{ cm} \quad ; \quad D = 2 \text{ cm.}$$

$$\bar{Q} = 42 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 270} = 1396,7 \text{ daN.}$$

Action d'un effort tangent T :

un effort tranchant T provoque par unité de longueur un effort tangent S donné par :

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} \quad \text{car } x > h_0$$

T : valeur maximale de l'effort tranchant provoqué dans la section considérée par tous les efforts appliqués à la poutre composite après durcissement du béton.
 $x > h_0 \Rightarrow S' = d_0 \times \frac{n \cdot A \cdot B}{B_0}$: moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section rendue homogène située d'un côté de la ligne de contact acier-béton.

$I_0 = I_b + n I_a + S' \cdot d_0$: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

$$B = 600 \text{ cm}^2 ; \quad B_0 = 2610 \text{ cm}^2 ; \quad A = 134 \text{ cm}^2 ; \quad d_0 = 37,5 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{37,5 \times 15 \times 134 \times 600}{2610} = 17328 \text{ cm}^3$$

$$I_b = \frac{b h_0^3}{12} = 50 \times \frac{12^3}{12} = 7200 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 67120 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 7200 + 15 \times 67120 + 17328 \cdot 37,5 = 1663800 \text{ cm}^4$$

Selon C.T.I.C.M. Art. 2.443 on admet que : $T = \frac{q l}{2,4}$

$$q = (575 + 1,2 \cdot 350) \times 0,50 = 497,5 \text{ dan/ml}$$

$$T = \frac{497,5 \cdot 4,8}{2,4} = 995 \text{ dan}$$

$$S = \frac{T \cdot S'}{I_0} = \frac{995 \cdot 17328}{1663800} = 10,36 \text{ dan/ml}$$

on prend un espacement entre les goujons : $t' = 40 \text{ cm}$.

effort revenant au goujon : $10,36 \times 40 = 414,4 \text{ dan} < \bar{Q} = 1396,7 \text{ dan}$.

Donc il n'y aura pas de glissement entre la dalle et la solive.

toutes les vérifications sont satisfaites à savoir :

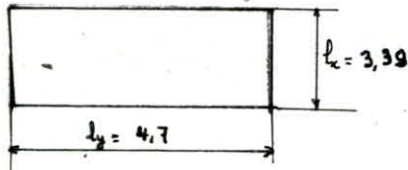
- la vérification au cisaillement de la poutre métallique.
- la vérification des contraintes de la section mixte.
- " " de la flèche.

CALCUL de DALLE

Exemple de calcul: Plancher Terrasse.

A: panneaux Articulés: on a 3 types de panneaux: A-B-C.

1^{er} type: Panneau A = A'.



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,39}{4,7} = 0,72 > 0,4 \quad \text{le panneau A travaille dans les 2 sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

(Annexe A2 - CCBA 68)

$$\beta = 0,72 \Rightarrow \mu_x = 0,070 ; \mu_y = 0,575.$$

charge permanente: $G_x = 665 \text{ kg/m}^2$

$$M_{G(x)} = 0,07 \cdot 0,665 \cdot 3,39^2 = 0,53 \text{ tm/ml}$$

$$M_{G(y)} = 0,575 \cdot 0,53 = 0,31 \text{ tm/ml}$$

$$T_{G(x)} = G \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_y^2 + l_x^2} = 0,665 \cdot \frac{3,39}{2} \cdot \frac{4,7^2}{4,7^2 + 3,39^2} = 0,89 \text{ t/ml}$$

$$T_{G(y)} = G \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2} = 0,665 \cdot \frac{3,39}{2} \cdot \frac{4,7^2}{4,7^2 + 3,39^2} = 0,34 \text{ t/ml}$$

surcharge d'exploitation: $S = 200 \text{ kg/m}^2$.

$$M_S(x) = 0,07 \cdot 0,2 \cdot 3,39^2 = 0,16 \text{ tm/ml}$$

$$M_S(y) = 0,575 \cdot 0,16 = 0,1 \text{ tm/ml}$$

$$T_S(x) = 0,2 \cdot \frac{3,39}{2} \cdot \frac{4,7^2}{4,7^2 + 3,39^2} = 0,27 \text{ t/ml}$$

$$T_S(y) = 0,2 \cdot \frac{3,39}{2} \cdot \frac{4,7^2}{4,7^2 + 3,39^2} = 0,10 \text{ t/ml}$$

combinaison:

$$M_x = M_{G(x)} + 1,2 M_{S(x)} = 0,53 + 1,2 \cdot 0,16 = 0,72 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = M_{G(y)} + 1,2 M_{S(y)} = 0,31 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,43 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = T_{G(x)} + 1,2 T_{S(x)} = 0,89 + 1,2 \cdot 0,27 = 1,21 \text{ t/ml}$$

$$T_y = T_{G(y)} + 1,2 T_{S(y)} = 0,34 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,46 \text{ t/ml}$$

2^e type: panneau B.

$$l_x = 1,97 \text{ m}$$

$$l_y = 3,42 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,97}{3,42} = 0,576$$

$$\mu_x = 0,0876 ; \mu_y = 0,403$$

	M_x (tm/ml)	M_y (tm/ml)	T_x (t/ml)	T_y (t/ml)
$G = 665 \text{ kg/m}^2$	0,23	0,1	0,59	0,12
$S = 200 \text{ kg/m}^2$	0,1	0,04	0,25	0,05
Combinaison	0,35	0,15	0,89	0,18

3^e type : Panneau C :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,42 \text{ m} \\ l_y = 7,10 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \beta = 0,482 \quad ; \quad \mu_x = 0,0997 \quad ; \quad \mu_y = 0,313$$

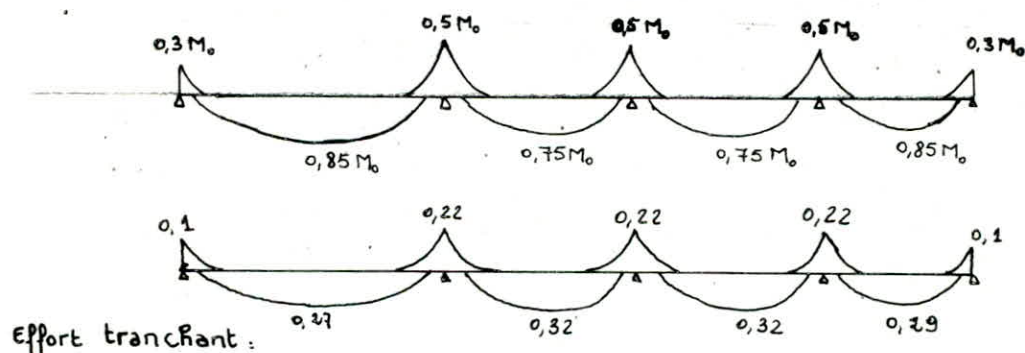
	M_x (tm/ml)	M_y (tm/ml)	T_x (t/ml)	T_y (t/ml)
$G = 665 \text{ kg/m}^2$	0,77	0,24	1,07	0,12
$S = 200 \text{ kg/m}^2$	0,23	0,07	0,32	0,03
Combinaison	1,05	0,32	1,45	0,16

13: Panneau Continu

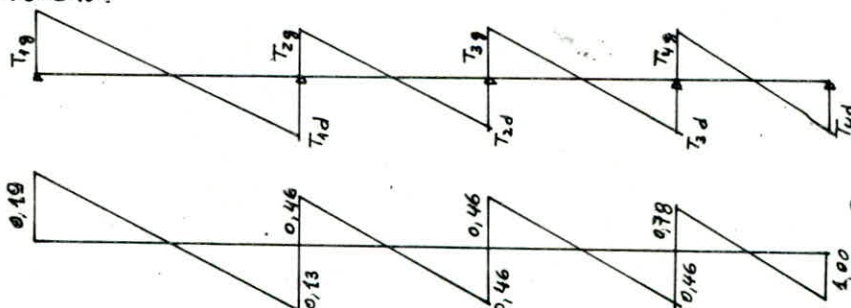
Sens Transversal:

1- file de panneau : C-A'-A-B.

Moment Fléchissant : (article 57-2 CCBA 68)



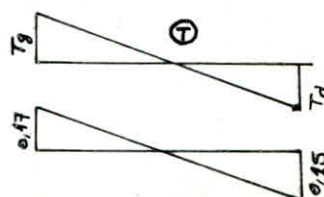
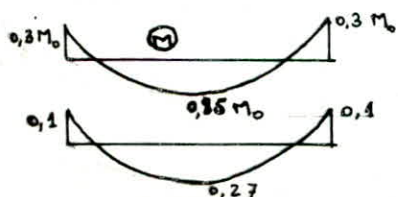
Effort tranchant :



$$T_g = t_{is} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

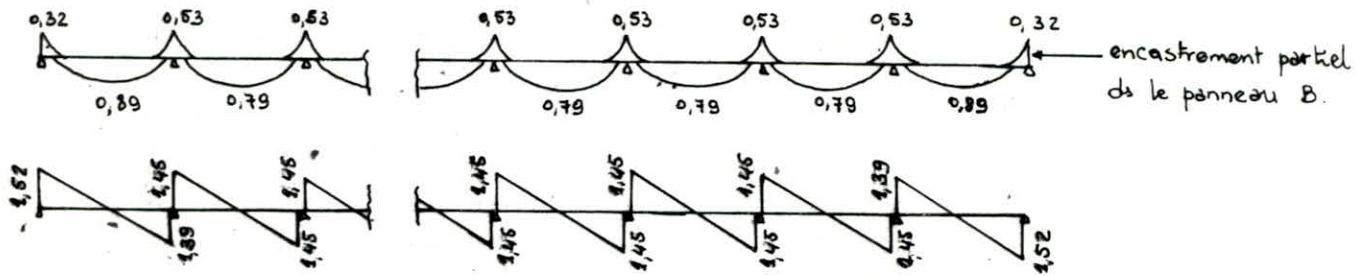
$$T_d = t_{is} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

2: panneau C encasté partiellement dans le voile.

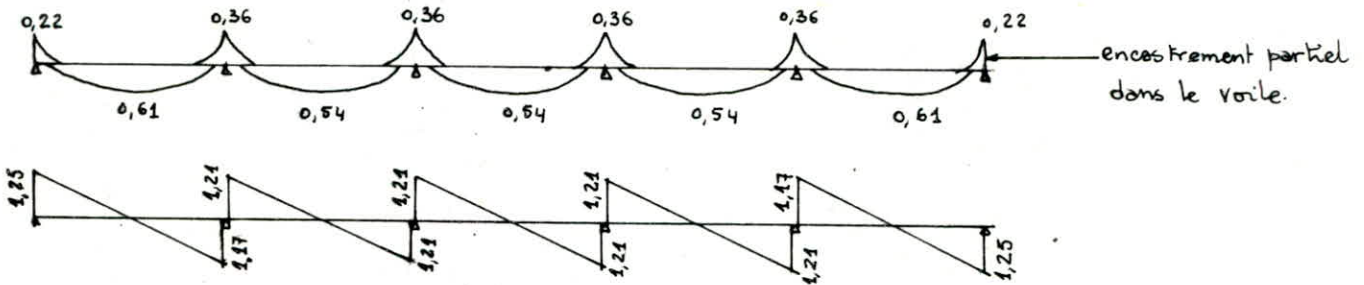


1 B Sens Longitudinal:

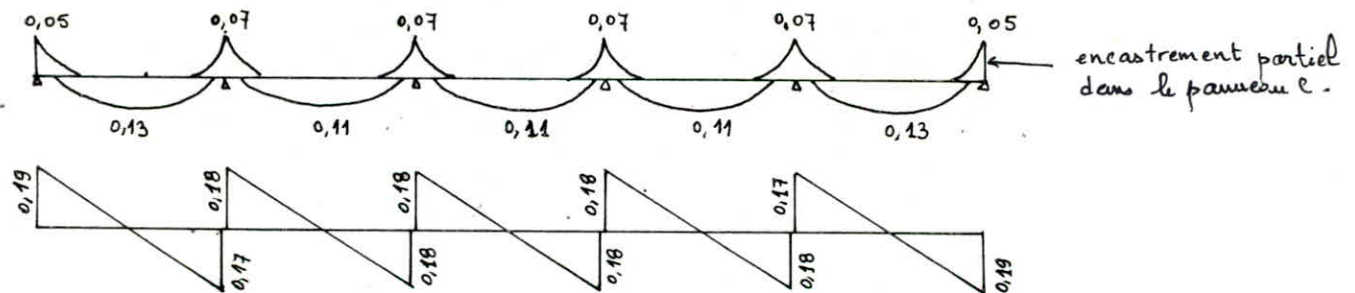
1: file de panneau C:



2: file de panneau A = A'.



3: file de panneau B



VÉRIFICATION AU CISAILEMENT SIMPLE:

le diamètre des barres est au plus égale à $\frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$

hauteurs utiles des sections:

Construction protégée: $e = 1 \text{ cm}$

sens x-x: $d_1 = e + \frac{\phi}{2} = 1 + 0.4 = 1.4 \text{ cm}$

$\Rightarrow h_x = h_c - d_1 = 12 - 1.4 = 10.6 \text{ cm}$

sens y.y: $d_2 = e + \frac{\phi}{2} + \phi = 1 + 0.4 + 0.8 = 2.2 \text{ cm}$

$\Rightarrow h_y = h_c - d_2 = 12 - 2.2 = 9.8 \text{ cm}$

Sens transversal: on doit vérifier: $\tau_0 = \frac{T/ml}{b \cdot z} \leq 1.15 \bar{\sigma}_0$

$$\left. \begin{array}{l} T_{\max} = 0.78 \text{ t/ml} \\ h_x = 10.6 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_x = \frac{0.78 \cdot 10^3}{\frac{1}{3} \cdot 10.6 \cdot 100} = 0.84 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \bar{\sigma}_0 = 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

donc on a pas besoin d'armature transversale.

Sens Longitudinal :

$$\left. \begin{array}{l} T_{max} = 1,52 \text{ t/ml} \\ h_x = 10,6 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b = \frac{1,52 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10,6} = 1,64 \text{ kg/cm}^2 < 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

FERRAILLAGE

la dalle est soumise à la flexion simple: $A = \frac{M}{\sigma \cdot \bar{\sigma}_o}$

a/ Panneau A

- armature inférieure :

$$M_{x_t} = 0,89 \text{ tm/ml} \Rightarrow A_x^t = \frac{0,89 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 10,6 \cdot 2800} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$M_{y_t} = 0,32 \text{ tm/ml} \Rightarrow A_y^t = \frac{0,32 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 9,8 \cdot 2800} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $A_{x_t} = 7 \text{ T8/ml} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow e_x = 14 \text{ cm}$

$A_{y_t} = 4 \text{ T8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow e_y = 25 \text{ cm}$

écartement admissible: σ_k : 57.33 CCBA 68 :

dans le sens l_x : $e_x^{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h = 3 \times 12 = 36 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_x^{\max} = 33 \text{ cm}$

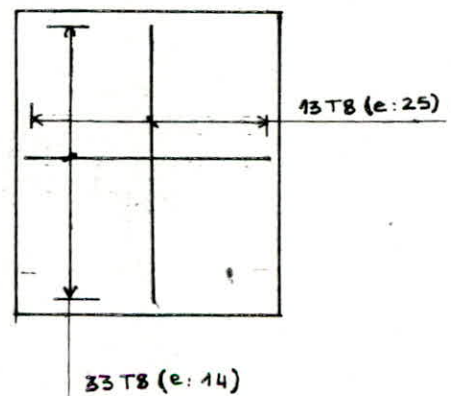
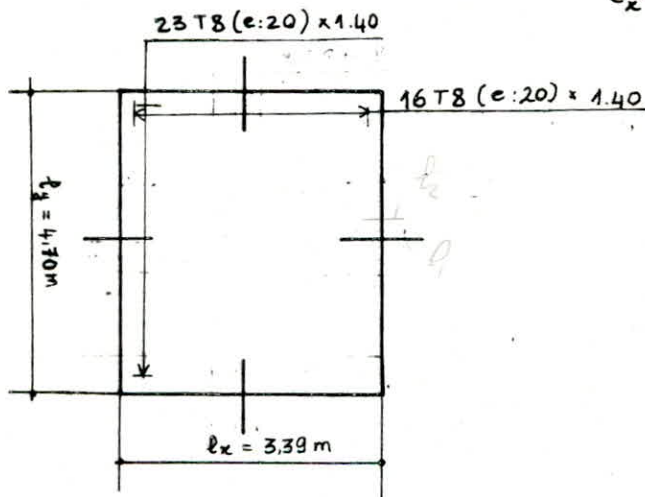
dans le sens l_y : $e_y^{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4h = 4 \times 12 = 48 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_y^{\max} = 45 \text{ cm}$

- armature supérieure :

$M_{x_a} = 0,53 \text{ tm/ml} \Rightarrow A_x^a = 2,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $A_x^a = 5 \text{ T8/ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$M_{y_a} = 0,22 \text{ tm/ml} \Rightarrow A_y^a = 0,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $A_y^a = 5 \text{ T8/ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$e_x^a = e_y^a = 20 \text{ cm}$



$l_d = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot l_x \\ l'_d \end{array} \right.$

$l_d = \max \left\{ \begin{array}{l} l'_d \\ l_1/2 \end{array} \right.$

avec $l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_o}{\tau_b}$

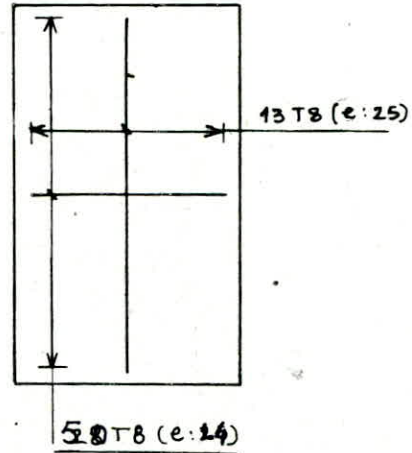
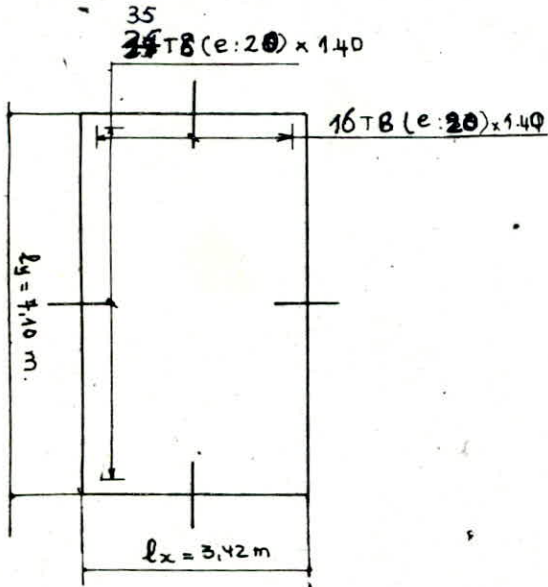
$\tau_b = 1,25 \cdot \phi_s^2 \cdot \bar{\sigma}_o = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,6$

$l'_d = \frac{0,8 \cdot 2800}{4 \cdot 16,6} = 33,7 \text{ cm}$

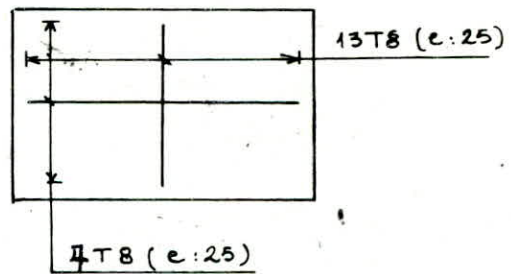
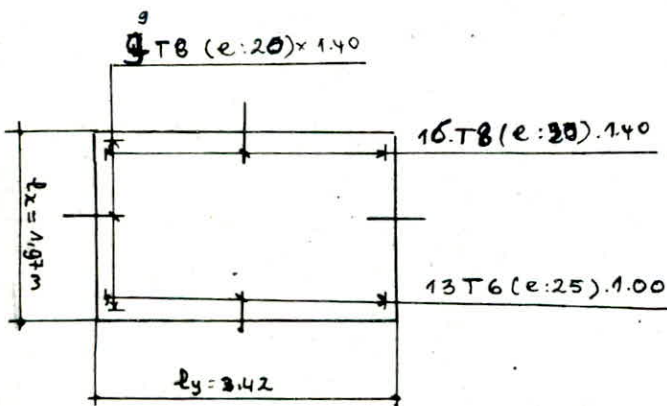
$$l_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 3,39 = 67,8 \\ 33,7 \end{array} \right. \Rightarrow l_1 = 68 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l'_2 = 33,7 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{68}{2} = 34 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow l_2 = 34 \text{ cm.}$$

b/ Panneau C



c/ Panneau B



CALCUL des INERTIES des REFENDS

Introduction: quelques refends comportent des files d'ouvertures, pour cela on est amené à calculer l'inertie équivalente qui permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends pleins.

I_e : inertie équivalente d'un refend plein fictif qui soumis au même efforts horizontale triangulaire présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture (hypothèse).

Méthode de calcul: [Polycope: Conception et calcul des structures soumises aux séisme de M⁵ DAUDI - RILI - SALHI]

Hypothèse: - la méthode de calcul est basée sur l'analyse d'un système indéformable: plancher sur appuis élastique: voiles ou refends.

- le produit EI doit être constant ou diminuer en élévation

- refends doivent être encastres parfaitement à leurs base.

Notation:

I : inertie totale du refend (tenant compte des ouvertures)

E_i : coef d'élasticité (instantané) du matériau constituant

les trumeaux.

E_i : coef d'élasticité (instantané) du matériau constituant les linteaux. ; on prend $E = E'$

A_1, A_2, \dots, A_i = aire des éléments de refend (trumeaux) 1, 2, ..., i.

m : moment statique d'un élément de refend par rapport au C.D.G. de l'ensemble des éléments de refends.

i_i : inertie du linteau i.

I_i : " de l'élément de refend i.

l : hauteur d'étage.

z : hauteur du refend

c : demi distance entre les C.D.G. de 2 éléments de refends successifs.

a : demi portée d'une ouverture

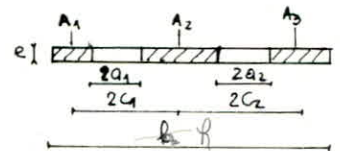
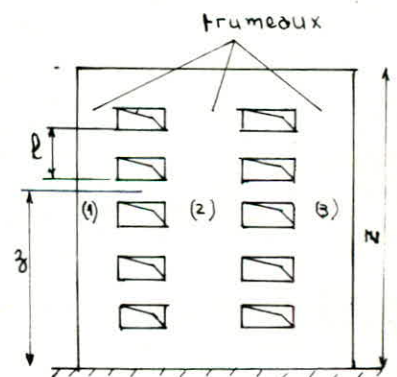
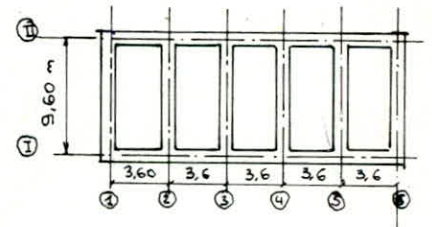
τ_0 : coef. lu sur abaque, fonction de α et ξ .

L'indice (0) correspond à la cote (z_0) du refend; z : niveau (cote) considéré.

α : caractéristiques géométriques du refend = wz .

ξ : paramètre de calcul; $\xi = \frac{z}{z} = 0$ pour $z=0 \rightarrow \tau_0 = f(\alpha, 0)$.

e : épaisseur du refend.



1) Inertie d'un refend plein : $I = \frac{e \cdot h^3}{12}$

2) Inertie d'un refend à une file d'ouverture :

$$- \omega^2 = \frac{36 E' I \cdot c}{E \cdot I_0 \cdot m \cdot a^3 \cdot l} \quad \alpha = \omega z$$

$$- I_0 = \sum I_i ; \quad i = \frac{c}{12} (2a)^3 ; \quad I_i = \frac{e}{12} (t_i)^3$$

$$- m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = \sum A_i x_i ; \quad A_i = e \cdot t_i$$

$$- x_i = \frac{A_1 h_1 + A_2 h_2}{A_1 + A_2}$$

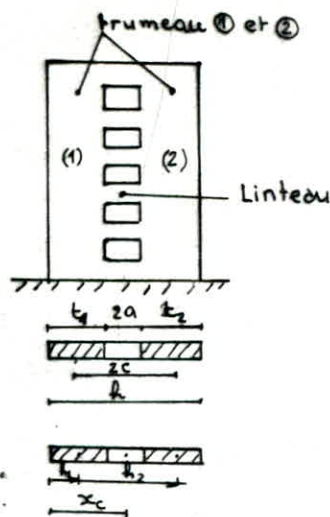
$$- I = \sum I_i + \sum A_i x_i^2 \quad \text{avec } x_i = |x_c - h_i|$$

l'inertie équivalente est donné par :

$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$\text{avec } a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 \cdot n} - \frac{1}{30 \cdot n^2} - \frac{1}{30 \cdot n^3}$$

n : étant le nbre de niveaux.



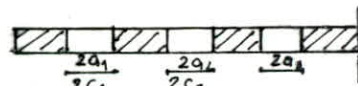
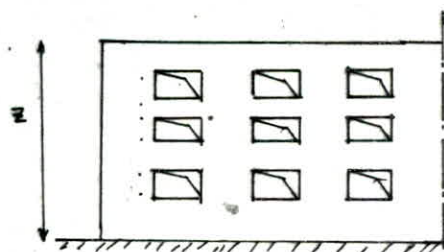
3) voile à plusieurs files d'ouverture.

$$\omega^2 = \frac{6 E' I_0}{E \cdot l \cdot I_0} \left(\frac{I_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{I_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$I_0 = \sum I_i$$

$$I = I_0 + \sum A_i x_i^2 ; \quad x_i \text{ est évalué de la même manière qu'en 2)}$$

l'inertie équivalente est : $I = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$



APPLICATION

1) voile transversal ① : voile plein :

$$I = \frac{e \cdot h^3}{12}$$

$$\text{① : } I = 20,1089 \text{ m}^4$$

$$\text{② : } I = 17,0292 \text{ m}^4$$

2) voile transversal ③ : une file d'ouverture

niveau B :

$$- l = 3,80 \text{ m} ; \quad 2a = 1,40 \text{ m} ; \quad a = 0,70 \text{ m}$$

$$- 2c = 5,375 \text{ m} ; \quad c = 2,69 \text{ m}$$

$$- i = 0,0457 \text{ m}^3 ; \quad I_1 = 6,3976 \text{ m}^4 ; \quad I_2 = 0,0884 \text{ m}^4$$

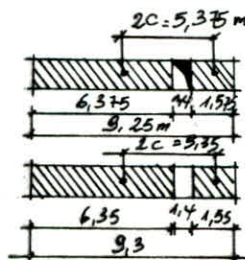
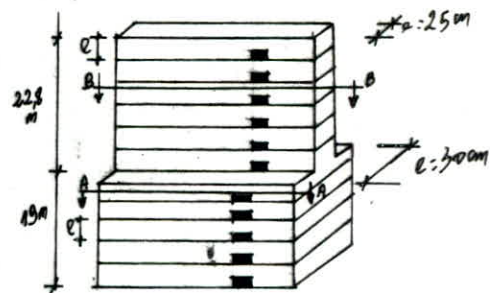
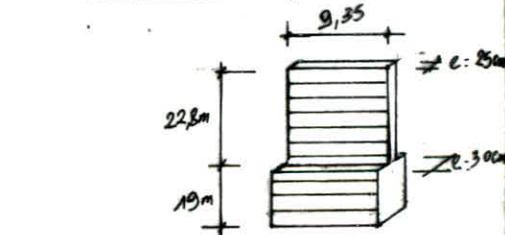
$$I_0 = 6,479 \text{ m}^4 ; \quad A_1 = 1,59 \text{ m}^2 ; \quad A_2 = 0,39 \text{ m}^2 ;$$

$$m = 1,684 \text{ m}^3 ; \quad I = I_0 + 2cm = 14,5273 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 14,5273 \times 0,0457 - 2,69}{6,479 \cdot 1,6834 \cdot 0,70^3 - 3,8} = 0,4457$$

$$\omega = 0,668 ; \quad \alpha = \omega z = 27,922 ; \quad z = 41,8 \text{ m}$$

$$\psi_0 = 0,66 ; \quad n = 11 ; \quad a_n = 0,59$$



$$I_e = \frac{0,59 \cdot 4,5273}{\frac{60}{11} \cdot \frac{21,6834 \cdot 2,69 \cdot 0,66}{5,479 \cdot 27,922^2} + 1} = 8,648 \text{ m}^4$$

niveau ① de la m manière on trouve : $I_e = 10,222 \text{ m}^4$

3 | voile longitudinal ① ou ② : refend à 2 files d'ouvertures.

① $l = 3,80 \text{ m} ; 2a_1 = 1,1 \text{ m} ; a_1 = 0,55 \text{ m}.$

$2a_2 = 3,40 \text{ m} ; a_2 = 1,70 \text{ m} ; 2c_1 = 4,275 \text{ m} ; c_1 = 2,1375 \text{ m}.$

$2c_2 = 9,60 \text{ m} ; c_2 = 4,80 \text{ m}.$

$i_1 = 0,0333 \text{ m}^4 ; i_2 = 0,9826 \text{ m}^4$

$I_1 = 0,0686 \text{ m}^4 ; I_2 = 3,0322 \text{ m}^4 ; I_3 = 10,3373 \text{ m}^4 ; I_0 = 13,7279 \text{ m}^4.$

$A_1 = 0,42 \text{ m}^2 ; A_2 = 1,485 \text{ m}^2 ; A_3 = 2,235 \text{ m}^2.$

$h_1 = \frac{1,4}{2} = 0,70 \text{ m} ; h_2 = 4,975 \text{ m} ; h_3 = 14,575 \text{ m}.$

$x_c = \frac{\sum A_i h_i}{\sum A_i} = 9,718 \text{ m} ; x_i = |x_c - h_i|$

$x_1 = 9,718 - \frac{1,4}{2} = 9,018 \text{ m} ; x_2 = 4,743 \text{ m} ; x_3 = 4,857 \text{ m}.$

$I = I_0 + \sum A_i x_i^2 = 134,0154 \text{ m}^4.$

$w^2 = \frac{6E'}{EI_0 \cdot l} \left(\frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} \right) = 0,6351.$

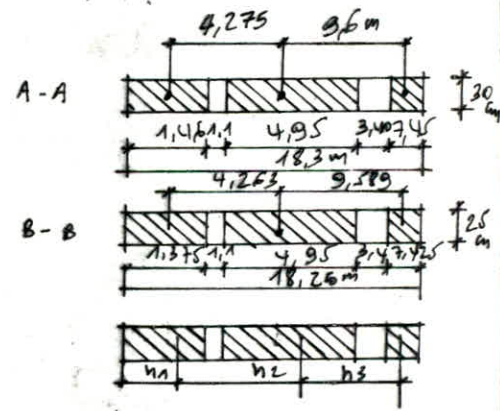
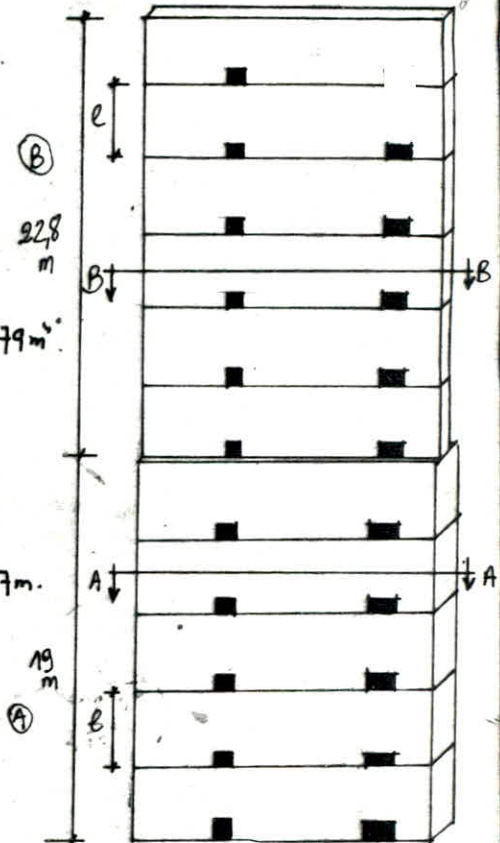
$w = 0,797 ; \alpha = wZ = 33,315$

$q_n = 0,59 ; \psi_0 = 0,66.$

$$I_e = \frac{q_n \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 76,778 \text{ m}^4$$

② de la m manière on trouve :

$I_e = 63,462 \text{ m}^4.$



Resultat :

voiles	Longitudin I et II	Transversaux 1,2,5	transversal 3	transversal 4	transversal 6
$I_e [\text{m}^4]$ niveau A	76,778	20,1089	10,222	9,038	11,784
$I_e [\text{m}^4]$ niveau B	63,462	17,0292	8,648	7,661	9,956

2 files d'ouverture

plein

1 file d'ouverture

3 files d'ouverture

1 file d'ouverture

CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE

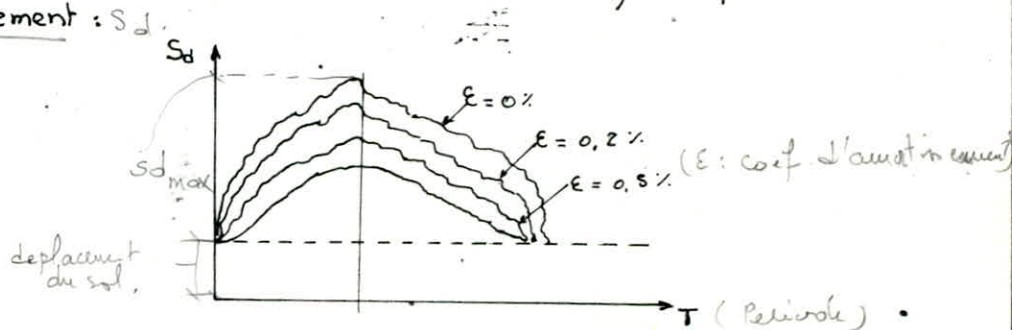
Introduction:

l'excitation sismique provoque des accélérations dynamiques imprimées à toute les masses m_i de la structure, d'où chaque masse m_i sera soumise à une force $[F_i(t)]$ tel que d'après la 2^e loi de Newton : $F_i(t) = m_i \cdot a_i(t)$ avec $a_i(t)$: accélération dynamique ; dépend des accélérations du sol et des caractéristiques dynamique de la structure.

Sous l'effet de cette excitation, la structure effectue tout d'abord, une série d'oscillations forcées régies par des lois assez complexes, elles leur succèdent, dès que l'excitation à pris fin, des oscillations libres qui finissent par s'amortir rapidement

Pour notre structure un calcul dynamique est obligatoire (art 3.22 RPA 84). car elle présente une dissymétrie dans son plan.

Un calcul dynamique est basé sur l'utilisation du spectre de réponse (déplacement, vitesse relative ou accélération absolue) adopté au site considéré
spectre de déplacement : S_d .



Ce spectre de réponse est évalué en fonction des caractéristiques dynamique de la structure et de l'accélérogramme du site considéré.

l'effort sismique : $F_d^{\max} = K S_d^{\max}$.

vu qu'on ne dispose pas de ces résultats, on utilisera alors la méthode statique équivalente exposé dans le RPA 81. et on fera aussi une analyse modale dans l'optique de connaître le comportement de la structure

Modélisation dynamique : le noyau centrale étant l'élément de contreventement ; on l'assimile à un oscillateur multiple qui présente plusieurs degrés de liberté. pour simplifier les calculs on suppose que chaque masse (m_i) est concentré au C.D.G du n plancher.



Analyse Modale :

On utilise la méthode énergétique de "RAYLEIGH" qui sert à déterminer la pulsation fondamentale d'un système conservatif (oscillation libre non amortie) à un degré de liberté.

Pour le second mode on utilisera la méthode de "STODOLA", celle-ci repose sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution elle consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itération successive jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue; la fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'éq du mouvement.

Mode Fondamental (1^{er} mode de vibration)

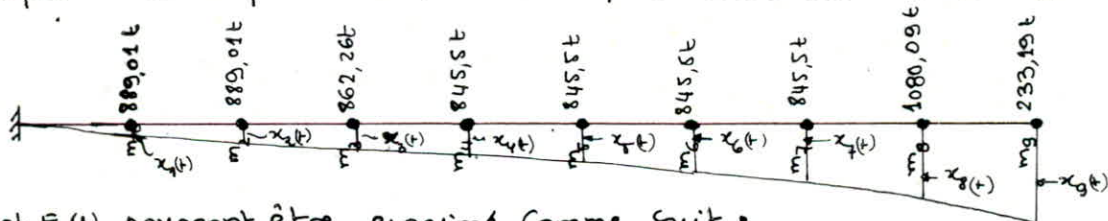
La méthode de Rayleigh repose sur le principe de la Conservation d'énergie

$$E_{\text{Tot}} = E_c(t) + E_p(t) = c \cdot t^2$$

avec $E_c(t)$: énergie cinétique instantanée du mvt.

$E_p(t)$: " potentielle " "

toutes les masses m_i de la structure auront les élongations $x_i(t)$ mesurées d'après la direction du degré de liberté à partir de la position d'équilibre statique dont la pulsation est la ω pour toutes les masses m_i .



$E_c(t)$ et $E_p(t)$ pourront être exprimés comme suit :

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t) \quad \text{avec } G_k: \text{charge gravitationnelle.}$$

$$G_k = m_k \cdot g$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n G_k x_k(t)$$

Par analogie avec le comportement des systèmes à un degré de liberté nous supposons que le mouvement est harmonique, et s'exprime simplement sous la forme :

$$x_i(t) = x_i \cdot \sin(\omega_1 t + \varphi_i)$$

x_i : amplitude maximale.

$$\dot{x}_i(t) = x_i \omega_1 \cos(\omega_1 t + \varphi_i)$$

$\omega_1 = \sqrt{\frac{g}{m}}$; pulsation fondamentale

φ_i : déphasage.

d'où $E_c(t)$ et $E_p(t)$ peuvent être présentés tel que :

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_i m_i [x_i \omega_1 (\cos \omega_1 t + \varphi_i)]^2$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum G_i x_i \sin(\omega_1 t + \varphi_i)$$

on constate que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par 2 positions extrêmes : à l'instant t tel que $x(t) = 0$ on a $E_p(t) = E_{p \max}$

$$E_{\text{Tot}} = E_{p \max} = \frac{1}{2} \sum G_i \cdot x_i \quad ; \quad E_c = 0$$

De même le système passe par la position d'équilibre statique à cet instant l'énergie cinétique est maximale et $E_p(t)$ est nulle.

$$E_{\text{Tot}} = E_{c \max} = \frac{1}{2} \sum m_i (x_i \omega_I)^2 \quad ; \quad E_p(t) = 0$$

Pour les 2 moments l'expression de la conservation de l'énergie s'écrit :

$$E_{\text{Tot}} = \frac{1}{2} \sum_1^n m_i (x_i \omega_I)^2 + 0 = 0 + \frac{1}{2} \sum_1^n G_i x_i = c \frac{E}{g}$$

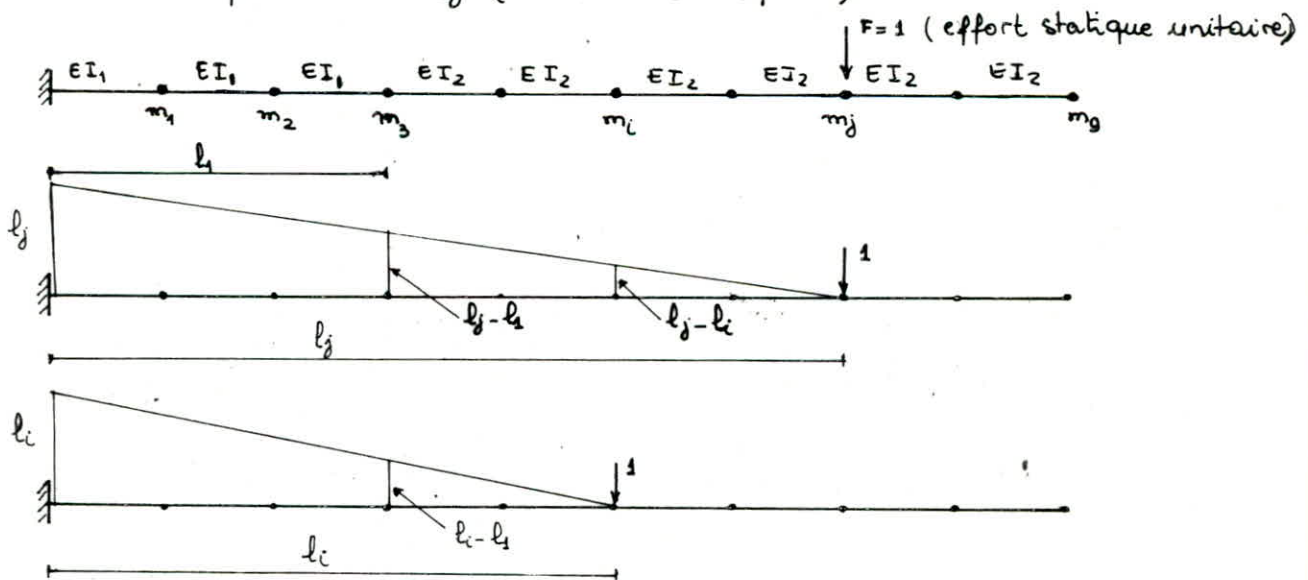
$$\text{d'où : } \sum_1^n m_i x_i^2 \cdot \omega_I^2 = \sum_1^n G_i x_i \longrightarrow \omega_I^2 = g \cdot \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2}$$

$$\text{la période fondamentale : } T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left(\frac{\sum m_i x_i^2}{\sum m_i x_i} \right)^{1/2}$$

Pour l'évaluation des déplacements x_i de la masse m_i on suppose qu'elle est soumise au chargement statique w_i avec $w_i = m_i g$. On calcule les déplacements s_{ij} avec s_{ij} : déplacement du noeud i sous un chargement statique unitaire appliqué en j .

En superposant les déplacements s_{ij} on obtient le déplacement x_i tel que : $x_i = \sum_{j=1}^n w_j \cdot s_{ij}$

Calcul des déplacements s_{ij} (élément de souplesse).

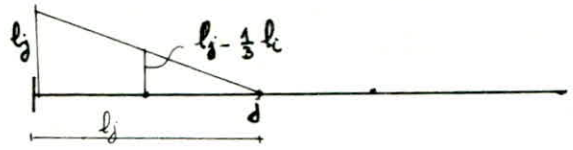


$$s_{ij} = \frac{1}{EI_1} \cdot \frac{1}{6} l_1 \left[l_j (2l_i + (l_i - l_1)) + (l_j - l_1) (l_1 + 2(l_i - l_1)) \right] + \frac{1}{EI_2} \cdot \frac{1}{6} \cdot (l_i - l_1) \cdot (l_i - l_1) \left[2(l_j - l_1) + (l_j - l_1) \right]$$

pour $l_j \geq l_i \geq l_1$;

pour $l_i \leq l_j$ et $h_i \leq h_j$

$$\delta_{ij} = \frac{1}{E I_i} \cdot \frac{1}{2} \cdot l_i^2 \left(l_j - \frac{1}{3} l_i \right)$$



théorème de MAXWELL : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

$$E_i = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 153,555 \text{ m}^4 \\ I_2 &= 126,925 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\} \text{ dans le sens longitudinal.}$$

$$\left. \begin{aligned} I_{1y} &= 67,249 \text{ m}^4 \\ I_{2y} &= 56,822 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\} \text{ dans le sens transversal.}$$

$$[\delta_{ij}] = \text{m/t}$$

$\delta_{ij} \times 10^8$ pour le sens longitudinal :

	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}
δ_{1j}	3,151	7,878	12,605	17,332	22,058	26,785	31,512	36,239	40,965
δ_{2j}	7,878	25,209	44,117	63,024	81,931	100,838	119,745	138,652	157,559
δ_{3j}	12,605	44,117	85,082	127,623	170,164	212,705	255,246	297,787	340,328
δ_{4j}	17,332	63,024	127,623	202,358	278,957	355,577	432,197	508,818	585,437
δ_{5j}	22,058	81,931	170,164	278,957	399,187	521,323	643,460	765,596	887,732
δ_{6j}	26,785	100,838	212,705	355,577	521,323	698,507	877,596	1056,686	1235,775
δ_{7j}	31,512	119,745	255,246	432,197	643,460	877,596	1123,170	1370,649	1618,129
δ_{8j}	36,239	138,652	297,787	508,818	765,596	1056,686	1370,649	1696,050	2023,356
δ_{9j}	40,965	157,559	340,328	585,437	887,732	1235,775	1618,129	2023,356	2440,021

$\delta_{ij} \times 10^8$ pour le sens transversal :

	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}
δ_{1j}	7,195	17,989	28,782	39,575	50,368	61,161	71,954	82,747	93,540
δ_{2j}	17,989	57,563	100,735	143,907	187,079	230,251	273,423	316,595	359,767
δ_{3j}	28,782	100,735	194,274	291,412	388,579	485,686	582,823	679,961	777,698
δ_{4j}	39,575	143,907	291,412	461,823	636,492	811,161	985,830	1160,499	1335,167
δ_{5j}	50,368	187,079	388,579	636,492	909,981	1187,729	1465,482	1743,228	2020,926
δ_{6j}	61,161	230,251	485,686	811,161	1187,729	1589,845	1996,219	2402,593	2808,967
δ_{7j}	71,954	273,423	582,823	985,831	1465,477	1996,219	2563,130	3113,056	3673,603
δ_{8j}	82,747	316,595	679,961	1160,499	1743,223	2402,593	3113,056	3849,065	4589,33
δ_{9j}	93,540	359,767	777,698	1335,167	2020,973	2808,96	3673,603	4589,33	5530,61

calcul des élongations x_i (longitudinal)

$$x_i = \sum w_i \cdot \delta_{ij} \quad w_i: t \quad ; \quad \delta_{ij}: m/t$$

niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w_i	889,01	889,01	862,26	845,50	845,50	845,50	845,50	1080,09	233,19
x_i	0,0015	0,0056	0,0115	0,0194	0,0283	0,0380	0,0481	0,0585	0,0688

La précision des résultats obtenus dépend du choix de la ligne élastique cette précision peut être améliorée par un procédé itératif de correction de la forme choisie tel que:

on calcul $e_i^s = \frac{x_i}{x_n}$ avec x_n : élongation au sommet $i: 1 \div 9$.

ensuite on calcul les efforts $F_i^s = e_i^s \cdot w_i$

on arrête les itérations quand: $e_i^{s-1} \approx e_i^s$ avec $x_i = \sum F_i \delta_{ij} = \sum_{i=1}^9 e_i^s w_i \delta_{ij}$.

1^{er} itération: (s=1)

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^1	0,0218	0,0814	0,1672	0,2820	0,4113	0,5523	0,6991	0,8503	1,000
F_i	19,38	72,19	144,17	230,431	347,75	446,87	591,09	918,4	233,19
x_i	0,0009	0,0033	0,0071	0,0119	0,177	0,0241	0,0308	0,0377	0,0447

2^e itération:

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^2	0,0201	0,0738	0,1588	0,2662	0,3960	0,5391	0,6890	0,8434	1,000
F_i	17,87	65,61	136,93	225,07	334,82	455,81	582,55	910,95	233,19
x_i	0,0009	0,0033	0,0070	0,0117	0,0174	0,0237	0,0304	0,0372	0,0440

3^e itération

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^3	0,0205	0,0750	0,1591	0,2659	0,3955	0,5384	0,6909	0,8455	1,000
F_i	18,22	66,68	137,19	224,82	334,40	455,22	584,16	913,22	233,19
x_i	0,0009	0,0033	0,0070	0,0118	0,0174	0,0237	0,0304	0,0372	0,0441

4^e itération

niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^4	0,0204	0,0748	0,1587	0,2676	0,3946	0,5374	0,6893	0,8435	1,000
F_i	18,14	66,50	136,84	226,26	333,63	454,87	582,80	911,06	233,19
x_i	0,0009	0,0033	0,0070	0,0117	0,0174	0,0237	0,0304	0,0372	0,0440

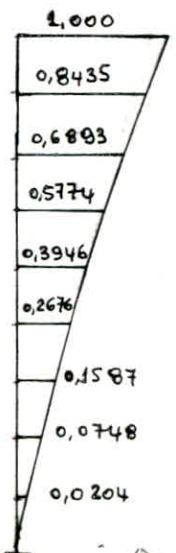
5^e itération

e^5	0,0205	0,0750	0,1591	0,2659	0,3955	0,5386	0,6909	0,8455	1,000
-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------

$$\sum m_i x_i^2 = 3,6268 \quad ; \quad \sum m_i x_i = 130,555 \quad , \quad \sum m_i = 7335,56$$

$$\tau_n = \frac{2\pi \sqrt{g}}{2\pi \sqrt{g}} \left(\frac{\sum m_i x_i^2}{\sum m_i x_i} \right)^{1/2} = 0,3344 \text{ s} \quad ; \quad \eta = \frac{\sum m_i x_i^2}{\sum m_i x_i \cdot \sum m_i x_i} = 64,07\%$$

participation du mode: $\sum m_i = 7335,56$ $\eta_1 = \frac{\sum (m_i x_i^2)}{\sum m_i x_i \cdot \sum m_i x_i} = 64,07\%$



Second mode : Méthode de Stodola.

l'équation du mot d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit: $[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = 0$ avec $\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{x\}$ (voir premier mode)
avec $[M]$: matrice de masse ; $[K]$: matrice de rigidité.

Cette équation peut s'écrire: $[K - \omega^2 m] \{x\} = 0$

$\frac{1}{\omega^2} \cdot \{x\} = [K]^{-1} \cdot m \cdot \{x\}$ avec $[K]^{-1}$ = matrice de souplesse.

$[D] = [K]^{-1} \cdot [M]$ = matrice dynamique

$[D]$: caractérise les propriétés dynamiques de la structure ; on peut écrire :

$$\frac{1}{\omega^2} \cdot \{x\} = [D] \cdot \{x\}$$

Cette dernière équation ne sera satisfaisante que par les valeurs (x) qui représente un mode de vibration vrai. Pour la détermination de (x) on doit connaître ω^2 et vis-versa. Pour sortir de ce cercle vicieux on se donne une valeur initiale (x^0) , son amplitude est choisie arbitrairement qui sera désigné par $y^{(1)}$ tel qu'il lui soit proportionnel. $\{y\} = \frac{1}{\omega^2} \{x\}$ d'où $\{y\} = [D] \cdot \{x\}$

~~Donc~~ on peut schématiser le processus itératif, comme suit :

1^{er} itération:

on se donne x^0 : vecteur unitaire.

$$\text{d'où } y^{(1)} = D \cdot x^{(0)} \quad \left. \begin{array}{l} x_k^{(0)} \text{ composante quelconque } x^{(0)} \\ y_k^{(1)} \text{ " " } y^{(1)} \end{array} \right\} \omega_1^2 = \frac{x_k^{(0)}}{y_k^{(1)}}$$

$$y^{(1)} = \frac{y_k^{(1)}}{x_k^{(0)}} x^{(0)} \longrightarrow \{x\}^{(1)} = \frac{x_k^{(0)}}{y_k^{(1)}} \cdot \{y\}^{(1)}$$

$$2^{\text{e}} \text{ itération: } y^{(2)} = D \cdot x^{(1)} \quad \text{avec } x^{(1)} = \frac{x_k^{(0)}}{y_k^{(1)}} \cdot y^{(1)}$$

$$3^{\text{e}} \text{ itération: } y^{(3)} = D \cdot x^{(2)} \quad \text{avec } x^{(2)} = \frac{x_k^{(0)}}{y_k^{(2)}} \cdot y^{(2)}$$

$$i^{\text{e}} \text{ itération: } y^{(i)} = D \cdot x^{(i-1)} \quad \text{avec } x^{(i-1)} = \frac{x_k^{(0)} \cdot y^{(i-1)}}{y_k^{(i-1)}}$$

on arrête les itérations quand $x^{(i-2)} = x^{(i-1)}$ ainsi on obtient l'allure de la déformée: $x^{(i-1)}$ et la pulsation propre. $\omega^2 = \frac{x_k^{(i-1)}}{y_k^{(i)}}$

les propriétés d'orthogonalité des modes permettent d'écrire :

$$\frac{1}{\omega_{II}} \{x_{II}\} = [D_{II}] \cdot \{x_{II}\} \quad \text{II désigne le second mode.}$$

$$D_{II} = D_I \cdot S_I \quad ; \quad S_I: \text{ matrice de balayage.}$$

$$D_I = [K]^{-1} \cdot [M] \quad ; \quad [K]^{-1}: \text{ matrice de souplesse déjà obtenue dans le 1^{er} mode}$$

$$S_I = I - \frac{x_I \cdot x_I^T \cdot M}{x_I^T \cdot M \cdot x_I}$$

voir page suivante et puis revient sur cette page

$$D_2 = D_I \cdot S_1$$

$$D = [k]^{-1} \cdot [M] = [\delta_{ij}] \cdot [M]$$

$$10^{-1} [k]^{-1} = \begin{bmatrix} 2440,021 & 2023,356 & 1618,129 & 1235,775 & 817,752 & 585,437 & 340,328 & 157,559 & 40,965 \\ 2023,356 & 1696,050 & 1370,649 & 1056,686 & 765,586 & 508,818 & 297,787 & 138,852 & 36,239 \\ 1618,129 & 1370,649 & 1123,170 & 877,596 & 643,460 & 432,197 & 255,244 & 119,745 & 31,612 \\ 1235,775 & 1056,602 & 877,596 & 698,507 & 521,323 & 355,577 & 212,705 & 100,838 & 26,785 \\ [m/\epsilon] & 887,732 & 765,596 & 643,460 & 521,322 & 399,187 & 278,957 & 170,164 & 81,931 & 22,058 \\ 585,437 & 508,818 & 432,197 & 355,577 & 278,957 & 202,358 & 127,623 & 85,082 & 44,117 & 12,605 \\ 340,328 & 297,787 & 255,244 & 212,705 & 170,164 & 127,623 & 85,082 & 44,117 & 25,209 & 7,878 \\ 157,559 & 138,852 & 119,745 & 100,838 & 81,931 & 63,024 & 44,117 & 25,209 & 7,878 & 3,153 \\ 40,965 & 36,239 & 31,572 & 26,785 & 22,058 & 17,332 & 12,605 & 7,878 & 3,153 & 1,153 \end{bmatrix}$$

$$D_I = [k]^{-1} [M]$$

$$[D_I] = [k]^{-1} [M] \cdot \frac{1}{10^4} = \begin{bmatrix} 36,899 & 218,541 & 136,813 & 104,485 & 75,058 & 49,459 & 29,345 & 14,007 & 3,642 \\ 47,183 & 183,189 & 115,888 & 89,343 & 64,731 & 43,021 & 25,677 & 12,344 & 3,222 \\ 37,733 & 148,042 & 94,964 & 74,201 & 54,405 & 36,542 & 22,009 & 10,645 & 2,801 \\ 28,811 & 114,123 & 74,201 & 59,059 & 44,078 & 30,064 & 18,341 & 8,965 & 2,381 \\ 20,701 & 82,691 & 54,405 & 44,078 & 33,751 & 23,586 & 14,673 & 7,284 & 1,961 \\ 13,652 & 54,957 & 36,542 & 30,064 & 23,586 & 17,109 & 11,004 & 5,603 & 1,541 \\ 7,936 & 32,164 & 21,581 & 17,984 & 14,387 & 10,781 & 7,336 & 3,922 & 1,121 \\ 3,674 & 14,976 & 10,124 & 8,526 & 6,927 & 5,329 & 3,804 & 2,241 & 0,700 \\ 0,955 & 3,914 & 2,664 & 2,265 & 1,865 & 1,465 & 1,087 & 0,700 & 0,2800 \end{bmatrix}$$

$$D_{II} = D_I \cdot S_1 = \frac{1}{10^4} = \begin{bmatrix} 1,958 & 4,340 & -2,071 & -2,305 & -4,017 & -3,782 & -2,735 & -1,664 & -0,677 \\ 0,803 & 2,366 & -1,354 & -0,805 & -2,028 & -1,957 & -1,404 & -0,886 & -0,425 \\ -0,140 & 0,385 & -0,774 & 0,588 & -0,116 & -0,187 & -0,105 & -0,158 & -0,178 \\ -0,758 & -1,184 & -0,562 & 1,575 & 1,496 & 1,312 & 1,072 & 0,529 & 0,053 \\ -1,032 & -2,042 & -0,534 & 1,827 & 2,456 & 2,509 & 1,983 & 1,084 & 0,249 \\ -1,000 & -2,169 & -0,488 & 1,586 & 2,485 & 2,899 & 2,448 & 1,423 & 0,365 \\ -0,754 & -1,718 & -0,388 & 1,094 & 1,871 & 2,363 & 2,262 & 1,443 & 0,435 \\ -0,420 & -0,985 & -0,225 & 0,570 & 1,031 & 1,359 & 1,414 & 1,073 & 0,376 \\ -0,127 & -0,303 & -0,070 & 0,163 & 0,307 & 0,416 & 0,456 & 0,391 & 0,194 \end{bmatrix}$$

Sens longitudinal

$$D_2 = DS_1$$

$$x_I^T = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,1435 \\ 0,6993 \\ 0,5374 \\ 0,3946 \\ 0,2676 \\ 0,1587 \\ 0,0748 \\ 0,0204 \end{bmatrix} \quad x_I^T = [1; 0,1435; 0,6993; 0,5374; 0,3946; 0,2676; 0,1587; 0,0748; 0,0204]$$

$$M = \begin{bmatrix} 233,19 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1080,09 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 845,5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 845,5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 845,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 845,5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 845,5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 862,26 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 889,01 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 889,01 \end{bmatrix}$$

$$x_I^T \cdot M = [233,19; 911,06; 591,26; 454,37; 333,63; 226,26; 136,84; 66,50; 18,14]$$

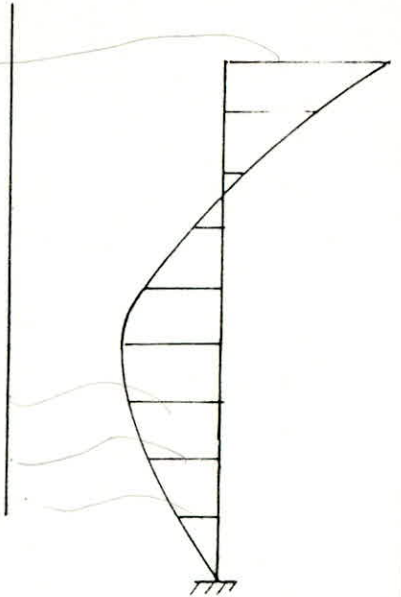
$$x_I \cdot x_I^T \cdot M = \begin{bmatrix} 233,19 & 911,06 & 591,26 & 454,37 & 333,63 & 226,26 & 136,84 & 66,50 & 18,14 \\ 196,70 & 768,48 & 498,73 & 383,26 & 281,42 & 190,85 & 115,42 & 56,09 & 15,30 \\ 163,07 & 637,10 & 413,47 & 317,74 & 233,31 & 158,22 & 95,69 & 46,50 & 12,69 \\ 125,32 & 489,60 & 317,74 & 244,18 & 179,29 & 121,59 & 73,54 & 35,74 & 9,75 \\ 92,02 & 359,50 & 233,31 & 179,29 & 131,65 & 89,28 & 54,00 & 26,24 & 7,16 \\ 62,40 & 243,80 & 158,22 & 121,59 & 89,28 & 60,55 & 36,62 & 17,80 & 4,85 \\ 37,01 & 144,50 & 93,83 & 72,11 & 52,95 & 35,91 & 21,72 & 10,55 & 2,88 \\ 17,44 & 68,15 & 44,23 & 33,99 & 24,96 & 16,92 & 10,24 & 4,97 & 1,36 \\ 4,76 & 18,59 & 12,06 & 9,27 & 6,81 & 4,62 & 2,79 & 1,36 & 0,37 \end{bmatrix}$$

$$x_I^T \cdot M \cdot x_I = 1878,57$$

$$S_1 = \begin{bmatrix} 0,876 & -0,485 & -0,215 & -0,242 & -0,178 & -0,120 & -0,073 & -0,035 & -0,010 \\ -0,105 & 0,591 & -0,265 & -0,204 & -0,150 & -0,102 & -0,061 & -0,030 & -0,008 \\ -0,087 & -0,339 & 0,778 & -0,169 & -0,124 & -0,084 & -0,051 & -0,025 & -0,007 \\ -0,067 & -0,261 & -0,169 & 0,87 & -0,101 & -0,065 & -0,039 & -0,019 & -0,005 \\ -0,049 & -0,191 & -0,124 & -0,095 & 0,93 & -0,048 & -0,029 & -0,014 & -0,004 \\ -0,033 & -0,130 & -0,084 & -0,065 & -0,048 & 0,968 & -0,019 & -0,009 & -0,003 \\ -0,020 & -0,077 & -0,050 & -0,038 & -0,028 & -0,019 & 0,988 & -0,006 & -0,002 \\ -0,009 & -0,036 & -0,024 & -0,018 & -0,013 & -0,009 & -0,005 & 0,997 & -0,001 \\ -0,003 & -0,010 & -0,006 & -0,005 & -0,004 & -0,002 & -0,001 & -0,001 & 1 \end{bmatrix}$$

Sans dimension.

$x^{(0)}$	$y_1^{(1)}$	x_1	y_2	x_2	y_3	x_3
1	-10,953	1,000	12,204	1,000	10,629	1,000
1	-5,690	0,519	6,004	0,492	5,514	0,519
1	-0,685	0,063	0,162	0,013	0,214	0,020
1	3,603	-0,329	-2,578	-0,211	-4,104	-0,326
1	6,510	-0,594	-7,560	-0,619	-6,748	-0,635
1	7,539	-0,688	-6,425	-0,526	-7,328	-0,689
1	6,617	-0,604	-6,743	-0,553	-6,004	-0,565
1	4,193	-0,383	-3,994	-0,327	-3,552	-0,334
1	1,427	-0,130	-1,261	-0,103	-1,120	-0,105



$\omega^2 = 940,82$
 $\omega^2 = 949,89$

$T = 0,2048 s$
 $T = 0,0655 s$

participation du second mode : $\eta^{II} = 17,55\%$

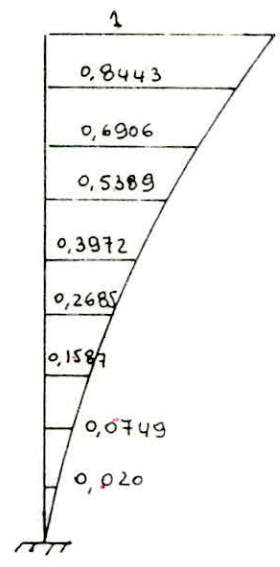
$\eta_I + \eta_{II} = 64,07 + 17,55 = 81,62\%$ donc le second mode est suffisant.

Sens Transversal

1^{er} mode :

$T_y^I = 0,5042 s$

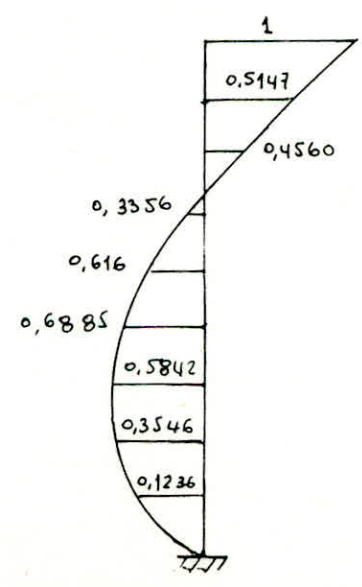
participation du mode fondamentale : $\eta_I = 64,12\%$



2^e mode

$T_y = 0,3091$
 $T_y = 0,0993 s$

participation du second mode : $\eta_{II} = 17,81\%$



ACTION SISMIQUE

Coefficients de l'action sismique

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad (\text{RPA : page 27})$$

A: facteur d'accélération des zones : groupe d'usage 2 } → A = 0,15.
zone 2

B: facteur de comportement de la structure:
 catégorie 4 → B = 0,25

D: facteur d'amplification dynamique moyen.
 sol meuble (nappe phréatique): → D = 2 = $\sqrt{\frac{0,5}{T}}$

Q: facteur de Qualité du système de contreventement: $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$
 Q = 1,2

W: comprend la totalité des charges permanentes: W = 7335,56 t

Calcul de V:

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (\text{Art 33.122})$$

H: hauteur du bâtiment = 41,8

L: dimension du BT ds le sens de l'action sismique

$$H = 3,8 \cdot 11 = 41,8 \text{ m.}$$

sens transversal: L = 24 m → T = 0,628 s ^{0/I > 80%} → D = 1,784 → V_E = 785,198 t

sens longitudinal: L = 54 m → T = 0,419 s → D = 2 → V_E = 880,266 t

Repartition de la force sismique

la force latérale total V doit être distribué sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

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

avec $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$ force concentré au sommet de la structure

si $T < 0,7$ s → $F_t = 0$

distribution de V sur la hauteur de la structure: F_k .

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad \text{effort horizontal au niveau K.}$$

Sens longitudinal:

$$T_L = 0,419 < 0,7 \rightarrow F_t = 0 \rightarrow F_{kL} = \frac{V_L \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Distribution des sollicitation d'ensemble dans les Refends

(Ref: MARIUS DIVERS P84)

Calcul Simplifié: le calcul simplifié s'applique dans le cas très fréquent où les axes d'inerties principaux 1-1 et 2-2 de la plupart des refends sont //, De plus les conditions pour effectuer les calculs avec les moments d'inerties au lieu des rigidités de flexion, sont respectés par les refends ont la même hauteur, le même coef d'élasticité et les mêmes conditions aux appuis.

étape de Calcul:

soit: 1-1 ; 2-2 axes principaux d'inertie d'un refend.

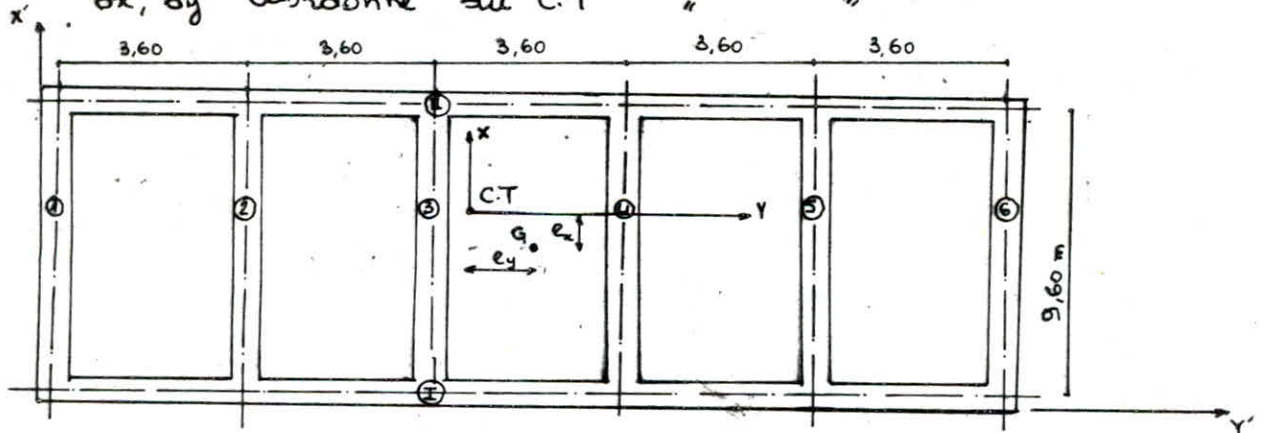
soit: x-x ; y-y système d'axe // aux axes principaux d'un groupe de refend dont l'origine est située au centre de torsion du groupe.

soit: x'-x' et y'-y' axe rectangulaire arbitraire choisie.

les rigidités transversales I_{xy} sont nulles dans tout les cas par conséquent le C.T peut être considéré comme le C.D.G. des moments d'inerties des refends par rapport à x'-x' et y'-y'.

on obtient :
$$dx = \frac{\sum I_y \cdot x'}{\sum I_y} ; dy = \frac{\sum I_x \cdot y'}{\sum I_x}$$

x', y' coordonné du C.D.G. de chaque refend
dx, dy coordonné Au C.T



niveau A: $e_p = 30 \text{ cm}$.

$$dx = \frac{76,778 \times 9,75 + 76,778 \times 0,15}{76,778 \times 2} = 4,95 \text{ m}$$

$$dy = \frac{12,065 \times 0,15 + 12,065 \times 3,75 + 10,222 \times 7,35 + 9,038 \times 10,95 + 12,05 \times 14,55 + 11,794 \times 18,15}{12,065 \times 3 + 10,222 + 9,038 + 11,794} = 9,082 \text{ m}$$

Coordonné du C.D.G = $x = 9,15 \text{ m} ; y = 4,95 \text{ m}$.

excentricité théorique: $e_x = 9,15 - 9,082 = 6,8 \text{ cm}$

$$e_y = 0$$

excentricité selon le RPA (art 3.3.5) = $e_x = e_y = \max(0,5 \times l ; e_{th}) = 0,05 \times 54 = 2,7 \text{ m}$

niveau B: $e_p = 25 \text{ cm}$

$$d_x = \frac{83,5784 \times 9,7 + 83,5784 \times 0,10}{2 \times 83,5784} = 4,9 \text{ m.}$$

$$d_y = \frac{13,8431 (0,1 + 3,7 + 14,5) + 11,7915 \times 7,3 + 10,4732 \times 10,9 + 13,5296 \times 18,1}{3 \times 13,8431 + 11,7915 + 10,4732 + 13,5296} = 9,0328 \text{ m}$$

coordonnée du c.d.g. $x = 4,9 \text{ m}$; $y = 9,1 \text{ m}$

excentricité théorique: $e_x = 0$
 $e_y = 9,1 - 9,0328 = 6,7 \text{ cm.}$

excentricité selon le RPA: $e_x = e_y = \max(5\%L; e_{th}) = 2,7 \text{ m.}$

- la réduction de la force extérieure H par rapport au c.T fournit \bar{H}_x ; \bar{H}_y et $\bar{M} = H \cdot e$.

- les forces provenant de la translation:

$$H'_x = \frac{\bar{M}_x \cdot I_x}{\sum I_x} ; \quad H'_y = \frac{\bar{M}_y \cdot I_y}{\sum I_y}$$

- les forces provenant de la rotation:

$$H''_x = \frac{\bar{M} \cdot y \cdot I_x}{J} ; \quad H''_y = \frac{\bar{M} \cdot x \cdot I_y}{J}$$

avec $J = \sum I_x \cdot y^2 + \sum I_y \cdot x^2$; Inertie de torsion polaire

(x, y) distance du c.T aux axes principaux d'inertie de chaque refend.

- les forces finales distribués dans les refends sont en définitive

$$H_x = H'_x + H''_x ; \quad H_y = H'_y + H''_y$$

niveau	w_k	h_k	$F_k (+)$	$F_k (-)$ Cumulé	$M(+m)$ Cumulé
9	235,19	34,2	93,403	53,403	0
8	1080,09	30,4	219,868	273,271	202,931
7	845,50	26,6	150,6	423,871	4241,361
6	845,50	22,8	129,085	552,956	2862,071
5	845,50	19	107,571	660,527	4953,303
4	845,50	15,2	86,057	746,584	7463,306
3	862,26	11,4	65,822	812,406	10300,325
2	889,01	7,6	45,243	857,649	43387,468
1	889,01	3,8	22,621	880,27	46646,534
0	1308,58	0	0	880,27	19991,560
1 ^{er} s/sol	/	/	0	880,27	23336,586
2 ^e s/sol	/	/	0	880,27	26681,612

Sens transversal :

$$T_e = 0,628 < 0,7 \Delta$$

$$F_e = 0$$

$$F_{K_e} = V_e = \frac{w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

niveau	w_k	h_k	$F_k (-)$	$F_k (+)$ Cumulé	$M(+m)$ Cumulé
9	433,19	34,2	47,635	47,635	0
8	1080,09	30,4	186,122	243,757	181,013
7	845,50	26,6	124,334	378,091	1107,289
6	845,50	22,8	115,144	493,235	2544,035
5	845,50	19	95,953	589,188	4418,328
4	845,50	15,2	76,763	665,951	6657,242
3	862,26	11,4	58,713	724,664	9187,856
2	889,01	7,6	40,356	765,020	11941,579
1	889,01	3,8	20,178	785,198	14848,655
0	1308,58	0	0	785,198	17832,407
1 ^{er} s/s	/	/	0	785,198	20816,159
2 ^e s/s	/	/	0	785,198	23799,842

Caractéristique géométrique des voiles :

niveau A :

Voile transv	$I_{x_i} (m^4)$	$x'_i (m)$	$x_i'^2 (m^2)$	$I_{x_i} \cdot x'_i (m^5)$	$I_{x_i} \cdot x_i'^2 (m^6)$
①	12,065	-6,3	39,69	-76,009	478,860
②	12,065	-2,7	7,29	-32,575	87,954
③	10,222	+9,9	98,01	99,200	8,280
④	9,038	+4,5	20,25	40,671	183,019
⑤	12,065	+8,1	65,61	97,726	791,585
⑥	11,794	+11,7	136,89	137,990	1614,481
Total	67,249				3164,179

Voile Long	$I_{y_i} (m^4)$	$y'_i (m)$	$y_i'^2 (m^2)$	$I_{y_i} \cdot y'_i (m^5)$	$I_{y_i} \cdot y_i'^2 (m^6)$
①	76,778	-7,5	56,25	-575,835	4318,762
②	76,778	+2,1	4,41	161,234	338,591
Total	153,556				4657,353

$$J = 3164,179 + 4657,353 = 7821,532 (m^6)$$

niveau B :

Voile transv	$I_{x_i} (m^4)$	$x'_i (m)$	$x_i'^2 (m^2)$	$I_{x_i} \cdot x'_i (m^5)$	$I_{x_i} \cdot x_i'^2 (m^6)$
①	10,1856	-6,275	39,376	-63,915	401,064
②	10,1856	-2,675	7,156	-27,246	72,884
③	8,648	+6,925	47,956	59,999	7,399
④	7,661	+4,525	20,476	34,666	156,864
⑤	10,1856	+8,125	66,015	82,758	672,409
⑥	9,956	+11,725	137,475	116,734	1368,707
Total	56,822				2679,327

Voile Long	$I_{y_i} (m^4)$	$y'_i (m)$	$y_i'^2 (m^2)$	$I_{y_i} \cdot y'_i (m^5)$	$I_{y_i} \cdot y_i'^2 (m^6)$
I	63,462	-7,475	55,875	-474,378	3545,979
II	63,462	+2,125	4,516	134,857	286,571
Total	126,924				3832,55

$$J = 2679,327 + 3832,55 = 6511,877 (m^6)$$

Repartition des efforts Horizontaux par voile sous H=100 t.

niveau A:

Sens Longitudinal:

$$H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot \bar{H}_y \quad ; \quad H''_y = \bar{M} \cdot \frac{y}{J} \cdot I_y \quad ; \quad H_y = H'_y + H''_y$$

voile	$H'_y(t)$	$H''_y(t)$	$H_y(t)$
①	50	-19,878	50
②	50	+5,566	55,666

Sens transversal:

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot \bar{H}_x \quad ; \quad H''_x = M \cdot x \cdot \frac{I_x}{J} \quad ; \quad H_x = H'_x + H''_x$$

voile	$H'_x(t)$	$H''_x(t)$	$H_x(t)$
①	17,941	-2,624	17,941
②	17,941	-1,124	17,941
③	15,200	0,317	15,517
④	13,439	1,404	14,843
⑤	17,941	3,373	21,314
⑥	17,538	4,763	22,301

niveau B:

Sens Longitudinal

voile	$H'_y(t)$	$H''_y(t)$	$H_y(t)$
①	50	-19,669	50
②	50	5,591	55,591

Sens transversal

voile	$H'_x(t)$	$H''_x(t)$	$H_x(t)$
①	17,925	-2,650	17,925
②	17,925	-1,130	17,925
③	15,219	0,332	15,551
④	13,482	1,437	14,919
⑤	17,925	3,431	21,356
⑥	17,521	4,840	22,361

Efforts réels dans les refends :

Seisme agissant longitudinalement :

niveau	①	②	direction	niveau
9	29,674	26,701	H	niveau B
	0	0	I	
8	151,846	136,635	I	niveau B
	112,761	101,465	I	
7	235,528	211,935	H	niveau B
	689,774	629,680	I	
6	307,255	276,478	H	niveau B
	1514,782	1426,035	I	
5	367,028	330,263	H	niveau B
	2752,352	2476,651	I	
4	414,847	373,292	H	niveau B
	4147,06	3781,653	I	
3	451,624	406,203	H	niveau A
	5726,053	5150,162	I	
2	476,776	428,824	H	niveau A
	7442,227	6693,734	I	
1	489,351	440,135	H	niveau A
	9253,975	8323,267	I	
0	489,351	440,135	H	niveau A
	1110,851	9995,78	I	
1 ^{er} s/s	489,351	440,135	H	1 ^{er} s/s
	12967,207	11668,293	I	
2 ^e s/s	489,351	440,135	H	2 ^e s/s
	14825,904	13840,806	I	

Seisme agissant transversalement

niveau	①	②	③	④	⑤	⑥	direction	niveau
9	10,623	10,153	7,07	7,391	8,546	8,546	H	niveau B
	0	0	0	0	0	0	I	
8	54,360	51,954	36,181	37,824	43,732	43,732	H	niveau B
	40,368	38,581	26,868	28,088	24,475	32,475	I	
7	84,318	80,586	56,120	58,668	67,833	67,833	H	niveau B
	249,936	236,007	164,355	171,818	198,659	198,658	I	
6	109,336	105,128	73,211	76,535	88,491	88,491	H	niveau B
	567,345	542,236	377,611	394,758	456,425	456,425	I	
5	131,395	125,579	87,453	91,424	105,706	105,706	H	niveau B
	685,331	941,722	655,812	685,592	792,692	792,692	I	
4	148,514	141,941	98,947	103,335	119,478	119,478	H	niveau B
	1484,631	1418,924	988,134	1033,004	1194,376	1194,376	I	
3	161,607	155,455	107,562	112,446	130,092	130,092	H	niveau A
	2048,984	1958,3	2363,753	1425,679	1648,393	1648,393	I	
2	171,066	163,378	114,133	118,968	137,130	137,130	H	niveau A
	2670,256	2550,243	1781,564	1857,035	2140,526	2140,528	I	
1	175,578	167,687	117,143	122,106	140,747	140,747	H	niveau A
	3320,307	3171,079	2215,271	2309,114	2661,621	2661,621	I	
0	175,578	167,687	117,143	122,106	140,747	140,747	H	niveau A
	3987,504	3808,289	2670,000	2773,113	3196,459	3196,459	I	
1 ^{er} s/s	175,578	167,687	117,143	122,106	140,747	140,747	H	1 ^{er} s/s
	4642,212	4436,756	3089,742	3230,043	3734,627	3734,627	I	
2 ^e s/s	175,578	167,687	117,143	122,106	140,747	140,747	H	2 ^e s/s
	5307,618	5072,713	3532,621	3693,032	4269,942	4269,942	I	

CALCUL des REFENDS

[Marius Divers : 84 p 97]

Simplification:

Le calcul des refends en forme de noyau est très compliqué qui conduit à résoudre des équations différentielles du 4^{ème} ordre; ce qui nécessite un moyen de calcul plus sophistiqué; Pour cela on a opté pour l'application de la Méthode de "ALBIGES et Goulet" qui consiste à considérer que les refends travaillent indépendamment les uns des autres.

Hypothèses:

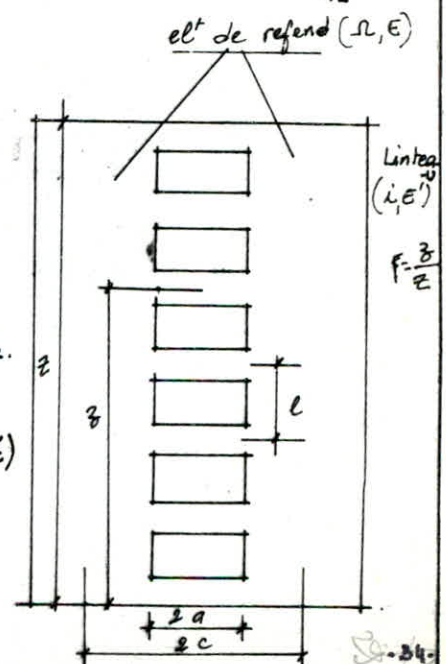
1. les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
2. les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
3. la pression du vent est cte sur toute la hauteur Z du bâtiment.
4. les règles du RPA 81 et PS 69 conduisent à des efforts horizontaux par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur la hauteur Z .
5. la hauteur d'étage est cte
6. les linteaux qui lient les 2 éléments de refends ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.
7. les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refends.

Cas d'un refend plein le calcul est simple, c'est celui d'un mur en BA de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieures; $I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Cas d'un refend avec une seule file d'ouverture.

notation:

- I : inertie totale du refend.
 E : coef d'élasticité du matériau constituant le refend.
 s_1, s_2 : aire des éléments de refends.
 $m = 2C$ moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au CDG de l'ensemble.
 i : inertie du linteau.
 e : coef d'élasticité du matériau constituant le linteau ($E = E'$)
 l : hauteur d'un étage.
 Z : hauteur du bâtiment.
 T : effort tranchant dans le linteau.
 N : effort normal dans chaque elt de refend



étapes de calcul :

1. évaluation de la valeur de α : $\alpha = \omega z$.

a) calculer ω^2 :
$$\omega^2 = \frac{3E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot l}$$

b) calculer $\alpha = \omega z$: caractéristique géométrique du refend.

2. Etude des linteaux.

a. établir $\xi = z/z$

b. en utilisant l'abaque B.19 (Marius Diver) : $\phi = f(\alpha, \xi)$.

c. calculer l'effort tranchant π à la section d'encastrement du linteau (niveau z)

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l \cdot \phi / I$$

H_0 : effort tranchant à la base du refend considéré.

d. dimensionnement du linteau (considéré comme encasté aux 2 extrémités)

on majore l'effort tranchant dû au séisme π_{\max} de 40% pour les armatures d'effort tranchant.

le moment d'encastrement est $M = \pi \cdot a$.

3. Etude des frumaux :

a. trouver : $\psi = f(\alpha, \xi)$ avec l'abaque fig B.20 (Marius Diver).

b. les moments fléchissants au niveau z des elts de refends (1) et (2) sont :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot z \cdot \left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \cdot \psi \right], \quad M_2 = M_1 \cdot \frac{I_2}{I_1}$$

c. calculer N : effort axial dans chaque elt de refend à chaque niveau z

$$N = \sum \pi$$

4. vérification: effectuer à la base une vérification de l'équilibre extérieur

$$M = M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c$$

M : moment d'ensemble distribué au refend pris en considération.

M_1, M_2, N : valeurs calculées à la base du refend.

Cas d'un refend avec plusieurs files d'ouverture

la méthode utilisée pour le calcul des refends à une seule file d'ouverture peut être généralisée dans le cas de n files d'ouverture.

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E \cdot l \cdot \sum I} \sum \left(\frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)$$

$$\alpha = \omega z$$

$$\pi_i = H_0 \cdot l \cdot \frac{i_i \cdot c_i}{2a_i^3 \left(\sum i_i \cdot c_i^2 / a_i^3 \right)} \cdot \phi \quad \text{effort tranchant dans les linteaux.}$$

• les forces axiales deviennent :

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \text{ etc...}$$

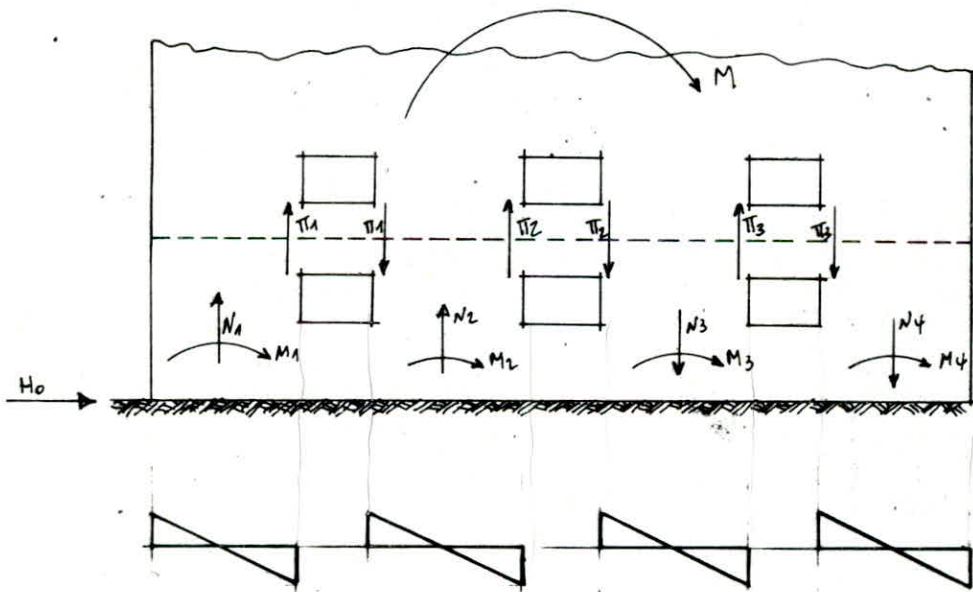
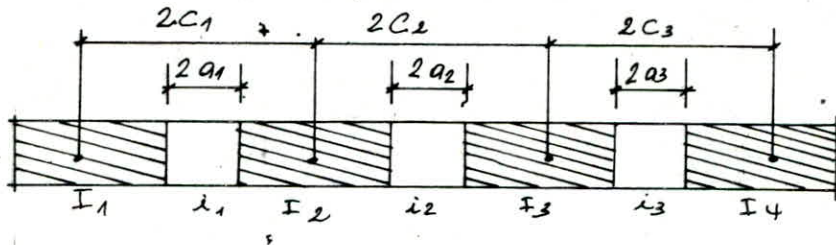
$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \text{ etc...}$$

• les moments dans les trumeaux :

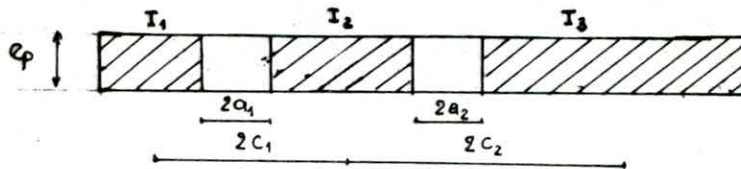
$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi(\xi) \right]$$

• vérification : il faut vérifier l'équilibre extérieur. par :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots + C_3) \\ + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) \\ + 2N_3(C_3 + \dots)$$



Voile II



$$W_0 = 489,351 \text{ t}$$

$$M_{ext} = 14825,904 \text{ tm}$$

$$M_{int} = 13626,544 \text{ tm}$$

$$e = 8\%$$

niveau A: $q_1 = 0,55$; $q_2 = 1,70 \text{ m}$
 $G_1 = 2,137$; $C_2 = 4,8 \text{ m}$
 $m_1 = 3,787$; $m_2 = 10,83$
 $I_1 = 0,0686$; $I_2 = 3,0322$; $I_3 = 10,3373$
 $I = 134,0154$
 $\alpha_1 = 0,0333$; $\alpha_2 = 0,9826$; $\alpha = 27,257$

niveau B: $q_1 = 0,55$; $q_2 = 1,70 \text{ m}$
 $G = 2,125$; $C_2 = 4,7875 \text{ m}$
 $m_1 = 3,038 \text{ m}$; $m_2 = 5,882$
 $I_1 = 0,041$; $I_2 = 2,0245$; $I_3 = 6,7837$
 $I = 87,4784$
 $\alpha_1 = 0,0222$; $\alpha_2 = 0,6551$; $\alpha = 27,6678$

niveau	z	f	ϕ	ψ	$\pi_1 (k)$	$\pi_2 (k)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$M_3 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$
9	41,8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	38	0,91	0,18	0	12,297	25,853	0,747	36,850	123,115	12,297	13,556	25,853
7	34,2	0,818	0,34	0,03	23,228	48,834	0,106	5,226	17,463	35,525	39,162	74,687
6	30,4	0,727	0,46	0,07	31,426	66,069	-0,214	-10,568	-35,305	66,950	73,805	140,756
5	26,6	0,636	0,58	0,12	39,623	83,304	-0,340	-16,781	-56,099	106,574	117,486	224,06
4	22,8	0,545	0,72	0,17	49,188	103,412	0,534	26,387	88,159	155,762	171,71	327,472
3	19	0,454	0,8	0,25	49,825	124,764	-0,641	-28,344	-96,63	205,578	246,643	452,286
2	15,2	0,364	0,86	0,33	53,562	134,121	-1,175	-51,957	-177,131	259,15	327,208	586,357
1	11,4	0,273	0,94	0,41	58,674	146,598	-0,997	-44,083	-150,287	317,823	415,162	732,953
0	7,6	0,182	0,96	0,48	65,584	157,883	0,635	31,312	104,612	383,408	487,481	870,134
2°5/5	3,8	0,091	0,98	0,57	61,035	152,835	0,618	27,314	93,117	444,443	579,231	1023,67
2°5/5	0	0	1	0,66	62,281	155,954	0,695	30,769	104,899	506,725	672,904	1179,63

Vérification: $M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1 (G_1 + C_2) + 2N_2 (C_2) =$
 $= 0,635 + 30,769 + 104,899 + 2 \times 506,725 (2,137 + 4,8) +$
 $2 \times 672,904 \times 4,8 = 13626,544 \text{ tm}$

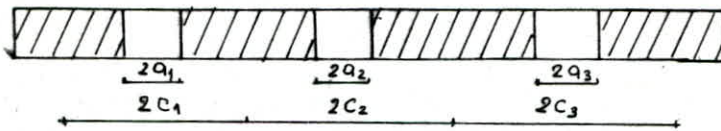
$$M_{ext} = 14825,904 \text{ tm}$$

$$e = (M_{ext} - M_{int}) / M_{ext} = 8\%$$

voile (4) :

$$M_0 = 447,143 \text{ t}$$

$$M_{ext} = 3532,621 \text{ t}$$



niveau A : $a_1 = 0,7$; $a_2 = 0,5$; $a_3 = 0,5$

$$C_1 = 1,4375 ; C_2 = 1,25 ; C_3 = 1,2375$$

$$i_1 = 0,0686 ; i_2 = 0,025 ; i_3 = 0,025$$

$$I_1 = 0,0762 ; I_2 = I_3 = 0,0844 ; I_4 = 0,0762$$

$$I = 15,1481 ; \alpha = 173,5$$

$$m_1 = 1,754 ; m_2 = 2,275 ; m_3 = 1,660$$

niveau B : $a_1 = 0,7$; $a_2 = a_3 = 0,5$

$$C_1 = 1,45 ; C_2 = C_3 = 1,25$$

$$i_1 = 0,0457 ; i_2 = i_3 = 0,0167$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 0,0563$$

$$I = 10,5862 ; \alpha = 167,27$$

$$m_1 = 1,518 ; m_2 = 1,949 ; m_3 = 1,444$$

niveau	$\pi_1 (+)$	$\pi_2 (+)$	$\pi_3 (+)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$M_3 (tm)$	$M_4 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$	$N_4 (t)$
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	11,319	12,205	10,265	9,618	9,618	9,618	9,618	11,319	0,886	-1,920	10,285
7	21,381	23,056	19,428	1,363	1,363	1,363	1,363	32,700	2,561	-5,548	29,713
6	28,927	31,192	26,285	-2,758	-2,758	-2,758	-2,758	61,627	4,827	-10,455	59,899
5	36,473	39,33	33,142	-4,382	-4,382	-4,382	-4,382	98,100	7,684	-16,7	89,141
4	45,276	48,824	41,143	6,887	6,887	6,887	6,887	143,377	11,231	-24,324	130,284
3	45,418	48,307	40,862	-7,134	-7,864	-7,864	-7,134	188,794	14,121	-31,769	171,146
2	48,824	51,930	43,927	-13,076	-14,415	-14,415	-13,076	237,618	17,323	-39,772	215,078
1	53,366	58,761	48,013	-11,095	-12,23	-12,23	-11,095	290,785	20,622	-48,52	263,088
0	54,502	57,968	49,035	7,755	8,549	8,549	7,755	345,486	24,089	-57,453	312,122
1 ^{er} s/s	55,637	59,176	50,056	6,874	7,578	7,578	6,874	401,124	27,627	-66,573	362,177
2 ^e s/s	56,772	60,384	51,077	7,744	8,537	8,537	7,744	457,896	31,288	-75,88	413,28

Vérification : $M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3) + 2N_2(C_2 + C_3) + 2N_3 C_3$

$$= 7,744 + 8,537 + 8,537 + 7,744 + 2 \times 31,288 (1,4375 + 1,25 + 1,2375)$$

$$+ 2 \times 31,288 (1,25 + 1,2375) + 2 (-75,88) \times 1,2375 = 3594,651 \text{ t}$$

$$M_{ext} = 3532,621 \text{ t}$$

$$e = (M_{int} - M_{ext}) / M_{ext} = 2\%$$

CHARGES VERTICALES DANS LES REFENDS

les sollicitations provenant des charges permanentes G et surcharges P sont distribués selon les surfaces des planchers correspondant à chaque refend prit en considération.

Simplification: les charges et surcharges verticales présente des excentricités négligeables alors les efforts tranchants dans les linteaux et les moments dans les éléments de refends sont négligeables devant les moments et les efforts tranchants provoqué par le séisme donc on ne tiendra compte que de l'effort Normal.

Poids des voiles par niveau

niveau B

voiles	I, II	1, 2, 5	3	4	6
Masse (t)	37,437	22,206	20,369	17,744	20,369

niveau A

voiles	I, II	1, 2, 5	3	4	6
Masse (t)	44,925	26,647	24,442	21,292	24,442

Charges permanentes/niveau dû au plancher

voile niveau	I	II	1	2	3	4	5	6
9	7,452	7,452	5,586	13,974	20,398	20,398	18,206	2,054
8	57,798	55,926	20,338	15,858	18,518	18,518	16,346	20,49
7	49,938	49,794	18,212	15,764	18,424	10,576	10,627	19,02
6	/	/	/	/	/	/	/	/
5	✓	/	✓	/	/	/	✓	/
4	/	/	✓	/	/	/	/	/
3	/	/	✓	/	/	/	/	/
2	/	✓	/	✓	/	/	/	/
1	/	/	/	/	/	/	✓	/
0	56,608	56,464	20,03	17,104	20,022	11,983	9,488	20,97
1 ^{5/5}	58,368	70,176	23,079	18,454	21,62	12,422	9,852	23,528
2 ^{5/5}								

Charge permanente cumulé: plancher + voile.

Voile Niveau	I	II	1	2	3	4	5	6	
9	7,452	7,452	5,586	13,974	20,398	20,398	18,206	8,054	
8'	8'	44,889	44,889	27,792	51,411	40,767	38,142	40,412	28,423
	8"	202,607	200,815	48,13	47,269	59,285	56,66	56,758	48,813
7'	7'	140,124	138,252	70,336	89,475	79,654	74,404	78,964	69,282
	7"	190,062	188,046	88,548	105,239	98,078	84,98	89,637	88,302
6'	6'	227,499	225,483	110,754	127,445	118,445	102,724	111,843	108,671
	6"	277,437	275,277	128,966	143,209	136,871	113,3	122,516	127,691
5'	5'	314,874	312,714	151,172	165,415	157,24	131,044	144,722	148,06
	5"	364,812	362,508	169,384	181,179	175,664	141,62	155,395	167,08
4'	4'	402,249	399,945	191,586	203,385	196,033	159,364	177,601	187,449
	4"	452,187	449,739	209,798	219,149	214,457	169,94	188,274	206,469
3'	3'	489,624	487,176	232,004	241,355	234,826	187,684	210,48	226,838
	3"	539,562	537,114	250,246	257,119	253,25	198,26	221,153	245,858
2'	2'	584,487	582,089	276,863	283,766	277,692	219,552	247,8	270,3
	2"	634,425	631,977	295,075	299,53	296,116	230,128	258,473	289,32
1'	1'	679,35	676,902	321,722	321,736	320,558	251,42	285,12	313,762
	1"	729,288	726,696	339,934	337,50	338,982	261,996	295,793	332,782
0'	0'	774,213	771,621	366,581	364,147	363,424	283,288	322,44	357,224
	0"	830,821	828,085	386,611	381,251	383,446	294,771	331,928	378,194
1 1/2	1 1/2'	875,744	873,01	413,258	407,898	407,888	316,063	358,575	402,636
	1 1/2"	934,114	931,186	436,337	426,352	429,508	328,485	368,427	426,596
2 1/2	979,039	988,111	462,984	452,999	453,95	349,777	395,074	451,088	

Surcharge d'exploitation: d'après l'aide memoire BA : la regression des charges n'est pas applicable pour notre cas (B⁵ administratif avec sous sol)

Voile Niveau	I	II	1	2	3	4	5	6
9	0,576	0,576	0,588	2,186	3,196	3,196	2,798	1,2
8	20,064	17,988	9,26	10,928	12,784	12,784	11,192	8,932
7	21,294	20,718	9,726	8,996	12,784	6,981	6,871	11,846
6	21,294	20,718	9,726	8,996	12,784	6,981	6,871	11,86
5	/	/	/	/	/	/	/	/
4	/	/	/	/	/	/	/	/
3	/	/	/	/	/	/	/	/
2	/	/	/	/	/	/	/	/
1	/	/	/	/	/	/	/	/
0	22,254	20,384	10,11	8,996	12,784	6,981	5,369	15,26
1 1/2	27,516	27,4	17,046	9,298	12,784	6,981	5,469	18,769
2 1/2								

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Base de calcul des éléments structuraux: les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges verticales et des charges sismiques données ci-dessous sur la base du règlement parasismique en vigueur: RPA '81

D'après le RPA '81 la combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les 2 formules:

$$G + Q + E \quad \text{et} \quad 0,8G \pm E. \quad (\text{art 33.2 RPA 81})$$

où: G : charge verticale permanente

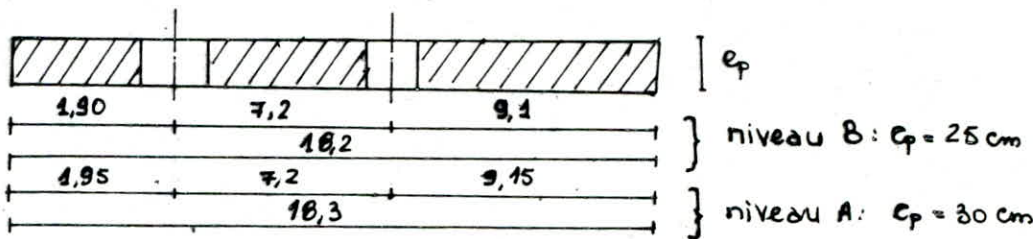
Q : surcharge d'exploitation.

E : surcharge verticale due au séisme.

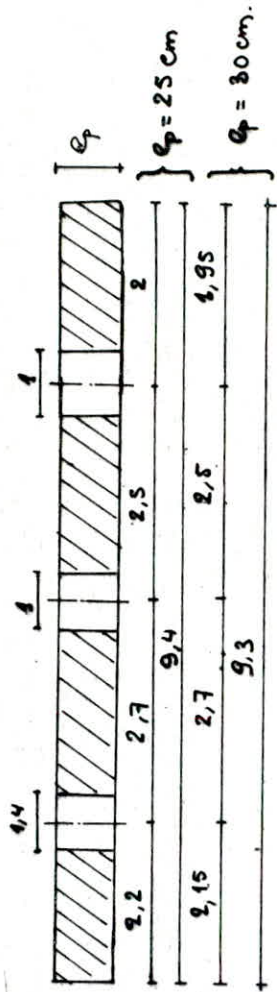
les résultats sont regroupés dans les tableaux pour chaque voile.

Voile 1 . plein

Efforts niveau	G(k)	Q(k)	E(k)	G+Q+E	0,8G±E	M(km)	G+1,2Q
9	/	/	/	/	/	/	/
8	27,792	0,588	0	28,38	22,233	32,475	28,475
7	70,336	9,848	0	80,184	56,269	198,659	82,153
6	110,754	19,578	0	130,332	88,603	456,425	134,247
5	151,172	29,30	0	180,472	120,938	782,692	186,332
4	191,586	39,026	0	230,612	153,269	1194,376	238,417
3	232,004	48,752	/	280,756	185,603	1648,393	290,506
2	276,863	58,478	/	335,341	221,490	2140,528	347,036
1	321,722	68,204	/	389,926	257,377	2661,621	403,567
0	366,581	77,93	/	444,511	293,265	3196,459	460,097
1 ^e s/s	413,258	88,04	/	501,298	330,606	3734,627	518,906
2 ^e s/s	462,984	105,087	/	568,078	370,387	4269,942	580,088



Trumeau : 3			Trumeau : 2			Trumeau : 1						
	g	Q	T	G	S	4	3	2	1	0	1 ^e S/S	2 ^e S/S
G+Q+E	—	41,686	141,433	23,539	32,644	41,732	50,859	62,020	72,129	82,222	93,025	105,290
Q	—	0,06	4,938	4,100	6,263	9,426	10,589	12,796	15,004	17,212	20,236	28,483
E	—	12,294	35,525	66,950	106,574	165,762	205,588	259,460	317,823	383,408	444,445	506,725
G+Q+E	—	17,042	51,896	94,589	145,483	205,92	267,036	333,966	404,956	482,842	557,704	640,498
Q	—	16,046	47,071	85,781	132,691	189,447	246,235	308,766	375,626	449,185	518,863	590,957
E	—	8,548	-23,978	-48,119	-80,457	-122,376	-164,901	-209,534	-260,120	-317,630	-370,023	-422,493
M ₁	—	0,747	0,106	-0,214	0,340	0,534	-0,644	-1,175	-0,997	0,635	0,618	0,695
G+Q+E	—	41,758	161,758	28,459	40,164	51,843	63,566	77,575	90,134	102,846	117,308	139,470
Q	—	77,758	54,693	89,202	123,711	158,141	192,729	228,999	266,322	303,588	343,879	383,765
E	—	0,228	7,344	15,540	23,736	31,932	40,128	48,279	56,430	640,584	75,748	106,200
G+Q+E	—	13,556	39,162	73,805	117,486	171,71	246,648	327,208	415,132	487,431	579,231	672,904
Q	—	31,542	101,199	178,947	264,933	361,783	479,505	604,486	737,884	855,6	998,458	1167,869
E	—	27,762	82,916	145,166	216,455	298,223	400,931	510,407	628,189	730,301	854,014	988,916
Q	—	0,650	4,592	-2,443	-18,517	-45,197	-92,465	-144,040	-202,074	-244,160	-304,448	-361,892
M ₂	—	36,850	5,226	-10,568	-16,791	26,388	-28,344	-59,957	-44,083	31,312	27,314	30,769
G+Q+E	—	18,031	63,506	107,85	157,194	196,459	240,882	286,934	334,038	381,085	436,505	494,055
Q	—	22,444	69,126	112,741	156,357	199,872	243,588	289,099	338,454	385,810	436,505	494,055
E	—	0,288	9,282	19,644	30	40,359	50,719	61,077	71,436	81,795	95,785	134,689
G+Q+E	—	48,585	153,095	273,138	410,417	567,703	746,512	938,453	1142,342	1338,444	1556,166	1808,331
Q	—	48,808	129,988	230,942	349,145	487,369	647,106	819,172	1003,716	1179,784	1372,878	1574,873
E	—	25,893	74,687	140,756	224,06	327,442	452,286	586,357	732,955	870,839	1023,574	1170,655
G+Q+E	—	48,808	129,988	230,942	349,145	487,369	647,106	819,172	1003,716	1179,784	1372,878	1574,873
Q	—	48,808	129,988	230,942	349,145	487,369	647,106	819,172	1003,716	1179,784	1372,878	1574,873
E	—	25,893	74,687	140,756	224,06	327,442	452,286	586,357	732,955	870,839	1023,574	1170,655
M ₃	—	423,115	17,463	-35,305	-56,099	88,159	96,630	-177,181	-150,287	104,612	93,117	104,899
G+Q+E	—	22,489	80,264	136,310	192,357	248,303	304,449	364,311	424,174	483,944	561,689	665,679



		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	1° S/S	2° S/S
Trumeau: 1	G	—	8,927	17,414	24,042	36,670	37,298	43,926	50,756	58,124	64,491	73,068	81,863
	Q	—	0,748	3,740	5,370	7,008	8,642	10,276	11,890	13,504	15,118	16,732	18,346
	E	—	11,319	32,700	61,627	98,100	143,377	188,794	237,618	290,785	345,486	401,124	457,896
	G+Q+E	—	20,994	53,854	91,043	135,778	189,317	242,996	300,264	362,413	426,099	490,924	558,105
	Q,8G+E	—	18,460	46,631	80,861	122,634	173,215	223,935	278,223	337,284	397,879	463,578	523,386
	Q,8G-E	—	-4,177	-18,769	-42,393	-73,564	-113,538	-153,653	-197,013	-244,286	-293,093	-342,665	-392,406
	M ₁	—	9,618	1,363	-2,758	-4,382	6,887	-7,134	-13,076	-11,095	7,755	6,874	7,744
	G+1,2Q	—	9,824	21,902	30,491	39,079	47,668	56,257	65,024	74,329	82,633	93,146	103,878
Trumeau: 2	G	—	10,956	21,371	29,506	37,640	45,775	53,909	63,741	72,993	82,245	91,760	100,448
	Q	—	0,918	4,59	6,595	8,600	10,605	12,610	14,637	16,664	18,681	20,718	22,745
	E	—	0,886	2,561	4,827	7,686	11,231	14,121	17,323	20,622	24,088	24,088	31,238
	G+Q+E	—	12,76	28,522	40,928	53,924	67,611	80,64	95,701	110,279	125,024	140,105	154,451
	Q,8G+E	—	19,651	19,658	28,432	37,796	47,851	57,248	68,316	79,016	89,884	101,035	111,612
	Q,8G-E	—	7,879	14,536	18,778	22,428	25,389	29,006	33,670	37,772	41,708	45,181	49,136
	M ₂	—	9,618	1,363	-2,758	-4,382	6,887	-7,864	-14,415	-12,230	8,549	7,578	8,537
	G+1,2Q	—	12,057	26,879	37,42	47,96	58,501	69,041	81,305	92,990	104,674	116,621	127,744

		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	1° S/S	2° S/S
Trameau: 3	G	—	10,144	19,788	27,320	34,852	42,384	49,916	59,019	67,586	76,153	84,963	93,026
	Q	—	0,85	4,25	6,107	7,963	9,819	11,675	13,552	15,428	17,305	19,182	21,058
	E	—	-1,92	-5,548	-10,455	-16,70	-24,324	-31,769	-39,772	-48,520	-57,453	-66,573	-75,88
	G+Q+E	—	9,074	18,49	22,972	26,115	27,879	29,822	32,799	34,494	36,005	37,572	38,701
	Q8G+E	—	6,195	10,282	11,401	11,181	9,583	8,164	7,443	5,549	3,460	1,307	-1,459
	Q8G-E	—	10,035	21,378	32,311	44,581	58,231	71,702	86,987	102,589	118,375	134,543	150,301
	M ₃	—	9,618	1,363	-2,758	-4,332	6,887	-7,864	-14,415	-12,23	8,549	7,578	8,537
	G+1,2Q	—	11,164	24,888	34,648	44,407	54,167	63,926	75,281	86,100	96,919	107,981	118,295
Trameau: 4	G	—	8,115	15,830	21,856	27,882	33,907	39,933	46,085	52,717	59,399	66,271	74,420
	Q	—	0,680	3,400	4,885	6,370	7,855	9,340	10,804	12,268	13,732	15,196	16,660
	E	—	10,285	29,713	59,999	89,141	130,284	171,146	215,073	263,086	312,128	362,177	413,255
	G+Q+E	—	19,08	48,943	86,740	123,393	172,046	220,419	271,912	328,011	385,253	443,644	504,335
	Q8G+E	—	16,777	42,377	77,484	111,446	157,409	203,092	251,901	305,259	359,641	415,194	472,791
	Q8G-E	—	-3,793	-17,049	-42,514	-66,835	-103,158	-139,199	-178,245	-220,912	-264,603	-309,160	-353,719
	M ₄	—	9,618	1,363	-2,758	-4,382	6,887	-7,134	-13,076	-11,095	7,765	6,874	7,744
	G+1,2Q	—	8,931	19,91	27,718	35,526	43,333	51,141	59,000	67,438	75,877	84,506	94,412

DEFORMATIONS HORIZONTALES (Art 3.3.7 RPA 81)

Déplacement relatifs: (art 3.3.7.1 RPA 81)

le déplacement calculé à partir des forces

latérales spécifiées doit être multiplié par $(1,0/28)$ pour obtenir le déplacement relatif. Le rapport $(1/28)$ ne doit pas être plus petit que 1,0.

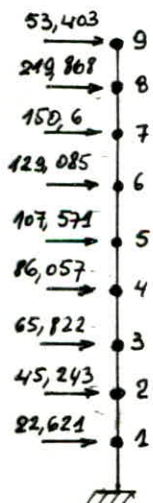
les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

1) Calcul des déplacements sous forces latérales:

① sens longitudinal:

$$\delta = [M] \cdot [V] \quad \text{ou} \quad \begin{aligned} \delta &: \text{déplacement des niveaux.} \\ [V] &: \text{forces latérales (sismiques)} \\ [M] &: \text{matrice de souplesse} \\ &\text{(voir: calcul pseudo-dynami)} \end{aligned}$$

$$[M] = 10^{-8} \begin{bmatrix} 1 & 0,829 & 0,663 & 0,515 & 0,364 & 0,240 & 0,139 & 0,065 & 0,017 \\ 0,829 & 0,695 & 0,562 & 0,433 & 0,314 & 0,209 & 0,122 & 0,057 & 0,015 \\ 0,663 & 0,562 & 0,460 & 0,360 & 0,264 & 0,177 & 0,105 & 0,041 & 0,013 \\ 0,515 & 0,433 & 0,360 & 0,286 & 0,214 & 0,146 & 0,087 & 0,041 & 0,011 \\ 0,364 & 0,314 & 0,264 & 0,214 & 0,164 & 0,114 & 0,07 & 0,034 & 0,009 \\ 0,240 & 0,209 & 0,177 & 0,146 & 0,114 & 0,083 & 0,052 & 0,026 & 0,007 \\ 0,139 & 0,122 & 0,105 & 0,087 & 0,070 & 0,052 & 0,035 & 0,018 & 0,005 \\ 0,065 & 0,057 & 0,049 & 0,041 & 0,034 & 0,026 & 0,018 & 0,010 & 0,003 \\ 0,017 & 0,015 & 0,013 & 0,011 & 0,009 & 0,007 & 0,005 & 0,003 & 0,001 \end{bmatrix}$$



$$[V] = \begin{bmatrix} 53,403 \\ 219,868 \\ 950,6 \\ 129,085 \\ 107,571 \\ 86,057 \\ 65,822 \\ 45,243 \\ 22,621 \end{bmatrix}$$

$$\rightarrow [S] = \begin{bmatrix} 0,0116 \\ 0,0098 \\ 0,0080 \\ 0,0063 \\ 0,0046 \\ 0,0031 \\ 0,0019 \\ 0,0009 \\ 0,0002 \end{bmatrix}$$

$$D = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{1}{28} = \frac{1}{2 \times \frac{1}{3}} = 1,5 > 1$$

$$\text{le déplacement relatif (m)} = \delta \times \frac{1,0}{28} = \delta \times 1,5 =$$

$$\begin{bmatrix} 0,0174 \\ 0,0147 \\ 0,012 \\ 0,00945 \\ 0,0069 \\ 0,00465 \\ 0,00285 \\ 0,00185 \\ 0,0003 \end{bmatrix}$$

d'après le RPA 81 (Art 3.3.71) $\delta_{rel} < 0,0075 \times l = 0,0075 \times 3,8 = 0,0285 \text{ m}$.
 cette condition est largement vérifiée.

b) sens transversal

$$[M] = 0,553 \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0,230 & 0,664 & 0,508 & 0,365 & 0,241 & 0,141 & 0,065 & 0,017 \\ 0,83 & 0,696 & 0,563 & 0,434 & 0,315 & 0,210 & 0,123 & 0,057 & 0,015 \\ 0,664 & 0,563 & 0,462 & 0,361 & 0,265 & 0,178 & 0,105 & 0,049 & 0,013 \\ 0,508 & 0,434 & 0,361 & 0,287 & 0,215 & 0,147 & 0,088 & 0,042 & 0,011 \\ 0,365 & 0,315 & 0,265 & 0,215 & 0,165 & 0,115 & 0,07 & 0,034 & 0,009 \\ 0,241 & 0,21 & 0,178 & 0,147 & 0,115 & 0,084 & 0,053 & 0,026 & 0,007 \\ 0,141 & 0,123 & 0,105 & 0,088 & 0,070 & 0,053 & 0,035 & 0,018 & 0,005 \\ 0,065 & 0,057 & 0,049 & 0,042 & 0,034 & 0,026 & 0,018 & 0,010 & 0,003 \\ 0,017 & 0,015 & 0,013 & 0,011 & 0,009 & 0,007 & 0,005 & 0,003 & 0,001 \end{bmatrix}$$

$$[V] = \begin{bmatrix} 47,635 \\ 196,122 \\ 134,334 \\ 115,144 \\ 95,953 \\ 76,763 \\ 58,713 \\ 40,358 \\ 20,178 \end{bmatrix} \rightarrow [\delta] = \begin{bmatrix} 0,0234 \\ 0,0198 \\ 0,0162 \\ 0,0127 \\ 0,0094 \\ 0,0064 \\ 0,0038 \\ 0,0018 \\ 0,0005 \end{bmatrix}$$

donc $\delta_{rel} < 0,0075 \cdot l$ est vérifiée.

Vérification de la stabilité d'ensemble

$$M^b \text{ renversant} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$M^r \text{ résistant} = \sum W_i \cdot \frac{L}{2} ; L = 54 \text{ m}$$

} \rightarrow on doit vérifier: $M_{res}^r \geq 1,5 M_{renv}^b$

Cette relation est largement vérifiée.

Vérification au cisaillement dans les trumeaux (art 4.3.22 et 4.3.31 RPA 81)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot x} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4 \cdot T \quad T: \text{effort tranchant de Calcul.}$$

avec $\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{gr} = \sigma_{en} : \text{limite élastique des aciers.}$$

armature de la section transversale:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}} \times 100 : \text{pourcentage d'armature transversale par rapport à la section totale brute du béton.}$$

partie courante: (Art 4.3.3.2)

si $\tau_b \leq 0,025 \cdot \sigma'_{28} \longrightarrow \omega_{t \min} = 0,15\%$

si $0,025 \cdot \sigma'_{28} < \tau_b < 0,12 \cdot \sigma'_{28} \longrightarrow \omega_{t \min} = 0,25\%$

$$T_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot T$$

T: effort tranchant à la base du voile.

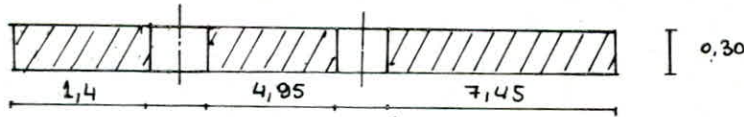
I_i : inertie du trumeau i.

T_i : effort tranchant ds le trumeau i.

exemple de Calcul:

voile long (I) : $I_1 = 0,0686$; $I_2 = 3,0322$; $I_3 = 10,3373$;
 $\sum I = 13,4381 \text{ m}^4$

$T = 460,921 \text{ t} \longrightarrow T_1 = 2,353 \text{ t}$; $T_2 = 104,003 \text{ t}$; $T_3 = 354,565 \text{ t}$.



$$\tau_{b1} = \frac{1,4 \cdot T_1}{b \cdot x_1} = \frac{1,4 \times 2,353 \cdot 10^3}{140 \times 30 \cdot \frac{7}{8}} = 0,896 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b2} = \frac{1,4 \cdot T_2}{b \cdot x_2} = \frac{1,4 \times 104,003 \cdot 10^3}{30 \times 435 \cdot \frac{7}{8}} = 11,206 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b3} = \frac{1,4 \cdot T_3}{b \cdot x_3} = \frac{1,4 \times 354,565 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 745} = 25,38 \text{ kg/cm}^2$$

% d'armature transversale:

$$\omega_{t1} = 0$$

$$\omega_{t2} = \frac{\tau_{b2} - 8}{\sigma_{en}} \times 100 = \frac{11,206 - 8}{4200} \times 100 = 0,08$$

$$\omega_{t3} = \frac{\tau_{b3} - 8}{\sigma_{en}} \times 100 = \frac{25,38 - 8}{4200} \times 100 = 0,414$$

α minimale dans la partie courante :

- $\tau_{b1} = 0,896 < 0,025 \cdot \sigma'_{28} = 6,75 \longrightarrow \omega_{\xi \min} = 0,15\%$
- $0,025 \cdot \sigma'_{28} = 6,75 < \tau_{b2} = 11,206 < 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 32,4 \longrightarrow \omega_{b2 \min} = 0,25\%$
- $6,75 < \tau_{b3} = 25,38 < 32,4 \longrightarrow \omega_{b3 \min} = 0,25\%$

Résultat :

voile	Trumeau	$T_{i(t)} = \frac{I_i}{\sum I_i} T$	$\tau_{bi} = (kg/cm^2)$	$\tilde{\omega}_t (\%)$	$\tilde{\omega}_t (\%) \min$
Voile: I	140 x 30	2,353	0,896		0,15
	495 x 30	104,003	11,206	0,08	0,25
	745 x 30	354,565	25,38	0,414	0,25
Voile: II	140 x 30	2,615	0,996		0,15%
	495 x 30	115,581	12,453	0,106	0,25%
	745 x 30	394,034	28,208	0,481	0,25%
V: 1, 2, 5	930 x 30	147,393	8,452	0,0107	0,25%
V: 3	635 x 30	126,04	10,586	0,0816	0,25
	155 x 30	1,813	0,631		0,15
V: 4	145 x 30	29,103	10,704	0,064	0,25
	150 x 30	32,235	11,461	0,082	0,25
	150 x 30	32,235	11,461	0,082	0,25
	145 x 30	29,103	10,704	0,064	0,25
V: 6	395 x 30	91,935	12,413	0,105	0,25
	395 x 30	91,935	12,413	0,105	0,25

Contrainte de Compression admissible pour les murs armés et non armés.

elles ont été calculées selon les recommandations de l'article 3.21 du DTU (oct 75)

1) mur en Béton non armé.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = l'_b \times \sigma'_{28}$$

$$\text{avec } l'_b = \min \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha \cdot \delta \\ 0,33 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \end{cases}$$

tel que

$$\alpha = \frac{a - 10 \cdot e/3}{a}$$

a : épaisseur du mur

$$e = \max \left\{ \frac{1}{l_f/300} \right\} ; l_f : \text{longueur de flambement}$$

$$l_f = 0,85 \cdot h_c = 0,85 \times 3,8 = 3,23 \text{ m}$$

$$a = 25 \text{ cm} \longrightarrow \alpha = 0,82$$

$$a = 30 \text{ cm} \longrightarrow \alpha = 0,88$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{400} \right)^2} \quad \text{avec } \lambda = \text{d'éclatement du mur} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$a = 25 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 55,945 \longrightarrow \beta = 0,615$$

$$a = 30 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 37,297 \longrightarrow \beta = 0,782$$

$\delta = 0,83$ pour un béton de qualité moyenne.

$$\text{donc : } a = 25 \text{ cm} \longrightarrow l'_b = \min \begin{cases} 0,3 \cdot 0,82 \cdot 0,615 = 0,151 \\ 0,33 \cdot 0,82 \cdot 0,615 \cdot 0,83 = 0,138 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 40,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 30 \text{ cm} \longrightarrow l'_b = \min \begin{cases} 0,3 \cdot 0,88 \cdot 0,782 = 0,206 \\ 0,33 \cdot 0,88 \cdot 0,782 \cdot 0,83 = 0,188 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 50,76 \text{ kg/cm}^2$$

2) mur en béton armé :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = l'_b \times \sigma'_{28}$$

$$\text{avec } l'_b = \min \begin{cases} 0,45 \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \epsilon \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \end{cases}$$

α, β, δ définis comme précédemment.

$\epsilon = 1,1$

$$a = 25 \text{ cm} \longrightarrow l'_b = \min \begin{cases} 0,45 \cdot 0,82 \cdot 0,615 \cdot 1,1 = 0,337 \\ 0,5 \cdot 0,82 \cdot 0,615 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,230 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 0,23 \times 270 = 62,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 30 \text{ cm} \longrightarrow l'_b = \min \begin{cases} 0,45 \cdot 0,88 \cdot 0,782 \cdot 1,1 = 0,361 \\ 0,5 \cdot 0,88 \cdot 0,782 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,314 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 0,314 \times 270 = 84,78 \text{ kg/cm}^2$$

FERRAILLAGE des REFENDS

Le ferrailage est effectué par la méthode de M^E P. Charon pour les sections rectangulaires en flexion composée.

Du fait de la grande hauteur du bâtiment on le divisera en 4 niveaux:

niveau I :	2 ^e S/sol	1 ^{er} S/sol	RDC
" II	1 ^{er} étage	2 ^e étage	3 ^e étage
" III	4 ^e	5 ^e	6 ^e
" IV	7 ^e	8 ^e	

La section du voile se comporte comme une section rectangulaire et les aciers calculés seront concentrés de façon symétrique et ceci en vertu de la réciprocity de l'effet du séisme.

On considère des potelets aux extrémités des voiles de dim 30x30.

Combinaisons: Selon l'ouvrage conception et calcul des structures au séisme on utilise :

0,8G ± E pour le calcul des aciers de flexion.

G+Q+E " la vérification du béton.

Ces combinaisons sont des sollicitations du 2^e genre donc les contraintes admissibles du béton et de l'acier sont également du 2^e genre.

On ne tiendra pas compte des sollicitations du 1^{er} genre car elles sont moins défavorables que celles du 2^e genre.

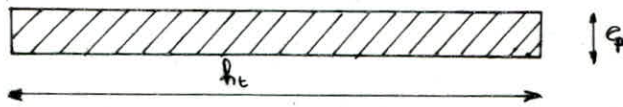
Contraintes:

$$e_0 > h_t/2 \quad \bar{\sigma}'_b (SP1) = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 2,284,78 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b (SP2) = 1,5 \bar{\sigma}'_b (SP1) = 255 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b (SP1) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a (SP2) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

I | Voile: 1



1 | niveau I

$$N = 0,8G \pm E = 370,387 \text{ t} \quad M = 4269,942 \text{ tm}$$

$$N = G+Q+E = 568,071 \text{ t} \quad M = 4269,942 \text{ tm}$$

a | calcul des Aciers de flexion:

$$N = 370,387 \text{ t} ; \quad M = 4269,942 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4269,942}{370,387} = 11,53 \text{ m} > e_2 = \frac{h_t}{6} = \frac{990}{6} = 165 \text{ cm} \} \longrightarrow \text{S.P.C}$$

N Compression

on considère des potelets aux extrémités des voiles de dim 30×30 (cm x cm)
 d : c.d.g des aciers situés dans les voiles à la fibre extrême $d = \frac{30}{2} = 15$ cm

$$h = h_0 - d = 990 - 15 = 975 \text{ cm.}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$f = e_0 + \frac{h_0}{2} - d = 11,53 + \frac{9,9}{2} - 0,15 = 16,33 \text{ m}$$

$$M_f = N \cdot f = 370,387 \times 16,33 = 6048,42 \text{ tm.}$$

$M_{RN} = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_b \cdot b \cdot \bar{x} \cdot (h - \bar{x})$: moment résistant.

$$\bar{x} = \bar{\alpha} \cdot h = \frac{n \cdot \sigma'_b}{n \cdot \sigma'_b + \sigma_a} \cdot h = \frac{15 \times 255}{15 \times 255 + 4200} \times 975 = 464,72 \text{ cm.}$$

$$M_{RN} = \frac{1}{2} \times 255 \times 30 \times 464,72 \left(975 - \frac{464,72}{3} \right) = 14577,6 \text{ tm} > M_f = 6048,42 \text{ tm.} \rightarrow A' = 0$$

$$A_{fs} = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \bar{\alpha} \cdot h} = \frac{6048,42 \times 10^5}{3 \cdot 975 \times 4200} = 168,803 \text{ cm}^2$$

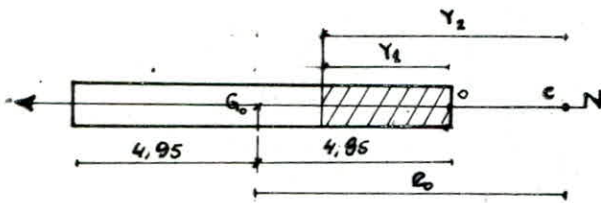
$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} = 168,803 - \frac{370,387 \cdot 10^3}{4200} = 80,61 \text{ cm}^2$$

choix : $A = 8 \text{ T}20 + 52 \text{ T}12 = 83,94 \text{ cm}^2$.

b) Vérification des Contraintes :

$$N = 568,071 \text{ t} ; M = 4269,942 \text{ tm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4269,942}{568,071} = 7,516 \text{ m.}$$



$$c = e_0 - \frac{h_0}{2} = 7,516 - \frac{9,9}{2} = 2,566 \text{ m.}$$

$$c = -2,566 \text{ m (Convention de signe de M: CHARGÉ)}$$

$$P = -3c^2 + \frac{6nA}{b} (h-c) = -3(-256,6)^2 + \frac{6 \times 15 \times 81,68}{30} (975 + 256,6) = 104260,584$$

$$Q = -2c^3 - \frac{6nA}{b} (h-c)^2 = -2(-256,6)^3 - \frac{6 \times 15 \times 81,68}{30} (975 + 256,6)^2 = -337895205$$

$$4P^3 + 27Q^2 = 4(104260,584)^3 + 27(-337895205)^2 > 0$$

$$Y_2 = \left\{ -\frac{Q}{2} + \left[\left(\frac{Q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right]^{1/2} \right\} + \left\{ -\frac{Q}{2} - \left[\left(\frac{Q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right]^{1/2} \right\} = 646,704$$

$$Y_1 = Y_2 + c = 646,704 - 256,6 = 390,104 \text{ cm.}$$

$$\frac{N'}{K} \cdot y_2 = I = \frac{b y_1^3}{3} + nA (h - y_1)^2 \longrightarrow K = \frac{N' \cdot y_2}{\frac{b y_1^3}{3} + nA (h - y_1)^2}$$

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = \frac{N' \cdot y_2}{\frac{b y_1^3}{3} + nA (h - y_1)^2} = y_1 ; \quad \sigma_a = \frac{n \sigma'_b}{y_1} (h - y_1)$$

$$\sigma'_b = \frac{568,071 \cdot 10^3 \cdot 646,704 \cdot 390,104}{30 \times \frac{(390,104)^3}{3} + 15 \times 81,68 (975 - 390,104)^2} = 141,5 \text{ kg/cm}^2 < 255 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \cdot \frac{141,5}{390,104} (975 - 390,104) = 3182,34 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées -52-

c) pourcentage minimum résistant à l'effort tranchant dans la zone courante par bande de 1 m linéaire (art: 4.3.3.2 RPA)

$$w(\%)_{\min} = 0,25 \longrightarrow A_{\min} \geq 0,25 \frac{30 \cdot 100}{100} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

or sur 1 m on a 10 T12 $\longrightarrow A = 11,3 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifié.

d) vérifions si: $w > 0,5\%$ dans la zone tendue (art 4.3.3.3 RPA)

$$w = \frac{A}{l \cdot b} = \frac{82,94}{599,896 \cdot 20} = 0,46\% < 0,5\% \longrightarrow \text{il faut augmenter } A.$$

$$A = 8 \text{ T}20 + 60 \text{ T}12 = 92,99 = 93 \text{ cm}^2 \quad \tilde{w} = \frac{93}{599,896 \cdot 20} = 0,52\% > 0,5\%$$

e) Armatures horizontales et verticales en zone courante:

$$A_v = A_h = A_{\min} = 10 \text{ T}12 / \text{ml} = 11,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{cad } 5 \text{ T}10 / \text{face} \quad \text{si on considère 2 nappes.}$$

les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de $10 \cdot \phi = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$. (art 4.3.3.9 RPA)

longueur de recouvrement: $l_r = 20 \phi = 20 \text{ cm}$ en zone comprimée.
 $l_r = 50 \phi = 50 \text{ cm}$ " " tendue.

f) reprise de coulage (Art 4.3.3.12): le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être pris par les aciers de courbure dont la section doit être calculé par:

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{\sigma_{en}}$$

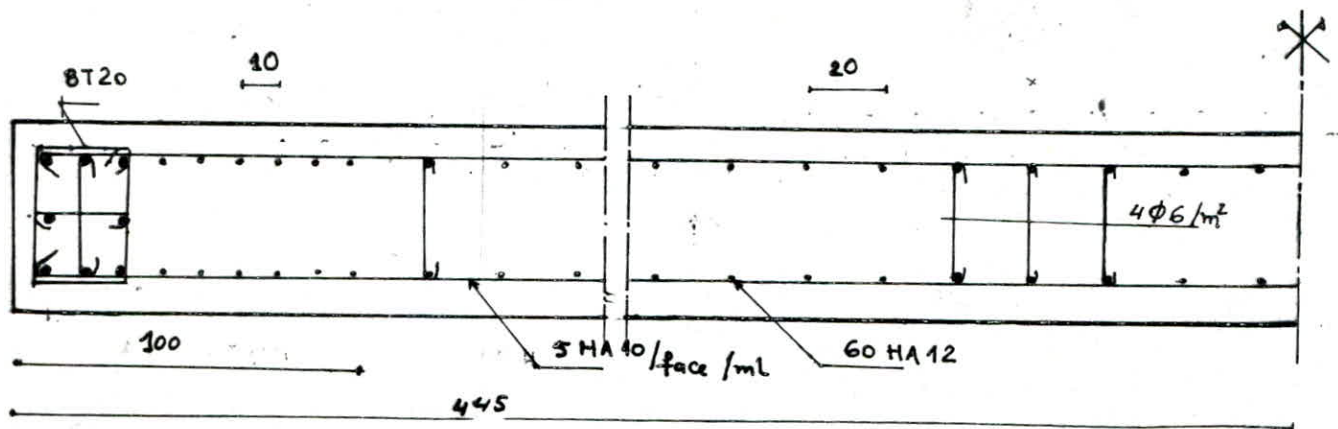
$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times (140,747) \cdot 10^3}{4200} = 51,607 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_{vj} = 17 \text{ T}20 = 53,4 \text{ cm}^2.$$

cette quantité d'acier doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dues aux moments de renversement.

g) Armatures transversales:

4 épingles $\phi 6 / \text{m}^2$ (art 4.3.3.5 RPA)

1 cadre HA6 } pour les potelets avec $t < 30 \text{ cm}$ (art 4.3.3.8)
 + 3 épingles



2) niveau II

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 0,8G \pm E = 257,377 \text{ t} \\ N_2 &= G+Q+E = 389,926 \text{ t} \end{aligned} \right\} M = 2661,621 \text{ tm}$$

- Résultat: $A = A_{min} = 8T20 + 64T12 = 97,52 \text{ cm}^2$ les Contraintes sont vérifiées.

- γ min résistant à l'effort tranchant; (Art 4.3.3.2 RPA)

$$\omega(\gamma)_{min} = 0,25 \rightarrow A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

- armature horizontale en zone courante: (Art 4.3.3.8.9 RPA)

$$A_R = A_V = 10T12/\text{ml} \quad \text{cad } 5T12/\text{ml} \text{ par face.}$$

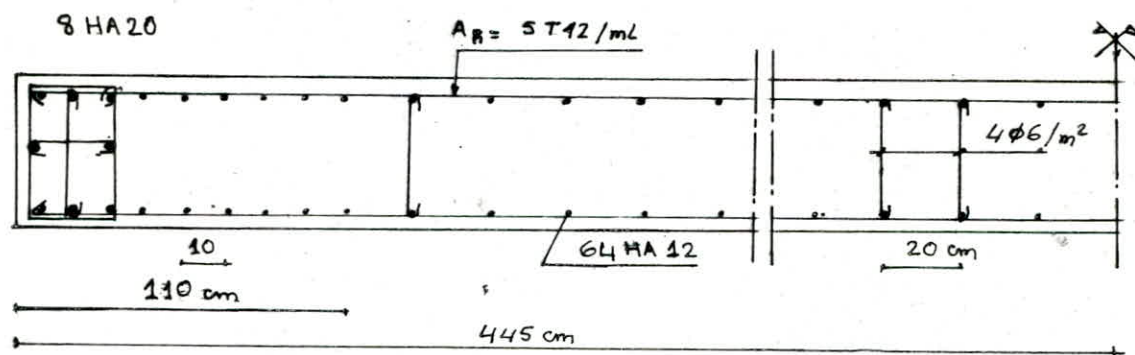
- reprise de coulage:

$$A_{Vj} = 17T20 = 53,4 \text{ cm}^2.$$

- armature transversale:

4 épingles $\phi 6/\text{m}^2$ en zone courante.

1 cadre HAG + 2 épingles HAG pour les potelets ($t < 30 \text{ cm}$)



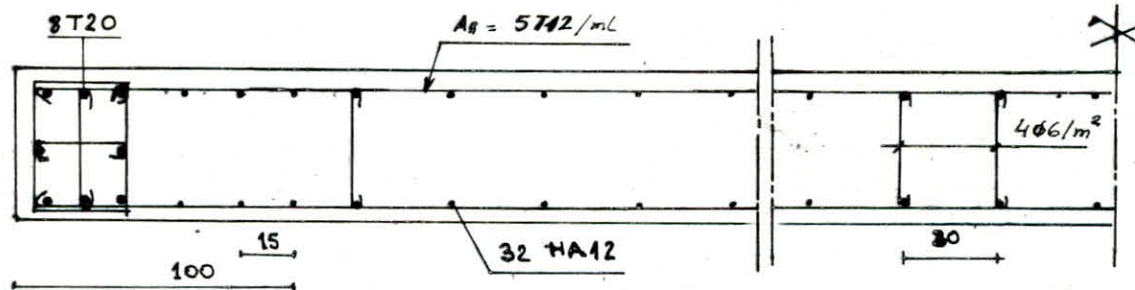
3) niveau III

4^e-5^e-6^e.

$$\left. \begin{aligned} 0,8G \pm E &= 153,269 \text{ t} \\ G+Q+E &= 230,612 \text{ t} \end{aligned} \right\} M = 1194,376 \text{ tm.}$$

résultat:

$$A = A_{min} = 8T20 + 32HA12 = 61,32 \text{ cm}^2. \quad \text{toutes les Contraintes Sont vérifiées.}$$



4) niveau IV

7^e-8^e

$$\left. \begin{aligned} 0,8G \pm E &= 56,269 \text{ t} \\ G+Q+E &= \end{aligned} \right\} M = 198,659 \text{ tm}$$

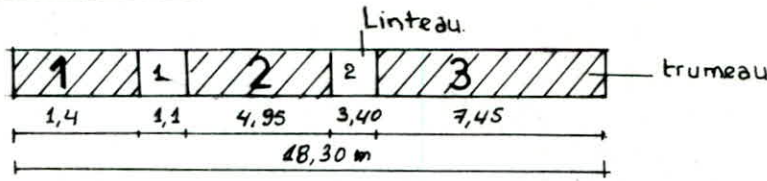
$$\text{résultat} \quad A = A_{min} = 8T20 + 32HA12 = 61,32 \text{ cm}^2.$$

disposition idem que: niveau II.

II | Voile longitudinal II

A | niveau I

$$2^{\text{es}}/5 + 1^{\text{es}}/5 + RDC$$

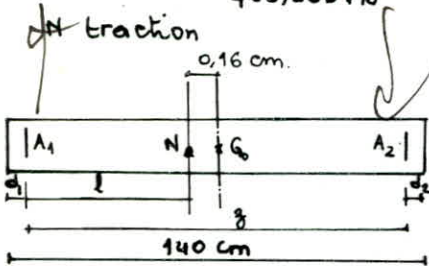


1-1 Trumeau: 1: 140 x 30

a) calcul des aciers de flexion: $0,89 + E = 590,184t$
 $0,86 - E = -423,266t$ } $\rightarrow M = 0,695 \text{ tm.}$

on ferraille avec: 0,86 - E.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,695 \cdot 10^3}{423,266 \cdot 10^3} = 0,16 \text{ cm} < e_1 = \frac{h_c}{6} \rightarrow \text{S.E.T}$$



$$A_1 = \frac{N \cdot l}{\sigma_a \cdot \bar{\sigma}_a}; \quad A_2 = \frac{N(z-l)}{\sigma_a \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$l = \frac{h_c}{2} - d - e_0 = \frac{140}{2} - 15 - 0,16 = 54,84 \text{ cm.}$$

$$z = 140 - 2 \cdot 15 = 110 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{423,266 \cdot 10^3 \cdot 54,84}{110 \cdot 4200} = 50,24 \text{ cm}^2; \quad A_2 = \frac{423,266 \cdot 10^3 \cdot (110 - 54,84)}{110 \cdot 4200} = 50,53 \text{ cm}^2$$

on prendra: $A_1 = A_2 = 18T20 = 56,55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

b) % minimale d'acier: $\omega = \frac{A}{l_c \cdot b} = \frac{2 \cdot 56,55 \cdot 100}{140 \cdot 30} = 2,43\% > 0,5\% \text{ vérifié.}$

c) vérification des contraintes: * $N = -423,266t$; $M = 0,695 \text{ tm.}$

$$\sigma_{1a} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M_G}{A_1 \cdot z}; \quad \sigma_{2a} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M_G}{A_2 \cdot z}$$

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 29,32$$

$$z = 81,36 \text{ cm}$$

$$l = 40,56 \text{ cm.}$$

M_G : moment / au c.d.G de la section homogène; $M_G = M_0 = 0,695 \text{ tm.}$

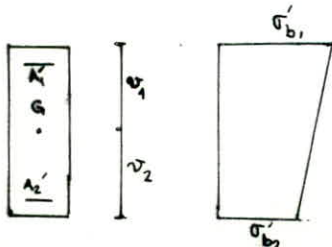
$$\sigma_{1a} = \frac{-423,266 \cdot 10^3}{56,55 \cdot 2} + \frac{0,695 \cdot 10^8}{56,55 \cdot 81,36} = -3727,3 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2a} = \frac{-423,266 \cdot 10^3}{56,55 \cdot 2} - \frac{0,695 \cdot 10^8}{56,55 \cdot 81,36} = -3757,51 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

* $N = G + Q + E = 634,205t$; $M = 0,695 \text{ tm.}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,695 \cdot 10^3}{634,205 \cdot 10^3} = 0,12 \text{ cm} < e_1 \rightarrow \text{S-E-C.}$$

N compression



$$A_1' = A_2' = 56,55 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{b1}' = \frac{N}{b \cdot h_c} \left[H + \frac{e_0 \cdot B}{h_c} \right]$$

$$\sigma_{b2}' = \frac{N}{b \cdot h_c} \left[H - \frac{e_0 \cdot B}{h_c} \right]$$

avec $B = \frac{1}{2K}$; $K = \frac{1}{12} + 2n\omega' (0,5 - \delta')^2$

$H = \frac{1}{F}$; $F = 1 + 2n \cdot \omega'$

$\omega' = \frac{A}{b \cdot h_t} = \frac{56,55}{30 \times 140} = 0,0135$

$B_0' = b \cdot h_t \cdot F = b \cdot h_t \cdot (1 + 2n\omega') = 30 \times 140 \cdot (1 + 2 \times 15 \cdot 0,0135) = 5901 \text{ cm}^2$

$I_G = K \cdot b \cdot h_t^3 = \left[\frac{1}{12} + 2n\omega' (0,5 - \delta')^2 \right] \cdot b \cdot h_t^3 = \left[\frac{1}{12} + 2 \times 15 \cdot 0,0135 \left(0,5 - \frac{30}{140}\right)^2 \right] \cdot 30 \cdot 140^3$
 $= 9581599,998 \text{ cm}^4$

$K = 0,1164 \rightarrow B = 4,295$

$F = 1,405 \rightarrow H = 0,712$

d'où $\sigma'_{b1} = \frac{N}{b \cdot h_t} \left[H + \frac{e \cdot B}{h_t} \right] = \frac{634,205 \cdot 10^3}{30 \cdot 140} \left[0,712 + \frac{0,12 \times 4,295}{140} \right] = 108,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma'_{b2} = \frac{N}{b \cdot h_t} \left[H - \frac{e \cdot B}{h_t} \right] = \frac{634,205 \cdot 10^3}{30 \cdot 140} \left[0,712 - \frac{0,12 \times 4,295}{140} \right] = 107 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

les contraintes sont donc vérifiées.

d) x minimum résistant à l'effort tranchant dans la zone courante: (Art 4.3.3.2 RPA)

$\omega(x) = 0,15 \rightarrow A > \frac{0,15 \times 30 \times 100}{100} = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

e) Armature horizontale:

$A_R = 10 \text{ HA}12/\text{ml}$ soit $A_R = 5 \text{ HA}12/\text{ml}$ par face.

Crochet à 135° ayant une longueur de $10\phi = 10 \text{ cm}$.

• Armature verticale:

longueur de recouvrement : $l_r = 50\phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$.

f) reprise de coulage:

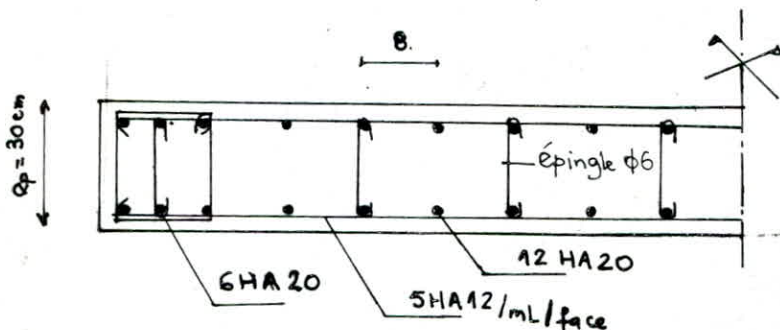
$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \times 1,5 \times 2,353 \cdot 10^3}{4200} = 0,92 \text{ cm}^2$

Soit $A_{vj} = 2 \text{ HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

g) armature transversale:

zone courante : 4 épingles $\phi 6$ par m^2 .

potelet : 1 cadre HA6 et 1 épingle $\phi 6$ ($t < 30 \text{ cm}$).



1-2 Trumeau:2

495 x 30

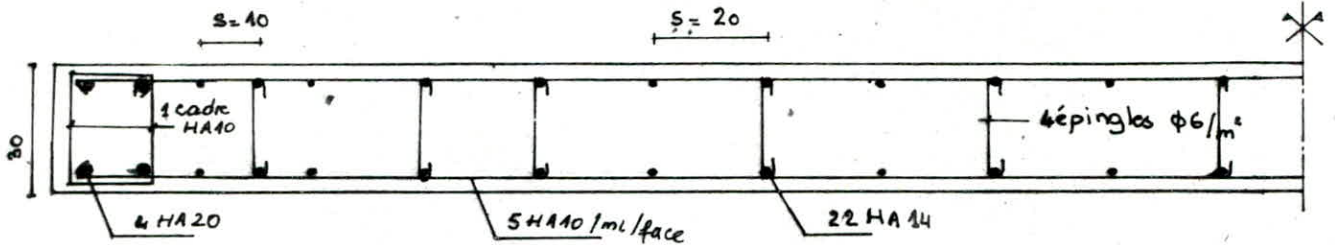
$$0,8G + E = 981,061 \text{ t}$$

$$0,8G - E = -364,747 \text{ t}$$

$$G + Q + E = 1144,676 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G + E = 981,061 \text{ t} \\ 0,8G - E = -364,747 \text{ t} \\ G + Q + E = 1144,676 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow M = 30,769 \text{ tm.}$$

résultat : S.E.T avec $A_1 = A_2 = 4 \text{ HA}20 + 22 \text{ HA}14 = 46,43 \text{ cm}^2$. toutes les conditions sont satisfaites.



1-3 Trumeau:3

745 x 30

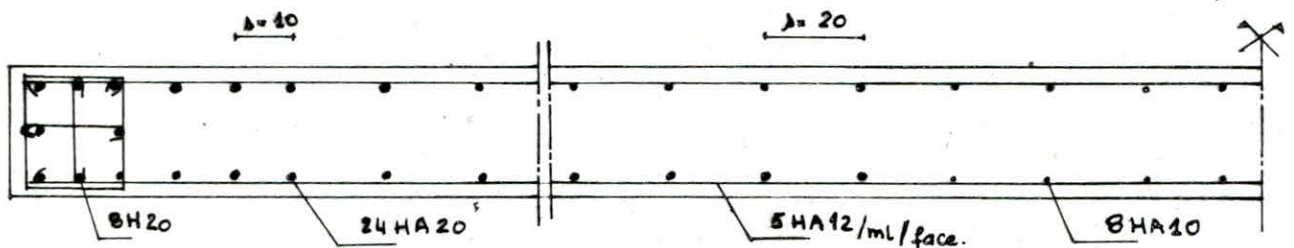
$$0,8G + E = 1571,244 \text{ t}$$

$$0,8G - E = -788,044 \text{ t}$$

$$G + Q + E = 1778,882 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G + E = 1571,244 \text{ t} \\ 0,8G - E = -788,044 \text{ t} \\ G + Q + E = 1778,882 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow M = 104,898 \text{ tm}$$

résultat : S.E.T avec $A_1 = A_2 = 32 \text{ HA}20 = 100,53 \text{ cm}^2$. toutes les conditions sont satisfaites.



2 Ferrailage des linteaux :

2-1 Linteau:1

les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. ils seront ferrillés en flexion simple.

vu la réciprocité du système, il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique
contrainte admissible : art 4.3.2.5 RPAB1.

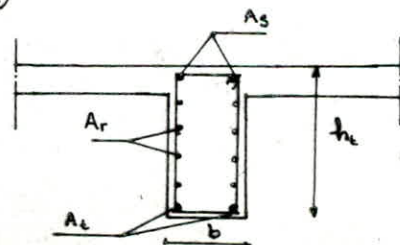
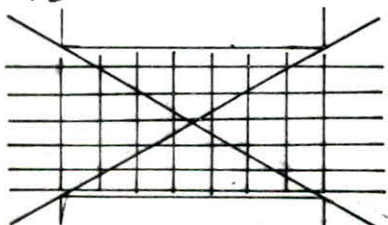
- Contrainte de cisaillement : $\bar{\sigma}_s = 0,12, \sigma'_{20} = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$.

- contrainte de flexion : $\bar{\sigma}_b = 0,75, \sigma'_{20} = 0,75 \times 270 = 202,5 \text{ kg/cm}^2$.

- contrainte de traction : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectués avec : $\bar{T} = 1,4 \times$ effort tranchant de calcul.
M calculé à partir de \bar{T} .

les armatures doivent être disposés et ancrés dans les trumeaux suivant la figure suivante : (art 4.3.3.13 RPAB1)



$$A_s = A_c \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_s$$

b : largeur du linteau ; h_s : hauteur du linteau.

A_s ; A_c : armatures supérieure et inférieure du linteau.

$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_s$ A_r : armature de répartition.

$A_s \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$ avec $s \leq h_s/4$

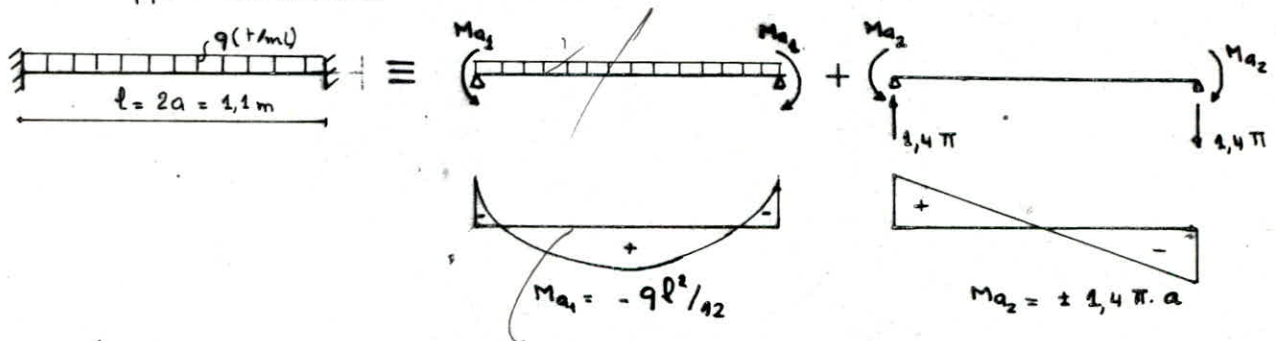
$l_0 \geq \frac{h_s}{4} + 50 \cdot \phi$ distance minimale d'ancrage des armatures A_s ; A_c ; A_r .

si $\tau_s \geq 0,06 \cdot \sigma_{sB}$ on prévoit des armatures supplémentaires A_x qui doivent être disposés dans les angles.

$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_s$ avec un ancrage $l_d \geq 100 \cdot \phi$.

a) calcul des efforts : chaque linteau sera soumis à :

- son poids propre.
- la charge du plancher qui lui revient.
- la surcharge " " "
- l'effort du séisme.



les efforts max sont au niveau de l'encastrement : $M = 1,4 \pi \cdot a + q \frac{L^2}{12}$

$$T = 1,4 \pi + q \frac{L}{2}$$

charge du plancher : $1,7 \times 0,3 = 0,51$ t/ml

retombée : $1,7 \times 0,3 \times 2,5 = 1,275$ t/ml

$$G = 2,495 \text{ t/ml}$$

surcharge : $S = 0,59$ t/ml

$$M = 1,4 \cdot (62,201) \cdot 0,55 + (0,59 + 2,495) \cdot \frac{4,1^2}{12} = 48,27 \text{ tm.}$$

$$T = 1,4 \cdot 62,201 + (2,495 + 0,59) \cdot \frac{4,1}{2} = 88,89 \text{ t.}$$

$$\pi(RDC) = 62,201 \text{ t.}$$

b) calcul des aciers de flexion :

$$d = 10 \text{ cm} \rightarrow R = 170 - 10 = 160 \text{ cm.}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_s \cdot b \cdot g \cdot (h - \bar{y}_3)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\eta \cdot \sigma'_s}{\eta \cdot \sigma'_s + \sigma'_a} = \frac{15 \times 202,5}{15 \times 202,5 + 4200} = 0,42$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} \cdot R = 0,42 \cdot 160 = 67,2 \text{ cm}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 202,5 \cdot 30 \cdot 67,2 \cdot (160 - \frac{67,2}{3}) = 280,87 \text{ tm} > M_{ext} = 48,27 \text{ tm} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma'_s \cdot \bar{z}} = \frac{48,27 \cdot 10^5}{\frac{2}{3} \cdot 160 \cdot 4200} = 8,21 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } A = 5 \text{ T16} = 10,05 \text{ cm}^2$$

c) ferrailage minimale:

$$A_s = A_c \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_0 = 0,0015 \cdot 30 \cdot 170 = 7,65 \text{ cm}^2$$

donc on prendra $A_s = A_c = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$.

d) vérification des contraintes:

$$S = b \cdot \frac{x^3}{2} + nA(x-d') - nA(h-x)$$

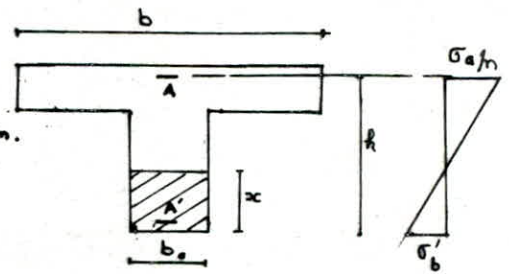
$$= 30 \cdot \frac{x^3}{2} + 15 \cdot 30,05(x-5) - 15 \cdot 30,05 \cdot (165-x) \rightarrow x = 32,5 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{x^3}{3} + nA(x-d')^2 + nA(h-x)^2 = 9015957,8$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot x = \frac{48,27 \cdot 10^5}{9015957,8} \cdot 32,5 = 17,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n\sigma'_b \cdot \left(\frac{h-x}{\delta}\right) = 15 \cdot 17,4 \cdot \left(\frac{165-32,5}{32,5}\right) = 1064 < \sigma_{em}$$

$$\sigma'_a = n\sigma'_b \cdot \left(\frac{x-d'}{x}\right) = 15 \cdot 17,4 \cdot \left(\frac{32,5-5}{32,5}\right) = 221 < \sigma_{en}$$



e) armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 30 \cdot 170 = 10,2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$.

f) longueur d'écrantage:

$$l_d \geq \frac{h_0}{4} + 50 \phi_{max} = \frac{170}{4} + 50 \cdot 1,6 = 122,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_d = 125 \text{ cm}$$

g) armature transversale: on prend: 1 cadre + 1 épingle HA10 $\rightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t}{T} = \frac{2,35 \cdot 7,8 \cdot 160 \cdot 4200}{88,89 \cdot 10^3} = 16 \text{ cm} < \bar{s} = \frac{h_0}{4} = \frac{170}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

on doit vérifier: $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,0025 \cdot 30 \cdot 16 = 1,2 \text{ cm}^2$ vérifié.

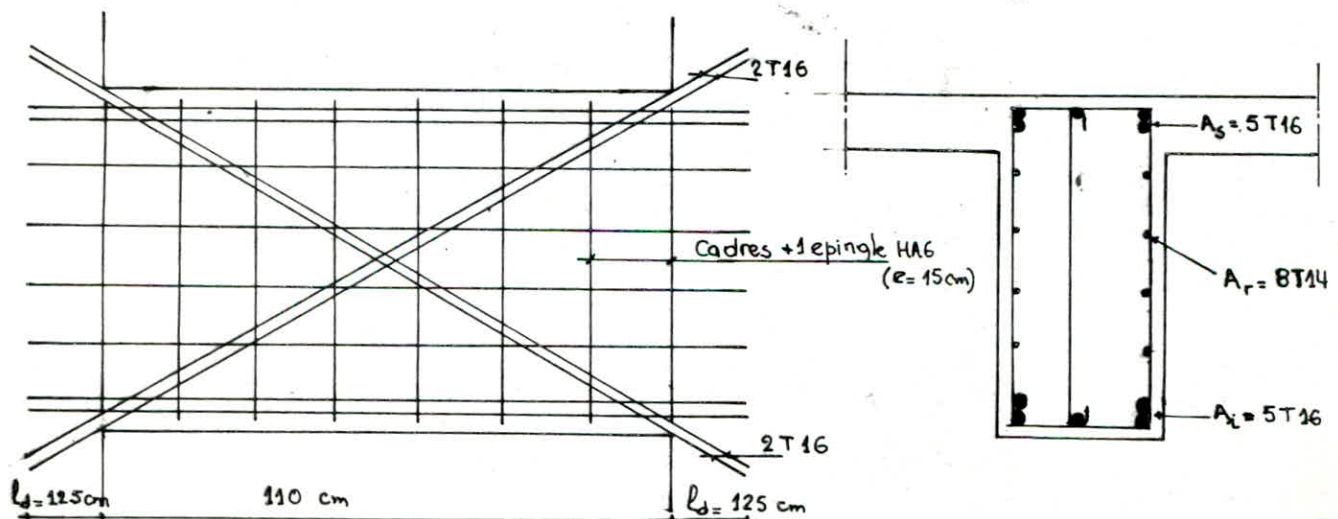
h) vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \bar{s}} = \frac{88,89 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{3}{8} \cdot 160} = 21,16 \text{ kg/cm}^2 < 32,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

i) armature supplémentaire dans les angles: A_x

$$\tau_b = 21,16 \geq 0,06 \cdot \sigma'_{28} = 0,06 \cdot 270 = 16,2 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_x \text{ sont nécessaires.}$$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot h_0 \cdot b = 0,0015 \cdot 170 \cdot 30 = 7,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_x = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$



2-1 Linteau 2

$$\pi = 155,954 \text{ t} ; q = 3,085 \text{ t/ml} ; l = 2a_2 = 3,4 \text{ m}$$

$$M = 1,4 \cdot \pi \cdot a + q \frac{l^2}{12} = 1,4 \cdot 155,954 \cdot 1,7 + 3,085 \cdot \frac{3,4^2}{12} = 374,14 \text{ tm}$$

$$T = 1,4 \pi + q \frac{l}{2} = 1,4 \cdot 155,954 + 3,085 \cdot \frac{3,4}{2} = 223,58 \text{ t}$$

- acier de flexion : $A = A' = 22 \text{ HA}20 = 69,12 \text{ cm}^2$
- ferrailage minimale : $A_s = A_c \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_c = 0,0015 \cdot 30 \cdot 170 = 7,65 \text{ cm}^2 < A \text{ calculé}$
- armature de repartition : $A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 30 \cdot 170 = 10,2$ soit $A_r = 14 \text{ T}10$
- longueur d'ancrage : $l_d \geq \frac{h_c}{4} + 50 \phi_{\max} = \frac{160}{4} + 50 \cdot 2 = 180 \text{ cm}$
- armature transversale : on prendra 2 cadres HA10 $e = 10 \text{ cm}$
- vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{223,58 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot (170 - 9,84)} = 53,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_e = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

Pour remédier à ce problème on doit fretter la section de façon à ce que, quand le béton se fissure au moment d'un séisme, l'effort peut être repris totalement par les armatures, ceci revient à réduire l'espacement des armatures transversalement à l'encastrement et à vérifier les contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures.

on prend $s = 6 \text{ cm}$;

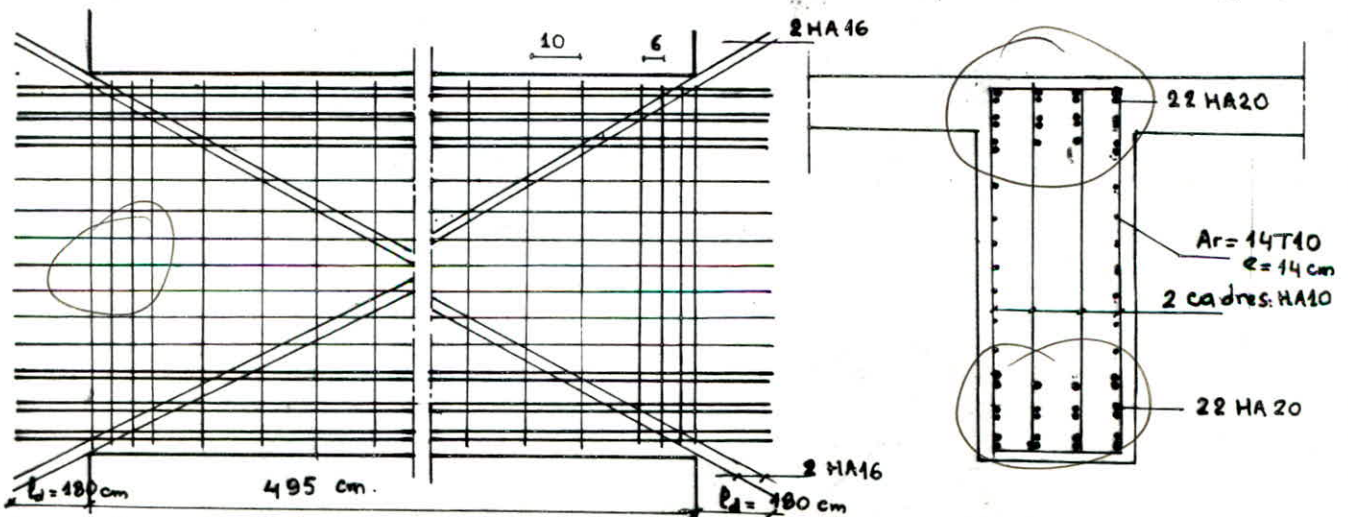
le cisaillement sur les armatures principales est :

$$\tau = \frac{T}{A_c} \quad A_c: \text{section cisailée par } T \text{ des armatures ppales}$$

$$\tau = \frac{223,58 \cdot 10^3}{2 \cdot 69,12} = 1617 \text{ kg/cm}^2 < \tau_e = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

- armature supplémentaire ds les angles :

$$\tau_b = 53,17 > 0,06 \cdot 270 = 16,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_c = 7,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_x = 4 \text{ T}16.$$



les autres résultats sont en Annexe.

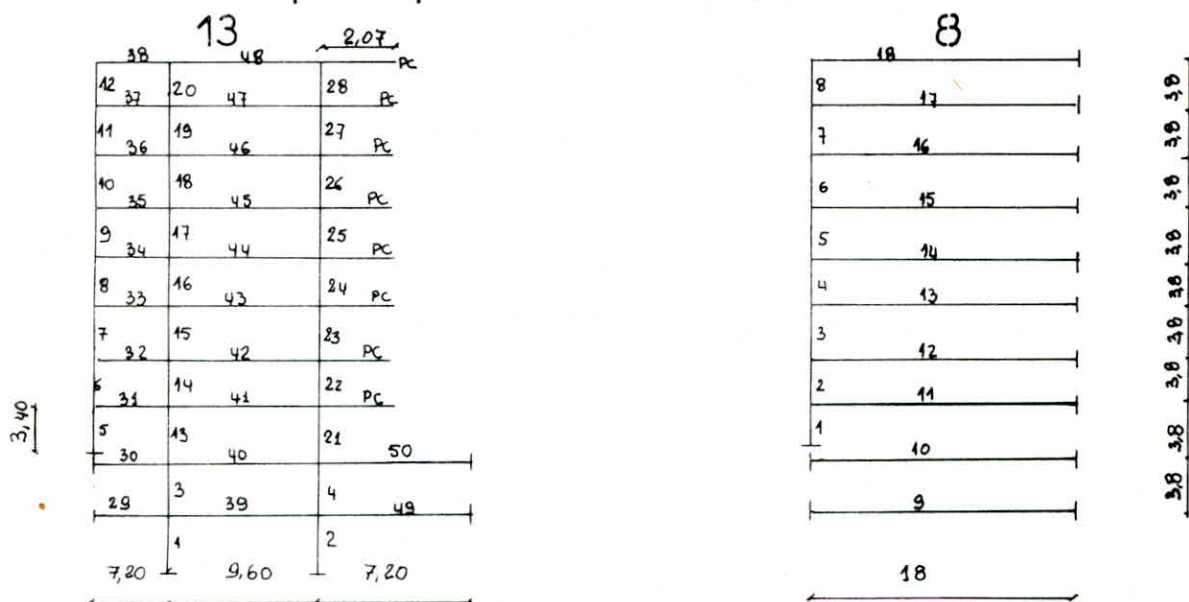
ETUDE des PORTIQUES

Introduction

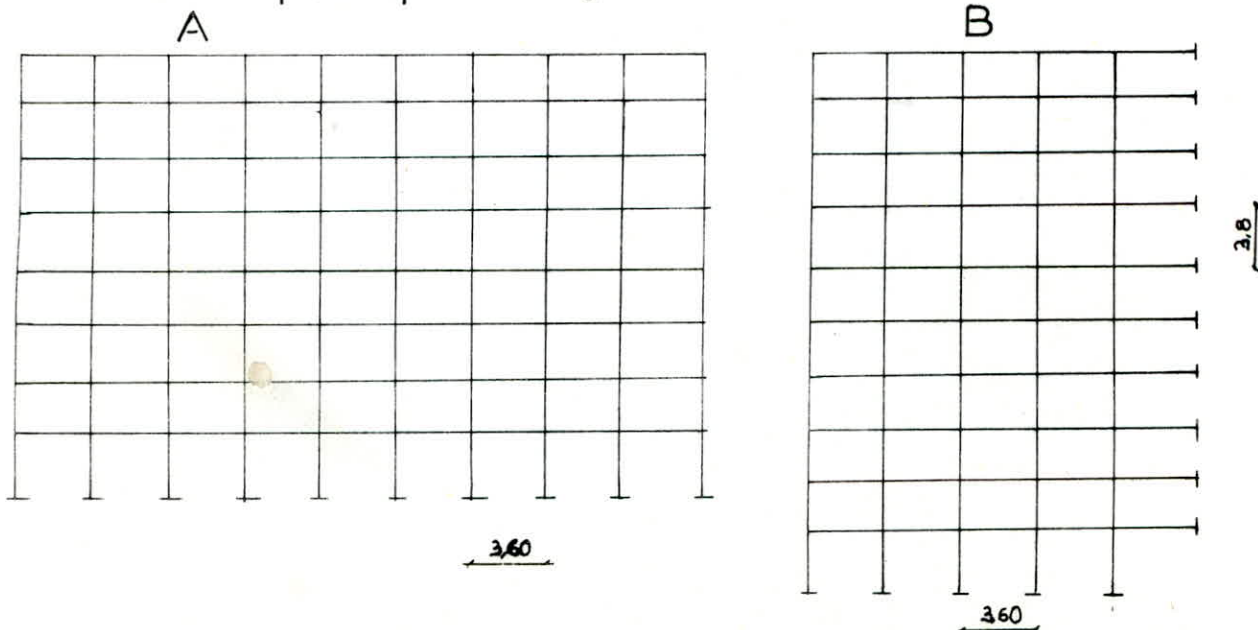
les portiques de notre structure reprennent uniquement les charges verticales (PP et SE). Elles-ci sont reprises en majorité par les portiques transversaux, donc il y'a lieu de prévoir des encastremets aux noeuds dans l'optique de soulager les travées ; alors que dans le sens longitudinale on prévoit seulement des articulations aux noeuds vu que les efforts sont faibles en travée.

Calcul des efforts : on fera le calcul seulement pour 2 portiques transversaux 13 et 8 et 2 autres longitudinaux A et B.

portiques transversaux



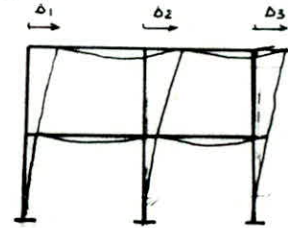
portiques longitudinaux



Méthode de calcul

le calcul des systèmes à haut degré d'hyperstaticité est très laborieux donc il est nécessaire de disposer d'un procédé de calcul dans lequel l'introduction d'inconnues nouvelles permet de réduire les inconnues dans le système d'équation à résoudre. la base d'un tel système fait intervenir les angles de rotation et les déplacements des nœuds.

principe: Après déformation, tous les nœuds sont restés en équilibre, ceci implique que la somme de tous les moments qui les sollicitent est nul.



les équations fondamentales de déformation peuvent alors être écrites pour toute les barres aboutissant à un nœud. Ces équations font intervenir comme inconnue:

w_i : qui sont les rotations uniques des nœuds i .

Δ_i : qui sont les déplacements des nœuds.

Equation fondamentale de la Méthode de Déformation.

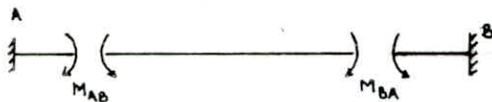
Dans le cas générale une barre appartenant à une structure qui se déforme subit:

- a) une translation d'ensemble.
- b) une déformation propre dû au charge qui lui sont directement appliqué.
- c) une déformation dû à la rotation des nœuds.

En appliquant le principe de superposition on obtient:

$$M_{AB} = m_{AB} + \frac{4EI}{l} w_A + \frac{2EI}{l} w_B + \frac{6EI}{l} \cdot \frac{\Delta}{l}$$

$$M_{BA} = m_{BA} + \frac{2EI}{l} w_A + \frac{4EI}{l} w_B + \frac{6EI}{l} \cdot \frac{\Delta}{l}$$



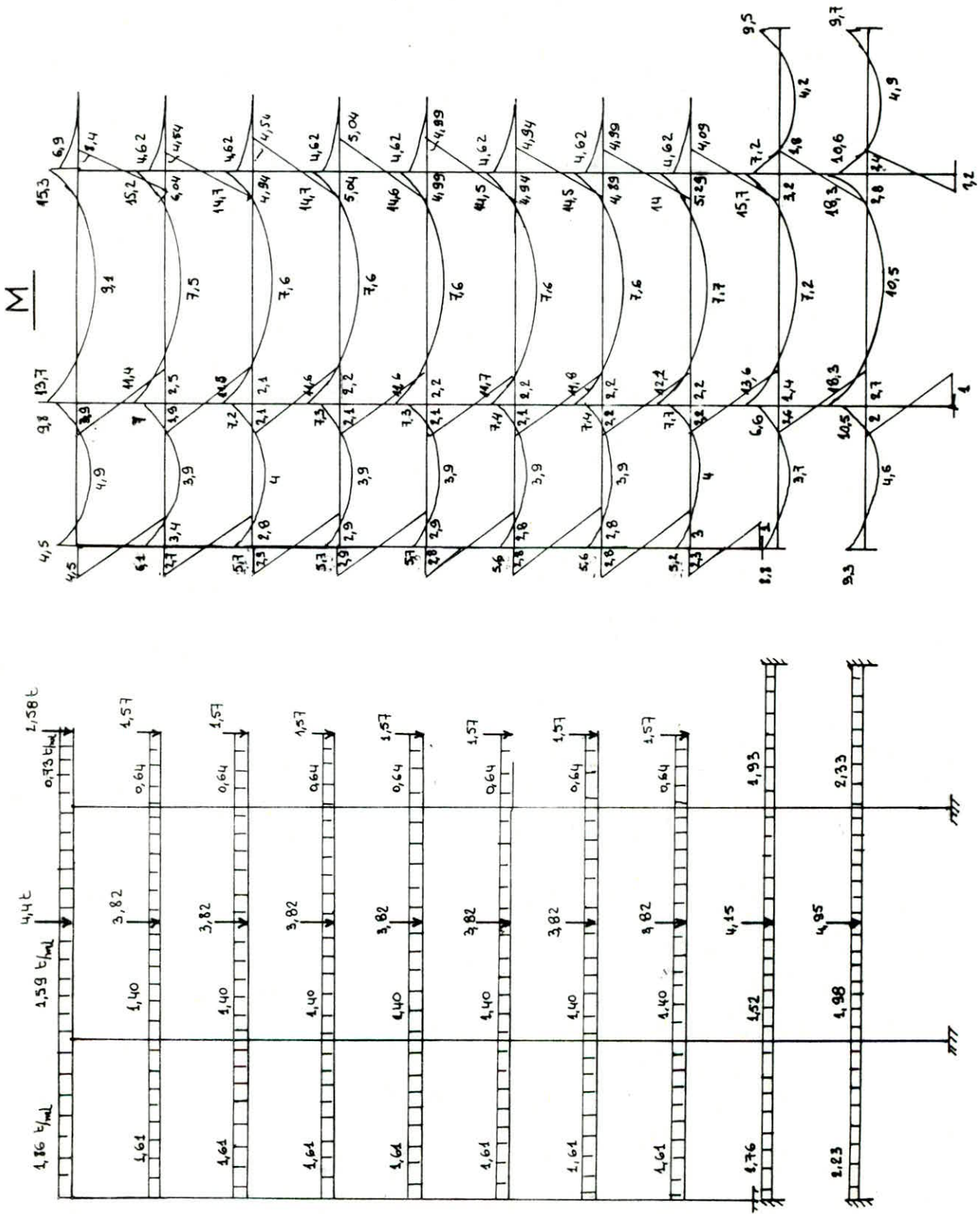
$M > 0$ s'il tourne dans le sens des aiguilles d'une montre -

l'évaluation des efforts M , N et T à été faite par ordinateur.

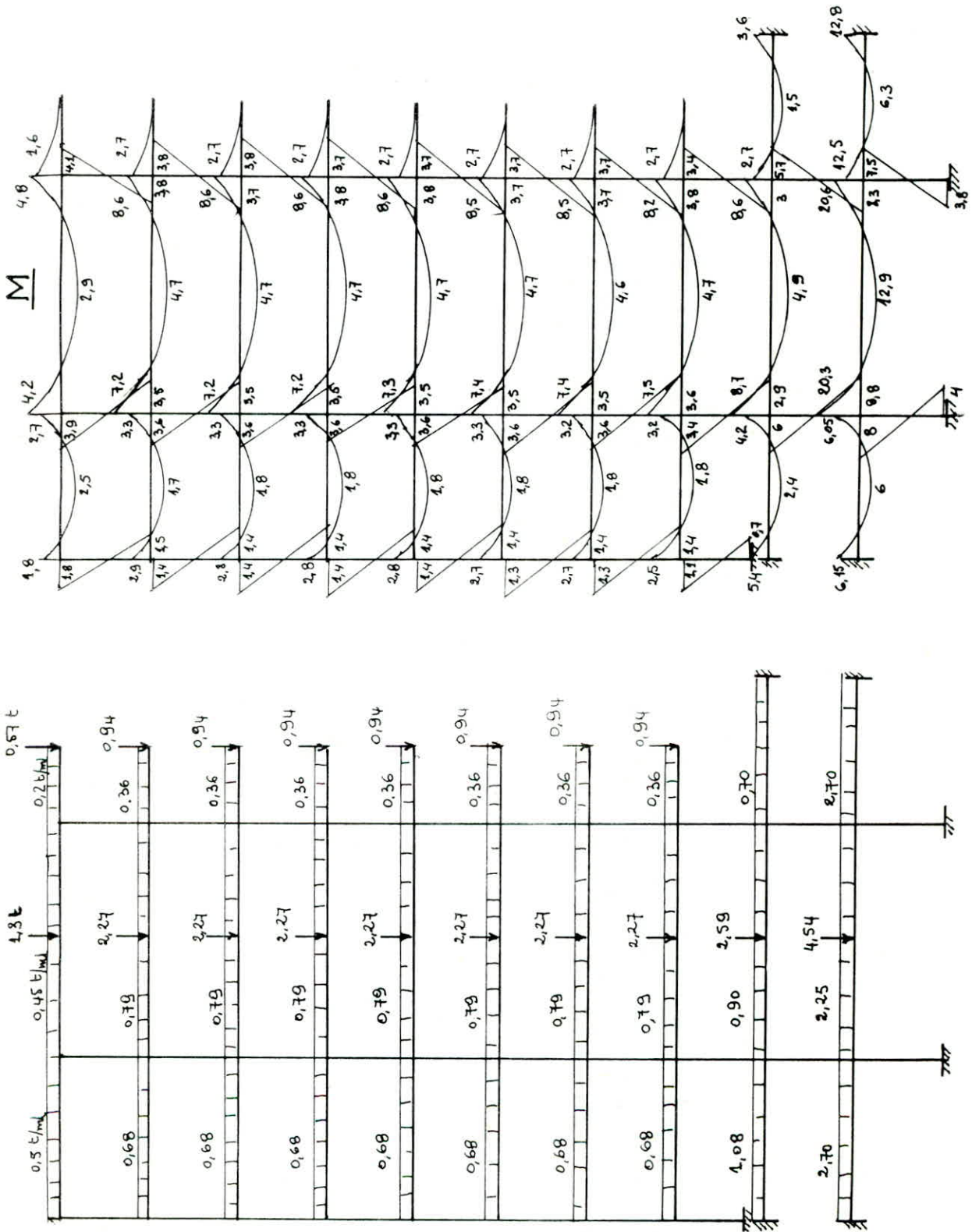
on a obtenu séparément les efforts sous charges permanentes et les différentes combinaisons de surcharge d'exploitation dont on ne mentionnera que les effets défavorables.

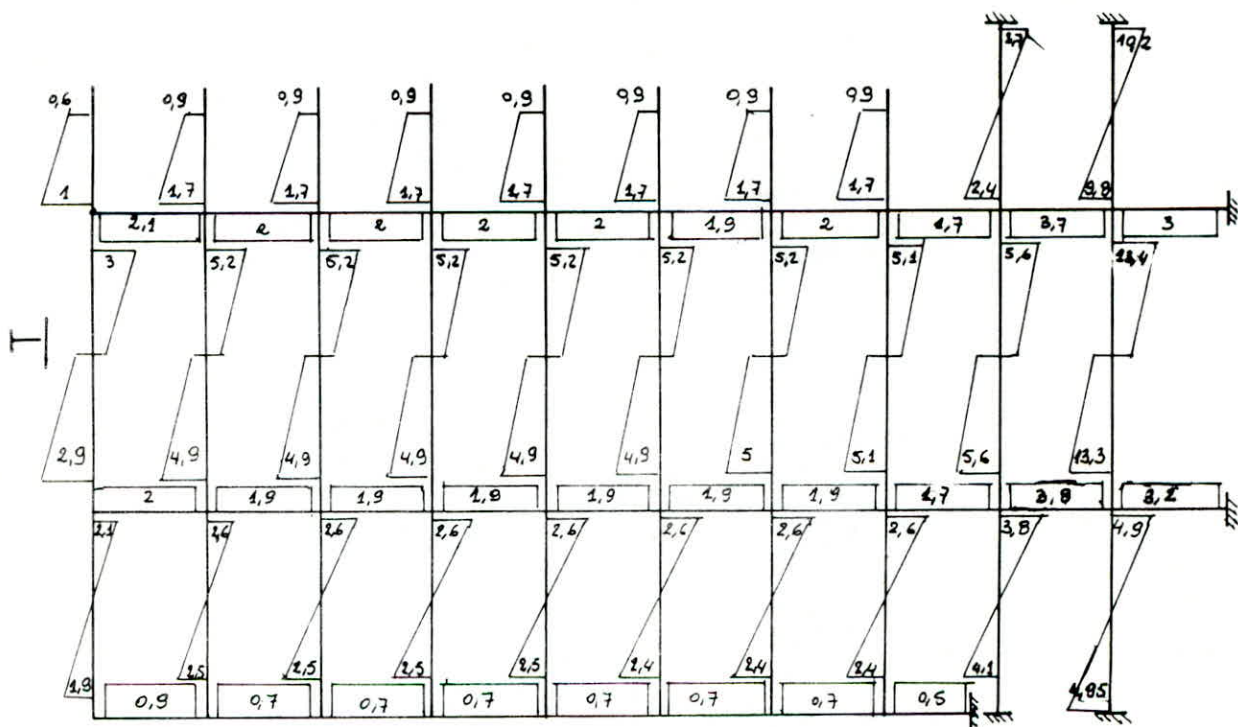
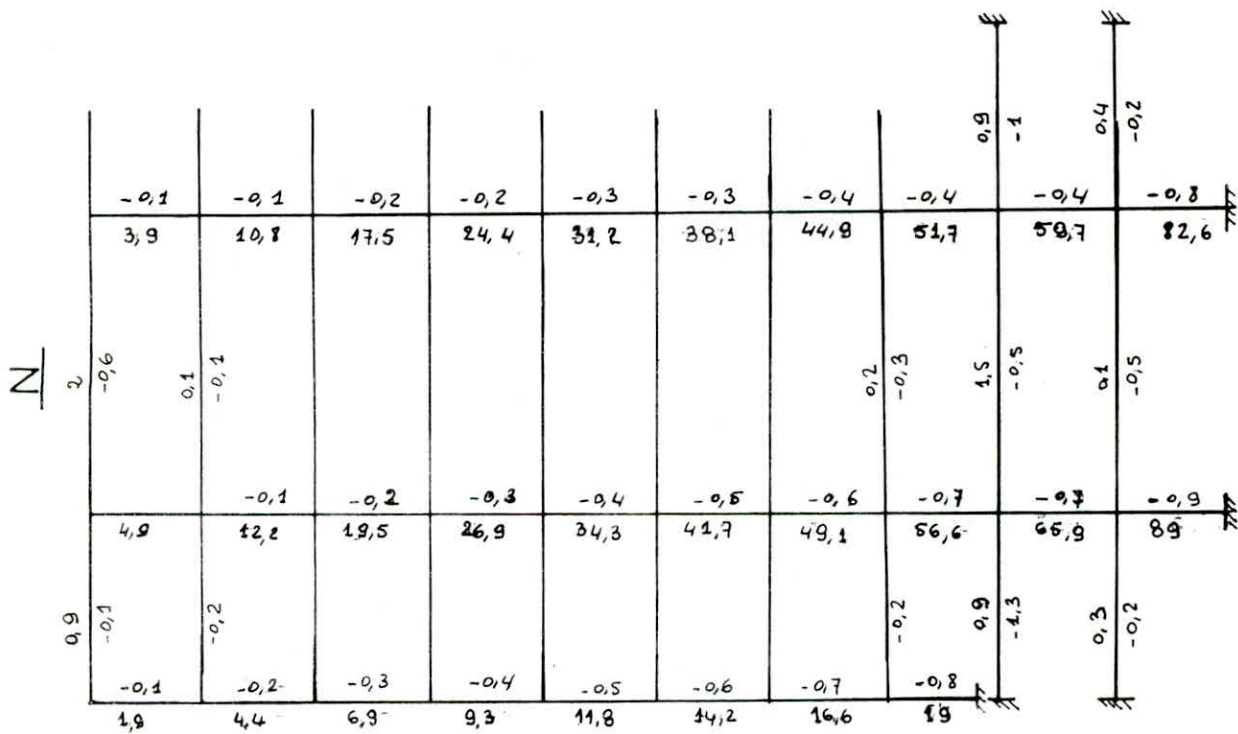
Portique transversal

a: charge permanente:



b: Surcharge d'exploitation.

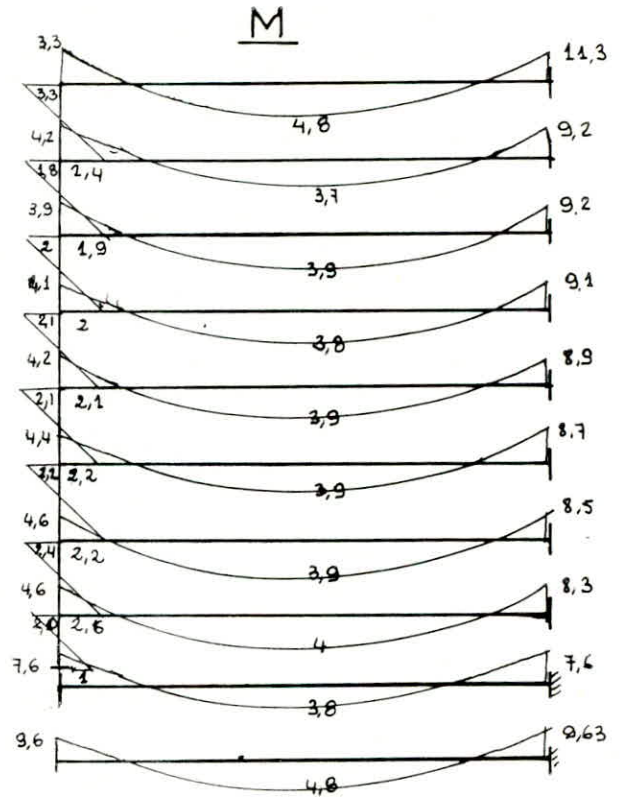
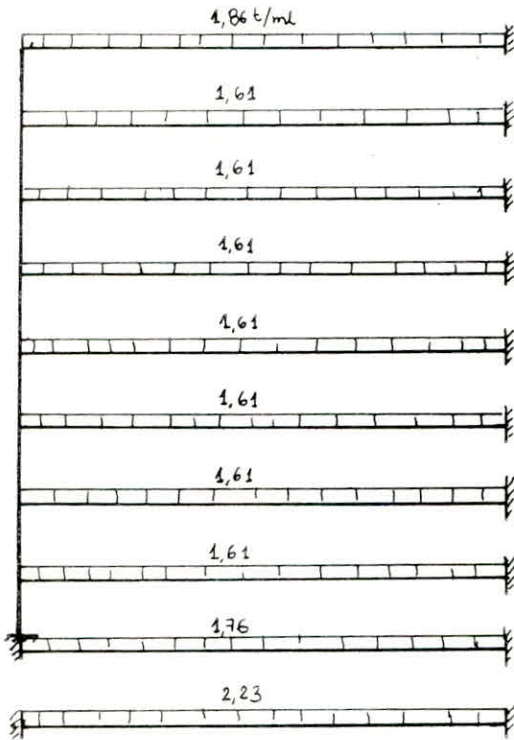




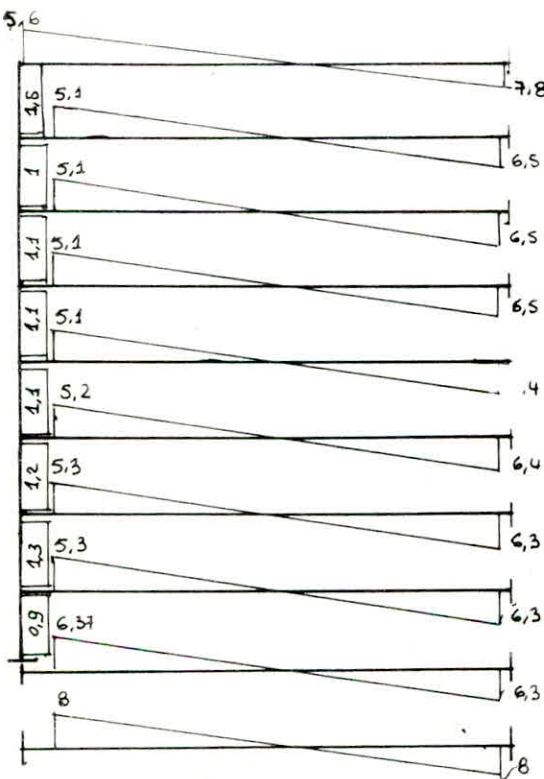
(25)

Poutique transversal lié au noyau.

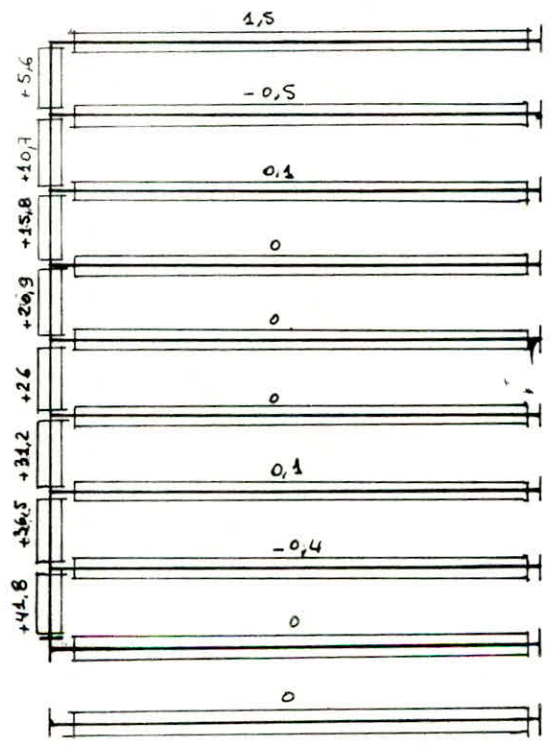
a) charges permanentes



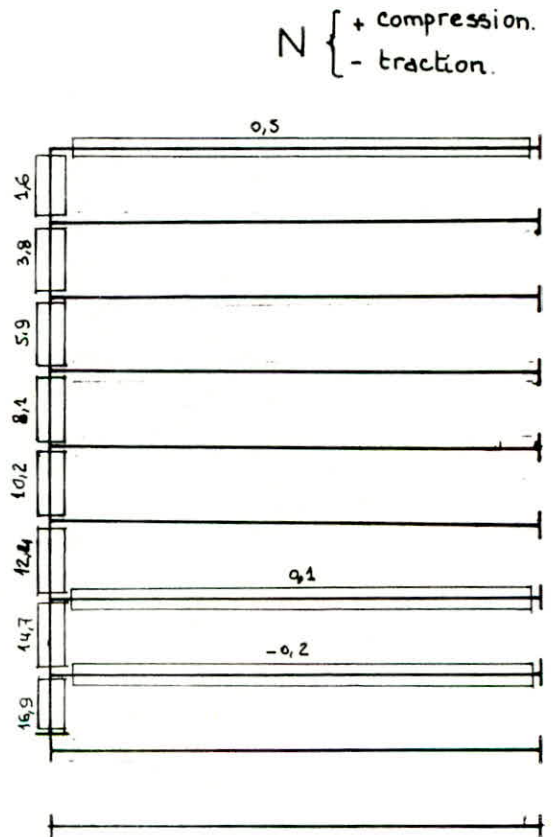
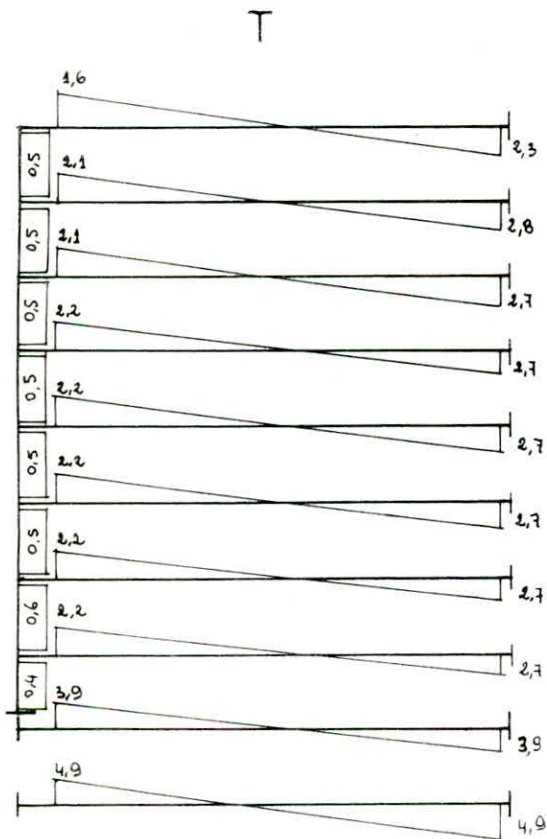
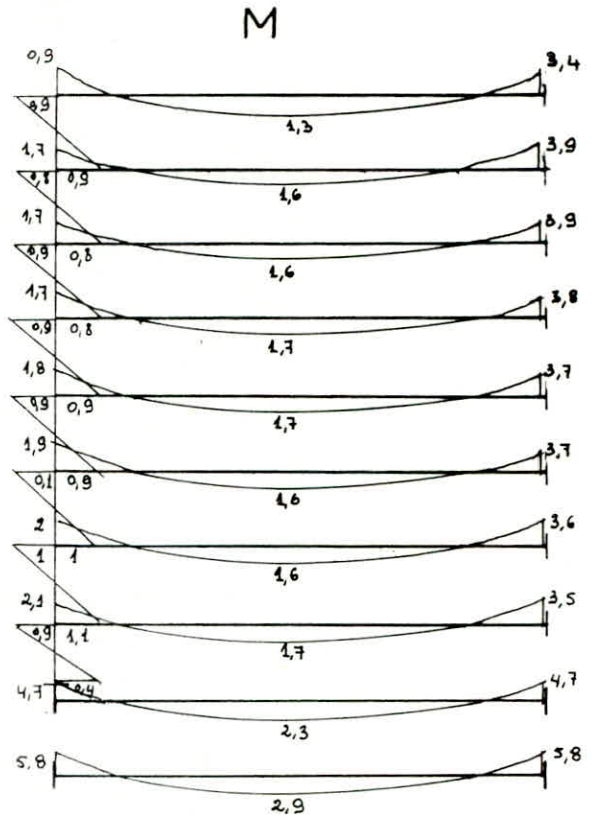
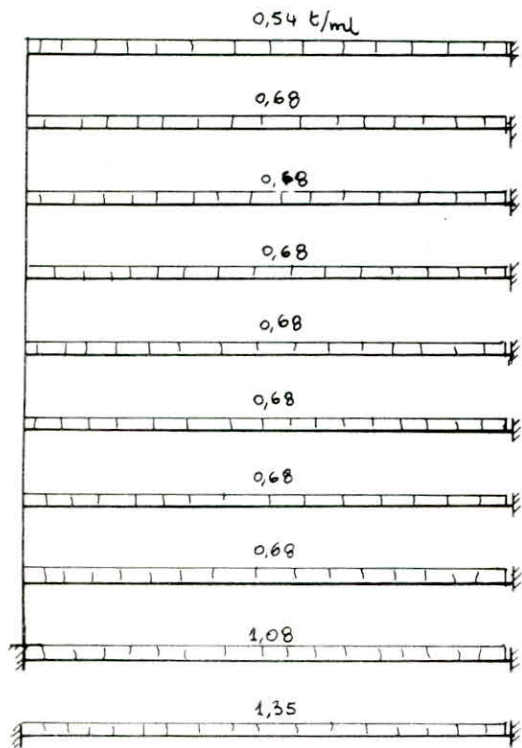
I



N { + Compression
- traction.



b) surcharge d'exploitation:



VERIFICATION de la STABILITE des ELEMENTS du PORTIQUE

les éléments en charpente métallique de notre structure seront vérifiés selon la réglementation en vigueur : RCM 66 et uniquement sous la Combinaison de charge $\frac{1}{3}G + \frac{2}{3}P$; les poutres et les poteaux seront vérifiés à la stabilité au déversement.

Méthode de vérification :

soit un profilé métallique soumis aux

efforts : M_x, T_x, N .

- section dangereuse : $M^{max}; N^{max}; T^{max}$.

- plan de flambement :

on calcule l'élanement

$$\lambda_x \text{ et } \lambda_y \quad \text{ou} \quad \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$$

avec l_{fx} : longueur de flambement dans le plan (x-x)

l_{fy} : " " " (y-y)

i_x et i_y rayon de giration :

$$\lambda = \sup(\lambda_x; \lambda_y) \rightarrow \begin{cases} \lambda_x > \lambda_y \Rightarrow y-y \text{ plan de flambement.} \\ \lambda_x < \lambda_y \Rightarrow x-x \text{ plan de flambement.} \end{cases}$$

pour les profils en I généralement $\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow (x, x)$ plan de flambement.

Donc le plan de flambement est perpendiculaire au plan de flexion.

la condition suffisante pour la stabilité des poutres soumise à un moment agissant dans le plan perpendiculaire au plan de flambement : (RCM 66 : Art. 2.731, commentaire 3.7012)

$$K_{1x} \cdot \sigma + K_d \cdot K_{fx} \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

avec : σ : contrainte de compression : $\sigma = \frac{N}{A}$ $\left\{ \begin{array}{l} N : \text{effort centré de compression.} \\ A : \text{section du profilé.} \end{array} \right.$

- σ_{fx} : contrainte de flexion sur la fibre la plus éloignée = $\frac{M_x}{W_x}$

- K_{1x} : coef d'amplification des contraintes de compression $\cdot \sigma$.

- K_{fx} : coef d'amplification des " de flexion (σ_{fx}) dépendant du

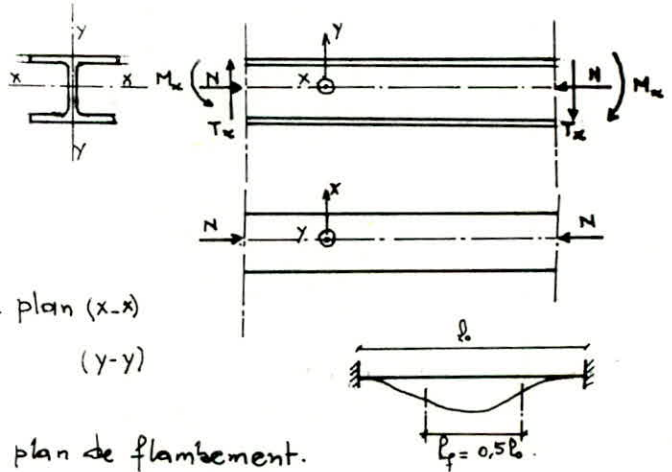
mode de distribution des efforts engendrant la flexion.

- K_d : coef tenant compte du déversement.

a) $K_{1x} = \frac{(\sigma_{kx} - \sigma)}{(\sigma_{kx} - 1,3 \sigma)}$

b) $K_{fx} = \frac{(\sigma_{kx} + 0,03)}{(\sigma_{kx} - 1,3 \sigma)}$ pour une charge uniformément répartie.

σ_{kx} : contrainte critique d'Euler : $\sigma_{kx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}$



c. k_d .

calcul de la contrainte de non déversement σ_d : Art 3,641.

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l_{fy}^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C$$

avec D: fonction des dimensions de la pièce ; $D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{y}{I_y} \cdot \frac{l_{fy}^2}{h^2}}$ Art 3,642

c: fonction de la répartition des charges Art 3,462.

B: fonction du niveau d'application des charges Art 3,463.

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{y_a \cdot 8 \cdot \beta \cdot C}{h \cdot \pi^2 \cdot D} \right)^2} - \frac{y_a \cdot 8 \cdot \beta \cdot C}{h \cdot \pi^2 \cdot D}$$

β : tableau 3,463-21

y_a : niveau d'application des charges = $\frac{h}{2}$ (avec un signe + si les charges entraînent un moment supplémentaire).

Si $\sigma_d > \sigma_e$ ~ le profile est stable au déversement on prend $k_d = 1$

Si $\sigma_d < \sigma_e$ ~ on ne peut rien conclure sur la stabilité au déversement donc

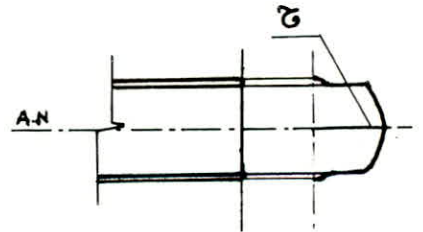
on doit continuer. On calculera l'élanement λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{l_{fy}}{h} \cdot \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)} \rightarrow k_0 \text{ (tableau 13,411)}$$

d'où
$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)}$$

Vérification au cisaillement: (Art: 1,315)

critère de résistance:
$$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot a} \leq \sigma_{en} / 1,54$$



A) Poutres

poutre transversal: 29

HEA 300: $A = 112,5 \text{ cm}^2$; $h = 29 \text{ cm}$; $I_x = 18260 \text{ cm}^4$

$W_x = 1260 \text{ cm}^3$; $a = 9,85 \text{ cm}$; $i_x = 12,7 \text{ cm}$; $S = 692 \text{ cm}^3$

$I_y = 6340 \text{ cm}^4$; $J = 75,3 \text{ cm}^4$

Plan de flambement:

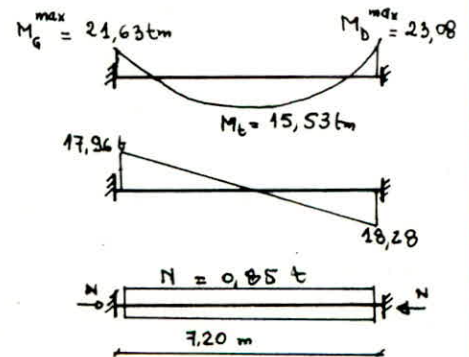
$$\lambda_x = \frac{0,5 \cdot 720}{12,7} = 28,35 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{0,5 \cdot 720}{7,49} = 48,06$$

Sup (λ_x, λ_y) = $\lambda_y \rightarrow (x, x)$ plan de flambement.

$$\sigma_x = \frac{N}{A} = \frac{850}{112,5} = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{23,08 \cdot 10^5}{1260} = 1831,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{kx} = \pi^2 E / \lambda_x^2 = \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 / 28,35^2 = 25787,7 \text{ kg/cm}^2$$



$$K_{1x} = \frac{\sigma_{Kx} - \sigma}{\sigma_{Kx} - 1,3\sigma} = \frac{25787,7 - 7,6}{25787,7 - 1,3 \times 7,6} = 1,0001.$$

$$K_{fx} = \frac{\sigma_K + 0,03 \cdot \sigma}{\sigma_K - 1,3 \cdot \sigma} = \frac{25787,7 + 0,03 \cdot 7,6}{25787,7 - 1,3 \cdot 7,6} = 1,0004.$$

$$D = 1 + 0,156 \cdot \frac{y}{I_y} \cdot \frac{I_{fy}^2}{h^2} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{75,3 \cdot 360^2}{6310 \cdot 29^2}} = 1,134$$

$c = 0,425$: encastrement dans les 2 directions avec chargement uniforme appliqué à la membrure supérieure.

$$y_0 = + \frac{h}{2} ; \quad \beta = 2,25.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{14,5 \cdot 8 \cdot 2,25 \cdot 0,425}{29 \cdot \pi^2 \cdot 1,134} \right)^2} - \frac{14,5 \cdot 8 \cdot 2,25 \cdot 0,425}{29 \cdot \pi^2 \cdot 1,134} = 0,715.$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{6310 \cdot 29^2}{18260 \cdot 360^2} (1,134 - 1) \cdot 0,715 \cdot 0,425 = 365,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e.$$

On ne peut rien conclure sur la stabilité au déversement donc la vérification au déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{360}{29} \sqrt{\frac{4}{0,715 \cdot 0,425} \cdot \frac{18260}{6310} \left(1 - \frac{365,2}{2400} \right)} = 70,55 \quad \sim \sigma_{k0} = 4164,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sim k_0 = 1,3089$$

$$K_d = \frac{1,3089}{1 + \frac{365,2}{2400} (1,3089 - 1)} = 1,2501.$$

$$K_{1x} \cdot \sigma + K_d \cdot K_{fx} \cdot \sigma_{fx} = 1,0001 \cdot 7,6 + 1,0004 \cdot 1,2501 \cdot 1831,7 = 2298,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e.$$

\sim poutre stable.

vérification au cisaillement:

$$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot a} = \frac{18,28 \cdot 10^3 \cdot 692}{18260 \cdot 0,85} = 815 \text{ kg/cm}^2 < \frac{2400}{2,54} = 1560 \text{ kg/cm}^2.$$

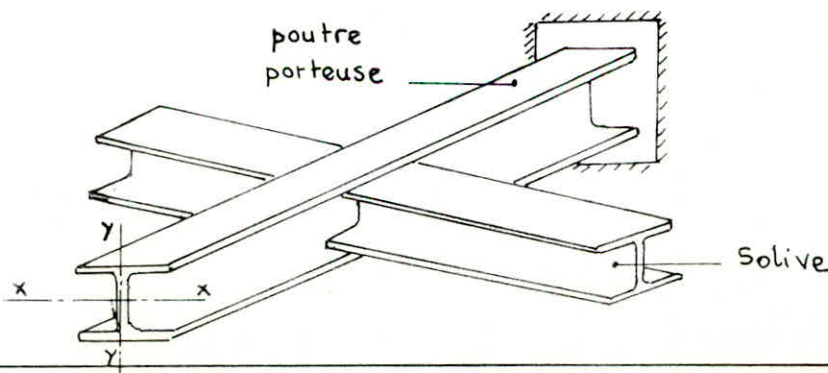
vérifiée.

Poutre : 39

$$\text{HEA 450 ; } A = 178,0 \text{ cm}^2 ; \quad h = 44 \text{ cm ; } \quad b = 30 \text{ cm.}$$

$$a = 1,15 \text{ cm ; } \quad e = 2,1 \text{ cm ; } \quad I_x = 63720 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 2900 \text{ cm}^3 ; \quad x_x = 18,9 \text{ cm ; } \quad I_y = 9465 \text{ cm}^4.$$

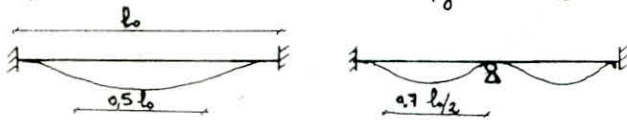


$$M_{max} = M_1 + M_2 = 15,10 + 44,02 = 59,12 \text{ tm.}$$

Plan de flambement :

l_f : longueur de flambement :

$$l_{fx} = 0,5 \cdot l_0 = 4,80 \text{ m.} ; \quad l_{fy} = 0,7 \cdot \frac{l_0}{2} = 3,36 \text{ m.}$$



$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 25,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 46,09$$

$\Rightarrow d = \sup\{\lambda_x, \lambda_y\} = \lambda_y \Rightarrow (x, x)$ plan de flambement.

$$\sigma_{kx} = 32125,6 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma = -1,4 \text{ kg/cm}^2 ; \quad K_{fx} = 1$$

$$K_{fx_1} = \frac{\sigma_k / \sigma_x - 0,18}{\sigma_k / \sigma - 1,3} = 1 ; \quad \text{charge concentrée}$$

$$K_{fx_2} = \frac{\sigma_k / \sigma + 0,03}{\sigma_k / \sigma - 1,3} = 1 ; \quad \text{charge uniformément répartie.}$$

$$D = 1,117.$$

$$C = \frac{\sum \sigma_f}{\sigma_{f1}/c_1 + \sigma_{f2}/c_2} =$$

$$\sigma_{f1} = \frac{M_1}{W_x} = \frac{15,1 \cdot 10^5}{2900} = 520,7 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_{f2} = \frac{M_2}{W_x} = \frac{44,02 \cdot 10^5}{2900} = 1517,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_1 = 0,663 \quad \text{charge concentrée au milieu.}$$

$$c_2 = 0,425 \quad \text{" uniformément répartie.}$$

$$C = \frac{2038,6}{520,7/0,663 + 1517,9/0,425} = 0,468.$$

$$\beta_1 = 2 ; \quad \text{charge concentrée au milieu} ; \quad \beta_2 = 2,25 \quad \text{charge uniformément répartie}$$

$$B = \frac{\sum \sigma_f}{\sigma_{f1}/\beta_1 + \sigma_{f2}/\beta_2} = \frac{2038,6}{520,7/2 + 1517,9/2,25} = 2,18$$

$$B = 0,696 ; \quad \sigma_d = 388,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \quad \Rightarrow \text{une vérification au déversement est nécessaire}$$

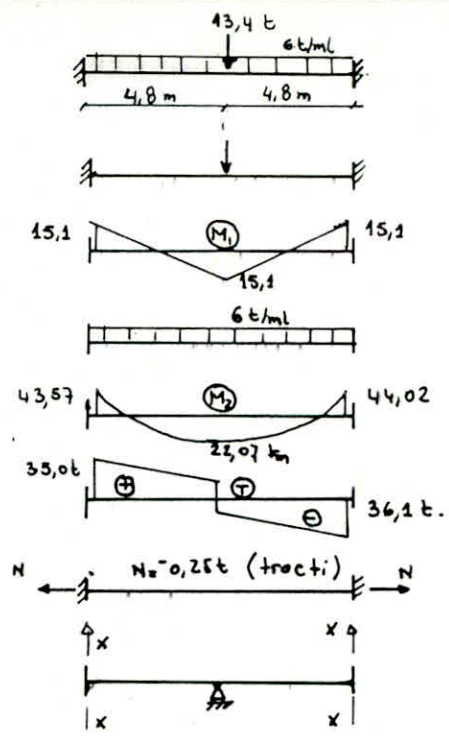
$$\lambda_0 = 63,57 ; \quad \sigma_{k0} = 5123,8 \text{ kg/cm}^2 ; \quad k_0 = 1,2209 ; \quad K_d = 1,1835$$

$$\sigma + K_d \cdot \sigma_f = \frac{0,25 \cdot 10^3}{178} + 1,1835 \cdot 2038,6 = 2412 \approx \sigma_e \Rightarrow \text{profilé stable}$$

vérification au cisaillement :

$$\tau_0 = \frac{T \cdot S}{I \cdot a} = \frac{36,1 \cdot 10^3 \cdot 1610}{63720 \cdot 1,15} = 793,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e / 1,54$$

vérifié.

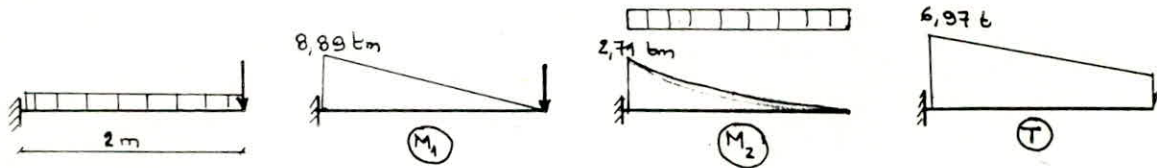


poutres consoles :

IPE 360 : $A = 72,7 \text{ cm}^2$; $h = 36 \text{ cm}$; $b = 17 \text{ cm}$; $a = 0,8 \text{ cm}$

$e = 1,27 \text{ cm}$; $I_x = 16270 \text{ cm}^4$; $W_x = 904 \text{ cm}^3$; $i_x = 15 \text{ cm}$; $S = 510 \text{ cm}^2$

$I_y = 1043 \text{ cm}^4$; $W_y = 123 \text{ cm}^3$; $i_y = 3,79 \text{ cm}$; $J = 36,20 \text{ cm}^4$



$$\sigma_f = \frac{M^{\max}}{W_x} = \frac{(8,89 + 2,71) \cdot 10^5}{904} = 1283,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{à l'encastrement})$$

RCM 66, Art 3,63

$$K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,1 + \frac{0,22 \cdot l'_{f2} \cdot h}{1000 \cdot c \cdot b \cdot e} \cdot \sigma_e / 2400 \\ 1 \end{array} \right. \quad \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

condition de stabilité : $K_d \cdot \sigma_f^{\max} < \sigma_e$

$$l'_{f2} = l_{f2} + 0,75 \cdot c \cdot y \cdot \frac{b}{e} \quad \text{Art 3,632.}$$

$c_1 = 2,77$ charge concentrée à l'extrémité.

$c_2 = 4,93$ " uniformément répartie.

Art 3,642-22 ; $c = \frac{\sum \sigma_f}{\sigma_{f1}/c_1 + \sigma_{f2}/c_2} =$

$$\sigma_{f1} = \frac{8,89 \cdot 10^5}{904} = 983,4 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_{f2} = \frac{2,71 \cdot 10^5}{904} = 299,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{1283,2}{983,4/2,77 + 299,2/4,93} = 3,0859$$

$$l_{f2} = 2l = 2 \cdot 2 = 4 \text{ m} \quad (\text{poutre console})$$

$$l'_{f2} = 400 + 0,75 \cdot 3,0859 \cdot \frac{36}{2} \cdot \frac{17}{1,27} = 957,6 \text{ cm}$$

$$K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,1 + \frac{2,2 \cdot 957,6 \cdot 36}{1000 \cdot 3,0859 \cdot 17 \cdot 1,27} = 1,2383 \\ 1 \end{array} \right. \quad \sim K_d = 1,2383$$

$$K_d \cdot \sigma_{f\max} = 1,2383 \cdot 1283,2 = 1589,0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \quad \sim \text{profilé stable}$$

vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot a} = \frac{6,97 \cdot 10^3 \cdot 510}{16270 \cdot 0,8} = 2731,1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \quad \text{vérifié.}$$

Verification des Poteaux

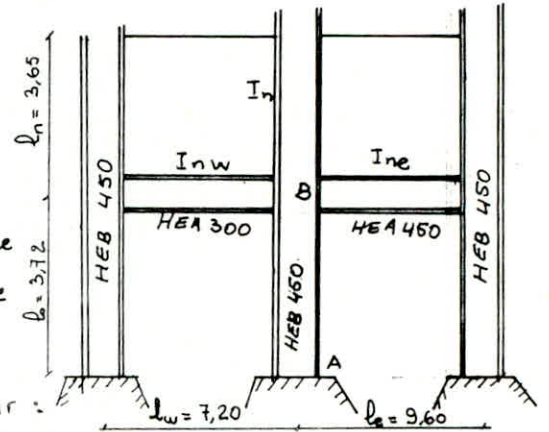
Poteau 1 : HEB 450 : $A = 218 \text{ cm}^2$; $h = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $a = 1,4 \text{ cm}$;
 $e = 2,6 \text{ cm}$; $I_x = 79890 \text{ cm}^4$; $W_x = 3550 \text{ cm}^3$; $x_c = 19,1 \text{ cm}$; $S = 1990 \text{ cm}^3$;
 $I_y = 11720 \text{ cm}^4$; $W_y = 781 \text{ cm}^3$; $y_c = 7,33 \text{ cm}$; $J = 485 \text{ cm}^4$.

calcul de la longueur de flambement :

l_{fy} : plan x-x ; l_{fx} : plan y-y.

$l_{fy} = l_0 = 3,72 \text{ m}$.

hauteur d'étage : on peut admettre la distance entre face de plancher : Art 5,134 et 5,133 lorsque le contreventement est assuré par les murs de refends, la longueur de flambement est donné par :



$$l_{fx} = \left(\frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84 K_A K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28 K_A K_B} \right) \cdot l_0$$

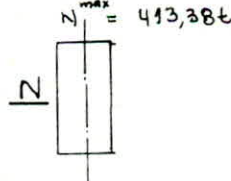
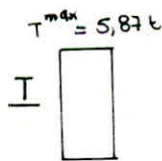
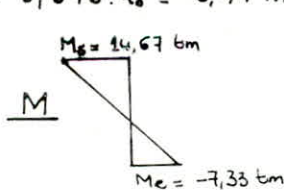
K_A, K_B : coef d'encastrement des noeuds A et B.

$K_A = 1$: encastrement parfait $\Rightarrow l_{fx} = l_0 \left(\frac{0,7 - 0,38 \cdot K_B}{1 - 0,36 \cdot K_B} \right)$

$$K_B = \frac{I_{nw}/l_w + I_{ne}/l_e}{I_n/l_n + I_0/l_0 + I_{nw}/l_w + I_{ne}/l_e}$$

$$\left. \begin{aligned} I_{nw}/l_w &= 18260/7,20 = 2536,1 ; & I_{ne}/l_e &= 63720/9,6 = 6637,5 \\ I_n/l_n &= 79890/3,65 = 21887,67 ; & I_0/l_0 &= 21475,8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K_B = 0,175.$$

$l_{fx} = 0,676 \cdot l_0 = 2,47 \text{ m}$.



Pieces soumises à 2 moments differents au droit des appuis : Art 3,62

1. on calcul σ_d (contrainte de non deversement) en prennant $B=C=1$ avec $l_{fy} = l_0$

2. on l'en déduit k_0 avec $B=C=1 \sim k_0 \sim K_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}} (k_0 - 1)}$

3. on calcul un coef c' ;

$$c' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_i}{M_s} + \left(\frac{M_i}{M_s}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_i}{M_s}\right)^2}}$$

le coef de deversement s'écrit :

$$K_d = \sup \left\{ \frac{K_{d0}}{c'} + \frac{c'-1}{5K_{d0}} ; 1 \right.$$

- plan de flambement :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{fx}}{i_x} = 12,93 \\ \lambda_y &= \frac{l_{fy}}{i_y} = 50,75 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{sup}} = \lambda_y \sim (x, x) \text{ plan de flambement.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 1896,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{kx} = 120040,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{fx} = \frac{\sigma_k - \sigma}{\sigma_k - 1,3\sigma} = 1,0047$$

$$K_{px} = \frac{\sigma_{kx}/\sigma + 0,26}{\sigma_{kx}/\sigma - 1,3} = 1,0242$$

$$D = 1,2005 ; B = 1 ; c = 1 ; \sigma_d = 1721,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = 22,95 \quad \sigma_{k0} = 39350,8 \text{ kg/cm}^2 ; K_0 = 1,0195 \sim K_{d0} = 1,0054$$

$$c' = 2,711 \rightarrow K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,7112 \\ 1 \end{array} \right. \rightarrow K_d = 1$$

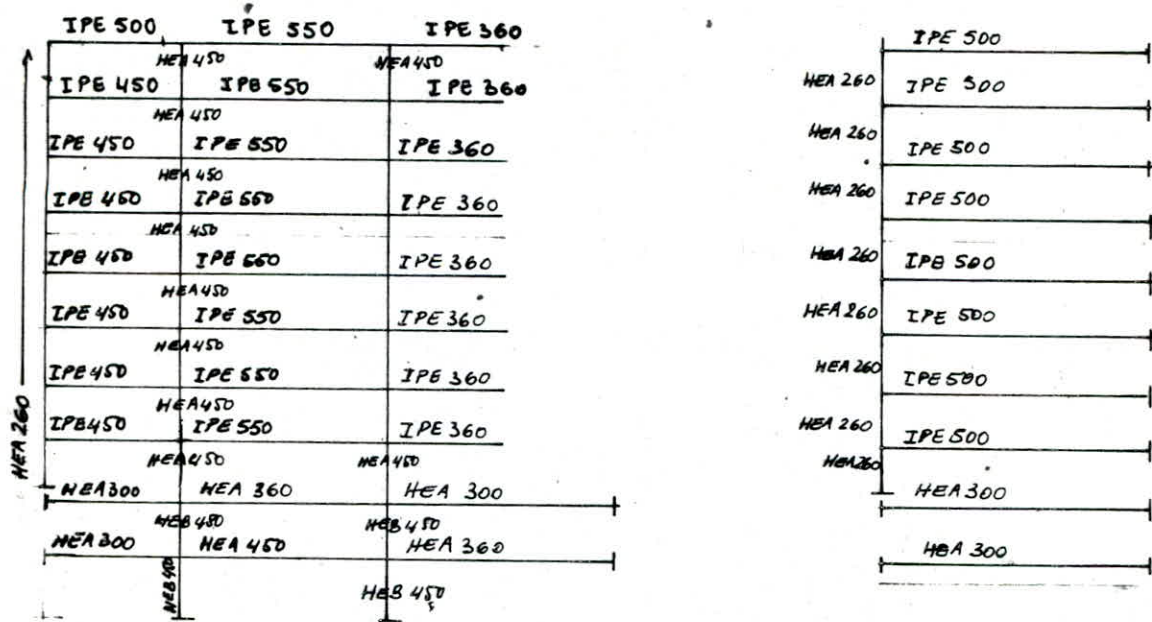
$$\begin{aligned} K_{fx} \sigma + K_{px} \cdot K_d \cdot \sigma_{fx} &= 1,0047 \cdot 1896,2 + 1,0242 \cdot 1 \cdot \frac{14,67 \cdot 10^5}{3550} = \\ &= 2328,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \sim \text{profil stable} \end{aligned}$$

vérification au cisaillement :

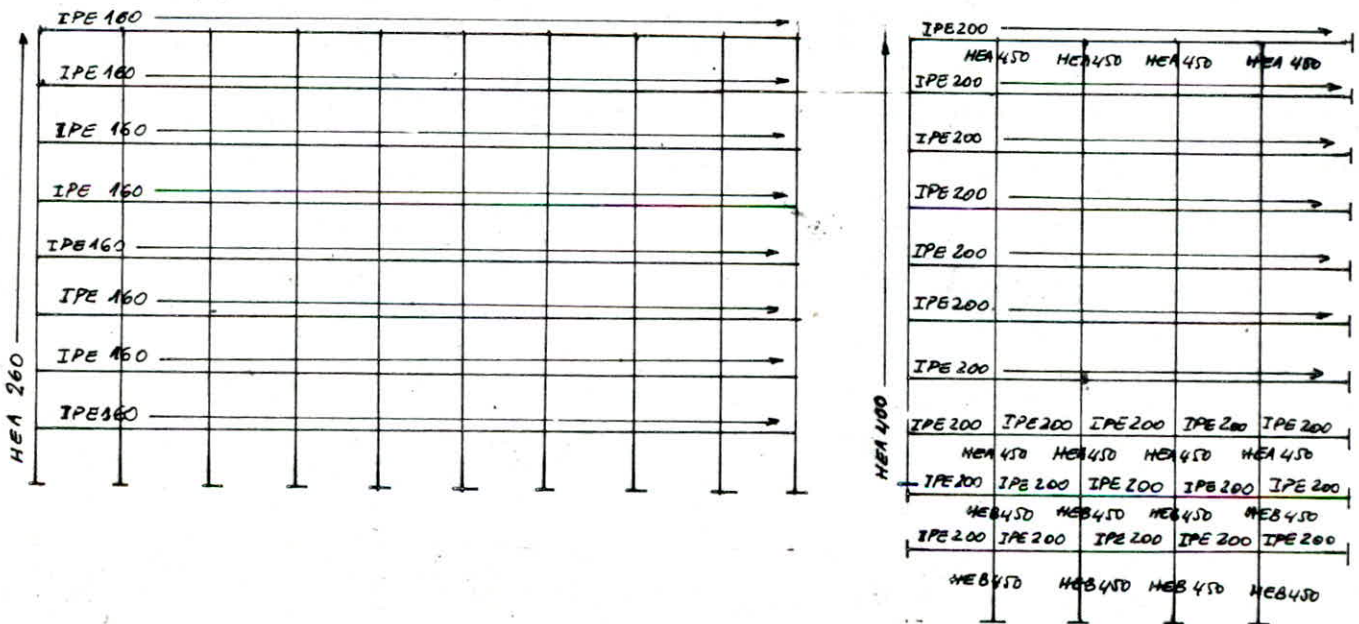
$$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot a} = \frac{5,87 \cdot 10^3 \cdot 1890}{79890 \cdot 1,4} = 99,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \text{ vérifié.}$$

Résultat :

portiques transversaux



portiques longitudinaux



LES ASSEMBLAGES

Introduction

les charpentes métalliques s'apparentent à un système de construction préfabriqué, pour cela le problème d'assemblage des différents éléments entre eux est fondamental. les assemblages doivent être capable de transmettre les efforts d'un élément à un autre sans subir de dommage. la variété des systèmes d'attaches disponibles, nous permet de choisir les assemblages adéquats pour la solidarisation des éléments résistants de la structure. Ce choix sera fonction des critères ci après.

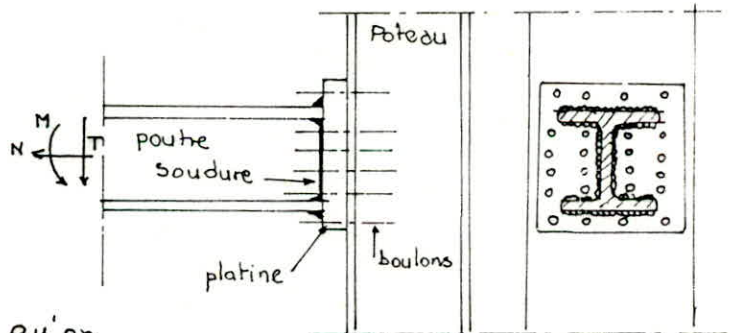
- Exécution facile.
- hypothèse faite au départ sur le noeud.
- et selon les éléments de réduction à transmettre.

Portique transversal

Assemblage poutre-poteau: c'est un assemblage frontal par platine d'extrémité: cet assemblage transmettra les efforts apportés par la poutre aux poteaux par l'intermédiaire d'une platine soudée à la poutre en atelier et boulonnée au poteau sur chantier par des boulons à haute résistance et a serrage contrôlé (B.H.R) qui sont recommandés pour réaliser l'encastrement.

Mode de travail de l'assemblage:

les efforts M, N, T seront acheminés de la poutre vers la platine par l'intermédiaire des soudures de la platine; vers la semelle par l'intermédiaire des boulons.

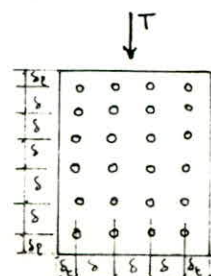


vérification des Boulons: Du fait qu'on

ne peut pas déterminer le nombre et les dimensions des boulons nécessaires à assurer la résistance de l'assemblage à partir des efforts M, N et T ; alors on procède par l'inverse; c'est-à-dire on se donne une disposition et on vérifie par la suite si elle résiste.

Disposition Constructive:

S_e : pince transversale: distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin dans la direction normale à l'effort sollicitant l'assemblage.



s_p : pince longitudinal : à définition que s_t sauf qu'il est pris dans le sens perpendiculaire à s_t .

s : distance entraxe des Boulons.

d_{tr} : diamètre du trou.

d : diamètre du Boulon.

Condition de distance des Boulons: Art 4,101.

s : files extérieures: $3d_{tr} \leq s \leq 7d_{tr}$ pour les pièces soumise au intempérie.

$3d_{tr} \leq s \leq 10d_{tr}$ si non.

files intérieures: $s \leq 30 e_{min}$.

s_t : $1,5 d_{tr} \leq s_t \leq 2,5 d_{tr}$.

Condition des pièces assemblées:

• épaisseurs des pièces élémentaire :

$d_{tr} \geq e_{min} + 2 \text{ mm}$ si $e_{min} \leq 20 \text{ mm}$

$d_{tr} \geq 22 \text{ mm}$ si on a $e_{min} \geq 20 \text{ mm}$

diamètre des trous :

$d_{tr} = d + 1 \text{ mm}$ pour $d < 14 \text{ mm}$

$d_{tr} = d + 2 \text{ mm}$ si $d \geq 14 \text{ mm}$

$d_{tr} = d + 3 \text{ mm}$ si $d \geq 22 \text{ mm}$

• épaisseur totale :

$\Sigma e \leq 4 d_{tr}$ boulons ordinaires.

aucune limitation pour les boulons à haute résistance.

pression diamétrale :

$\frac{T}{d \cdot e_{min}} \leq 3 \cdot \sigma_e$ dans le cas des assemblages boulonnés courants.

$\frac{T}{d \cdot e} \leq 4 \cdot \sigma_e$ en cas d'emploi de boulon à haute résistance et à serrage contrôlé.

Remarque: cette condition n'est déterminante que dans les assemblages rarement utilisés (fixation d'une pièce mince sur une pièce beaucoup plus épaisse).

pour les assemblages courants cette condition intervient lorsque :

$\frac{d_{tr}}{e_{min}} > 6$ pour un boulon travaillant en simple section.

$\frac{d_{tr}}{e_{min}} > 3$ lorsque les boulons travaillent en double section.

Vérification des Boulons HR à Serrage Contrôlé.

A_r : section résistante de la partie fileté des boulons.

σ_e : limite d'élasticité à 0,2% du métal constituant le boulon.

N_0 : effort de précontrainte dans la tige d'un boulon.

N^* : effort par boulon sollicitant l'assemblage en fraction dans la

direction de l'axe du boulon.

- T^* : effort par boulon sollicitant l'assemblage perpendiculairement à l'axe du boulon.
- N_0 : effort admissible par boulon dans les assemblages sollicités en traction dans la direction de l'axe du boulon.
- T_0 : effort admissible par boulon dans un assemblage sollicité perpendiculairement à l'axe du boulon.
- φ : coef de frottement entre la surface en contact (= 0,3 simple brossage des surfaces en contact).

$$N_0 = 0,3 \cdot C_e \cdot A_r$$

les boulons seront vérifiées sous M et N et puis sous T et N ; il n'y a pas lieu de vérifier sous la combinaison de M et T car il a été montré que sous l'effet du moment fléchissant la zone tendue affaiblie vis-à-vis du frottement sera compensée par la zone renforcée. (partie comprimée de la platine d'appui).

* Sous M et N on doit vérifier:

$$F_M^* + N^* \leq N_0 \quad \text{si } N \text{ est une traction.}$$

$$F_M^* \leq N_0 \quad \text{si non.}$$

avec F_M^* effort d'arrachement max provoqué par le moment sur un boulon.

* Sous N et T on doit vérifier:

$$T^* \leq 1,1 \cdot \varphi \cdot (N_0 - N^*) = 0,33(N_0 - N^*)$$

convention: $\begin{cases} N^*(+) \text{ traction} \\ N^*(-) \text{ compr} \end{cases}$

répartition des efforts dans les boulons:

- effort tranchant: se répartie équitablement sur tous les boulons et les sollicitent en cisaillement.

$$T^* = \frac{T}{n \cdot n_s}$$

T : effort tranchant total pondéré

n : nbre de boulons.

n_s : nbre de section cisailée.

- Effort Normal: se répartie équitablement sur tous les boulons:

$$N^* = \frac{N}{n}$$

N : effort normale pondéré de traction.

- Effet de M :

Hypothèse de calcul: On admet que la platine sous l'effet du moment se déforme linéairement et l'A.N passe par l'angle formé par la face intérieure de la semelle inférieure de la poutre et de la platine

ceci se traduit par des efforts
d'arrachement des boulons qui
se trouve au dessus de l'A.N et
de la butée sur le poteau au-dessous
de l'A.N de la platine.

l'équation d'équilibre s'écrit :

$$m_1 \cdot F_{1M}^* \cdot d_1 + m_2 \cdot F_{2M}^* \cdot d_2 + m_3 \cdot F_{3M}^* \cdot d_3 + \dots = M$$

avec m_i : le nbre de boulons qui se

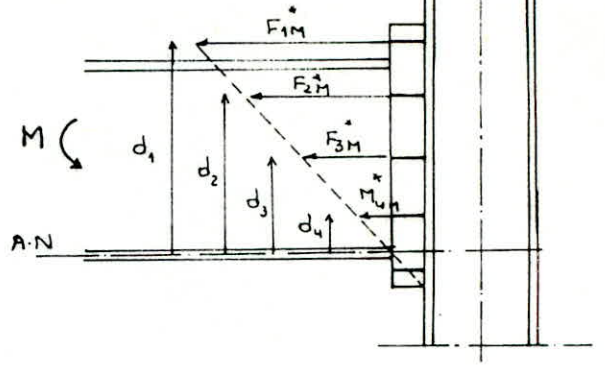
trouve au niveau de i . d'après les propriétés des triangles semblables on
peut écrire :

$$\frac{F_{iM}^*}{F_{1M}^*} = \frac{d_i}{d_1} \quad (2) \quad ; \quad \frac{F_{2M}^*}{F_{1M}^*} = \frac{d_2}{d_1}$$

On substituant l'équation (2) dans (1) on obtient :

$$m_1 \cdot \frac{F_{1M}^* \cdot d_1^2}{d_1} + m_2 \cdot \frac{F_{1M}^* \cdot d_2^2}{d_1} + m_3 \cdot \frac{F_{1M}^* \cdot d_3^2}{d_1} + \dots = M.$$

$$m_1 \cdot d_1^2 + m_2 \cdot d_2^2 + m_3 \cdot d_3^2 + \dots = M \cdot \frac{d_1}{F_{1M}^*} \quad \leadsto \quad F_{1M}^* = \frac{M \cdot d_1}{\Sigma (m_i \cdot d_i^2)}$$



Assemblage: Poutre 39 - Poteau 1

$N = 1,55t$; $M = 59,12 tm$; $T = 36,1 t$.

nombre de boulons: 15 boulons HR ; $d = 24mm$

cad 15 BH $\Phi 24$.

$$N^* = \frac{1,55 \cdot 10^3}{15} = 103,3 \text{ dan.}$$

$$T^* = \frac{36,1 \cdot 10^3}{1 \cdot 15} = 2406,7 \text{ dan.}$$

Diametre des trous: $d_{tr} = 24 + 2 = 26 mm$.

épaisseur des pièces: $d_{tr} \geq 22 mm \sim e_{min} \geq 20$

$$\sim e_{min} = 20 mm \quad e_p = 30 mm$$

$$e_s = 26 mm.$$

pression diamétrale: 1 seul plan de cisaillement $\sim \frac{d_{tr}}{e_{min}} = \frac{26}{26} = 1 <$

donc il n'y a pas lieu de vérifier la pression diamétrale.

Disposition Constructive:

- $78 \leq \delta \leq 260 \sim \delta_1 = 170 mm$; $\delta_2 = 110 cm$.

- pince transversale: $39 mm \leq \delta_t \leq 65 mm \sim \delta_t = 50 mm$.

- pince longitudinale:

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} 39 mm \leq \delta_p \leq 65 mm \\ \frac{0,8 \cdot 2406,7}{26 \cdot 24} = 3 mm \end{array} \right. \sim \delta_p = 50 mm.$$

Effort de précontrainte: $N_b = 0,8 \cdot \sigma_c \cdot A_r = 25416 \text{ dan.}$

Calcul des efforts d'arrachement dus au moment:

$$d_1 = 53,4 cm \sim F_{1M}^* = \frac{M \cdot d_1}{\sum m_i \cdot d_i^2} = 24410,9 \text{ dan.}$$

$$d_2 = 36,4 cm \sim F_{2M}^* = \frac{M \cdot d_2}{\sum m_i \cdot d_i^2} = 16639,7 \text{ dan.}$$

$$d_3 = 25,4 cm \sim F_{3M}^* = \frac{M \cdot d_3}{\sum m_i \cdot d_i^2} = 11611,2 \text{ dan.}$$

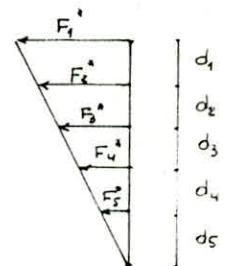
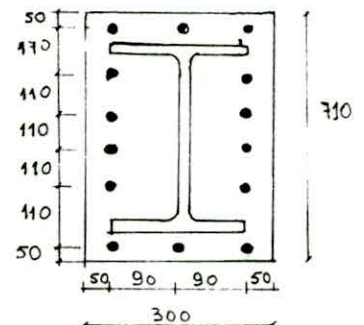
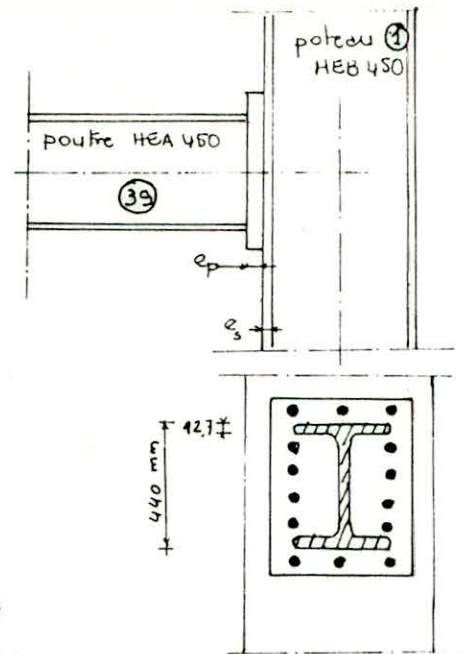
$$d_4 = 14,4 cm \sim F_{4M}^* = \frac{M \cdot d_4}{\sum m_i \cdot d_i^2} = 6582,7 \text{ dan.}$$

$$d_5 = 3,4 cm \sim F_{5M}^* = \frac{M \cdot d_5}{\sum m_i \cdot d_i^2} = 1554,3 \text{ dan}$$

$$F_M^* + N^* = 24410,9 + 103,3 = 24514,2 \text{ dan.}$$

- vérification sous M et N : $F^* + N^* \leq N_b = 25416 \text{ dan}$ vérifiée.

- vérification sous N et T : $T^* \leq 0,33 (25416 - 103,3) = 8353,195 \text{ dan}$ vérifiée.



Soudures:

cordon ① et ② : cordons de Semelle.

cordon ③ : cordons d'âme.

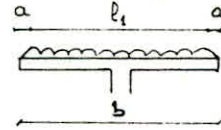
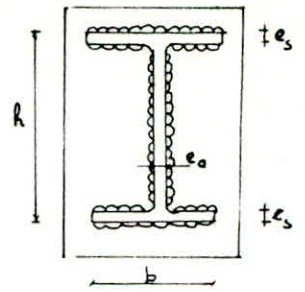
a: épaisseur utile.

α : coef réducteur de l'épaisseur utile tenant compte des irrégularités de la soudure. $\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right)$

l₁: longueur utile : $l_1 = b - 2a$

$$l_2 = \frac{b - e_a}{2} - 2a$$

$$l_3 = (h - 2e_s) - 2a$$



Hypothèse de calcul: Art 4.31262.:

les cordons de semelle ① et ② reprennent M et N.

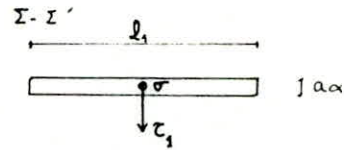
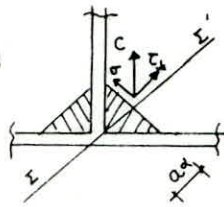
les cordons d'ames reprennent T et N.

Mode de travail des Soudures:

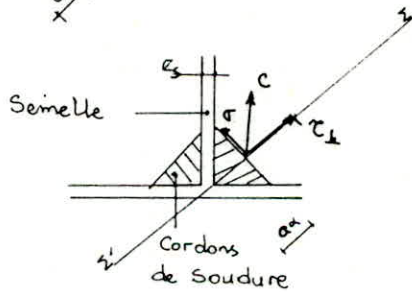
N et M sollicitent les cordons de soudures en cordons frontaux

T sollicite les cordons de Soudure en cordons latéraux

Sous M et N



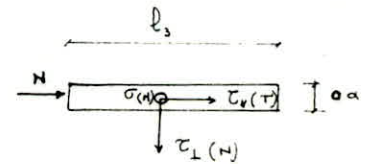
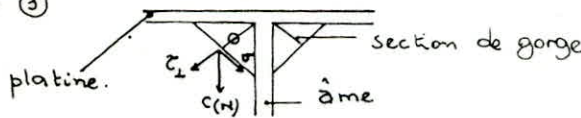
Cordons ① et ②



$$c \begin{cases} \tau_{\perp} = c \cdot \cos 45^\circ \\ \sigma = c \cdot \sin 45^\circ \end{cases}$$

Sous T et N : ($\Sigma_1 - \Sigma_3$)

Cordon ③



critère de résistance:

Formule de base: $\sigma^2 + 1,8 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2) \leq \sigma_{em}^2$

Art 4,3121.

σ : contrainte \perp la section de gorge

τ_{\perp} : Composant dans le plan de la section de gorge et \perp à l'axe longitudinal

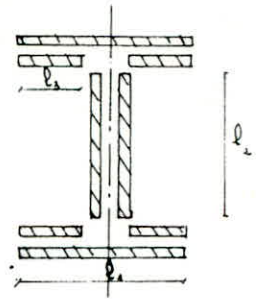
τ_{\parallel} : " " " " " "

Calcul des contraintes appliquées aux Cordons de Soudure :

Effet de N :

$$C_N \begin{cases} \tau_{\perp}(N) = C_N \cdot \sqrt{2}/2 \\ \sigma(N) = C_N \cdot \sqrt{2}/2 \end{cases}$$

$$C_N = \frac{N}{\sum a_i \alpha_i l_i} = \frac{N}{2l_1 a_1 \alpha_1 + 4l_2 a_2 \alpha_2 + 2l_3 a_3 \alpha_3}$$



Effet de M :

$$C_M = \frac{M}{I_s} \cdot W_s = \frac{M}{W_s}$$

W_s : Module d'inertie des cordons de soudures qui équilibrent l'effort M.

$$I_s = 2l_1 a_1 \alpha_1 \frac{h^2}{4} + 4l_2 a_2 \alpha_2 \left(\frac{h}{2} - e\right)^2$$

$$W_s = \frac{I_s}{y_s} = \frac{[l_1 a_1 \alpha_1 h^2 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e)^2]}{h}$$

$$C_M = \frac{M/h}{l_1 a_1 \alpha_1 h^2 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e)^2} ; \begin{cases} \sigma_M = C_M \cdot \sqrt{2}/2 \\ \tau_{\perp}(M) = C_M \cdot \sqrt{2}/2 \end{cases}$$

Effet de T :

$$C_T : \text{contrainte dû à T dans les cordons de soudure} = \frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3} = \tau_{\parallel T}$$

on prend $a_i = 18 \text{ mm} \sim \alpha_i = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,8 \sim a\alpha = 1,52 \text{ cm}$.

$h = 440 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $e_1 = 11,5 \text{ mm}$; $e_2 = 21 \text{ mm}$

$l_1 = 300 - 2 \cdot 18 = 26,4 \text{ cm}$; $l_2 = \frac{300 - 11,5}{2} - 2 \cdot 8 = 10,8 \text{ cm}$.

$l_3 = (440 - 2 \cdot 21) - 2 \cdot 18 = 36,2 \text{ cm}$.

Vérification des cordons de soudures des semelles ① et ②.

$\tau_{\perp} = \sigma = \sigma_N + \sigma_M = \tau_{\perp N} + \tau_{\perp M}$; critère de résistance se réduit à : $2,8\sigma^2 \leq \sigma_{en}^2$.

$\tau_{\parallel} = 0$

$$C_N = \frac{N}{2a_i \alpha_i l_i} = \frac{N}{2l_1 a_1 \alpha_1 + 4l_2 a_2 \alpha_2 + 2l_3 a_3 \alpha_3} = \frac{N}{2a\alpha(l_1 + 2l_2 + l_3)}$$

$$\sigma_N = C_N \cdot \sqrt{2}/2$$

$$C_M = \frac{M/h}{l_1 a_1 \alpha_1 h^2 + 2l_2 a_2 \alpha_2 (h - 2e)^2} = \frac{M/h}{a\alpha(l_1 h^2 + 2l_2 (h - 2e)^2)} \sim \sigma_M = C_M \cdot \sqrt{2}/2$$

$$\sigma_N + \sigma_M = \frac{\sqrt{2}}{2} \left(\frac{N}{2a\alpha(l_1 + 2l_2 + l_3)} + \frac{M/h}{a\alpha(l_1 h^2 + 2l_2 (h - 2e)^2)} \right) \leq \sigma_{en} / \sqrt{2,8}$$

$$\sigma = \frac{1550}{2 \cdot 1,52 (26,4 + 2 \cdot 10,8 + 36,2)} + \frac{59,12 \cdot 10^5 / 44}{0,56 (28,8 \cdot 44^2 + 2 \cdot 10,8 \cdot (44 - 2 \cdot 21)^2)} = 2001,75 < \frac{\sigma_c}{\sqrt{1,4}}$$

vérifiée.

Vérification des cordons d'âme ③

$\sigma = \tau_{\perp} = \sigma_N = \tau_{\perp N}$ critère de résistance : $2,8\sigma^2 + 1,8\tau_{\parallel}^2 \leq \sigma_{en}^2$.

$$\tau = \tau_{\perp} \quad \tau_{\parallel} = C_T = \frac{T}{2l_3 a\alpha}$$

$$2,8 \left(\frac{N}{2a\alpha(l_1 + 2l_2 + l_3)} \right)^2 + 1,8 \frac{T^2}{2l_3^2 a^2 \alpha^2} = 2,8 \left(\frac{1550}{2 \cdot 1,52 (26,4 + 2 \cdot 10,8 + 36,2)} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{36,1 \cdot 10^3}{2 \cdot 36,2 \cdot 1,52} \right)^2 = 193800 < \sigma_{en}^2 \quad \text{vérifié.}$$

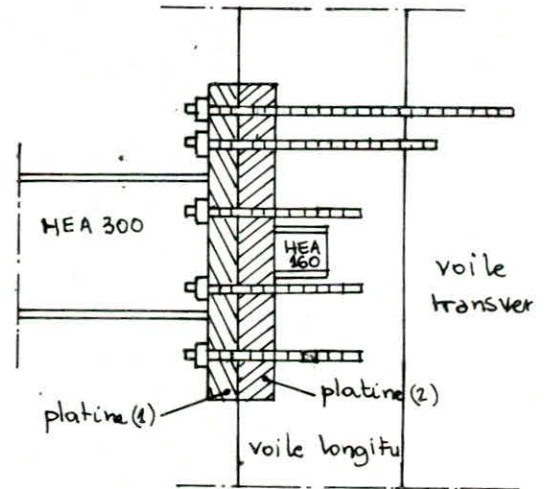
Assemblage Poutre Voile :

Cet assemblage doit assurer un encastrement le plus parfait possible, du fait qu'il assure la jonction des éléments porteurs, aux éléments de contreventements, pour cela l'étude de cette assemblage doit être le plus précis possible.

Description de l'assemblage :

La tige emporte une platine (1) à l'une de ses extrémités qui est reliée à une autre platine (2) noyée dans le voile par l'intermédiaire des tiges d'ancrage.

La surface extérieure de la platine (2) doit être dans le plan de coffrage du voile, cette platine (2) doit être dans le plan de coffrage du voile, cette platine sera équipée par l'intermédiaire des soudures à un laminié noyé dans le voile.



Mode de travail de l'assemblage :

- les soudures :

- 1- Soudures reliant la poutre porteuse à la platine (1) doivent reprendre les efforts M , N et T apportés par la poutre.
- 2- Soudures reliant la platine (2) au HEA 160 doivent reprendre l'effort T .

- tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage travaillent simultanément à l'arrachement qui est dû à M et au cisaillement qui est dû à T au niveau des surfaces en contact des platines.

L'effort d'arrachement sera ensuite absorbé par le frottement des tiges dans le béton.

L'effort de cisaillement sera transmis à la platine (2)

- platine (2) et son dispositif : la platine (2) et le HEA 160 forment l'assise de la poutre dans le béton donc l'effort tranchant sera transmis au voile par cette plaque d'assise.

Vérification des éléments :

Pour la vérification des éléments en charpente métallique on utilise la combinaison en vigueur du RCM 66 : $\frac{1}{3} G + \frac{2}{3} E$ -84-

et pour les éléments en BA se sera sous la combinaison du Règlement du CCBA 68 : $G + 1,2 P$.

Verification des tiges d'encrages :

on suppose qu'au niveau des surfaces en contact des deux platines les tiges sont filées.

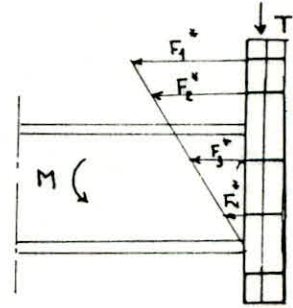
F_i^* : effort d'arrachement dû à M dans la tige i.

T_i^* : " de cisaillement " T " "

critère de résistance : Art 4,12

$$1,25 \cdot \frac{F^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \quad \text{et} \quad \sqrt{\frac{F^{*2} + 2,36 T^{*2}}{A_r}} \leq \sigma_{en}$$

$$M \begin{cases} M_{PP} = 9,63 \text{ tm} \\ M_{sur} = 5,8 \text{ tm} \end{cases} \quad T \begin{cases} T_{PP} = 8 \text{ t} \\ T_{sur} = 4,9 \text{ t} \end{cases} \quad N = 0 \quad (\text{voir portique})$$



$$T = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 18,02 \text{ t} \quad \sim T^* = \frac{T}{10} = 1802 \text{ dan.}$$

poutre HEA300 ; $R = 29 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $a = 0,85 \text{ cm}$
 $e = 1,4 \text{ cm}$; $r = 2,7 \text{ cm}$

on choisit du B.O : 10 $\Phi 30$; $A_r = 5,61 \text{ cm}^2$; E24.

- diamètre des trous : $d_{tr} = \Phi + 3 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$.

- épaisseur des pièces assemblées :

- épaisseur élémentaire : $e_{min} \geq 20 \text{ mm}$

$$e_{p1} = 20 \text{ mm} ; e_{p2} = 30 \text{ mm}$$

- épaisseur totale : $\sum e < 4 d_{tr}$ vérifiée.

- pression diamétrale : $d_{tr}/e_p < 6$ vérifiée.

Disposition constructive :

$$30 \text{ mm} \leq S \leq 330 \text{ mm}$$

pince transversale : $50 \leq s_t \leq 82 \text{ mm} \quad \sim s_t = 60$

pince longitudinale : $\text{Sup} \left\{ \frac{50}{3} \leq s_l \leq 82 \text{ mm} \quad \sim s_l = 60 \right.$

Calcul des efforts d'arrachements :

$$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P.$$

$d_1 = 60,8 \text{ cm}$	$F_{1g} = 4923,3 \text{ dan}$	$F_{1s} = 2965,3 \text{ dan}$	$F_1^* = 11012,3 \text{ dan.}$
$d_2 = 41,6 \text{ cm}$	$F_{2g} = 3379,7 \text{ dan}$	$F_{2s} = 2035,6 \text{ dan}$	$F_2^* = 7559,6 \text{ dan}$
$d_3 = 21,6 \text{ cm}$	$F_{3g} = 1836,1 \text{ dan}$	$F_{3s} = 1105,9 \text{ dan.}$	$F_3^* = 4106,9 \text{ dan}$
$d_4 = 4,6 \text{ cm}$	$F_{4g} = 292,5 \text{ dan}$	$F_{4s} = 176,2 \text{ dan.}$	$F_4^* = 654,2 \text{ dan}$

vérification à l'arrachement :

$$\frac{1,25 F^*_{max}}{A_r} = \frac{1,25 \cdot 11012,3}{5,61} = 2453 \text{ dan/cm}^2 \approx \sigma_{en} \quad \text{vérifiée.}$$

Vérification de l'action simultanée de Met T.:

$$\sqrt{\frac{F^* + 2,36 \cdot T^*}{A_r}} = \sqrt{\frac{11012,8^2 + 2,36 \cdot 1802^2}{5,61}} = 2024 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Calcul des longueurs d'ancrage: RCM66 Art 5,123

$$F^* = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi \cdot l}{(1 + \phi/d_1)^2}$$

g_c : dosage en ciment = 350 kg/c

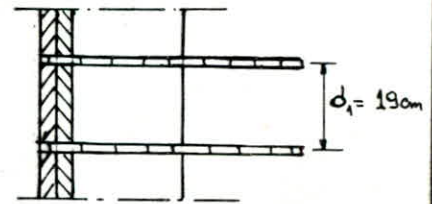
$$F^* = F_2 + 1,2 F_3 = 8481,66 \text{ daN}$$

$$l_1 \geq \frac{(1 + \phi/d_1)^2 \cdot F^*}{0,1 \cdot \phi \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right)} = 1099 \text{ mm soit } l_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$F_2^* = 6222,42 \text{ daN} \quad l_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$F_3^* = 3163,2 \text{ daN} \quad l_3 = 0,50 \text{ m}$$

$$F_4^* = 503,94 \text{ daN} \quad l_4 = 0,10 \text{ m}$$



Vérification des Soudures reliant la poutre à la platine.

$a = 10 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 8,8 \text{ mm}$ pour tous les cordons.

$$l_1 = 300 - 2 \times 10 = 280 \text{ mm}$$

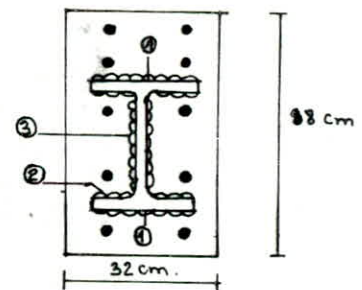
$$l_2 = \frac{300 - 8,5}{2} \cdot 2 \times 10 = 125,75 \text{ mm}$$

$$l_3 = 290 - 2 \times 14 = 262 \text{ mm}$$

critère de résistance:

Cordons de semelle: $2,8 \sigma^2 \leq \sigma_{en}^2$

Cordons d'âme: $1,8 \tau_{II}^2 \leq \sigma_{en}^2$



a. cordons de semelle:

$$\tau_{II} = \sigma = \sigma_M = \tau_{IM} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot C_M = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{M \cdot R}{a\alpha [l_1 h^2 + 2 l_2 (h - e)^2]}$$

$$\tau_{II} = 0$$

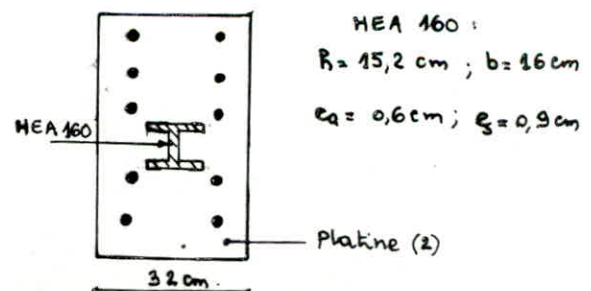
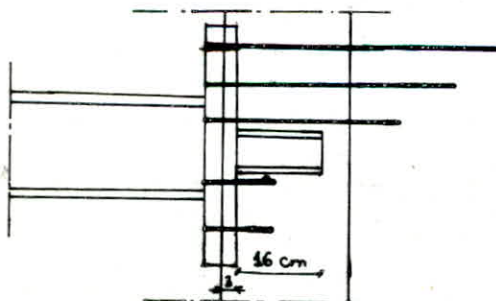
$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma_{en}^2 / 2,8} = 1433,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{4,54 \cdot 10^5 \cdot 29}{0,88 [28 \cdot 29^2 + 2 \cdot 12,57 (29 - 2 \cdot 1,4)^2]} = 1230 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} \text{ vérifié.}$$

b. Cordons d'âme:

$$\tau_{II} = \frac{1,8 \cdot T}{2 l_3 \cdot a\alpha} = \frac{1,8 \cdot 18,03 \cdot 10^3}{2 \cdot 26,2 \cdot 0,88} = 704 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ vérifié.}$$

Vérification des contraintes du béton due à la platine (2) et son dispositif.



surface de la plaque d'assise : $A = 3 \times 32 + 16 \times 16 = 352 \text{ cm}^2$.

il faudrait que la contrainte développée sur la plaque d'assise n'exécède pas la contrainte admissible du béton.

donc il s'agit de vérifier que : $\sigma^{\max} < \bar{\sigma}'_{b_0}$

$$y_G = \frac{32 \times 3 \cdot \frac{3}{2} + 16 \times 16 \cdot \left(3 + \frac{16}{2}\right)}{32 \times 3 + 16 \times 16} = 8,41 \text{ cm}$$

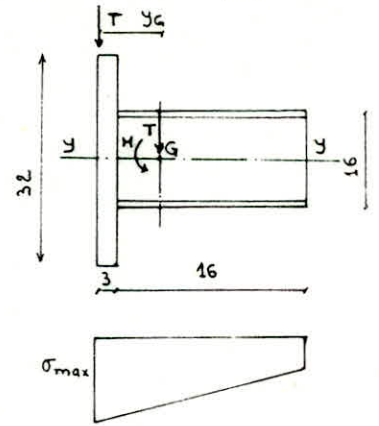
$$M_T = T \cdot y_G = 13,88 \cdot 8,41 = 116,72 \text{ tcm}$$

$$I_y = \frac{32 \cdot 3^3}{12} + 3 \cdot 32 \cdot \left(8,41 - \frac{3}{2}\right)^2 + \frac{16 \cdot (16 - 8,41 + 3)^3}{3} + \frac{16 \cdot (8,41 - 3)^3}{3}$$

$$= 11834,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_y^{\max} = \frac{T}{A} + \frac{M \cdot y}{I_y} = \frac{13,88 \cdot 10^3}{352} + \frac{116,72 \cdot 10^3}{11834,4} \cdot 8,41 = 122,4 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_y^{\max} < \bar{\sigma}'_{b_0}$ vérifiée.



Vérification des soudures reliant la platine (2) à son dispositif :

épaisseur des cordons de soudure

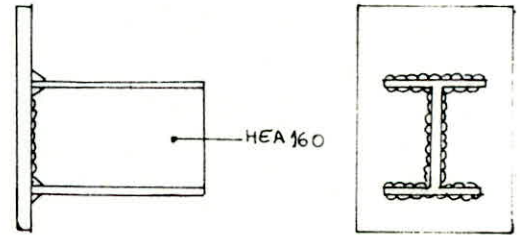
$$a = 4 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 4 \text{ mm}$$

longueur des cordons de soudure :

$$l_1 = 160 - 2 \times 4 = 152 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{160 - 6}{2} - 2 \times 4 = 69 \text{ mm}$$

$$l_3 = 152 - 2 \times 9 - 2 \times 4 = 126 \text{ mm}$$



Critère de résistance :

Formule enveloppe de vérification RCM 66 Art 43122.

$$\frac{T}{0,75 \cdot \sum l_i \cdot a_i \cdot \alpha_i} < \sigma_e$$

$$\frac{18,02 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,4 \cdot (2 \cdot 15,2 + 4 \cdot 6,9 + 2 \cdot 12,6)} = 721,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée.}$$

BASES des POTEAUX METALLIQUES

Pour qu'il y ait une bonne répartition des efforts apportés par le poteau métallique à la fondation, on prévoit une platine à l'extrémité du poteau qui fera la jonction entre le poteau et le massif. Cette platine sera rigidifiée par des raidisseurs - en vue de diminuer les efforts sollicitant la platine - partageant la platine en différents panneaux supposés indépendants dans le calcul tel que :

- Panneau ① appuyé sur 4 côtés.
- Panneau ② appuyé sur 3 côtés.
- Panneau ③ appuyé sur 2 côtés.

Calcul des efforts sollicitant les panneaux :

Hypothèse de calcul :

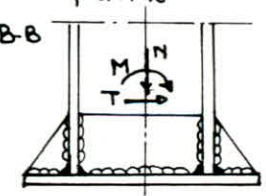
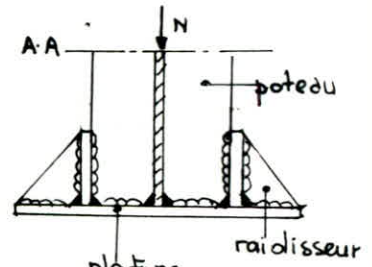
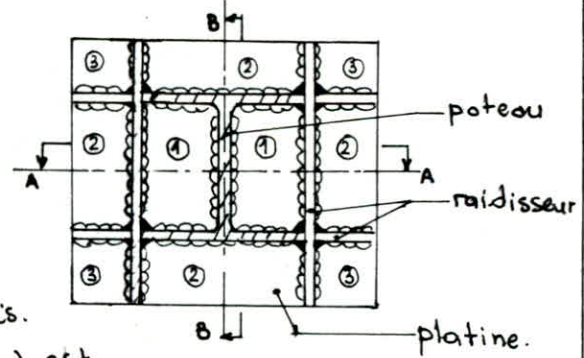
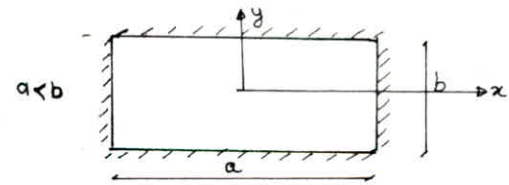
- panneaux sont encastres sur leurs appuis.
- l'action des contraintes sous jacentes (σ_{sj}) est uniformément répartie.

Méthode de calcul : on utilise la méthode de la RDM pour le calcul des plaques (A.M. RDM)

1) Panneau ① : panneau encasté sur 4 côtés.

$$M_x = -\alpha \cdot \sigma_{sj} \cdot a^2$$

$$M_y = -\beta \cdot \sigma_{sj} \cdot a^2$$

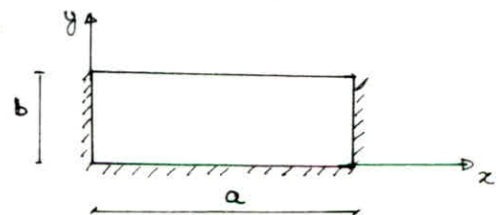


b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
α	0,0513	0,0581	0,0639	0,0687	0,0726	0,0757	0,0780	0,0799	0,0812	0,0822	0,0829
β	0,0513	0,0538	0,0554	0,0568	0,0568	-	0,0571	0,0571	0,0571	0,0571	0,0571

2) Panneau ② : panneau encasté sur 3 côtés.

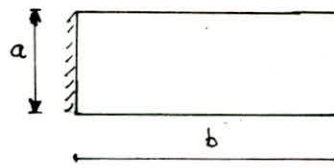
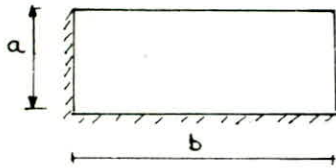
$$M_x = -\alpha' \cdot \sigma_{sj} \cdot a^2$$

$$M_y = \begin{cases} -\beta' \cdot \sigma_{sj} \cdot a^2 & \text{pour } 1 \leq b/a \leq \infty \\ -\beta' \cdot \sigma_{sj} \cdot b^2 & \text{pour } a \leq b/a \leq 1 \end{cases}$$



b/a	∞	3	2	3/2	1	2/3	1/2	4/3	0
α'	0,133	0,133	0,131	0,123	0,0972	0,0558	0,0293	0,0078	0
β'	0,125	0,125	0,125	0,124	0,119	0,127	0,319	0,428	0,500

3) Panneau ③ : encasté sur 2 cotés adjacents ; pour le calcul on admet qu'il est encasté sur un seul côté par simplification.



$$M_{max} = -\sigma_{sj} \cdot \frac{b^2}{2}$$

- Dimensions minimale de la platine ($b \times h = A$)

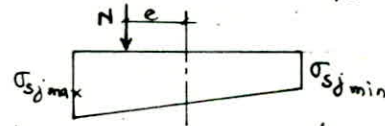
.. Selon RCM66 : (Art 5,121 et Art 5,1221)

$$\frac{N_b}{A} \leq \bar{\sigma}'_m \left\{ \begin{array}{l} A: \text{aire de la plaque d'assise.} \\ N_b: \text{effort Normal pondéré selon les regles BA.} \\ \bar{\sigma}'_m = 1,2 \bar{\sigma}'_{bo} \text{ (RCM66 : Annexe 15,1213).} \end{array} \right.$$

- Contrainte sous-jacente : σ_{sj} :

c'est la contrainte développée par le massif sur la face inférieure de la plaque d'assise sous l'action des efforts ramenés par le poteau.

$$\sigma_{sj} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{GM}{b \cdot h^2}$$

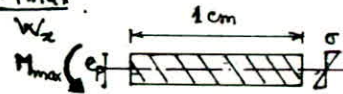


- Calcul de l'épaisseur de la platine : à partir du critère de résistance.

$\sigma \leq \sigma_{en}$ on évalue l'épaisseur de la platine avec $\sigma = \frac{M_{max}}{W_x}$.

W_x : module d'inertie pour une bande de 1cm.

$$I_x = \frac{1}{12} e_p^3 ; W_x = I_x / e_p / 2 = e_p^2 / 6$$



e_p : épaisseur de la platine ; σ : contrainte sur la fibre la plus éloignée (à $e_p/2$)

$$\frac{M_{max}}{e_p^2 / 6} \leq \sigma_{en} \rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{max}}{\sigma_{en}}}$$

$$M_{max} = [kg \cdot cm / cm] ; \sigma_{en} = [kg / cm^2]$$

Application : Poteau 1

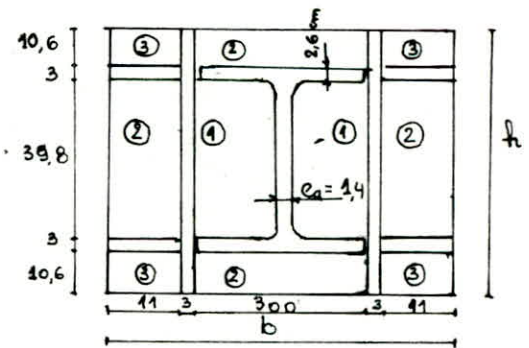
$$N_{pp} = 188,2 t ; N_{SE} = 108,3 t$$

$$\frac{4}{3} PP + \frac{3}{2} SE \quad N_a = 413,38 t$$

$$PP + 1,2 SE \quad N_b = 318,16 t$$

$$M_a = 7,33 tm$$

$$T = 5,87 t$$

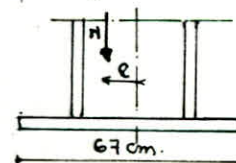


- Dimension minimale de la platine :

$$A \geq \frac{318,16 \cdot 10^3}{1,2 \times 68,5} = 3870,6 \text{ cm}^2 \rightarrow b = 58 \text{ cm} ; h = 67 \text{ cm}$$

- Contrainte sous-jacente :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,33 \cdot 10^5}{413,38 \cdot 10^3} = 0,018 \text{ m} \rightarrow e = 1,8 \text{ cm} < \frac{h}{6}$$



N est dans le tiers centrale donc pas de contrainte

de traction, donc les boulons d'ancrage ne sont pas nécessaires



$$\sigma_{s_j \max} = \frac{413,38 \cdot 10^3}{58,67} + \frac{6,7,33 \cdot 10^5}{58,67^2} = 123,27 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des efforts dans les panneaux :

On suppose que $\sigma_{s_j \max}$ est uniformément répartie sur les panneaux pour que le calcul soit uniforme au hypothèse.

Panneau ①

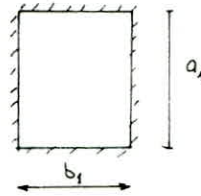
$$b_1 = 14,3 \text{ cm}; a_1 = 39,8 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0,0884$$

$$M_{x \max} = 2228,3 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$\beta = 0,0571$$

$$M_{y \max} = 1439,35 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$



Panneau ②

$$b_2/a_2 = 0,2764 \longrightarrow$$

$$\begin{cases} \alpha' = 0,065 \\ \beta' = 0,4403 \end{cases} \longrightarrow$$

$$M_{x \max} = 1269,22 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

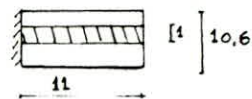
$$M_{y \max} = 6567,37 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Panneau ③

$$M_{\max} = \sigma_{s_j} \cdot \frac{b^4}{2} = 7457,84 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm.}$$

on retient donc $M_{\max} = 7457,87 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$ pour le calcul de l'épaisseur de la platine.

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 7457,84}{2400}} = 4,32 \text{ cm} \longrightarrow e_p = 4,40 \text{ cm.}$$



- vérification des Soudures :

• la contrainte sous jacente sollicite les 16 cordons de soudure (voir schéma) en cordons latéraux, donc l'effort sollicitant un cordon de soudure est de $N/16$.

• On prend une épaisseur de $a = 14 \text{ mm} \longrightarrow \alpha = 12 \text{ mm.}$

critère de résistance:

formule enveloppe de vérification:

$$\frac{N/16}{0,75 \cdot l \cdot a \cdot \alpha} \leq \sigma_{en} \longrightarrow l \geq \frac{N/16}{0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_{en}} = \frac{413,38 \cdot 10^3 / 16}{0,75 \cdot 1,2 \cdot 2400} = 11,96 \text{ cm}$$

$$L = l + 2a = 14,76 \text{ cm.}$$

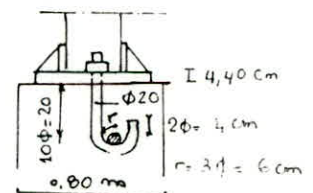
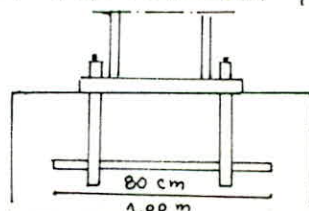
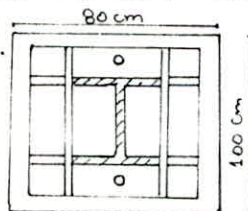
hauteur des raidisseurs :

$$h_e \geq \begin{cases} 4 \cdot L = 59 \text{ cm} \\ h \cdot (\text{poteau}) = 45 \text{ cm.} \\ 50 \text{ cm pour assurer un bon encastrement.} \end{cases}$$

$$\text{donc } h_e = 59, \text{ cm.}$$

Ancrage :

Dans notre cas l'encrage n'est pas nécessaire vu qu'il n'y a pas d'effort d'arrachement. mais pour qu'il y ait une bonne fixation des poteaux au moment de la manutention, on adopte alors un ancrage minimale.



Introduction:

d'après le rapport de sol établi par L.N.T.P.B sur le site de l'immeuble contenant plusieurs essais entre autre huit (8) sondages carottés par rotation ayant reconnus des profondeurs entre 15 et 20m ; et sept (7) essais de pénétration dynamique jusqu'au refus. On a obtenu les résultats suivants :

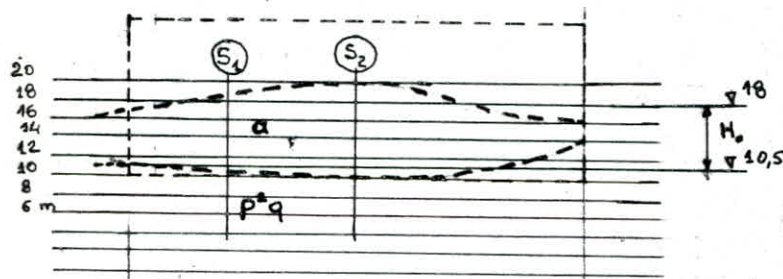
1) caractéristique géologique du terrain: d'après la carte géologique au 1/50000 de l'arba, le contexte géologique du terrain est le suivant:

a²: alluvions récentes

P²q: marnes caillouteuses d'el Harrach (alluvions anciennes).

2) Caractéristique mécanique du sol.

- densité humide du sol est en moyenne: $\gamma_h = 2,0 \text{ t/m}^3$.
- la cohésion et l'angle de frottement internes sont obtenues par des essais de cisaillement non drainés, non consolidé.



$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$	$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$
$c = 0,4 \text{ t/m}^2$	$c = 1,12 \text{ t/m}^2$
$\phi = 15^\circ$	$\phi = 0$

H₀: fouille.

contrainte admissible du sol:

on utilise la formule de Terzaghi applicable aux semelles superficielles rectangulaires ou filantes:

$$\bar{\sigma}_s = q_0 + \frac{1}{F} \left[(1 - 0,2 \frac{A}{L}) \cdot \gamma_h \cdot \frac{A}{2} \cdot N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + (1 + 0,2 \frac{A}{L}) \cdot c \cdot N_c \right]$$

ou γ_h : densité humide apparente du sol sous la fondation.

A et L: largeur et longueur de la fondation.

N_γ, N_q, N_c : coef dépendant de l'angle de frottement interne du sol.

q_0 : pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation = $\gamma_h \cdot D$

F: coef de sécurité: 2 ÷ 3.

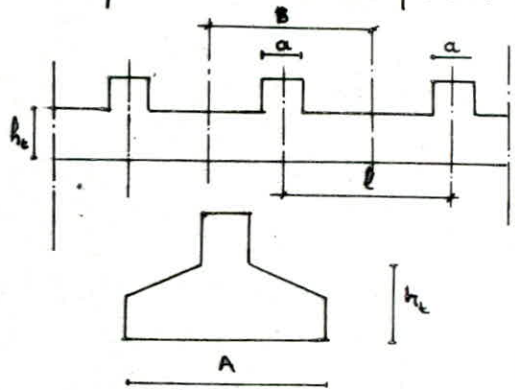
I | Semelle sous poteaux: La solution retenue pour fonder les poteaux de notre structure est une semelle filante nervurée.

principe de calcul: on opte pour une semelle rigide afin de considérer une répartition uniforme sur le sol. Ce choix sera justifié lorsque l'entraxe des poteaux reste inférieur à: $\frac{\pi}{2} \cdot l_e + a$.

avec a: largeur du poteau.
 l_e : longueur élastique = $\sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$ (Fuentes)

- I: inertie de la semelle.
- E: module d'élasticité du béton.
- b: largeur de la semelle
- k: coef de raideur du sol.

$k = 4 \text{ kg/cm}^2$ pour un sol moyen ($\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$)



Méthode de calcul:

a. prédimensionnement: $h_e = \frac{\max(A, B)}{7}$

B: distance entre 2 entre axes.
 $A \geq \frac{N}{B \cdot \bar{\sigma}_s}$

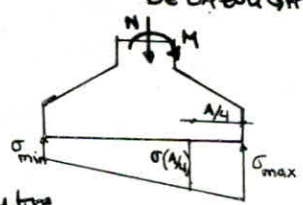
b. ferrailage:

- Sens transversal: la semelle fonctionne comme une semelle rectangulaire sous poteau, soit la semelle délimitée par A et B.

on aura pour la longueur B: $A' = \frac{Q' \cdot (A-a)}{8 \cdot R \cdot \bar{\sigma}_s}$ (Méthode des Bielles BELAZOUGHI)

avec $Q' = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B$

$\sigma(A/4) = \frac{\sigma_{\min} + 3 \sigma_{\max}}{4}$ (répartition trapézoïdale)



- Sens longitudinal:

la semelle fonctionne comme une poutre

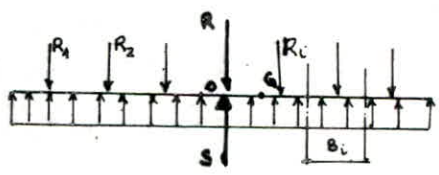
renversée continue prenant appui sur les poteaux.

on cherche l'équilibre statique tel que: $R = S$

avec $R = \sum R_i$ et $S = (\sum B_i) \cdot A \cdot \sigma$

o: point de passage de R et S.

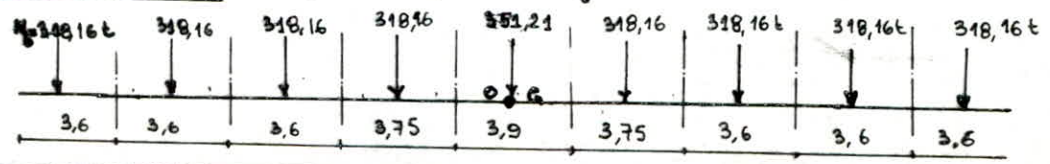
G: C.D.G de la semelle.



σ : pression des terres.

Si o et G sont confondues on aura une répartition uniforme de la pression des terres sur la fondation sinon on aura une répartition trapézoïdale.

Exemple de calcul: semelle filante: file B.



dimensionnement: $A > \frac{1.4}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{202,124 \cdot 10}{290 \cdot 2,10} = 428 \text{ cm} \rightarrow A = 450 \text{ cm}$
 $h_c = 80 \text{ cm}$

contrainte admissible du sol:

$\nu = 0$; $\alpha = 1,12$; $\gamma_R = 2 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^3$

$\nu = 0 \rightarrow N_R = 0$; $N_q = 1$; $N_c = 5,14$ D'après les tableaux de Caquot et Kerisel.

Dans ce cas la formule de Terzaghi devient:

$\bar{\sigma}_s = q_0 + \frac{1}{3} (1 + 0,2 \cdot \frac{A}{L}) \cdot \alpha \cdot N_c = 120 + 2 \cdot 10^3 + \frac{1}{3} (1 + 0,2 \cdot \frac{4,50}{337}) \cdot 1,12 \cdot 5,14 = 2,21 \text{ kg/cm}^2$

calcul de la contrainte sous jacente:

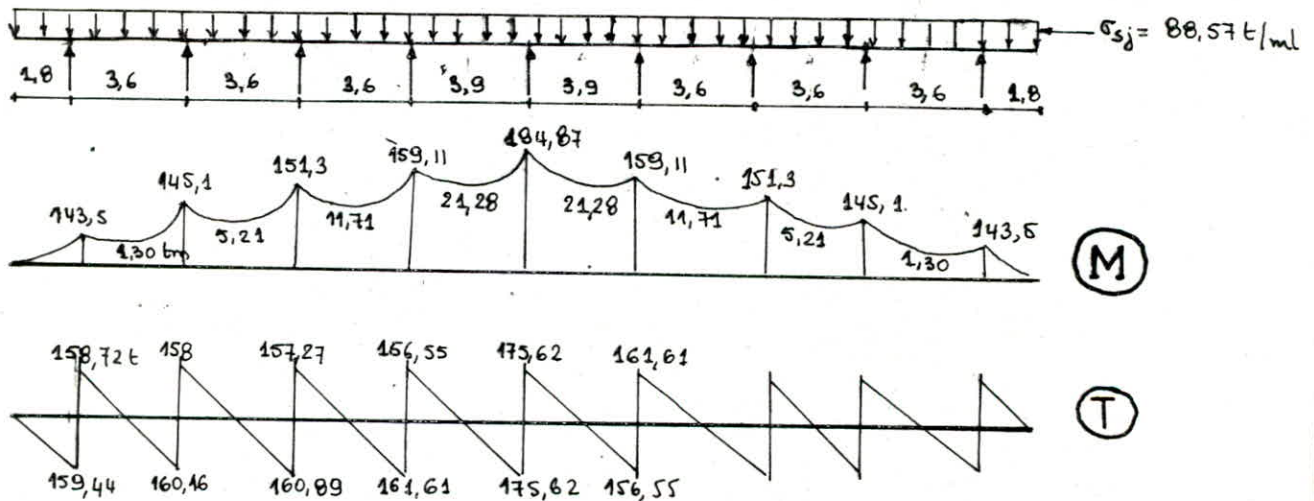
$R = \sum R_i = 2896,52 \text{ t}$

Get Hs sont confondus donc répartition linéaire de la pression au sol

$\sigma_{sj} = \frac{R}{\sum B_i \cdot A} = \frac{2896,52 \cdot 10^3}{450 \cdot 330} = 1,968 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

Sous longitudinal: la semelle se calcule comme une poutre renversée.

calcul des efforts M et T:

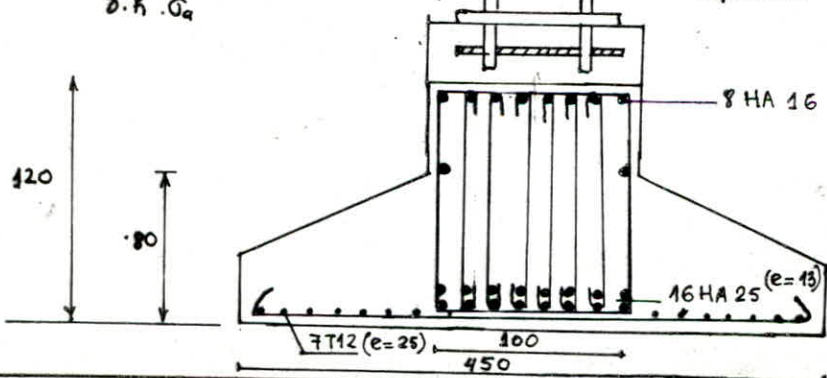


ferrailage: $M_{max} = 194,87 \text{ tm}$; HA25 $\bar{\sigma}_a = 2870 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\alpha} = 0,43$; $\bar{\beta} = 0,86$

$\bar{R} = 25,47$ $M_{eq} = 319,53 \text{ tm} > M_f \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\beta} \cdot \bar{R} \cdot \bar{\sigma}_a} = 76,21 \text{ cm}^2$

46 HA 25 = 78,54 cm²



toutes les vérifications sont satisfaites à savoir :

- la vérification de la résistance.
- " de la fissuration.
- condition de non fragilité
- vérification d'about.
- " au cisaillement.

calcul des armatures transversales :

étriers droits: $\bar{\sigma}_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}_{b0}$; $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b$

$\bar{\sigma}'_b = 89,48 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{89,48}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 18,84 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{3}{t} \cdot A_e \cdot \bar{\sigma}_{at} \geq T_{max}$; $\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$; $f_a = \frac{2}{3}$ avec reprise de bétonnage

$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$; $s = 97,6 \text{ cm} \rightarrow t \leq 10,3 \text{ cm}$

espacement max: $\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 14,9 \text{ cm}$ soit $t = 10 \text{ cm}$.

Sens transversal

$N = 351,24 \text{ t}$; $M = 7 \text{ tm}$.

$I = 29,6 \text{ m}^4$

$v = \frac{4,5}{2} = 2,25 \text{ m}$

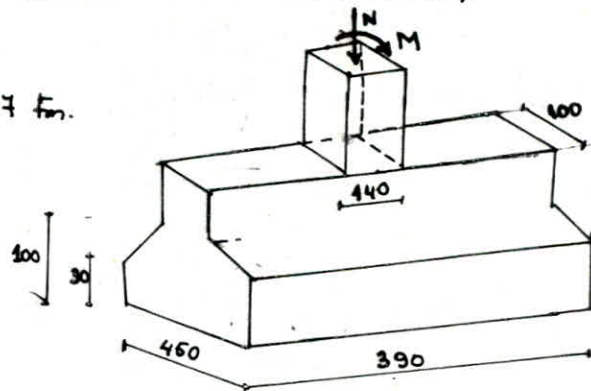
$w = 13,16 \text{ m}^3$

$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$

$\sigma_{max} = 2,05 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{min} = 1,95 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma(A/4) = 2,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$



Ferraillage:

$A'_x = \frac{Q'(A-a)}{8k \cdot \bar{\sigma}_s}$

$Q' = 2,03 \times 450 \times 390 = 356,27 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$A'_x = \frac{356,06 \cdot 10^3 \cdot (450 - 100)}{8 \times 98 \times 2800} = 56,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 19 \text{ HA20 } (e = 20 \text{ cm})$

$h_e \geq \frac{450 - 100}{4} + 5 = 92,5 \text{ cm} \rightarrow h_e = 100 \text{ cm}$.

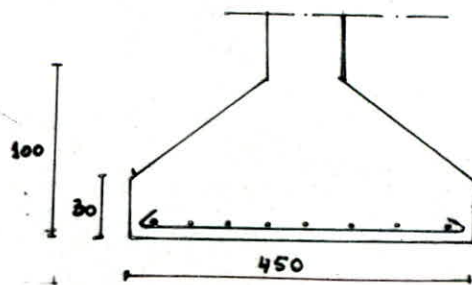
la vérification au cisaillement n'est pas nécessaire

calcul de la longueur élastique:

$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{bk}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 115022 \cdot 86,504 \cdot 10^8}{4 \cdot 100}} = 315 \text{ cm}$.

$\frac{\pi}{2} \cdot l_e + a = 5,75 \text{ m}$

tout les entraxes restent inférieur à $\frac{\pi}{2} l_e + a$
donc notre hypothèse de départ est justifiée.



TASSEMENTS

Le bâtiment étant fondé directement sur la maigre qui est très épaisse (plusieurs dizaines de mètres), on estimera le tassement à l'aide de la méthode oedométrique classique. Pour le calcul du tassement, on divise la zone d'influence en sous-couche d'épaisseur $h = 200 \text{ cm}$.

Hypothèses:

- Gonflement du fond de fouille à cause de la décharge; par conséquent le tassement réel sera la somme de:
 - l'annulation du gonflement, suite à la recharge du sol.
 - tassement dû à la charge nette

il est impossible d'estimer la valeur du gonflement du fond de fouille car il dépend étroitement du temps qui s'écoulera entre la fin du terrassement et le début d'exécution des fondations, ce qui nous entraîne à faire 2 calculs:

- 1) on suppose qu'aucun gonflement n'a eu lieu.
- 2) gonflement maximal a eu lieu.

Méthode de calcul:

c'est celle du calcul oedométrique classique; le tassement d'une couche est donné par la formule suivante:

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot h$$

avec: e_0 : indice des vides initiales au niveau du milieu de la couche.
 Δe : variation de l'indice des vides au m niveau entre l'état initial et l'état final.

e_0 et Δe sont lus directement sur la courbe oedométrique.

1) - cas où il n'y a pas gonflement:

a) état initial du sol en place avant tout terrassement caractérisé par:
 (σ'_0, e_0) $\sigma'_0 = \gamma_h \cdot H$ H : profondeur du point considéré
 $\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$

b) Etat du sol après l'exécution de la fouille générale caractérisé par (σ'_1, e_0) $\sigma'_1 = \sigma'_0 - J \cdot \Delta \sigma$

$\Delta \sigma$: de charge dû au creusement de la fouille générale. =

$$\Delta \sigma = \gamma \cdot H_0 = 2 \cdot 10^3 \times 8 = 16 \text{ kg/cm}^2$$

J : coef d'influence lié à la surface d'impact de la charge et de la profondeur du niveau considéré. il est lu sur l'abaque: Fig III 13

on prendra $J=1$ vu les grandes dimensions de la fouille.

c) état du sol après l'exécution de la petite fouille d'encastrement de la fondation caractérisé par : (σ_2', e_0) ; $\sigma_2' = \sigma_1' - J \cdot q_0$

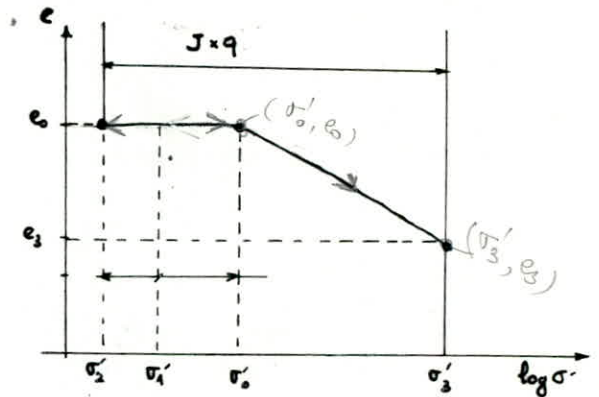
$$q_0 = \gamma \cdot D = 2 \cdot 10^4 \times 0,2 = 0,24 \text{ kg/cm}^2.$$

d) état du sol après la mise en charge de la fondation caractérisé par :

(σ_3', e_0) avec $\sigma_3' = \sigma_2' + J \cdot \sigma_{sj}$

$$\sigma_{sj} = 1,969 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } \sigma_3' = \sigma_1' - J \cdot q_0 + J \cdot \sigma_{sj}$$



2) Cas où le gonflement a lieu :

- état du sol en place avant tout terrassement (σ_0', e_0)

- état du sol après exécution des fouilles générales (σ_1', e_1) avec $e_1 > e_0$

e_1 : indice des vides après stabilisation du gonflement

- état du sol après creusement de la fouille de la fondation

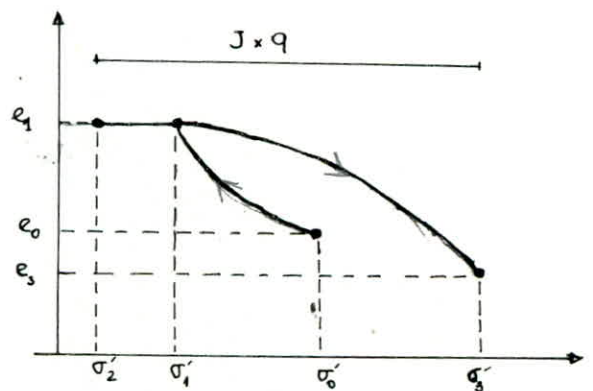
(pas de gonflement) (σ_2', e_1)

- état du sol après mise en charge de la fondation (σ_3', e_3)

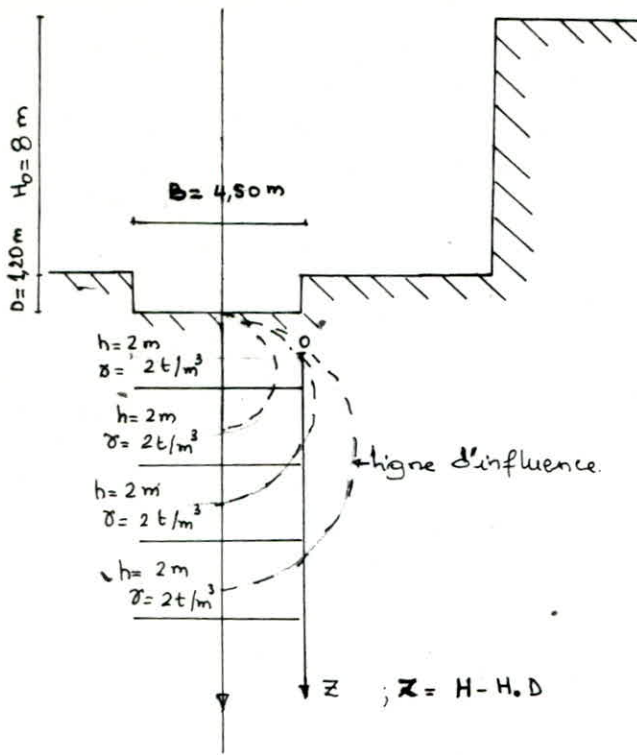
par conséquent pour le calcul du tassement, l'état initial est (σ_1', e_1)

et l'état final est (σ_3', e_3) .

on divise la zone d'influence de la fondation en sous couches d'épaisseur 100 cm.



les calculs sont résumés dans le tableau suivant :



les valeurs de σ'_0 ; σ'_1 ; J ; σ'_2 ; e_0 , e_1 , e_2 sont données pour le milieu de la couche élémentaire considérée.

tassement :

- Sans gonflement : $\Delta R_0 = 200 \times \frac{e_2 - e_0}{e_0 + 1}$

- Avec gonflement : $\Delta R_2 = 200 \times \frac{e_2 - e_1}{e_0 + 1}$

n° de la Couche	épaisseur de la S-couche	H (m)	σ'_0 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	z (m)	J	σ'_2 kg/cm ²	e_0	e_1	e_2	tassement	
											ΔR_0	ΔR_1 (cm)
1	200	10,2	2,04	0,44	1	0,94	2,06	0,773	0,785	0,773	0	1,34
2	200	12,2	2,44	0,84	3	0,70	2,05	-	0,784	0,773	-	1,23
3	200	14,2	2,84	1,24	5	0,50	2,10	-	0,78	0,771	-	1,01
4	200	16,2	3,24	1,64	7	0,39	2,31	-	0,775	0,77	-	0,56
5	200	18,2	3,64	2,04	9	0,31	2,58	-	0,773	0,767	-	0,68
6	200	20,2	4,04	2,44	11	0,26	2,89	-	0,767	0,764	-	0,34

5,16 cm

Remarque : Dans le cas sans gonflement les couches ne tassent pas car elles sont déchargées (en comparant σ'_0 à σ'_2).

Conclusion :

L'expérience montre que le tassement réel est plus faible que le tassement théorique donc le tassement reste inférieur au tassement admissible.

FONDATION sous NOYAU-CENTRAL

La solution retenue pour fonder le noyau central est le radier, compte tenu des facteurs suivants :
 - les voiles transversaux sont très rapprochés les uns des autres.
 - l'importance des charges qui arrivent au fondation.

Hypothèse : le calcul se fera en considérant le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie, à cet effet on prendra la pression maximale aux angles comme charge uniformément répartie.

Effort Normal : $SP_1 = 6061,18 \text{ t}$; $SP_2 = 11069,38 \text{ t}$

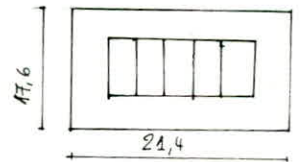
le calcul se fera sous la combinaison du second genre car :

$$SP_2 / SP_1 = 1,8 > \sigma_{en} / \sigma_a = 1,5$$

surface nécessaire du radier : $S_{nec} \geq \frac{N}{1,3 \bar{\sigma}_s}$

$\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$ (d'après le rapport du sol) pondéré à 30% : sol meuble (Art 4.1.3 RPA)

$$S_{nec} \geq \frac{11069,38 \cdot 10^3}{1,3 \cdot 3} = 283,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 \rightarrow S = 21,4 \times 17,6 = 376,64 \text{ m}^2$$



Contrainte admissible :

$$C_u = 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 15^\circ$$

$$\begin{cases} N_y = 3 \\ N_x = 4 \\ N_z = 11 \end{cases}$$

d'après Caquot et Querisiel.

$$F = 3 ; A = 17,6 ; L = 21,4 ; \gamma_h = 2 \text{ t/m}^3 ; D = 1,5 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot 10^1 \cdot 1,5 + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \cdot \frac{17,6}{21,4} \right) \cdot 2 \cdot 10^1 \cdot \frac{17,6}{2} \cdot 3 + 2 \cdot 10^1 \cdot 1,5 (4-1) + \left(1 + 0,2 \cdot \frac{17,6}{21,4} \right) \cdot 0,7 \cdot 11 \right]$$

$$= 5,06 \text{ kg/cm}^2$$

Stabilité du radier :

$$SP_2 = \begin{cases} N = 11069,38 \text{ t} \\ M_x = 1238,38 \text{ tm} ; M_y = 12039,56 \text{ tm} \end{cases}$$

Pression sous le radier (σ).

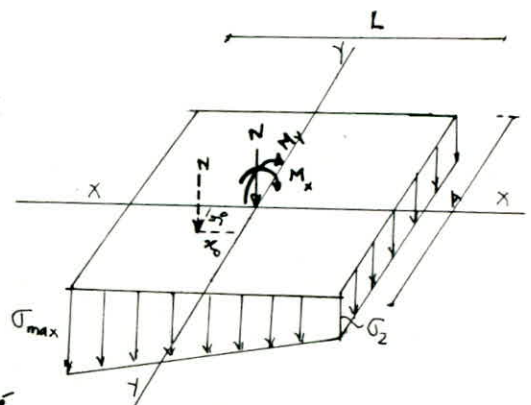
σ doit rester $< 1,3 \bar{\sigma}_s$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot L} \left(1 \pm \frac{6x_0}{L} \pm \frac{6y_0}{B} \right)$$

$$x_0 = \frac{M_x}{N} ; y_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$x_0 = \frac{1238,38}{11069,38} = 0,11 \text{ m}$$

$$y_0 = \frac{12039,56}{11069,38} = 1,08 \text{ m} < \frac{A}{4} \text{ Condition vérifiée}$$



σ_{max} : contrainte qui s'applique à un des angles selon la direction de l'action sismique

$$\tau_{max} = \frac{11069,39 \cdot 10^3}{21,4 \times 17,6 \times 10^4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,11}{21,4} + \frac{6 \cdot 1,08}{17,6} \right) = 4,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

$\tau_{min} > 0 \rightarrow$ pas de soulèvement

Prédimensionnement de la dalle:

Etant donné qu'il est peu commode de placer des étriers dans une dalle donc il en ait de même pour un radier. on déterminera l'épaisseur de celui-ci en fonction de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,4}{9,6} = 0,16 < 0,4$$

\rightarrow le panneau fonctionne comme une poutre.

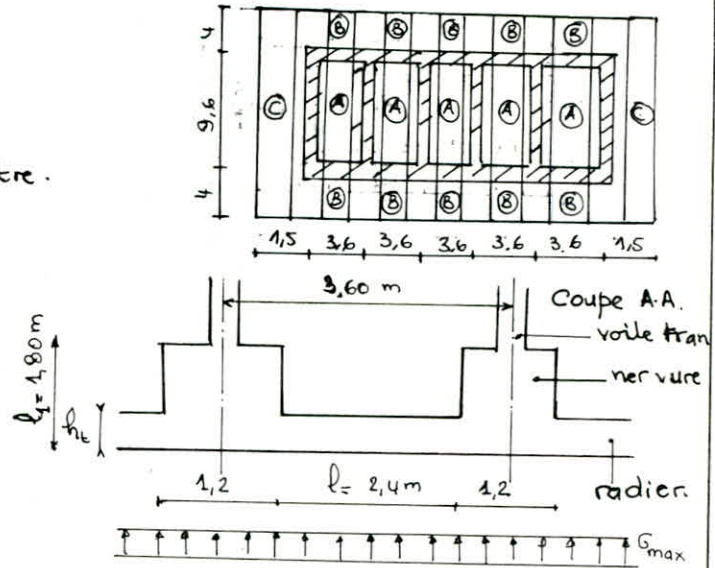
$$T_{max} = q \frac{l}{2} = 41,1 \times \frac{2,4}{2} = 49,32 \text{ t/ml}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{\frac{2}{3} \cdot b \cdot 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{49,32 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 100 \times 1,15 \times 5,9} = 83 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h_c = 90 \text{ cm}$$

$$l_1? \quad T_{max} = \frac{3,3 \times 41,1}{2} = 68 \text{ t/ml}$$

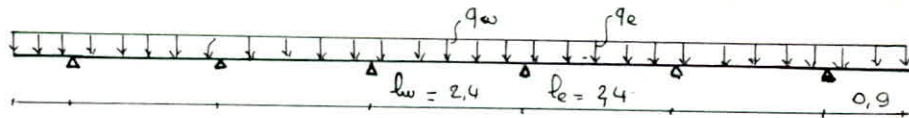
$$l_1 \geq 1,20 \text{ m} \rightarrow l_1 = 1,80 \text{ m}$$



Détermination des efforts dans les panneaux:

Pour la détermination des moments on utilisera la méthode de Caquot pour les panneaux A et C en considérant des poutres continues de 2m de largeur. pour le panneau B, on utilisera la méthode exposé au polycope de Belazonghi pour les panneaux appuyés sur 3 côtés.

panneau A etc



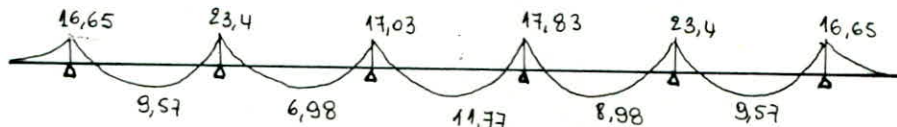
moment aux appuis:

$$M_c = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{0,5(l_w + l_e)} \quad \text{avec } l' < \begin{cases} 0,8 l & \text{travée interm} \\ l & \text{de rive} \end{cases}$$

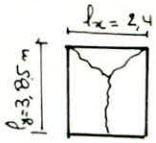
une fois connue les moments sur appuis intermédiaires on en déduit les moments en travée par la statique.

$$q_w = q_e$$

$$l_w = l_e = 2,4 \text{ m}$$



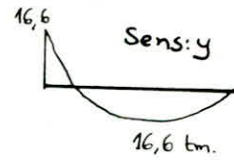
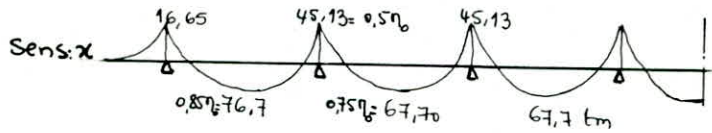
panneau B : (théorie des lignes de rupture)



$$M_x = P \frac{l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + P \frac{l_x^3}{48} = 90,26 \text{ tm}$$

$$M_y = P \frac{l_x^3}{24} = 23,67 \text{ tm}$$

en tenant compte de la continuité :



Ferraillage : (méthode Pierechot : F-S)

- Panneau A et C :

selon l_x : $M_x^t = 11,77 \text{ tm} \longrightarrow A_x^t = 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

selon l_y : $A_y^t = A_x^t / 4 \longrightarrow A_y^t = 4 \text{ HA } 10 \longrightarrow (e = 25 \text{ cm})$

(d'après la condition de non fragilité)

appui :

selon l_x : $A_x^a = 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (e = 20)$

selon l_y : $A_y^a = 4 \text{ HA } 10 / \text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$

- Panneau B

en travée :

selon l_x : $M_x^t = 76,7 \text{ tm}$

$A_x^t = 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (e = 20)$

selon l_y : $M_y^t = 16,6 \text{ tm}$

$A_y^t = 5 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (e = 20)$

à l'appui :

selon l_x : $M_x^a = 11,72 \text{ tm/ml}$

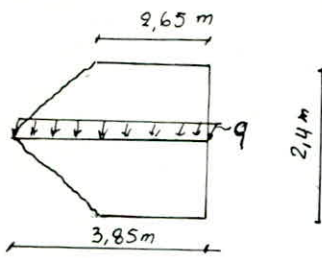
$A_x^a = 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$

selon l_y : $M_y^a = 6,92 \text{ tm/ml}$

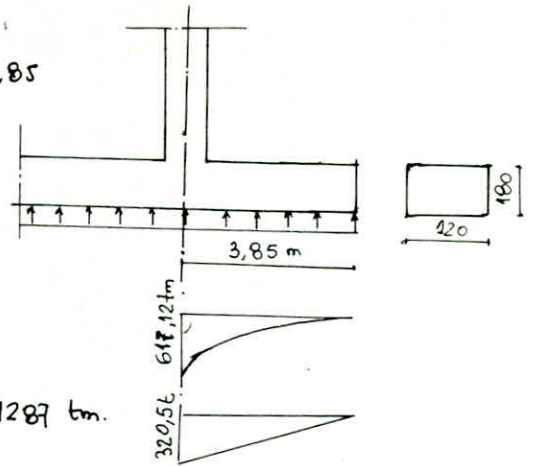
$A_y^a = 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$

$l_d = 60 \text{ cm}$

Ferrailage de la nervure :



$$q = 40,1 (3,65 + 2,65) \times 1,2 / 3,85 = 83,28 \text{ t/ml}$$



Moment résistant : $M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \times \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot b \cdot h^2$
 $= \frac{1}{2} \cdot 205,5 \times 0,42 \cdot 0,86 \times 120 \cdot 170^2 = 1287 \text{ tm}$

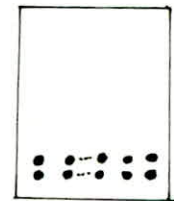
$M < M_{RB} \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{617,12 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 173 \cdot 4000} = 104,92 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 24 \text{ HA } 25 = 117,81 \text{ cm}^2$

Condition de non fissuration :

$\omega_f = \frac{117,81}{2 \times 4,6 \times 120} = 0,1067$

$\sigma_s = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,1067}{25(1 + 10 \cdot 0,1067)} = 4955 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$



$l_d = 1,00 \text{ m}$ scellement droit.

$I_x = 2,761 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$

$\sigma'_b = 130,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

vérification de la stabilité de l'âme

$\bar{\tau}_b = (4,5 - 2 \cdot \frac{130,4}{205,5}) \cdot 5,9 = 19,06 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \delta} = \frac{320,58 \cdot 10^3}{120 \cdot \frac{7}{8} \cdot 174} = 17,55 < \bar{\tau}_b$

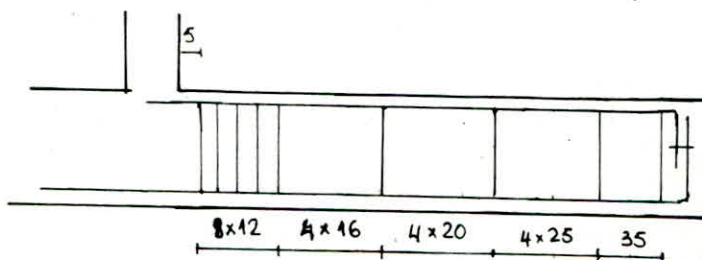
Armature transversale :

$l_s \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$\bar{\sigma}_{at} = 2400 ; T = 320,58 \text{ t} ; z = \frac{7}{8} h = 152,25$
 $A_t = 14 \text{ Ad} \times 10 = 11,00 \text{ cm}^2$

$l_s \leq \frac{11 \cdot 152,25 \cdot 2400}{320,58 \cdot 10^3} = 12,53 \text{ cm}$

on prendra $b_0 = 12 \text{ cm}$ comme espacement initiale.



MURS de SOUTÈNEMENT

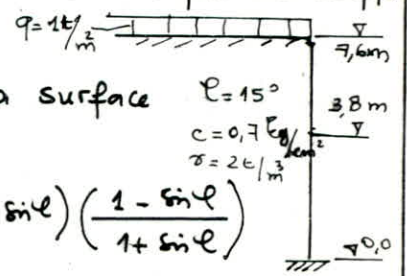
Pour assurer une infrastructure rigide (selon les prescriptions du RPA: Art 2.2.1)
On a prévu des voiles périphériques qui jouent le rôle de murs de soutènement.
Calcul des contraintes qui s'exercent sur le mur:

on n'admet pas qu'il y ait déplacement du mur ce qui nous entraîne à considérer un état de repos qui sera caractérisé dans le calcul par le coefficient de repos de pression des terres (K_0).

Hypothèse: l'écran doit être lisse et vertical à la surface du talus horizontal

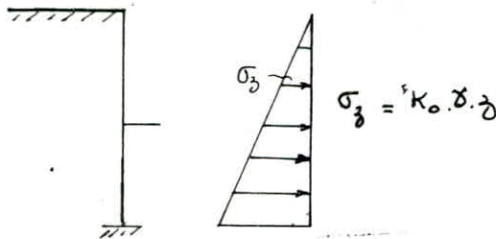
K_0 est donné par la formule de Jackey:

$$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi\right) \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}\right)$$

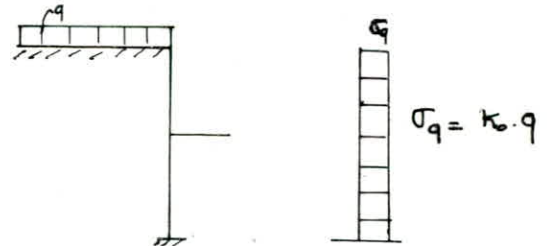


Calcul des Contraintes:

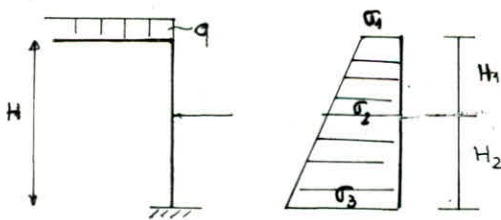
pression des terres



pression dû à la surcharge



superposition:



$$\varphi = 15^\circ$$

~~$$K_0 = 0,69$$~~

$$\sigma_1 = K_0 \cdot q = 0,69 \times 1 = 0,69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_3 = K_0 \cdot q + K_0 \cdot \gamma \cdot H_2 = 11,18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = K_0 \cdot q + K_0 \cdot \gamma \cdot H_1 = 5,93 \text{ t/m}^2$$

1 Calcul du voile

Détermination des efforts: le voile est encasturé partiellement sur ses 4 côtés. on utilisera donc les abaques de pigeaud. (Annexe A2 CCBA)

panneau A: $l_x = 3,10$; $l_y = 3,66 \text{ m}$

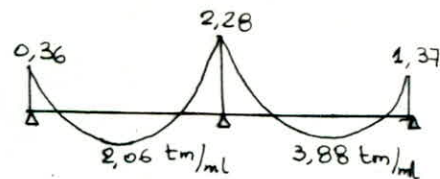
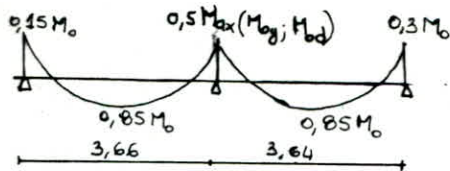
$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0561 ; \mu_y = 0,757 \rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0561 \times 5,39 \times 3,10^2 = 3,20 \text{ tm/ml} \\ \gamma_y = 0,757 \times 3,20 = 2,42 \text{ t/ml} \end{cases}$$

panneau B: $l_x = 3,10 \text{ m}$; $l_y = 3,64 \text{ m}$

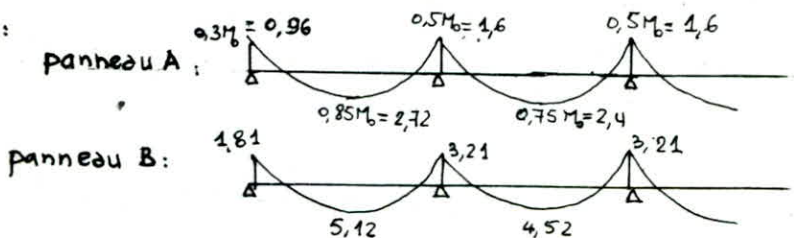
$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0561 \times 11,18 \times 3,10^2 = 6,03 \text{ tm/ml} \\ M_y = 0,757 \times 6,03 = 4,56 \text{ tm/ml} \end{cases}$$

en considérant la continuité:

selon l_y :



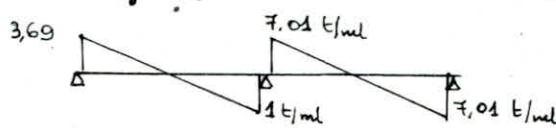
sens l_x :



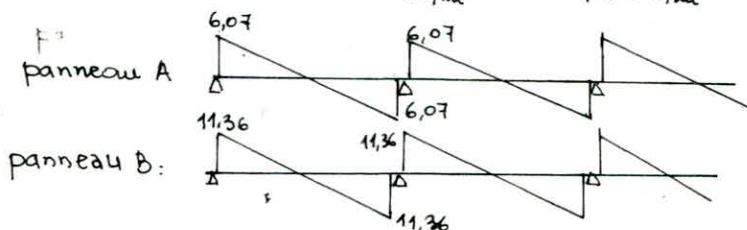
Effort tranchant: (Méthode approchée)

$$T_x = \frac{q l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \quad T_y = \frac{q l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

sens l_y :



sens l_x :



épaisseur du mur: à partir de la condition de non cisaillement on

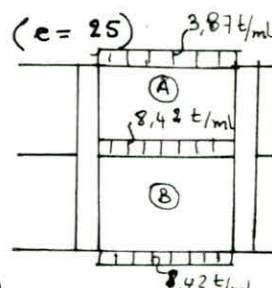
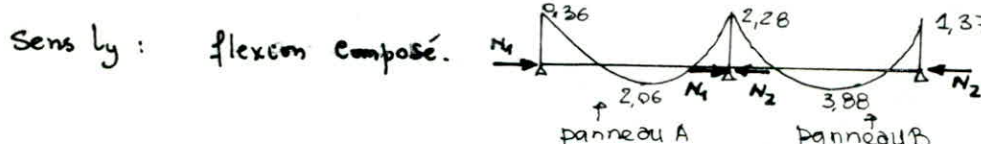
évalue l'épaisseur du mur: $\tau_b = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\tau}_b$

$$\rightarrow b \geq \frac{T^{\max}}{\frac{z}{3} \cdot 1,15 \bar{\tau}_b} = \frac{11,36 \cdot 10^3}{\frac{3}{8} \cdot 100 \cdot 1,15 \cdot 5,9} = 19 \rightarrow h_e = h + 5 \rightarrow h_e = 30 \text{ cm.}$$

Ferraillage: méthode Pierrot:

sens l_x : panneau A $\left\{ \begin{array}{l} A_x^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=20) \\ A_x^a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=25 \text{ cm}) \end{array} \right.$

panneau B $\left\{ \begin{array}{l} A_x^t = 4 \text{ HA } 16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=25) \\ A_x^a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=25) \end{array} \right.$



panneau A: $\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 3 \text{ HA } 10 = 2,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=30) \\ A_y^a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=25) \end{array} \right.$

panneau B: $\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=20) \\ A_y^a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e=25) \end{array} \right.$

partie courante: (Art 4.3.3.2 RPA)

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{11,28 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 4,77 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} \longrightarrow \bar{\omega} = 0,15\%$$

soit $A_e = 4HA12/ml = 4,52 \text{ cm}^2/ml$ ($e = 25 \text{ cm}$)

(voir planche pour les schémas)

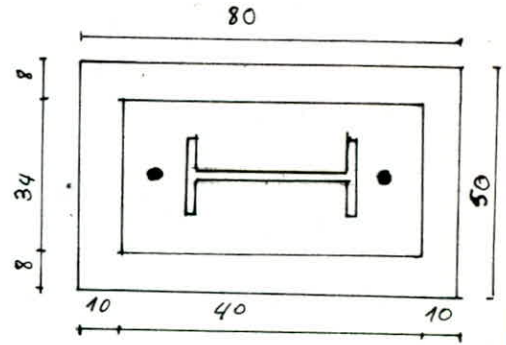
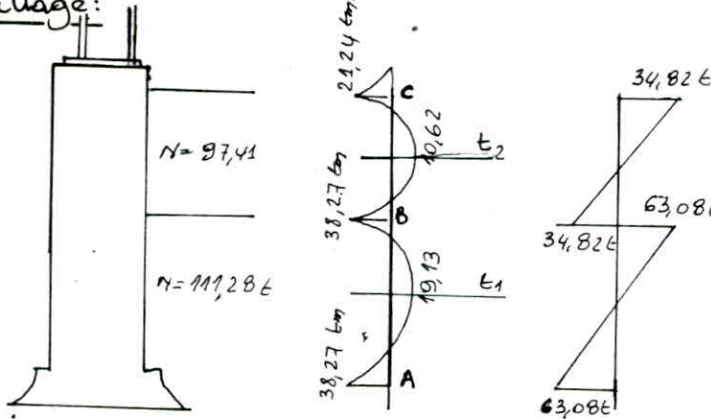
Calcul du poteau en B-A.

prédimensionnement:

$$A_b = 60 \times 50 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{N'_b}{A_b} = \frac{111,28 \cdot 10^3}{3000} = 37,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

Ferrailage:



Appui : B : $M = 38,27 \text{ tm}$; $N = 111,28 \text{ t}$ \longrightarrow S.P.C

résultat : $A' = 12,87 \text{ cm}^2$; $A = 1,97 \text{ cm}^2$.

Travée 1 : $M = 19,13 \text{ tm}$; $N = 111,28 \text{ tm}$ \longrightarrow $A' = 19,15 \text{ cm}^2$ $A = 0$

Appui c : $M = 10,62 \text{ tm}$; $N = 97,47 \text{ t}$ \longrightarrow $A' = 9,06 \text{ cm}^2$ $A = 0$

Travée 2 : $M = 10,62 \text{ tm}$; $N = 97,41 \text{ t}$ \longrightarrow $A' = 13,72 \text{ cm}^2$ $A = 0$.

armature minimale:

$$\omega_e (\%) = 1\% \longrightarrow A_{min} = 0,01 \times 50 \times 80 = 40 \text{ cm}^2$$

(voir planche pour la disposition)

espacement des cadres droits:

$$t \leq \frac{A_e \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{max}} \text{ avec } A_e = 6\phi 12 = 6,79 \text{ cm}^2; \bar{\sigma}'_{at} = \frac{2}{3} \sigma'_{cm} = 1600; z = \frac{7}{8} h = 66,5 \text{ cm}$$

$$T = 63,08 \text{ t} \longrightarrow t \leq 11,45 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h(1 - 0,3 \frac{C_b}{\sigma'_b}) = 6,69 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 76 = 15,2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{63,08 \cdot 10^3}{50 \cdot \frac{7}{8} \cdot 76} = 18,87 \text{ kg/cm}^2$$

FONDATION SOUS VOILE PERIPHERIQUE.

on choisit une semelle continue, le calcul et le dimensionnement de font sous SP1 selon l'hypothèse faite au départ. Pour le prédimensionnement on suppose une variation trapézoïdale des contraintes dans le sens de B et une repartition uniforme dans le sens de A vu la grande rigidité des voiles afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle

- les dimensions min A x B sont telles que.

$$\sigma(B/4) < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma(B/4) = \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{M \cdot B/4}{I}$$

- hauteur de la semelle: $h_e \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm.}$

Effort sollicitant la fondation:

Moment:

moment ramené par les voiles:

$$M_v = 1,37 \times 3,1 + 8,42 \times 3,1 \times 0,25 = 10,77 \text{ tm}$$

moment ramené par le poteau: $M_p = 38,27 \text{ tm}$

$$\text{soit } M_T = M_v + M_p = 49,04 \text{ tm.}$$

Effort Normal:

$$N_v = 8,42 \times 3,1 = 26,10 \text{ t}$$

$$N_p = 111,28 \text{ t}$$

$$\rightarrow N = 137,38 \text{ t}$$

Calcul de la largeur de la semelle:

$$\frac{N}{A \cdot B} + \frac{M \cdot B/4}{A \cdot B^3/12} < \bar{\sigma}_s \rightarrow \frac{N}{A \cdot B} + \frac{3M}{A \cdot B^2} < \bar{\sigma}_s \rightarrow B = 210 \text{ cm}; h_e = 45 \text{ cm.}$$

Contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_s = q_0 + \frac{1}{F} \left[\gamma_h \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + C \cdot N_c \right] \quad \text{avec } q_0 = \gamma_h \cdot D \quad ; \quad D = 0,8 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot 10^1 + 0,8 + \frac{1}{3} \left[2 \cdot 10^1 \cdot \frac{2,2}{2} \cdot 3 + 2 \cdot 10^1 \cdot 0,8 (4-1) + 0,7 \cdot 11 \right] = 3,11 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte du sol.

$$M_{\text{réel}} = M - M_{\text{ferre}} \quad \text{avec } M_{\text{ferre}} = \gamma \cdot \delta \left(\frac{B+b}{4} \right)$$

$$M_{\text{réel}} = N + N_{\text{ferre}} \quad ; \quad \text{avec } N_{\text{ferre}} = \gamma \cdot \delta \quad ; \quad \gamma = HA \left(\frac{B-b}{2} \right) = 7,6 \times 3,6 \left(\frac{2,2-0,8}{2} \right) = 19,15 \text{ m}^3$$

$$M_{\text{réel}} = 49,04 - 19,15 \times 2 \cdot \left(\frac{2,2+0,8}{4} \right) = 20,312 \text{ tm}$$

$$N_{\text{réel}} = 19,15 \times 2 + 137,38 = 175,68 \text{ t.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{M \cdot B}{I} \rightarrow \sigma_1 = 2,92 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 1,52 \text{ kg/cm}^2 \quad . \quad \sigma_1, \sigma_2 < \bar{\sigma}_s \text{ vérifié.}$$

Ferraillage de la semelle (voir planche)

$$A'_s = \frac{Q'(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s} \quad \text{avec } Q'_A = \sigma(A/4) \cdot B \cdot A = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} \cdot B \cdot A = 203544 \text{ kg}$$

$$A'_s = \frac{203544 \cdot (210 - 80)}{8 \cdot 40 \cdot 2000} = 31,80 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A'_s = 5 \text{ HA } 16/\text{ml} \quad - (e = 20 \text{ cm})$$

BIBLIOGRAPHIE

- RPA 81 (version 83)
- CCBA 68
- Règlement de Calcul des constructions en acier (RCM 66)
- Neige et Vent 65
- Conception et Calcul des structures soumises au séisme : M^E DAOUDI ; M^E SALHI,
- Calcul pratique des structures Métalliques Tome 1 : Michel Levert.
- traité de BA tome 2 . Belazougri
- traité de BA tome 4 . A. GUERRIN
- Dynamique des Structures et sismologie de l'ingénieur L.A. DOBRESCU
- Calcul pratique des ossatures de Batiment en BA A. Fuentes
- Calcul des tours en BA Marius Divers
- Calcul et vérification des ouvrages en BA P. Charon.
- Aide Mémoire Béton armé victor. DAVIDOVICI
- Cours Béton 1, 2 et 3
- Cours RDM III M^E HAFIDI
- Cours EM I et CM II : M^E CHENAF
- Aide Memoire RDM J. Goulet.
- TD Béton III : M^E BAGHDADI
- Cours pratique de mécanique des sols . G. Sanglerat tome 1.
- Cours MDS II . M^E KORDJANI

