

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

36/85

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

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
«O»

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

THEME

TOUR 10 ETAGES
OSSATURE VOILES

Proposé par :

C. T. C.

Etudié par :

SNOUSSI Ahmed

HACINI Bachir

Dirigé par :

STRAKHOV

A. SENDJANI



Promotion Janvier 1985

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

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

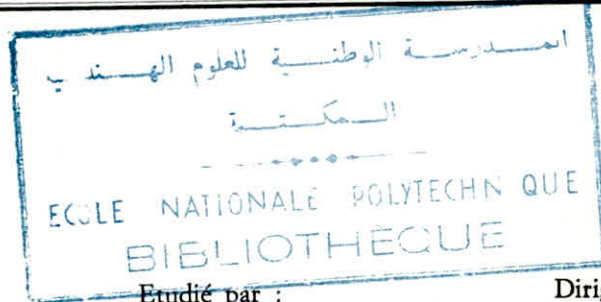
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
«O»

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

THEME

TOUR 10 ETAGES
OSSATURE VOILES



Proposé par :

C. T. C.

Etudié par :

SNOUSSI Ahmed

HACINI Bachir

Dirigé par :

STRAKHOV

A. SENDJANI

* PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
*CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	5
*DESCENTE DE CHARGES.....	10
*CALCUL DES ESCALIER.....	17
*CALCUL DE L'ACROTERIE.....	31
*CALCUL DES GARDES CORPS.....	35
*CALCUL DU PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE.....	37
*CALCUL DU PLANCHER(calcul des dalles).....	50
*INERTIES EQUIVALENTES.....	78
*DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE.....	85
*DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION.....	93
*EXCENTRICITE.....	95
*ETUDE DYNAMIQUE.....	96
*DISTRIBUTION DES CHARGES SISMIQUES.....	111
*ETUDE AU VENT.....	122
*EVALUATION DES SOLLICITATIONS DANS LES REFENDS.....	129
*CHARGES VERTICALES.....	162
*SUPERPOSITIONS DES CHARGES ET SURCHARGES.....	173
*FERRAILLAGE DES VOILES.....	186
FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	210
*FERRAILLAGE DES LINTEAUX.....	211
*DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES (D.T.U).....	218
*DEFORMATIONS.....	221
*FONDATIONS.....	237

REMERCIEMENTS

- ON REMERCIE VIVEMENT Monsieur SENJAN Ahmed, chef de département structure au niveau du C.T.C, pour ses conseils aussi pratiques que théoriques sans oublier Monsieur EL-HADJ et Monsieur FARCI Ingénieurs au niveau du C.T.C.

- On remercie aussi notre promoteur Monsieur STRAKHOV qui a eu l'aimable gratitude de nous orienter durant toute notre étude.

A la même occasion , on remercie tous les enseignants du département Genie-Civil, en l'occurrence Monsieur BENSLIMANE, pour leurs dévouements, leurs aides et leurs apports morales durant toute notre formation.

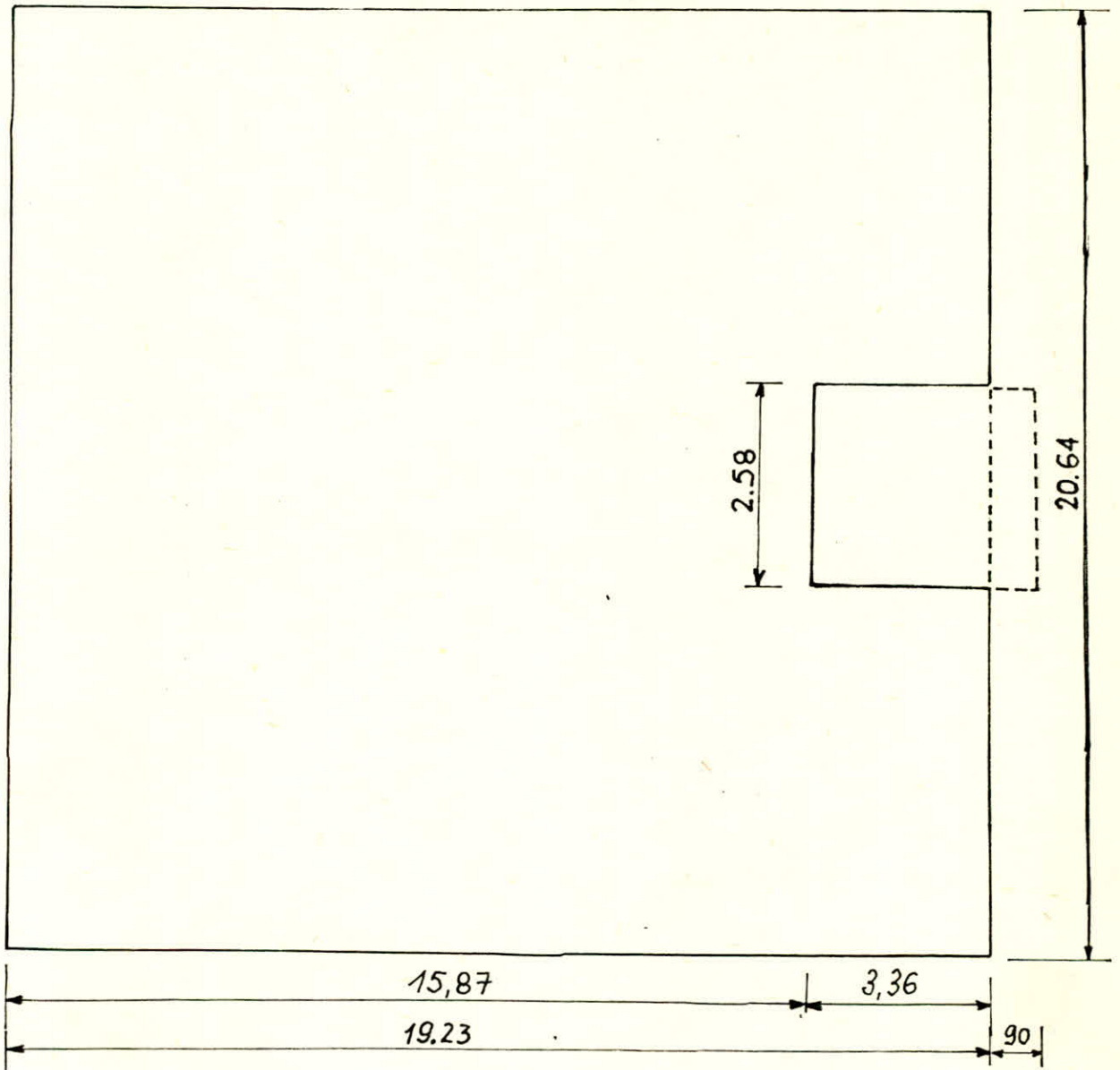
-~~EN~~fin, sans oublier, Messieurs les membres du JURY qui ont bien voulu accepter de juger notre travail et qu'on leurs sera très reconnaissant.

A.SNOUSSI

B.HACINI

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

VUE EN PLAN



Le projet qui nous a été confié consiste à étudier et calculer l'ossature d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté dans la région de "CHLEF", région classée par le CTC : zone III (forte intensité sismique). La vue en plan de ce bâtiment présente une symétrie de un sens et une dissymétrie dans l'autre.

Il comporte un vide sanitaire, un rez-de-chaussée et dix (10) étages.

Caractéristiques géométriques

longueur totale : 20,64 m

largeur totale : 19,23 m

hauteur totale (aeroteur comprise) : 31,84 m

hauteur d'étage = hauteur du RDC = 2,87 m

hauteur du vide sanitaire : 1,50 m

Ossature :

L'ossature de notre bâtiment est constituée de voiles, d'épaisseur égale à 20 cm, assurant ainsi le contreventement longitudinal et transversal de la construction.

Planchers :

- Le plancher haut du vide sanitaire est constitué de dalles préfabriquées dites "predalles" et d'une dalle de compression solidarissant les predalles.
- Le plancher de l'étage courant et celui de la terrasse seront constitués en dalles pleines d'épaisseur 14 cm ; la terrasse est inaccessible sauf entretien.
- Le plancher bas du vide sanitaire est un plancher flottant reposant directement sur le sol.

Escaliers :

on distingue 2 types d'escaliers :

- Escalier sans palier intermédiaire, donnant accès au 1^{er} étage
- Escalier avec palier intermédiaire, donnant accès au reste des étages ...

.. Ces escaliers sont préfabriqués.

Maçonnerie :

Peu de murs intérieurs (cloisons) réalisés en briques creuses de 7 cm d'épaisseur.

Revetements :

Produits céramiques dans les salles d'eau.

Carrélagés dans les autres pièces.

Taux de Travail du sol

A une profondeur de 2,0 m, la contrainte admissible du sol est de : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bar}$

Coffrage :

Le bâtiment sera réalisé par un coffrage tunnel.

Ce type de coffrage permet de coffrer simultanément les murs et le plancher d'une même cellule...

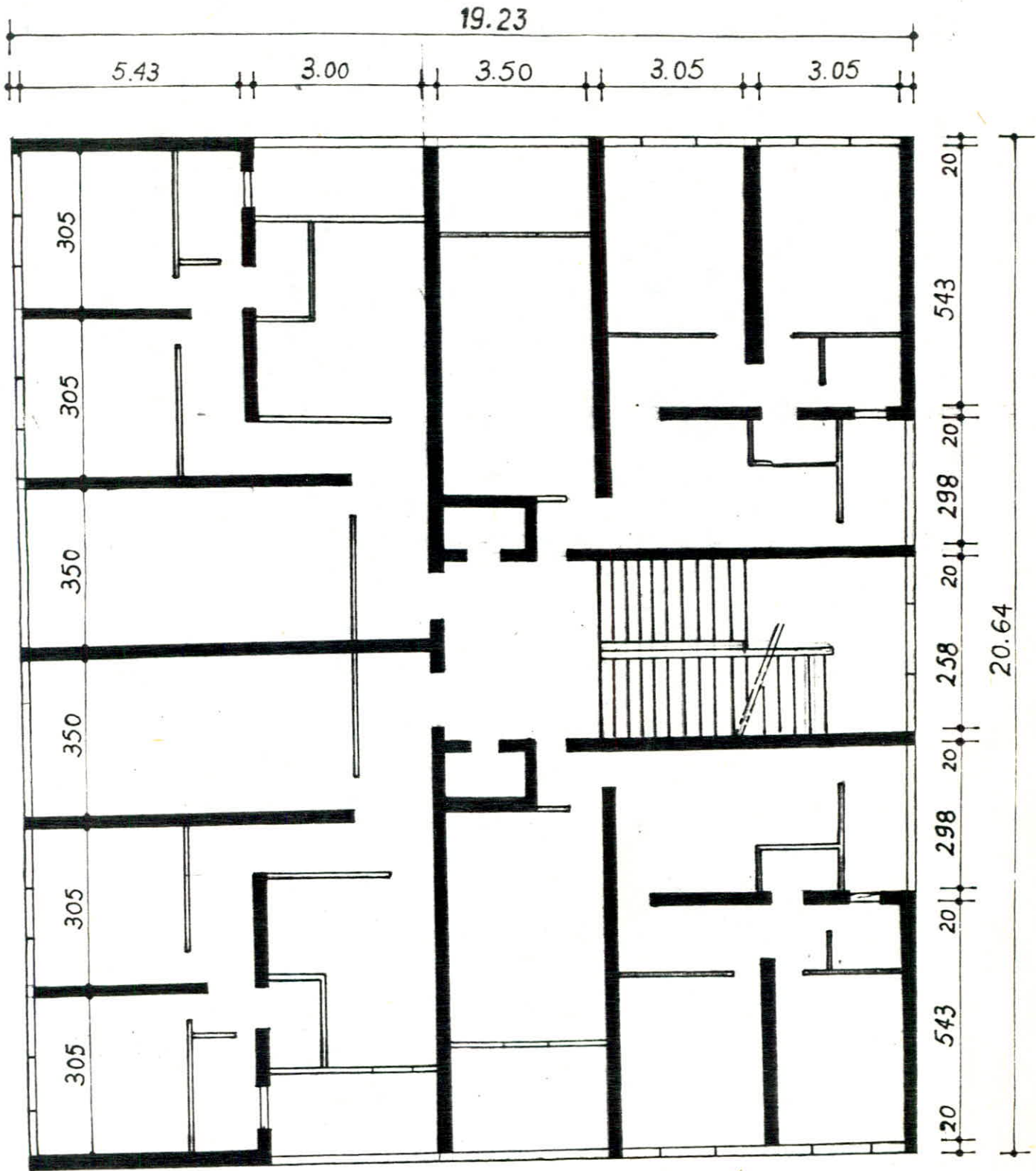
-- et présente plusieurs avantages :

- grande rapidité d'exécution
- Rendements meilleurs de la main d'œuvre.
- qualité satisfaisante (réduction des barres d'attente).

Il y'a deux (02) types de coffrage tunnel :

- Tunnel bicoquille (demi-coquille).
- Tunnel monocoquille.

Plan d'architecture



CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

CONTRAINTES ADMISSIBLES

BETON: Pour 1 m^3 de beton fini dosé à 350 kg/m^3 ciment CPA 325 ; contrôle atténué on a :

- 400 l de sable fin
- 800 l de granulats ($c_g = 5/15 \text{ mm}$)
- 175 l d'eau propre

On obtient à 28 jours de séchage, en respectant cette composition :

- une résistance nominale à la compression $\overline{\sigma}_{28}'$

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

- une R^e nominale à la traction $\overline{\sigma}_{28}$

$$\overline{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ bars}$$

Contrainte de compression admissible

cette contrainte est prise égale à une fraction de sa R^e nominale à 28 jours

$$\overline{\sigma}_b' = f_b' \overline{\sigma}_{28}' \quad \text{avec } f_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : depend de la classe du ciment (CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$)

β : depend de l'efficacité du contrôle (C_e atténué $\beta = 5/6$)

γ : depend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats

$$c_g = 5/15 \Rightarrow \gamma = 1$$

δ : depend de la nature des sollicitations

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{compression simple} \\ 0,6 & \text{flexion simple ; flexion composée avec } N = \text{effort de traction} \end{cases}$$

$$\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{cas d'une flexion composée} \\ \text{lorsque l'effort normal } N \\ \text{est une compression.} \end{array}$$

e_0 = Excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au COG du béton seul.

e_1 = distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\varepsilon = 1$ Compression simple

$0,5 < \varepsilon < 1$ autres cas. il est déterminé par la condition : $\bar{\sigma}'_{b_0} \geq \frac{F_{b'}}{B'}$

$F_{b'}$: Résultante des forces de compression.

B' : Section du béton comprimé.

En résumé :

$$\text{En compression simple} \begin{cases} \bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 \\ \bar{\sigma}'_{b_0} = 6,7,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

En flexion simple ou flexion composée avec un effort normal de traction

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence Art 9.5 CCBA 68

Cette contrainte est prise égale à une fraction de sa R_{ce} nominale, et peut être dépassée pour certaines sollicitations.

$$\bar{\sigma}'_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$$

$$\beta_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

θ : coefficient numérique donné par

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'} \quad (\sigma_{28}' \text{ exprimée en bars})$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \left(0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \cdot 270 = \begin{cases} 5,8 \text{ bars} \\ 5,9 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

ACIERS

On utilise 2 catégories d'acier :

- Acier doux (A0X) ; Nuance Fe E 24

$$\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

- Acier à haute adhérence (HA) ; Nuance Fe E 40

$$\sigma_{eu} = \begin{cases} 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kgf/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

- Treillis soudés, $\phi > 6 \text{ mm}$

$$\sigma_{eu} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$$

condition de non fissuration

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de traction de l'acier

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

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

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

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : Contrainte de fissuration accidentelle ou non systématique (σ_1, σ_2 exprimées en bars)

K: coeff^t dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage [bars.mm]

$$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{si la fissuration est peu nuisible.} \\ 10^6 & \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fiss. très préjudiciable (éléments exposés à un milieu agressif)} \end{cases}$$

$$\eta: \text{coeff. de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour les RL} \\ 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue en (mm)

$$\omega_f: \% \text{ de fissuration} = A/B_f$$

A: section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

Contrainte de traction admissible

c'est une fraction de la limite d'élasticité nominale $\bar{\sigma}_{en}$

$$\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_a'$$

$$f_a = \begin{cases} 2/3 & \text{sous SP}_1 \\ 1 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

Contraintes admissibles - Tableaux récapitulatifs

a- Béton

Contraintes	$\bar{\sigma}_{b0}'$		$\bar{\sigma}_b'$		$\bar{\sigma}_b$	
	bars	kgf/cm ²	bars	kgf/cm ²	bars	kgf/cm ²
Sous SP ₁	67,5	68,5	135	137	5,8	5,9
Sous SP ₂	84,375	85,62	168,75	171,25	7,25	7,375

b- Acier

Nature	Ronds lisses		Aciers à haute adhérence				
Nuance	FeE24		FeE40 $\phi \geq 20$		FeE40 $\phi > 20$		
Unités	bars	kgf/cm ²	bars	kg/cm ²	bars	kg/cm ²	
$\bar{\sigma}_e$	2350	2400	4120	4200	3920	4000	
$\bar{\sigma}_a$	SP ₁	1567	1600	2747	2800	2613	2667
	SP ₂	2350	2400	4120	4200	3920	4000

Sollicitations pondérées

les sollicitations à prendre en compte dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la R_{cc} et à la stabilité sont :

- G : charges permanentes
- P : surcharges d'exploitation (avec majoration éventuelle pour effet dynamique)
- V : surcharges climatiques normales.
- W : surcharges climatiques extrêmes.
- T : surcharges dues aux effets de température et du retrait
- SI : surcharges sismiques

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre (SP₁)

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

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

Sollicitations totales pondérées du 2^e genre (SP₂)

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

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

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

$$\text{avec } \gamma_w = \begin{cases} 1,10 - 0,5 (P_{g \max}) / G & \text{si } P_{g \max} < 0,2 G \\ 1 & \text{sinon} \end{cases}$$

$P_{g \max}$ = sollicitation maximale développée par les surcharges d'exploitation.

DESCENTE DE CHARGES

I. Planchers

les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines d'épaisseur $e = 14 \text{ cm}$; ces dalles sont coulés sur place.

1- plancher terrasse

a- charges permanentes

gravier de protection	$: 0,05 \times 1,800 =$	$0,09 \text{ t/m}^2$
Etauchéité	-----	$= 0,02 \text{ t/m}^2$
liège	----- $0,04 \times 0,250 =$	$0,01 \text{ t/m}^2$
Parc vapeur	-----	$= 0,005 \text{ t/m}^2$
Forme de pente	$: 0,02 \times 2,200 =$	$0,110 \text{ t/m}^2$
dalle pleine	$: 0,14 \times 2,500 =$	$0,350 \text{ t/m}^2$
Enduit + plâtre (plafond)		$= 0,030 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,615 \text{ t/m}^2$$

b- surcharges d'exploitation

la terrasse est conçue non accessible (sauf entretien)

$$S = 0,10 \text{ t/m}^2$$

$$W = G + 1,2 S = 0,735 \text{ t/m}^2$$

2- Plancher étage courant

a- charges permanentes

carrelage (2 cm)	-----	$= 0,040 \text{ t/m}^2$
Mortier de pose (1 cm)	-----	$= 0,020 \text{ t/m}^2$
sable	----- $0,02 \times 1,70 =$	$0,034 \text{ t/m}^2$
dalle	-----	$= 0,010 \text{ t/m}^2$
liège	-----	$= 0,350 \text{ t/m}^2$

.../...

Enduit + plâtre - - - - - 0,030 t/m²

cloison - - - - - 0,075 t/m²

$$G = 0,559 \text{ t/m}^2$$

b. Surcharges d'exploitation

Le bâtiment est à usage d'habitation : $S = 0,175 \text{ t/m}^2$

$$W = G + 1,2S = 0,769 \text{ t/m}^2$$

3. LOGGIA

a. charges permanentes

carrelage (2 cm) - - - - - 0,040 t/m²

Mortier de pose (1 cm) - - - - - 0,020 t/m²

Sable (2 cm) - - - - - 0,034 t/m²

dalle pleine - - - - - 0,350 t/m²

Enduit + plâtre - - - - - 0,030 t/m²

$$G = 0,474 \text{ t/m}^2$$

b. Surcharges d'exploitation

$$S = 0,350 \text{ t/m}^2$$

$$W = G + 1,2S = 0,894 \text{ t/m}^2$$

II. les escaliers

1. Palier

a. charges permanentes

dalle pleine (14 cm) - - - - - = 0,350 t/m²

Revetement (carrelage; mortier de pose; sable) = 0,110 t/m²

$$G = 0,460 \text{ t/m}^2$$

b. Surcharges d'exploitation

$$S = 0,250 \text{ t/m}^2 \Rightarrow W = G + 1,2S = 0,760 \text{ t/m}^2$$

2. Voléea- charges permanentes

⇒ 2 types de paillasse $\left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm (sans palier intermediaire)} \\ e = 8 \text{ cm (avec palier intermediaire)} \end{array} \right.$

$$\text{Poids de la paillasse} \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \times 0,14 = 0,35 \text{ t/m}^2 \\ 2,5 \times 0,08 = 0,20 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Poids des marches} \frac{2,2 \times 0,18}{2} = 0,198 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Revetement} \text{ --- --- --- } = 0,105 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Garde-corps} \text{ - - - - - } = 0,093 \text{ t/m}^2$$

$$G = \left\{ \begin{array}{l} 0,746 \text{ t/m}^2 \\ 0,596 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

b. Surcharges d'exploitation

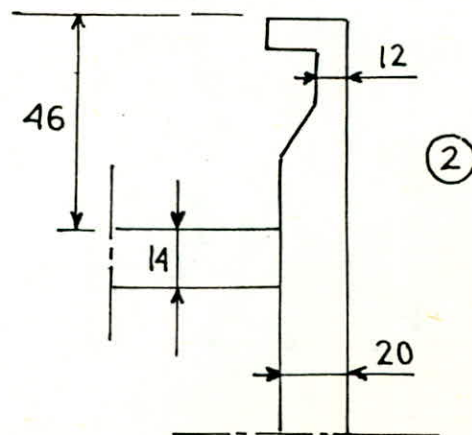
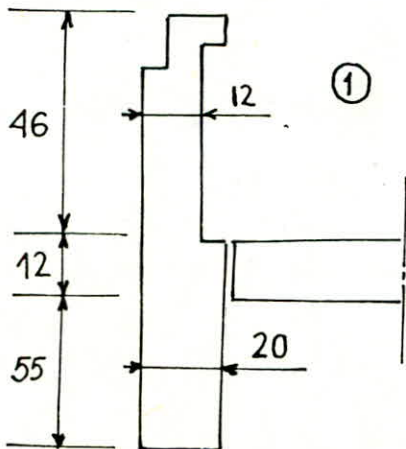
$$S = 0,250 \text{ t/m}^2$$

$$W = G + 1,2S = \left\{ \begin{array}{l} 1,046 \text{ t/m}^2 \\ 0,896 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

ACROTÈRES

Notre bâtiment comporte deux (02) types d'acrotères :

- Acrotère préfabriqué : schéma ①
- Acrotère coulé sur place : schéma ②



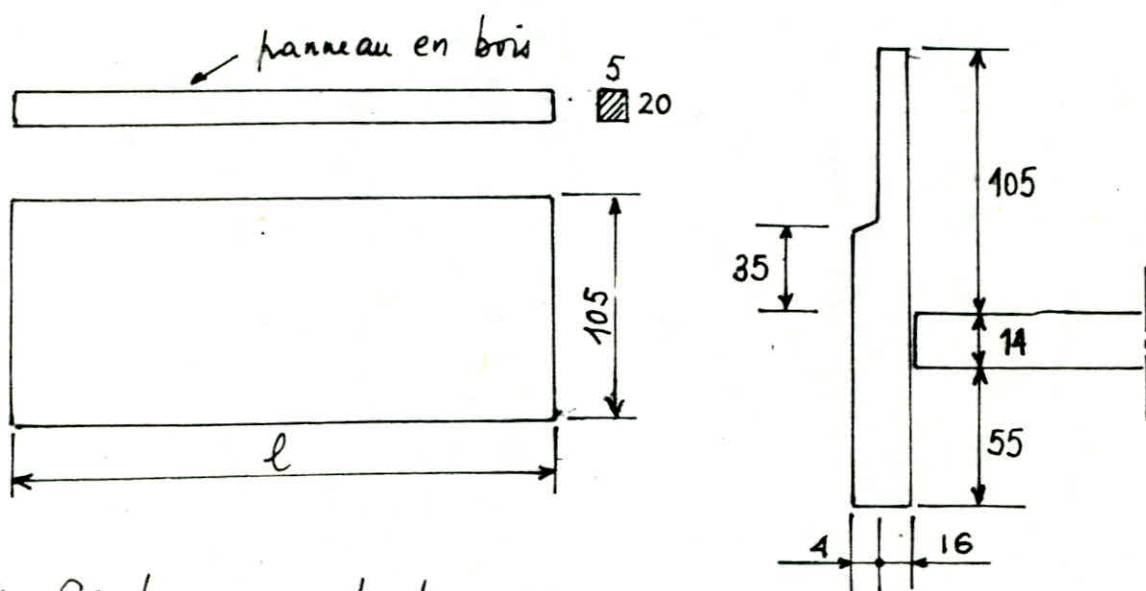
$$\text{type ① : } G = [20 \times (12 + 15) + 12 \times 46] \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,473 \text{ t/m}^2$$

type ② :

$$G = 46 \cdot \frac{20 + 12}{2} \times 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,368 \text{ t/m}^2$$

GARDES-CORPS

Le bâtiment comporte huit (08) gardes-corps par étage.
Ces gardes-corps sont préfabriqués et de dimensions différentes (seule la longueur l varie).



1. Garde-corps du Loggia

$$l = 3,50 \text{ m}$$

$$G_1 = 3,50 [20 \times (55 + 12 + 35) + 16 (105 - 35)] \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} = 2,765 \text{ t}$$

$$G_2 = 0,2 \times 0,05 \times 3,50 \times 0,55 = 0,02 \text{ t}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,785 \text{ t}$$

2. Garde-corps du sechoir

$$l = 3,00 \text{ m}$$

$$G_1 = 3,00 [20 (55 + 12 + 35) + 16 (105 - 35)] \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} = 2,37 \text{ t}$$

$$G_2 = 0,2 \times 0,05 \times 3,00 \times 0,55 = 0,0165 \text{ t}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,386 \text{ t}$$

VOILESa- Voiles longitudinales

$$Vl_1 = 5,73 \cdot 0,2 \cdot 2,73 \cdot 2,5 = 7,821 \text{ t}$$

$$Vl_2 = 4,34 \cdot 0,2 \cdot 2,73 \cdot 2,5 = 5,924 \text{ t}$$

$$Vl_3 = 7,67 \cdot 0,2 \cdot 2,73 \cdot 2,5 = 10,470 \text{ t}$$

$$Vl_4 = 8,67 \cdot 0,2 \cdot 2,73 \cdot 2,5 = 11,835 \text{ t}$$

$$Vl_5 = Vl_3 = 10,470 \text{ t}$$

$$Vl_6 = Vl_2 = 5,924 \text{ t}$$

$$Vl_7 = Vl_1 = 7,821 \text{ t}$$

$$Vl_8 = [5,28 \cdot 2,73 - (2,04 \cdot 0,73 + 0,8 \cdot 0,4)] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 6,303 \text{ t}$$

$$Vl_9 = [10,40 \cdot 2,73 - (0,93 + 0,83) \cdot 2,04] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 12,101 \text{ t}$$

$$Vl_{10} = Vl_9 = 12,101 \text{ t}$$

$$Vl_{11} = Vl_8 = 6,303 \text{ t}$$

$$Vl_{12} = 1,40 \cdot 0,2 \cdot 2,73 \cdot 2,5 = 1,911 \text{ t}$$

$$Vl_{13} = Vl_{12} = 1,911 \text{ t}$$

b- Voiles transversales

$$Vt_1 = Vt_6 = Vl_1 = 7,821 \text{ t}$$

$$Vt_2 = Vt_7 = Vl_2 = 5,924 \text{ t}$$

$$Vt_3 = Vt_8 = Vl_3 = 10,470 \text{ t}$$

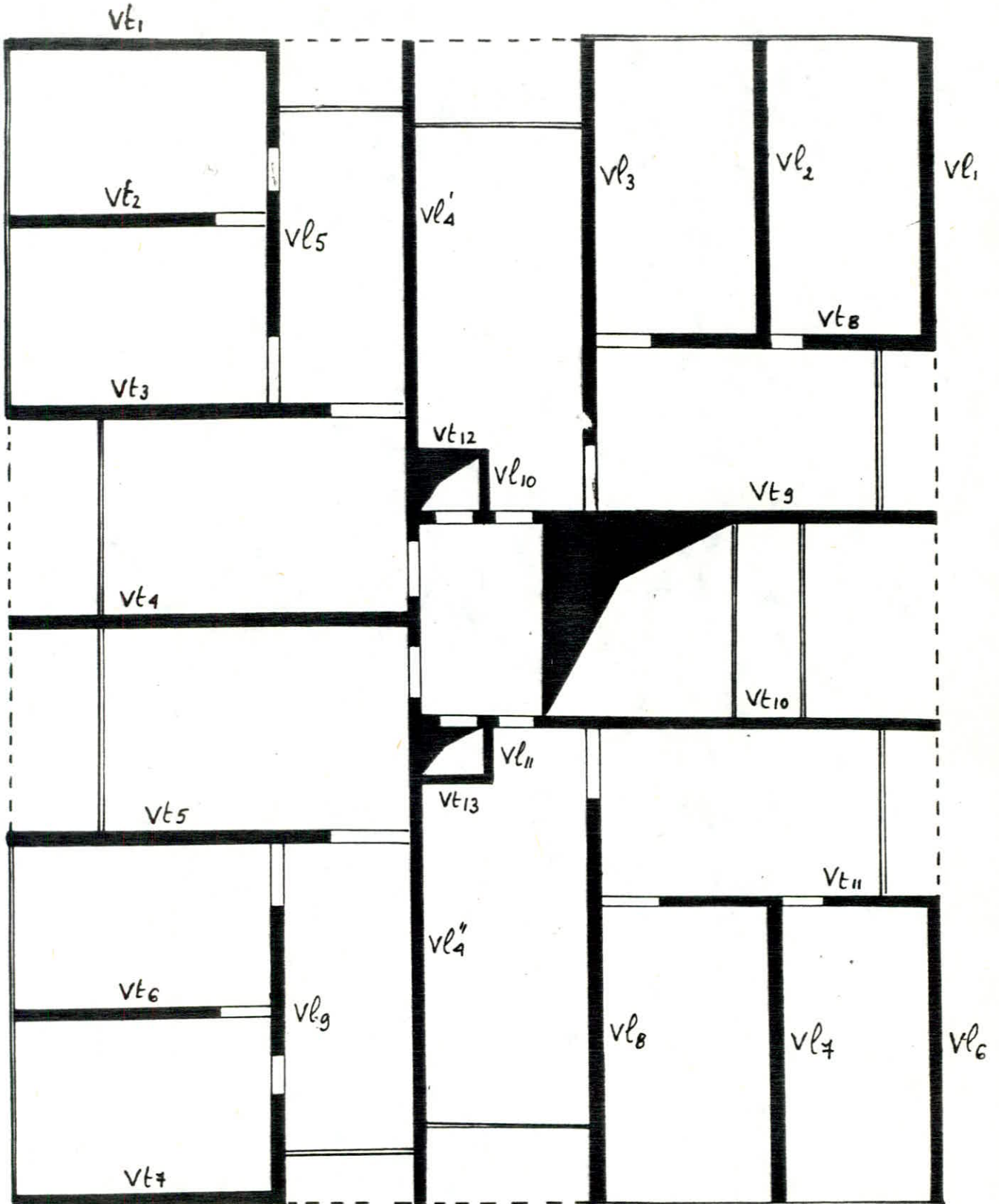
$$Vt_4 = [20,44 \cdot 2,73 - (2,04 \cdot 0,93) \cdot 2] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 26 \text{ t}$$

$$Vt_5 = Vt_9 = Vl_8 = 6,303 \text{ t}$$

$$Vt_{10} = Vl_{12} = 1,911 \text{ t}$$

$$Vt_{11} = Vt_{10} = 1,911 \text{ t}$$

IDENTIFICATION DES VOILES



FAÇADES

Le bâtiment présente quatre (04) façades identiques / étage

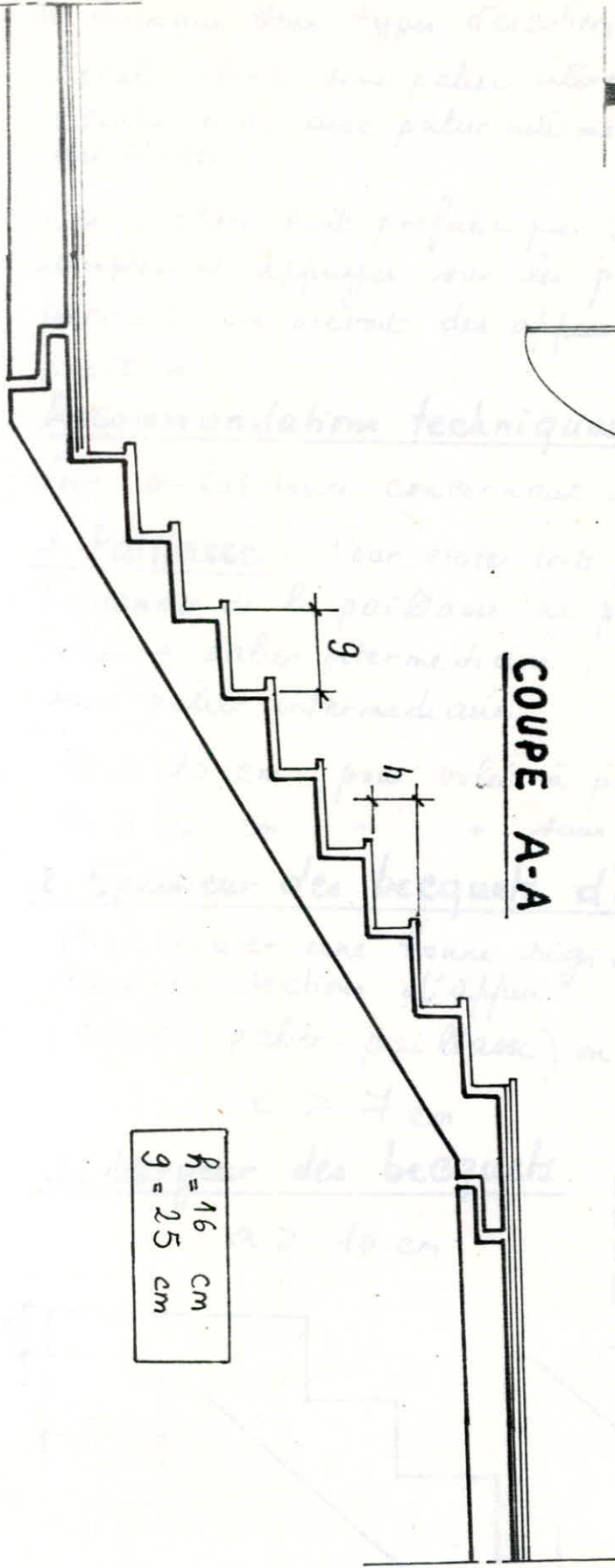
$$F = [6,30 \cdot 2,73 - 2 \cdot 1,2 \cdot 1,4] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 6,920 \text{ t}$$

PANNEAUX

$$P_5 = P_6 = P_7 = P_8 = [3,50 \cdot 2,73 - 1,40 \cdot 2,22] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3,224 \text{ t}$$

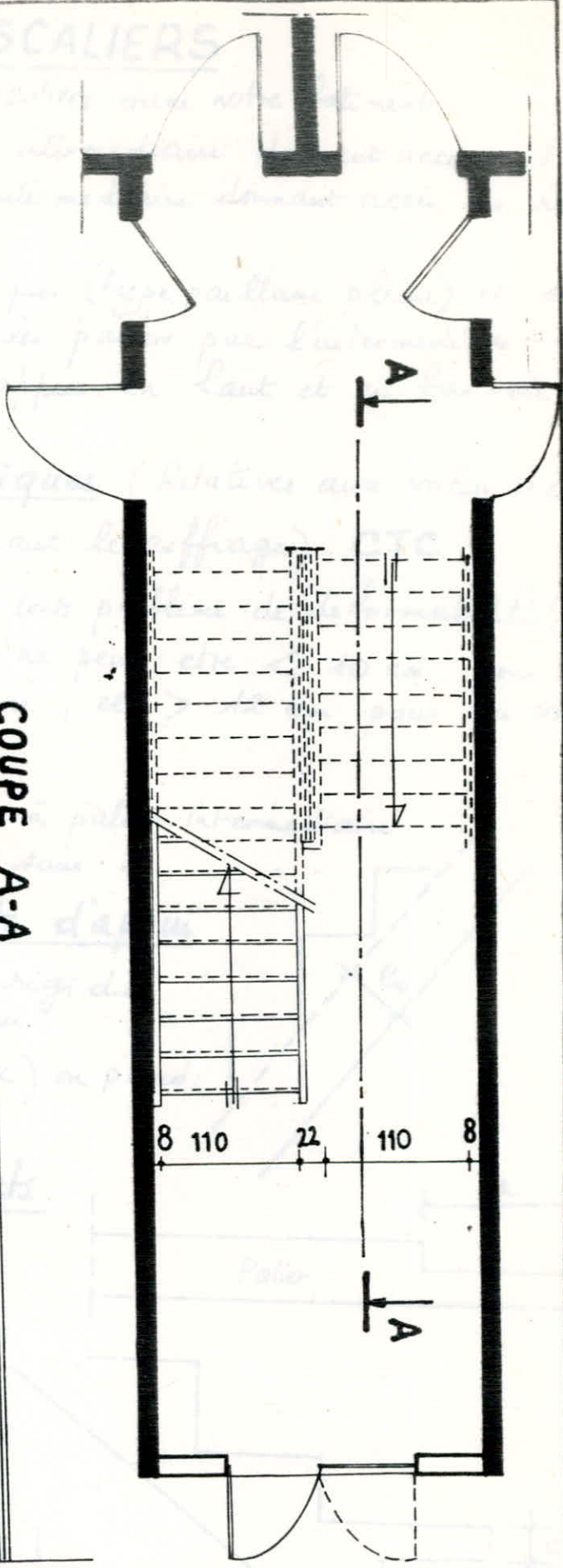
$$P_9 = P_{10} = P_{11} = P_{12} = [3,00 \cdot 2,73 - (0,40 \cdot 0,40 + 0,6 \cdot 1,40 + 0,83 \cdot 2,04)] \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 2,748 \text{ t}$$

CALCUL DES ESCALIERS



$h = 16$ cm
 $g = 25$ cm

COUPE A-A



ESCALIERS

CALCUL DES ESCALIERS

On distingue deux types d'escaliers dans notre bâtiment :

- Escalier droit sans palier intermédiaire donnant accès au 1^{er} étage
- Escalier droit avec palier intermédiaire donnant accès au reste des étages.

Ces escaliers sont prefabriqués (type paillasse pleine) et sont simplement appuyés sur les paliers par l'intermédiaire des becquets. On prévoit des appuis en haut et en bas de la paillasse.

Recommandations techniques (Relatives aux volées d'esca-

- liers prefabriqués concernant le coffrage) **CTC**

1. Paillasse : Pour éviter tout problème de déformabilité (flechi) l'épaisseur de la paillasse ne peut être < 10 cm pour les volées à palier intermédiaire, et > 12 cm pour les volées sans palier intermédiaire.

$e_0 \geq 10$ cm pour volée à palier intermédiaire

$e_0 \geq 12$ cm " " sans " "

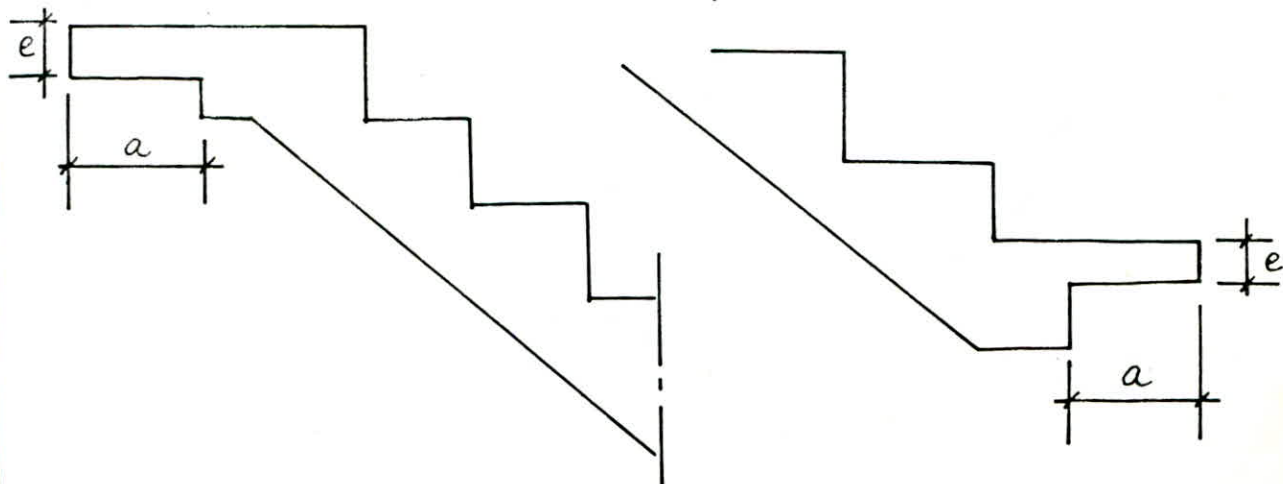
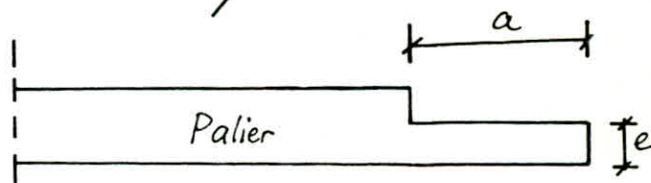
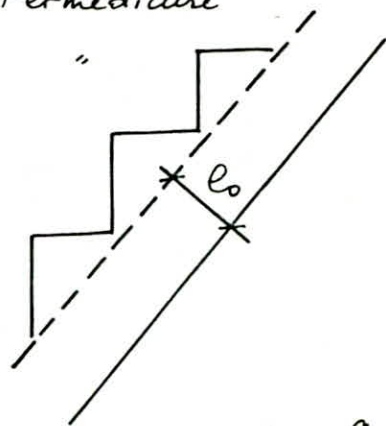
2. Epaisseur des becquets d'appui

Pour assurer une bonne rigidité dans les sections d'appui (liaison palier-paillasse) on prend :

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

3. largeur des becquets

$$a \geq 10 \text{ cm}$$



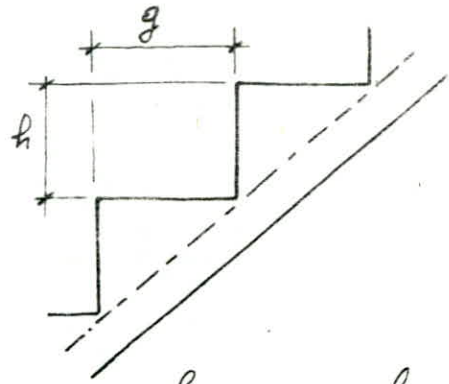
ETUDE DE LA PAILLASSE

1. Escalier à palier intermédiaire

schéma statique :

$$\left. \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \\ g = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{25} = 0,64$$

$$\text{d'où } \alpha = 32,62 \Rightarrow \cos \alpha = 0,842$$



L'épaisseur de la pailleasse e_0 est telle que : $\frac{l}{30} \leq e_0 \leq \frac{l}{20}$

$$l = 2,34 \text{ m} \Rightarrow 7,8 \leq e_0 \leq 11,7 \text{ cm}$$

on prend $e_0 = 11 \text{ cm}$

Évaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges se fait par mètre de projection horizontale et pour 1 m d'embranchement.

1. Charges permanentes

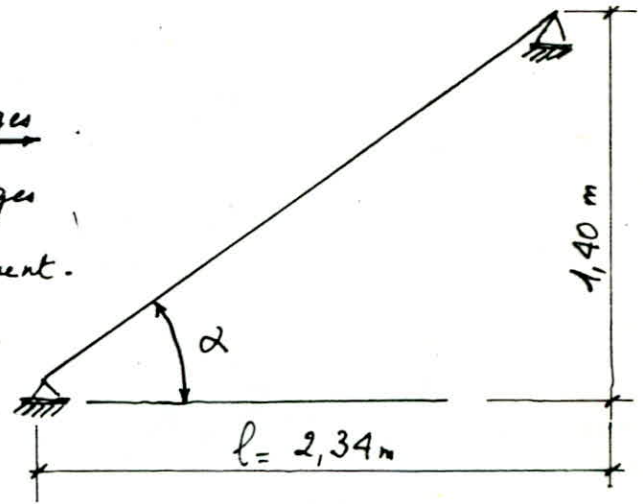
$$\text{Pailleasse : } 2,5 \times 1 \times e / \cos \alpha = 0,326$$

$$\text{Marches : } 2,2 \times 1 \times h / 2 = 0,176$$

$$\text{Revetement : } 0,105 \text{ t/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } 0,093 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,700 \text{ t/ml}$$



2. Surcharges d'exploitation

$$\text{Escalier d'habitation : } P = 250 \text{ kg/ml}$$

La charge à laquelle est soumise une bande de 1 m de la pailleasse est :

$$q = G + 1,2 P \Rightarrow q = 1000 \text{ kg/ml}$$

Détermination des efforts

$$e_0 = 11 \text{ cm} \Rightarrow h = e_0 - 2 = 9 \text{ cm}$$

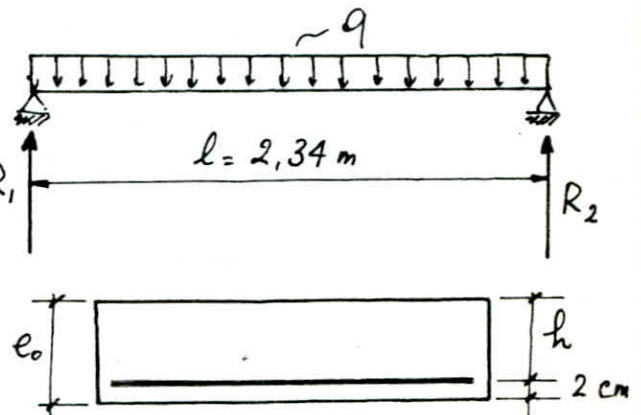
$$\text{Reactions : } R_1 = R_2 = q \frac{l}{2} = 1170 \text{ kg}$$

$$\text{Moment flechissant : } M_0 = q \frac{l^2}{8}$$

$$M_0 = 684,45 \text{ kgm}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_0 = R_1 = R_2$$

$$T_0 = 1170 \text{ kg}$$



FERRAILLAGE

Le Ferrailage se fait en FLEXION SIMPLE

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 684,45 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (9)^2} = 0,0452$$

$$\mu = 0,0452 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9102 \\ k = 40,70 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40,70} = 68,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

Armatures tendues

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{684,45 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9102 \cdot 9} = 2,984 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de repartition

$$A_{rep} \leq \frac{A}{2} = \frac{3,92}{2} = 1,96 \text{ cm}^2$$

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

VERIFICATIONS1- contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 9} = 0,435 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9116 \\ k = 41,60 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_0}{A \epsilon h} = \frac{684,45 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9116 \cdot 9} = 2128,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41,60} = 67,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes des aciers et du béton sont donc vérifiées

b. Condition de non Fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 9 = 0,872 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,872 \text{ cm}^2$$

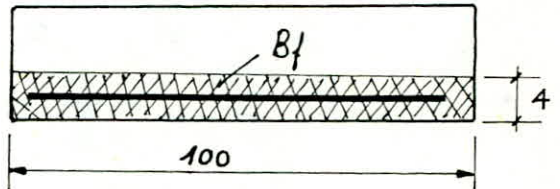
c. Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T_0}{b z} = \frac{T_0}{7/8 \cdot h b} = \frac{1170 \cdot 8}{7 \cdot 9 \cdot 100} = 1,485 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

d. Condition de non fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{100 \times 4} = 0,0098$$



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

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 2142 \text{ bars} = 2184 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2831,6 \text{ bars} = 2888 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2888 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow pas de fissuration

e. Adherence

$$\tau_d = \frac{T_0}{n p z}$$

avec n : nombre de barres isolées
 p : perimetre de la barre

$$\tau_d = \frac{1170}{5 \cdot \pi \cdot 1 \cdot 7/8 \cdot 9} = 9,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d$$

f. La fleche

- Verifications preliminaires:

$$\bullet \frac{A}{b h} < \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \Rightarrow A < \frac{43 b h}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 9}{4200} = 9,21 \text{ kg/cm}^2$$

verifié

CALCUL DES BECOUETS D'APPUI

Les becoquets d'appui de la pailleasse et du palier doivent être calculés pour une charge linéaire définie par :

$$Q = \gamma_q (C_p + 1,25) L$$

avec :

γ_q : coefficient de comportement expérimental.

$\gamma_q = 2$ (on pose la volée sans armatures de suspension).

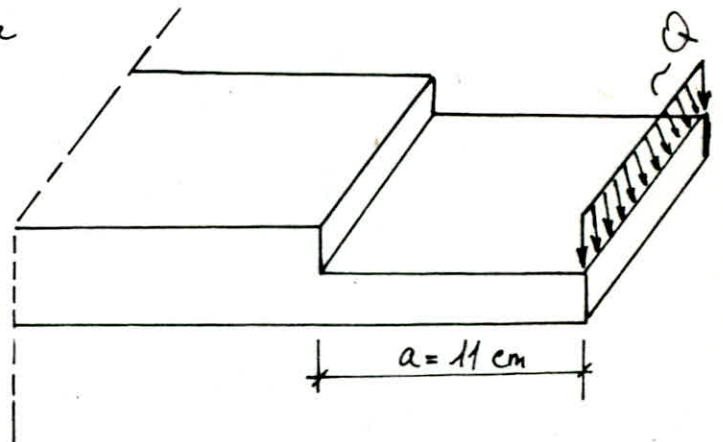
$C_p = 700 \text{ kg/m}^2$ (charges permanentes).

$S = 250 \text{ kg/m}^2$ (surcharge d'exploitation).

$L = 2,34 \text{ m}$ longueur horizontal de la pailleasse.

d'où $Q = 2 (700 + 1,2 \cdot 250) \cdot 2,34 = 4680 \text{ kg/ml}$

* Le becoquet est considéré comme une console encastrée dans le palier, soumise à l'action de la charge Q placée à l'extrémité (cas le plus défavorable)



* Le Moment d'encastrement $M = Q \cdot b$

avec $b = a + 2c = 13 \text{ cm}$ (etc)

d'où $M = 4680 \times 0,13 = 608,40 \text{ kgm/ml}$

Détermination des aciers

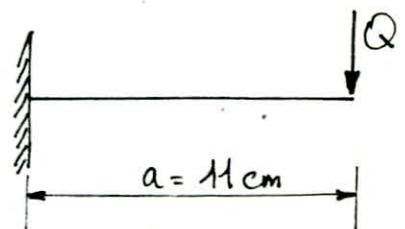
1- Armatures principales

Le diamètre des aciers est limité par : $\phi \leq \frac{e}{10}$

e : étant l'épaisseur du becoquet.

d'où $\phi \leq \frac{90}{10} = 9 \text{ mm}$

Ces armatures seront réalisées en boucles.



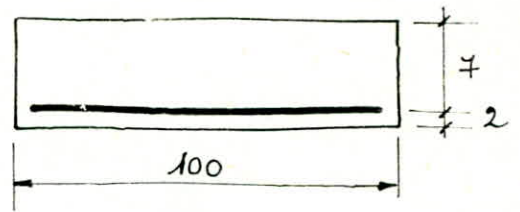
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 608,40 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (7)^2} = 0,0665$$

$$\mu = 0,0665 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8938 \\ k = 32,10 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,10} = 87,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{608,40 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8938 \cdot 7} = 3,473 \text{ cm}^2$$



soit 7T8/ml ; $e = 14 \text{ cm}$; $A_r = 3,59 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures e est limité par :

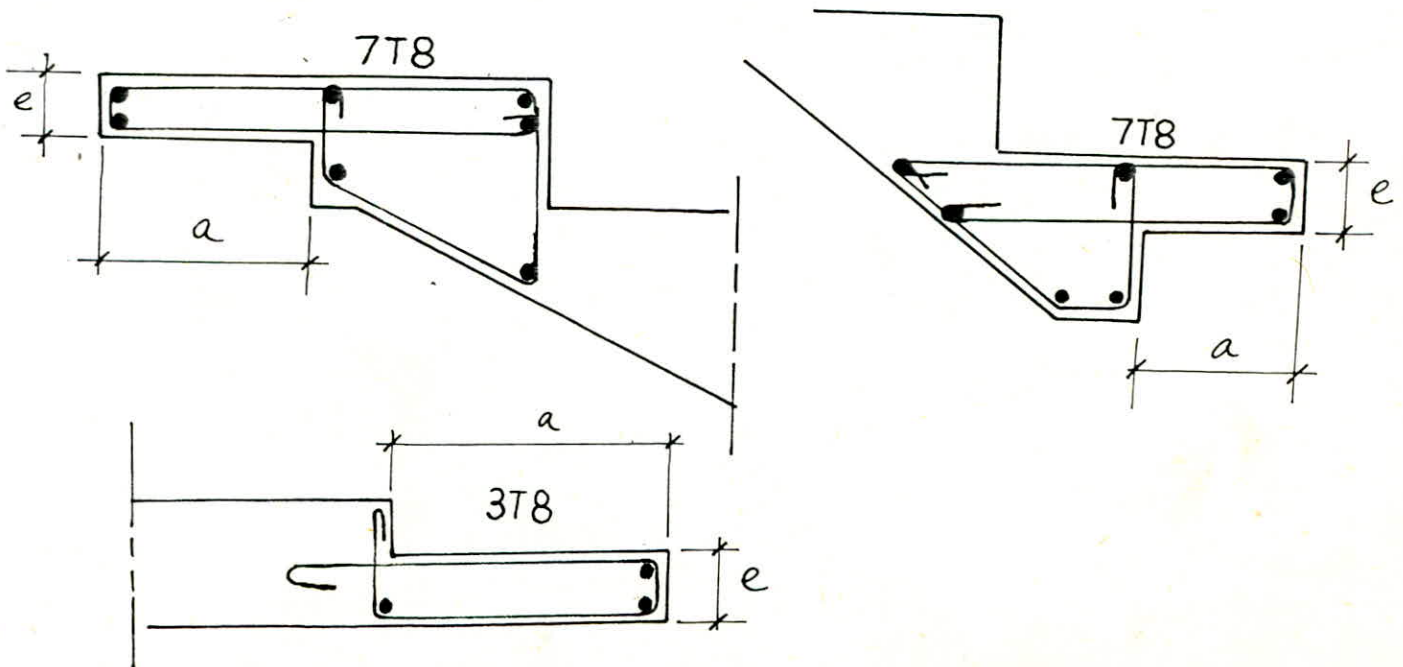
$$e \leq \min \begin{cases} 2 \times \text{épaisseur du becquet} = 2 \times 9 = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{etc})$$

d'où $e \leq 18 \text{ cm}$ vérifié

2. Armatures de répartition

$$A_{\text{rep}} \geq 0,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{etc})$$

$$\text{soit } 3T8 ; A_{\text{rep}} = 1,50 \text{ cm}^2$$



Verification au cisaillement

$$Q = \gamma_q (C_p + 1,2 S) L \quad \text{avec } \gamma_q = 1 \quad (\text{etc})$$

$$Q = 1 (700 + 1,2 \cdot 250) \cdot 2,34 = 2340 \text{ kg/ml}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec: } T = Q = 2340 \text{ kg/ml (pour 1m)}$$

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

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 7 = 6,125 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{2340}{100 \cdot 6,125} = 3,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 6,9 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

Liaison Palier - Paillasse

Pour se mettre en sécurité contre le risque d'effondrement de la paillasse sous l'action des charges verticales normales et les efforts sismiques, il y'a lieu de prévoir une liaison systématique palier - paillasse par l'intermédiaire des aciers surtout des becquets des paillasses préfabriquées et scellés dans un chaînage coulé après avoir posé les volées (ancrage total). Ce chaînage a pour rôle de reprendre les efforts d'arrachement de la paillasse des paliers et éviter les action sismiques imprévues.

Avant la mise en place de la paillasse, il est nécessaire de prévoir au niveau des becquets un bourrage de mortier de résine ou de béton.

détermination des armatures

les deux (02) liaisons palier - paillasse (supérieure et inférieure) sont calculées pour une charge égale à :

$$Q = 0,4 (C_p + 1,2 P) L$$

$$Q = 0,4 (700 + 1,2 \cdot 250) 2,34 = 1638 \text{ kg/ml}$$

$$M = Q \cdot l = 1638 \times 0,41 = 671,58 \text{ kgm/ml}$$

Ferrailage:

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 671,58 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (15)^2} = 0,0159 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9442 \\ k = 74,50 \end{cases}$$

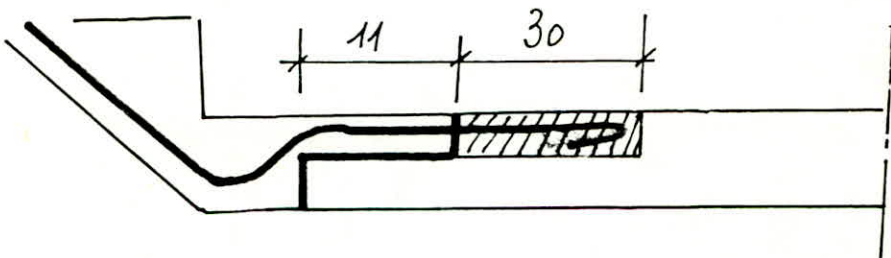
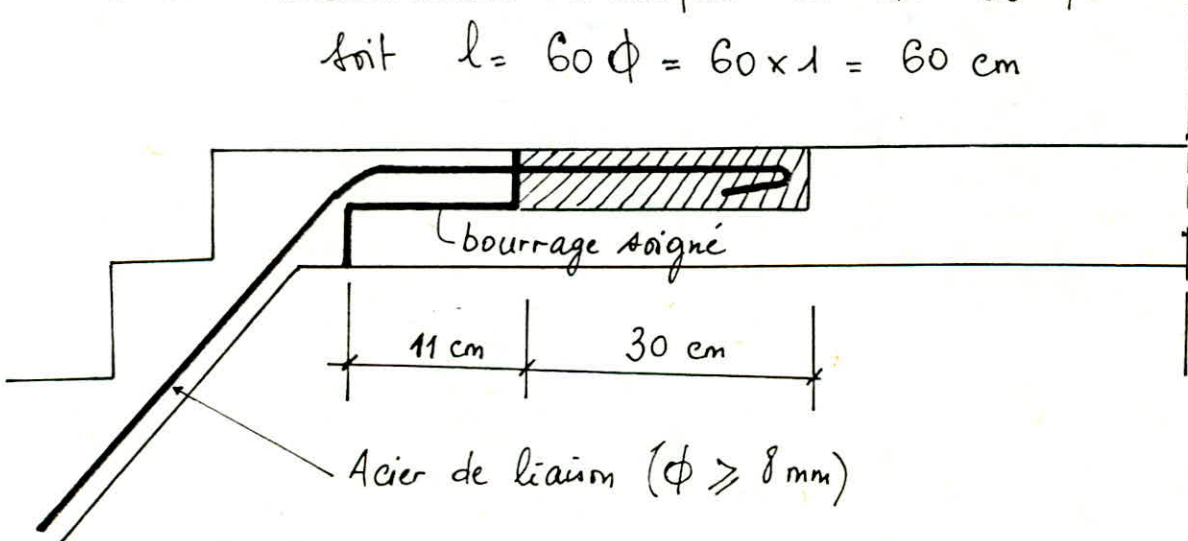
$$h = e - 2 \quad (e = 17 \text{ épaisseur du palier})$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{671,58 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9442 \cdot 15} = 1,69 \text{ cm}^2$$

soit 3T10/ml, $A_r = 2,35 \text{ cm}^2$

La longueur des aciers de liaison à partir de la section d'encastrement du becquet est de 60ϕ .

$$\text{soit } l = 60 \phi = 60 \times 1 = 60 \text{ cm}$$



2. Escalier sans palier intermédiaire

NB: se référer aux schémas du 1^{er} type d'escalier

1. Epaisseur de la paillasse

$$\left. \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \\ g = 25 \text{ cm} \end{array} \right) \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 32,62 \\ \cos \alpha = 0,842 \end{cases}$$

l'épaisseur de la paillasse e_0 est tq:

$$\frac{l}{30} \leq e_0 \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = 4,60 \text{ m}$$

d'où $15,33 \leq e_0 \leq 23,0 \text{ cm}$; on prend $e_0 = 18 \text{ cm}$

2. Evaluation des charges et surcharges

a- charges permanentes

$$\text{paillasse: } \frac{2,5 \times 1 \times e_0}{\cos \alpha} = \frac{2,5 \times 1 \times 0,18}{0,842} = 0,534 \text{ t/ml}$$

$$\text{marches: } \frac{0,16 \times 1 \times 2,2}{2} = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revetement: } 0,105 \text{ t/ml}$$

$$\text{Garde-corps: } 0,093 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,908 \text{ t/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation

$$P = 250 \text{ kg/ml}$$

3. charge de calcul

la charge à laquelle est soumise une bande de 1m de la paillasse est: $q = G + 1,2 P = 1208 \text{ kg/ml}$

4. Détermination des efforts

$$e_0 = 18 \text{ cm} \Rightarrow h = e_0 - 2 = 16 \text{ cm}$$

$$R_1 = R_2 = q \frac{l}{2} = 2778,40 \text{ kg}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3195,16 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = R_1 = R_2 = 2778,40 \text{ kg}$$

5. Ferrailage

en flexion simple

1. Armatures comprimées

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3195,16 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (16)^2} = 0,0668 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8936 \\ \kappa = 32,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{32,0} = 87,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

2. Armatures tendues

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{3195,16 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8936 \cdot 16} = 7,98 \text{ cm}^2$$

Arit 6T14/ml ; e = 17 cm ; A_r = 9,05 cm²

3. Armatures de repartition

$$A_{rep} \leq \frac{A_r}{2} = 4,525 \text{ cm}^2$$

Arit 4T12/ml ; e = 25 cm ; A_r = 4,52 cm²

Verifications

1. Verification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 9,05}{100 \cdot 16} = 0,565 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8881 \\ \kappa = 29,70 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_0}{A \varepsilon h} = \frac{3195,16 \cdot 10^2}{9,05 \cdot 0,8881 \cdot 16} = 2484,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{29,70} = 94,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

2. Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ten}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 16 \frac{5,9}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,55 \text{ cm}^2$$

3. Effort Tranchant

$$\tau_b = \frac{T_0}{b z} = \frac{2778,40}{7/8 \cdot 16 \cdot 100} = 1,894 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4. condition de non fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,05}{100 \cdot 4} = 0,0226 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3160 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2413,64 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3160 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ pas de fissuration}$$

5. L'Adherence

$$\tau_d = \frac{T_0}{n p z} = \frac{2778,40}{6 \cdot 3,77 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 8,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d$$

6. Verification de la fleche

$$\bullet \frac{A}{b h} < \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A < \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 16}{4200} = 16,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,05 \text{ cm}^2 < A_{max} = 16,38 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{18}{4,60 \cdot 10^2} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$(h_t = e_0)$$

Calcul des becquets d'appui

1. charge de calcul

$$Q = \gamma_q (C_p + 1,2 S) \cdot L$$

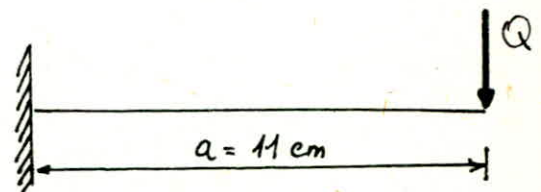
$$Q = 2(908 + 1,2 \cdot 250) \cdot 4,60 = 11,113 \text{ t/ml}$$

2. Moment d'encastrement

$$M = Q \cdot b$$

$$b = a + 2c = 13 \text{ cm}$$

$$M = 11,113 \cdot 10^3 \times 0,13 = 1444,76 \text{ kgm/ml}$$



3. Ferrailage

1. Armatures principales

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{9}{10} = 9 \text{ mm} \quad \left(\begin{array}{l} e = \text{épaisseur du becquet} \\ e = 9 \text{ cm} \end{array} \right)$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1444,76 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (8)^2} = 0,1208 \Rightarrow \begin{cases} K = 21,85 \\ \varepsilon = 0,8643 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{21,85} = 128,146 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1444,76 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8643 \cdot 8} = 7,46 \text{ cm}^2$$

soit 7 T12 / ml ; e = 14 cm ; A_r = 8,08 cm²

l'espacement des armatures e est limité par :

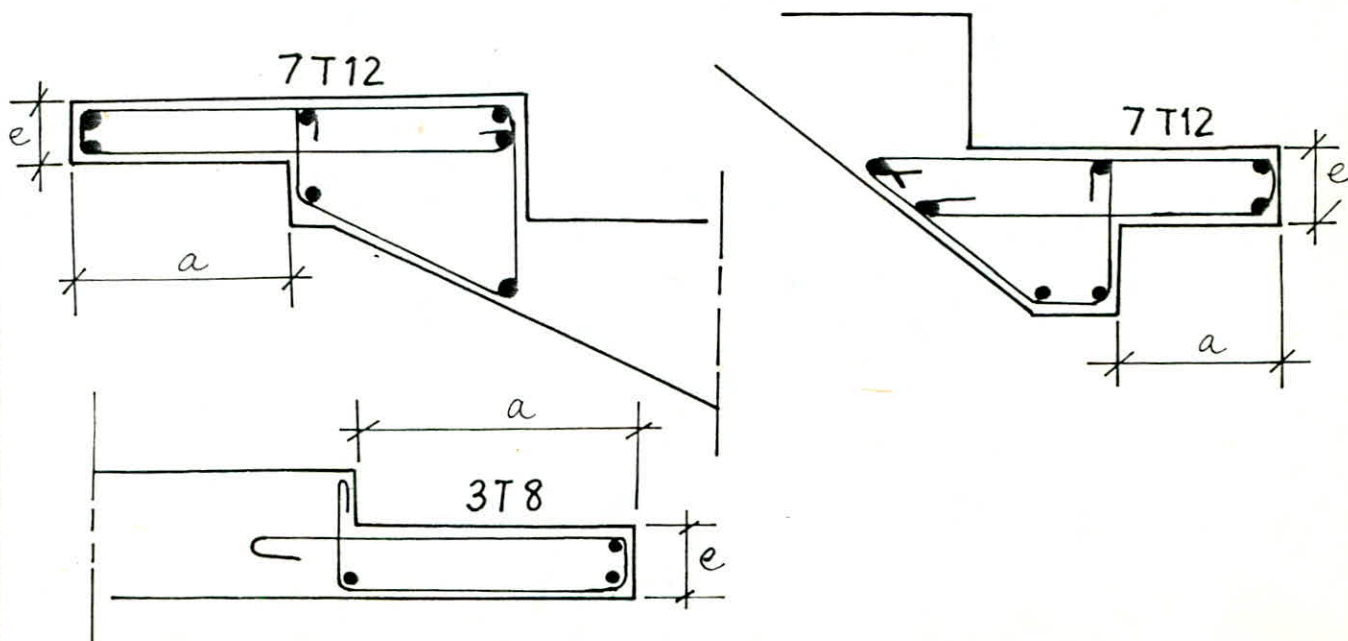
$$e \leq \min \begin{cases} 2 \times \text{épaisseur du becquet} = 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{CTC})$$

$$e = 14 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

2. Armatures de repartition

$$A_{\text{rep}} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

soit 3 T8 ; A_{rep} = 1,50 cm²



Verification au cisaillement

$$Q = \gamma_q (C_p + 1,2 S) L = 1(908 + 1,2 \cdot 250) \cdot 4,60 = 5556,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{5556,8}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8} = 7,938 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b$$

Liaison Palier - Paillasse

$$Q = 0,7 (C_p + 1,2 S) L = 3889,76 \text{ kg/ml}$$

$$M = Q \cdot l = 3889,76 \cdot 0,41 = 1594,80 \text{ kgm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1594,80 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (15)^2} = 0,0379 \Rightarrow \begin{cases} K = 45,2 \\ \varepsilon = 0,9169 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{45,20} = 61,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1594,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9169 \cdot 15} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Soit 4T12/ml ; e = 25 cm ; A_r = 4,52 cm²

La longueur des aciers de liaison a partir de la section d'encastrement du becquet est de $L = 60 \phi$

$$\text{d'où } L = 60 \times 1,2 = 72 \text{ cm}$$

L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$e = (12; 20) \text{ cm}$$

Poids propre $G = 0,368 \text{ t/ml}$

P : surcharge due à l'application de la main courante majorée de 20%.

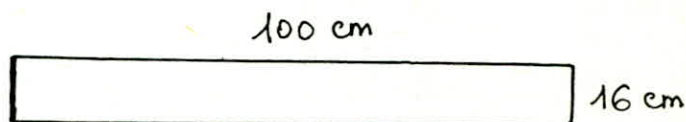
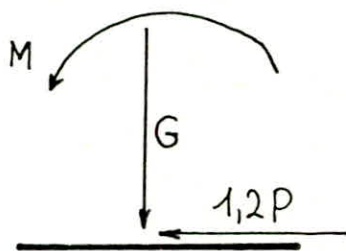
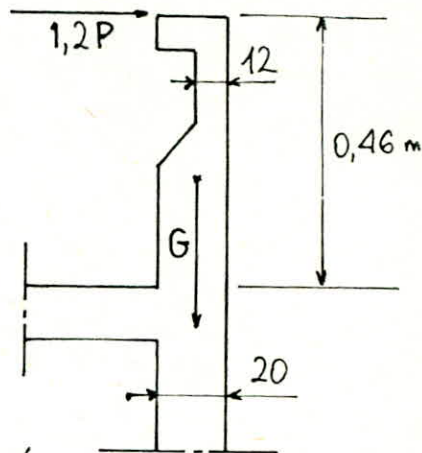
$$P = 100 \text{ kg/ml} \Rightarrow S = 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$$

La console donc sera calculée en flexion composée

avec: N = effort normal dû à G

M = Moment dû à $S = s.h$

la section la plus sollicitée est celle de l'encastrement!



$$N = G = 0,368 \text{ t/ml} = 368 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2 P h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,46 = 55,20 \text{ kg m/ml}$$

le calcul se fait par metre lineaire

Excentricité e_0

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{55,20 \times 10^2}{368} = 15 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Soit y_A la distance entre le centre de pression et les aciers tendus :

$$y_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d\right)$$

$$d = \text{enrobage} = 2 \text{ cm} \Rightarrow y_A = 15 + \left(\frac{16}{2} - 2\right) = 21 \text{ cm}$$

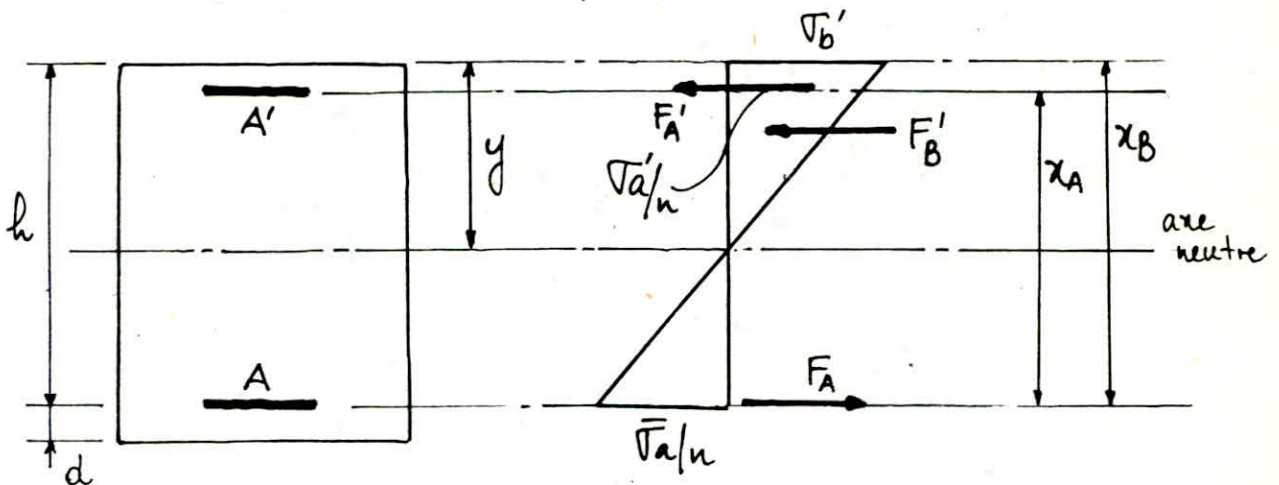
M_A = Moment / aux aciers tendus

$$M_A = N y_A = 368 \times 21 = 7728 \text{ kg cm}$$

M_{rb} : Moment résistant du béton

$$M_{rb} = F'_B x_B = \frac{1}{2} b \bar{\alpha} h \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) h$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,42$$



$$\left. \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 14 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rb} = 4,85 \text{ tm}$$

$M_{rb} > M_A \Rightarrow A' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

calcul des aciers tendus

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a}$$

A_{fs} : section d'acier en flexion simple

A_{fc} : section d'acier en flexion composée

Détermination de A_{fs}

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7728}{2800 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,0021 \Rightarrow \begin{cases} K = 0,9786 \\ \varepsilon = 29,40 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,40} = 12,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_{fs} = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7728}{2800 \cdot 0,9786 \cdot 14} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{fc} = A_{fs} - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 0,20 - \frac{368}{2800} = 0,07 \text{ cm}^2$$

cette section d'acier étant faible, on peut se passer des aciers tendus (le béton peut reprendre à lui seul tout l'effort extérieur).

- En pratique, on laisse filer les armatures des voiles périphériques au-delà du (dernier) plancher-terrasse pour ferrailer l'acrotère.
- Pour les acrotères préfabriqués on prend.

$$576/\text{ml} ; e = 20 \text{ cm} ; A_r = 1,41 \text{ cm}^2$$

Conformément aux règles CCBA 68 Art. 57.33,

$$\text{l'espacement } e \leq \min(3 \text{ ht} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \frac{5,9}{4200} = 1,15 \text{ cm}^2$$

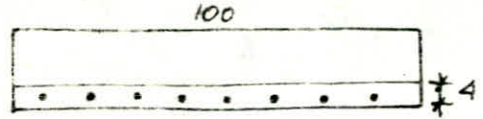
$$A = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification à la Fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{4 \times 100} = 3,52 \cdot 10^{-3}$$

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable (Acrotère exposé aux intempéries)

$$\eta = 1,6 ; \phi = 6 \text{ mm}$$



$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega} f}{1 + 10 \tilde{\omega} f} = 906,75 \text{ bars} = 925 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2984,76 \text{ bars} = 3044 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3044 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

Verification \u00e0 l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \Rightarrow A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{z} \right)$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 12 = 10,5 \text{ cm}$$

$$T(\text{\u00e0 l'appui}) = 1,2 P = 120 \text{ kg} ; M = 7728 \text{ kg/cm}$$

$$\text{d'o\u00f9 } A \geq \frac{1}{2800} \left(120 - \frac{7728}{10,5} \right) = -0,22 \text{ cm}^2$$

$$A \geq -0,22 \text{ cm}^2 \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e}) \Rightarrow \text{Ancrage non n\u00e9cessaire des armatures.}$$

GARDE - CORPS

Le garde-corps est un élément préfabriqué. Par son mode de fixation, il sera considéré comme une console encastrée au plancher sollicitée en flexion composée.

Le calcul se fait pour le garde-corps du Loggia (cas le plus défavorable).

$$N = G = 2,785 \text{ t}$$

$$M = 1,2 P \cdot h = 1,2 \times 0,100 \times 1,05 = 0,126 \text{ tm}$$

On considère une bande de 1m de l'acrotère.

Ferraillage

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,126 \cdot 10^2}{2,785} = 4,50 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

Moment / aux aciers tendus

$$M_A = N \cdot f_A \quad f_A = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$$

$$f_A = 4,50 + \left(\frac{16}{2} - 2 \right) = 10,50 \text{ cm}$$

$$M_A = 2,785 \cdot 10,50 \cdot 10^{-2} = 0,292 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_b' y \left(h - \frac{y}{3} \right) \quad \text{avec } h = 14 \text{ cm}$$

$$y = \bar{\alpha} h$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,42$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} h^2 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 4,85 \text{ tm}$$

$M_{rb} \gg M_A \Rightarrow$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,292 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,0079$$

$$\mu = 0,0079 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9600 \\ k = 110 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,292 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9600 \cdot 14} = 0,776 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,776 - \frac{2,785 \cdot 10^3}{2800} = -0,218 \text{ cm}^2$$

on prend: 5TG/ml ; $e = 20 \text{ cm}$; $A_r = 1,41 \text{ cm}^2$

Verifications1. Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifié})$$

2. Fissurations

$$\sigma_1 = 925 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3044 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3044 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

(verifié)

PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE

Generalités :

Pour ce plancher, il est impossible de réaliser un Coffrage Tunnel. Il sera donc réalisé en predalles prefabriquées jointives.

Ce procédé de predalles présente plusieurs avantages :

- * Prefabrication sur chantier ou en usine.
- * Fabrication soignée de chaque élément.
- * Rendement assuré.
- * Suppression de coffrage.
- * Réduction de l'emploi des étais.
- * Facilité de passage des canalisations en prévoyant des ouvertures au préalable.
- * Suppression des enduits de plâtre en sous-face.
- * Temps d'exécution et de livraison réduit.

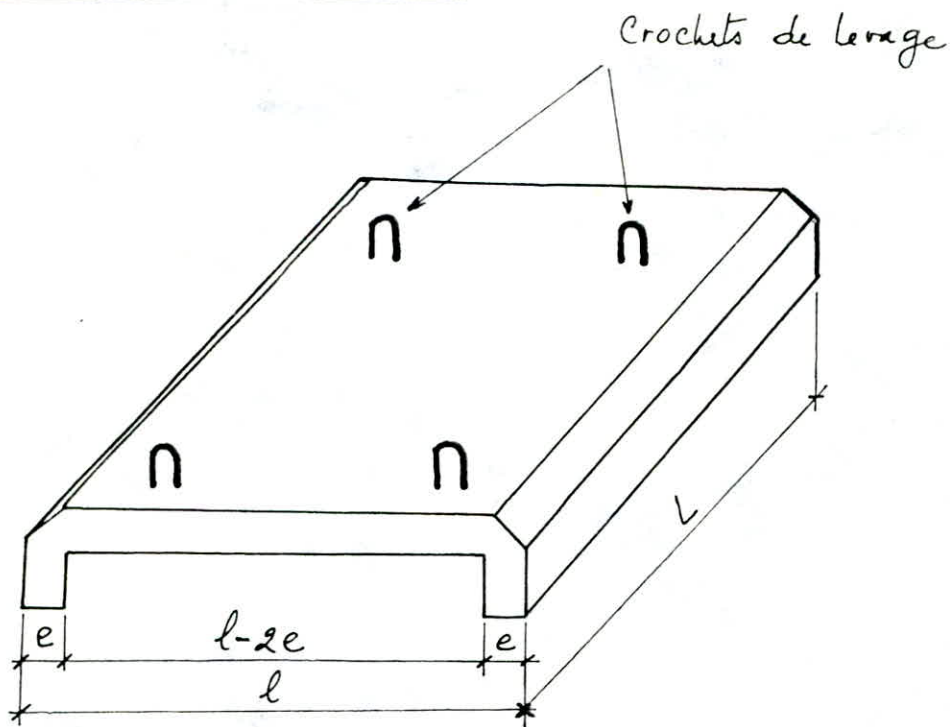
Dimensions des predalles

Longueur L : sera prise égale à la petite portée du panneau augmentée de 8 cm qui vont servir pour appuyer sur les voiles.

Largeur l : sera prise en tenant compte des tremis et en fonction de la plus grande portée du panneau.

NB : Pour notre plancher-haut du vide sanitaire, on réalisera quatre (04) types de predalles. Mais pour le ferrailage le calcul se limite uniquement au cas de predalle la plus défavorable.

CALCUL DES PREDALLES



Pour notre plancher, on réalisera 4 types de predalles de dimensions différentes :

$\left\{ \begin{array}{l} L = 3,58 \text{ m} \\ l = 0,96 \text{ m} \end{array} \right\}$;	$\left\{ \begin{array}{l} L = 3,13 \text{ m} \\ l = 0,90 \end{array} \right\}$
$\left\{ \begin{array}{l} L = 3,08 \text{ m} \\ l = 0,90 \text{ m} \end{array} \right\}$;	$\left\{ \begin{array}{l} L = 2,66 \text{ m} \\ l = 0,90 \text{ m} \end{array} \right\}$

Le calcul du ferrailage se limite au 1^{er} type : $L = 3,58 \text{ m}$; $l = 0,96 \text{ m}$. et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les predalles.

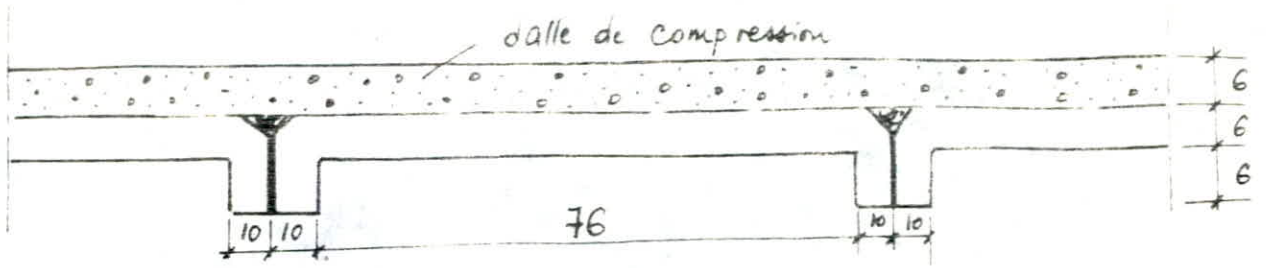
Suite aux prescriptions du règlement du CCBA 68 - Art. 22 le calcul des predalles se fait en deux (02) phases :

1^{ere} phase :

Mise en place de l'élément préfabriqué (predalle)

2^{eme} phase :

Pose de Hourdis (dalle de compression)



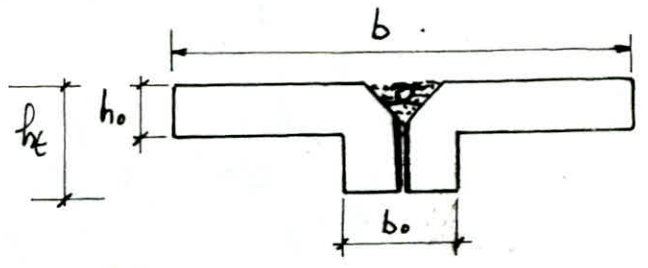
1. CALCUL DE LA POUTRE PORTEUSE

A la jonction des deux predalles on prévoit des armatures de ligature (solidairement, solidarisant cette zone de jonction).

Premiere phase :

La poutre porteuse est située dans la zone de jonction de 2 predalles voisines, assimilée à une section en T, et schématisée comme suit :

- avec : $b = 96 \text{ cm}$
- $b_o = 20 \text{ cm}$
- $h_t = 12 \text{ cm}$
- $h_o = 6 \text{ cm}$



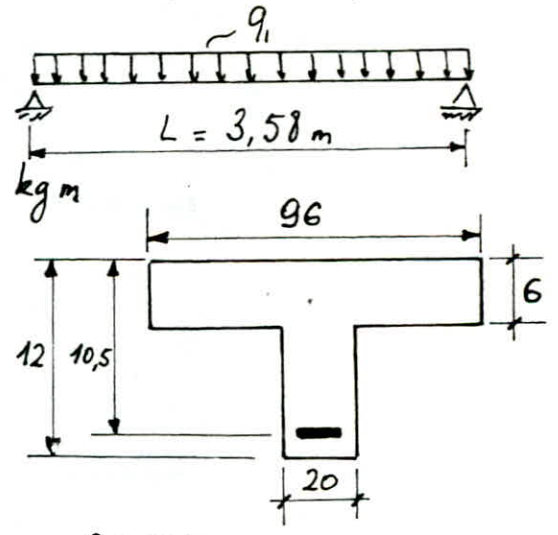
Pour cette phase de calcul la poutre est supposée soumise uniquement à son poids propre :

$$q_1 = (0,20 \cdot 0,06 + 0,96 \cdot 0,06) \times 2500 = 174 \text{ kg/ml}$$

FERRAILLAGE

Schema statique :

$$M_1 = q_1 \frac{l^2}{8} = 174 \frac{(3,58)^2}{8} = 278,75 \text{ kgm}$$



Pour le calcul des armatures on adopte la methode de P. CHRON

position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15 M_1}{\sigma_a b h_i^2} = \frac{15 \cdot 278,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 96 \cdot (10,5)^2} = 0,0141$$

$$\mu = 0,0141 \Rightarrow \begin{cases} K = 80,00 \\ \alpha = 0,1579 \\ \epsilon = 0,9474 \end{cases}$$

$$\alpha h_i = 0,1579 \cdot 10,5 = 1,658 \text{ cm} < h_o = 6 \text{ cm.}$$

$\alpha h_1 < h_0 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table. donc la section en T donnée se calcule comme une section rectangulaire de largeur $b = 96$ cm et de hauteur $h_1 = 10,5$ cm.

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_1} = \frac{278,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9474 \cdot 10,5} = 1 \text{ cm}^2$$

2^{ème} phase:

La poutre reprend en plus de son poids propre, les charges dues,

- au poids de la couche de béton = $0,06 \cdot 0,96 \cdot 2500 = 144$ kg/ml
- Au poids du Revêtement

Carrelage	= 40	kg/ml
Mortier de pose	= 20	kg/ml
Sable (2 cm)	= 34	kg/ml

$$G = 238 \text{ kg/ml}$$

- Aux surcharges d'exploitation majorées de 20 %
 $P = 250$ kg/ml

$$q_2 = G + 1,2 P = 238 + 1,2 \cdot 250 = 538 \text{ kg/ml}$$

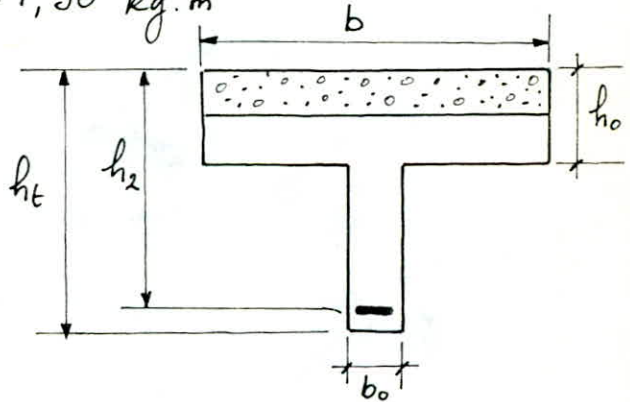
$$M_2 = q_2 \frac{l^2}{8} = 538 \frac{(3,58)^2}{8} = 861,90 \text{ kg.m}$$

Dim. de la section :

$$b = 96 \text{ cm} ; b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 18 \text{ cm} ; h_2 = 16,5 \text{ cm}$$

$$h_0 = 12 \text{ cm}$$



- Position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15 M_2}{\bar{\sigma}_a b h_2^2} = \frac{15 \cdot 861,90 \cdot 10^2}{2800 \cdot 96 \cdot (16,5)^2} = 0,0176$$

$$\mu = 0,0176 \Rightarrow \begin{cases} K = 70,50 \\ \alpha = 0,1754 \\ E = 0,9415 \end{cases}$$

$$\alpha h_2 = 0,1754 \cdot 16,5 = 2,89 \text{ cm} < h_0 = 12 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table, le calcul de la section en Tc se ramène au calcul d'une section rectangulaire de largeur $b = 96$ et de hauteur $h_2 = 16,5$ cm

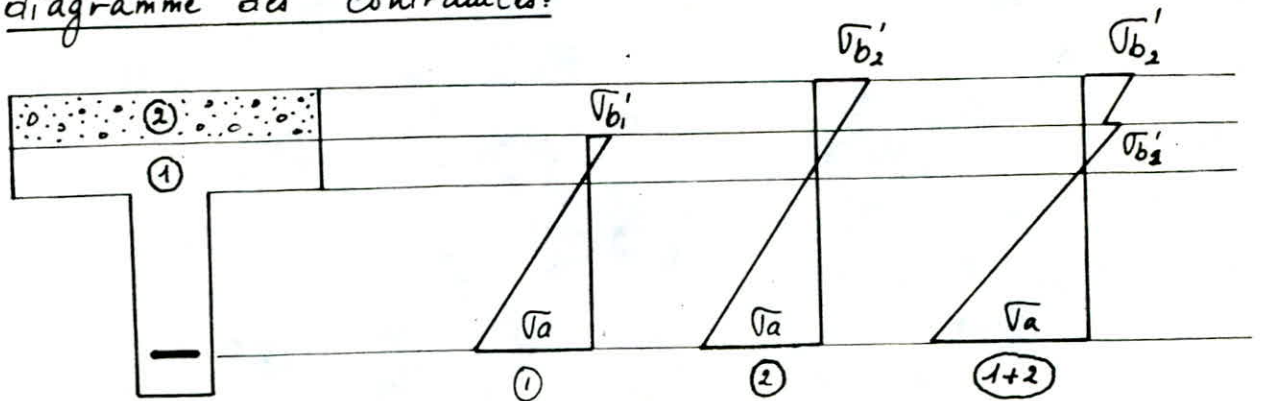
$$A_2 = \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_2} = \frac{861,90 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9415 \cdot 16,5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

En superposant les 2 phases on obtient:

$$A = A_1 + A_2 = 1,00 + 1,91 = 2,91 \text{ cm}^2$$

soit 4T10 ; $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

diagramme des contraintes:



VERIFICATIONS

1. Contraintes

* beton : $\bar{\sigma}_{b_1}' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k_1} = \frac{2800}{80} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_1}'$

$\bar{\sigma}_2' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k_2} = \frac{2800}{70,5} = 39,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_2}'$

* Acier : $\bar{\sigma}_a = \frac{1}{A} \left(\frac{M_1}{E_1 h_1} + \frac{M_2}{E_2 h_2} \right) =$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1}{3,14} \left(\frac{278,75 \cdot 10^2}{0,9474 \cdot 10,5} + \frac{861,90 \cdot 10^2}{0,9415 \cdot 16,5} \right) = 2659,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2659,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

2. Condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2b_0 d} = \frac{3,14}{2 \cdot 20 \cdot 1,5} = 0,0523$$

$$\eta = 1,6 ; k = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 5151 \text{ bars} = 5254 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2238,57 \text{ bars} = 2283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = \sigma_1 = 5254 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

3. Condition de non Fragilité

$$A \geq 0,69 b_0 k \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 16,5 \frac{5,9}{4200} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2$$

4. Armatures transversales

$$T = (q_1 + q_2) \frac{l}{2} = (174 + 538) \frac{3,58}{2} = 1274,48 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b_0}' \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1274,48}{20 \cdot 7/8 \cdot 10,5} = 6,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

NB: Les armatures obliques ne sont pas nécessaires. on utilise donc des armat. transversales \perp à la ligne moyenne.

$$\text{ait } \begin{cases} A_t = 2 \text{ cadres } \phi 8 \\ A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

L'espacement t: l'espacement t est donné par:

.../...

$$t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{tg.} \quad \bar{t}_1 < t < \bar{t}_2$$

avec $\bar{t}_1 = 0,2h = 0,2 \times 10,5 = 2,1 \text{ cm}$

$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 6,80 \text{ cm}$$

d'où $2,1 < t < 6,80 \text{ cm}$ (*)

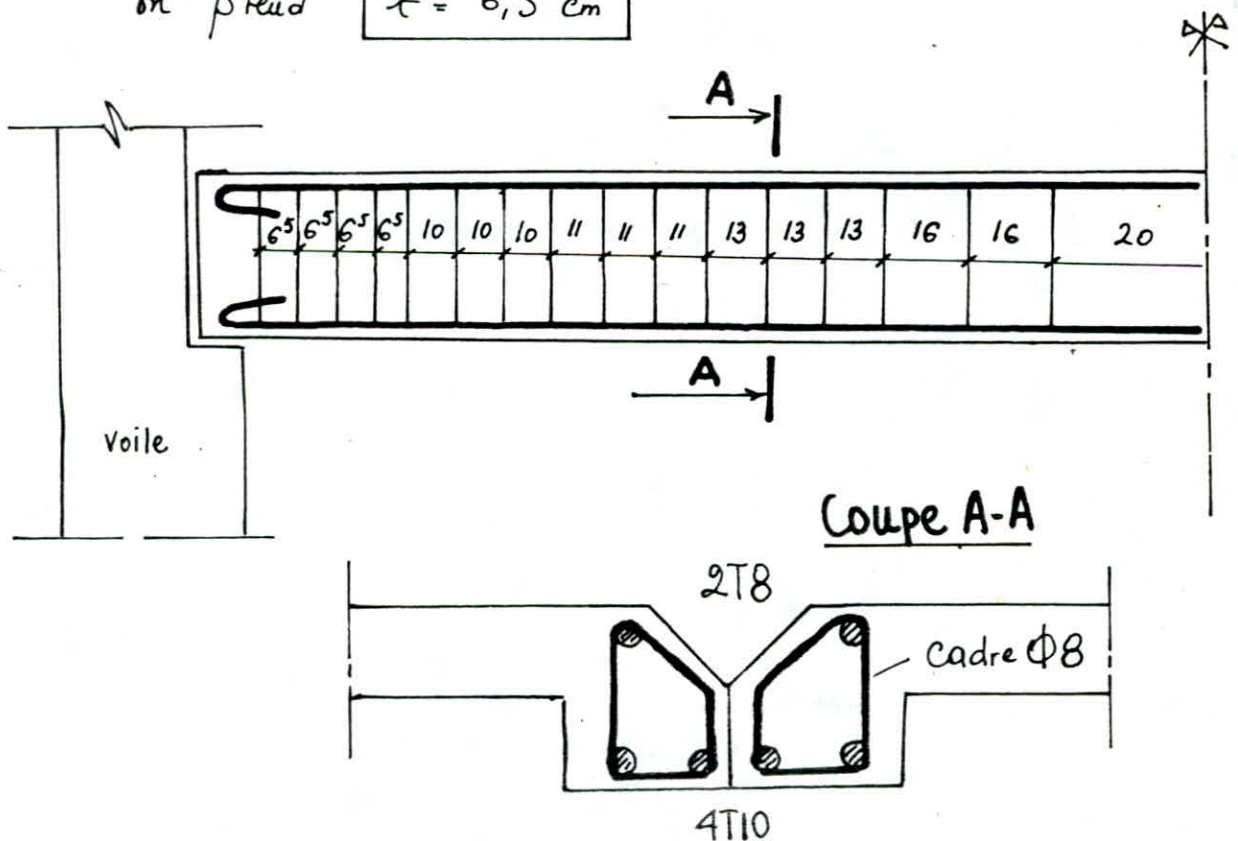
$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{ten} \cdot \rho_{at} \quad ; \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \right\}$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} = 0,6667 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{6,93}{9 \times 5,9} = 0,869 \end{array} \right.$$

$$\rho_{at} = 0,869 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,869 \times 2400 = 2085,60 \text{ kg/cm}^2$$

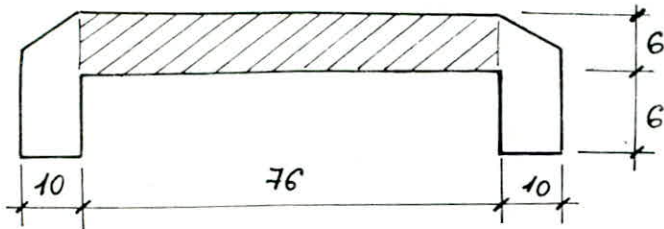
$$t = \frac{2 \times 7/8 \times 10,5 \times 2085,60}{1274,48} = 30 \text{ cm}$$

on prend $t = 6,5 \text{ cm}$



CALCUL DU HOURDIS

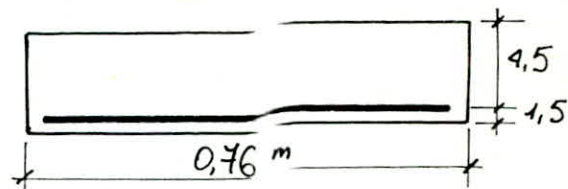
L'Hourdis est la partie plane hachurée représentée ci-après :



1^{ère} PHASE: pour cette phase on ne tient compte que du poids propre du Hourdis.

$$q_1 = 0,76 \times 0,06 \times 2500 = 114 \text{ kg/ml}$$

Moment en travée: $M_{t_1} = q_1 \frac{l^2}{10}$



(On suppose en semi-encastrement du Hourdis.)

$$\text{d'où } M_{t_1} = 114 \frac{(0,76)^2}{10} = 6,584 \text{ kg.m}$$

Moment aux appuis:

$$M_{a_1} = q_1 \frac{l^2}{20} = 3,292 \text{ kg.m}$$

FERRAILLAGE

on considère une bande de 1m de largeur.

$$\mu_1 = \frac{15 M_{t_1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_1^2} = \frac{15 \cdot 6,584 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (4,5)^2} = 0,0017$$

$$\mu_1 = 0,0017 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon_1 = 0,9811 \\ K_1 = 250 \end{cases}$$

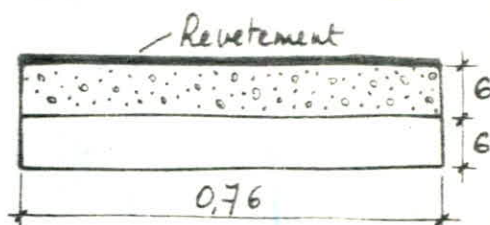
$$A_1 = \frac{M_{t_1}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon_1 \cdot h_1} = \frac{6,584 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9811 \cdot 4,5} = 0,053 \text{ cm}^2$$

2^{ème} PHASE:

pour cette phase on tient compte du poids propre de la dalle de compression (couche de béton), du Revêtement et des surcharges d'exploitation.

Évaluation de la charge/ml

- Revêtement	{	carrelage	40 kg/ml
		Sable	34
		Mortier de pose	20



- Couche de béton: $0,76 \times 0,06 \times 2500 = 114 \text{ kg/ml}$

$$G_2 = 208 \text{ kg/ml}$$

$$P = 250 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = G_2 + 1,2P = 508 \text{ kg/ml}$$

$$M_{t_2} = q_2 \frac{l^2}{10} = 508 \frac{(0,76)^2}{10} = 29,342 \text{ kgm}$$

$$M_{a_2} = q_2 \frac{l^2}{20} = 14,671 \text{ kgm}$$

FERRAILLAGE : pour une bande de 1m de Largeur.

$$\mu_2 = \frac{15 M_{t_2}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_2^2} = \frac{15 \cdot 29,342 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (10,5)^2} = 0,0014$$

$$\mu_2 = 0,014 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_2 = 0,9828 \\ k_2 = 275 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{t_2}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon_2 h_2} = \frac{29,342 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9828 \cdot 10,5} = 0,10 \text{ cm}^2$$

Superposition :

$$A = A_1 + A_2 = 0,153 \text{ cm}^2$$

NB: La section d'acier étant un faible. Il y'a lieu de calculer la section minimale d'acier d'après la condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\text{d'où } A_{\min} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,017 \text{ cm}^2 \quad \dots / \dots$$

$$A_{\min} = 1,017 \text{ cm}^2$$

on prend :

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

$$e \leq \min(33 \text{ cm} ; 2 h_t = 24 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

Ferraillage de l'autre direction

suivant la grande portée de la predalle :

$$A \geq \frac{4 \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 \cdot h \cdot v \cdot \sigma_{en}}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{76 (10,5)^3}{12} = 7331,625 \text{ cm}^4$$

$$v = \frac{h_t}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } A \geq \frac{4 \cdot 5,9 \cdot 7331,625}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 6 \cdot 4200} = 0,726 \text{ cm}^2$$

on prend :

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

on adoptera donc un quadrillage en T8 ds les 2 sens.

CHAPEAUX

1^{ere} PHASE :

$$\mu_1 = \frac{15 M_{a1}}{\bar{\sigma}_a b h_1^2} = 0,0008 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_1 = 0,9867 \\ K_1 = 360 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon_1 h_1} = \frac{3,292 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9867 \cdot 4,5} = 0,026 \text{ cm}^2$$

2^{eme} PHASE :

$$\mu_2 = \frac{15 M_{a2}}{\bar{\sigma}_a b h_2^2} = 0,0007 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_2 = 0,9873 \\ K_2 = 380 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{a2}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon_2 h_2} = \frac{14,671 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9873 \cdot 10,5} = 0,050 \text{ cm}^2$$

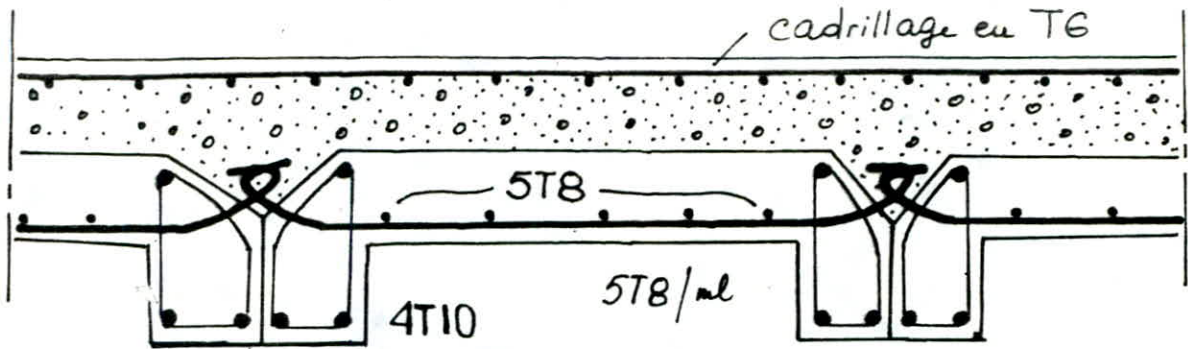
Superposition : $A = A_1 + A_2 = 0,076 \text{ cm}^2$

cette section étant faible, on calcule la section

minimale des aciers : $A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

$$A_{min} = 0,69 \times 100 \times 10,5 \times \frac{5,9}{4200} = 1,017 \text{ cm}^2$$

On réalisera un quadrillage en TG dans les 2 sens.



CALCUL DES BOUCLES DE LEVAGE

Pour une boucle de levage, la contrainte admissible est donnée par :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{K \cdot f}{2S}$$

avec : K = coefficient de sécurité

$$K = 1,56$$

$$f = F/4 \text{ (kg)}$$

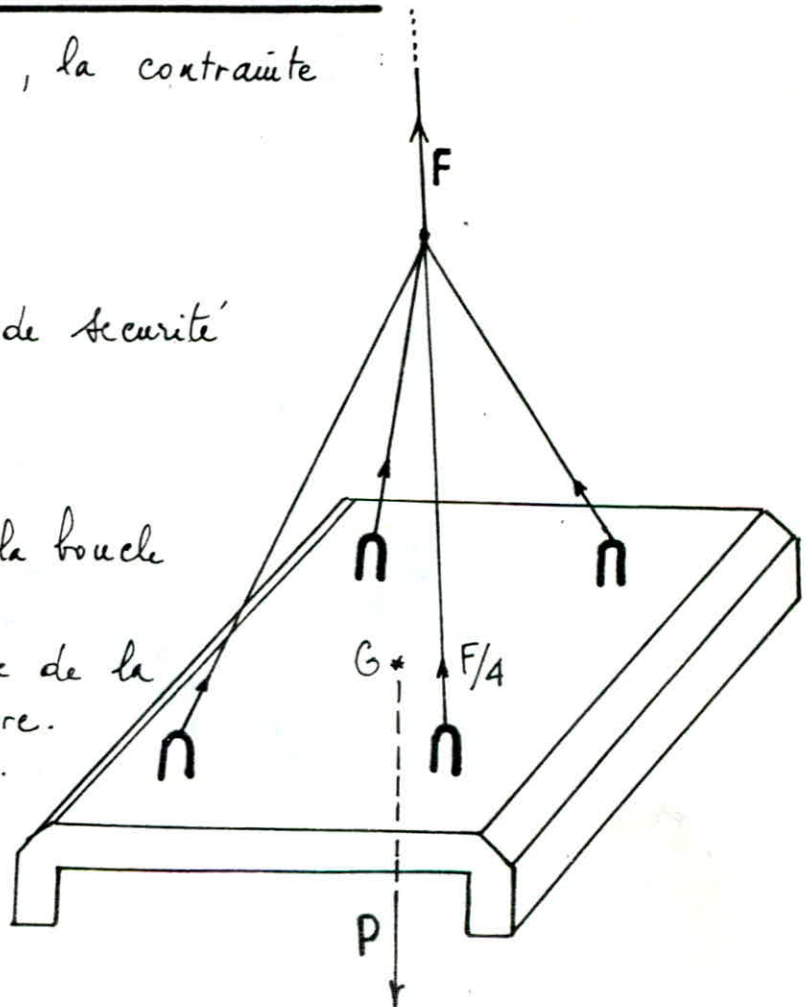
S : section de la boucle en cm^2 .

$$S = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \phi : \text{diamètre de la barre. en cm.}$$

d'où :

$$\bar{\sigma}_a = K \frac{4f}{2\pi\phi^2}$$

$$\text{ou } \bar{\sigma}_a = \frac{2Kf}{\pi\phi^2}$$



f est évalué en tenant compte :

- du poids propre de la pédale P
- des efforts parasites
- des efforts supplémentaires de demoulage.
- des efforts supplémentaires pour emploi d'épingles.

le demoulage se fait sur une table métallique plane.

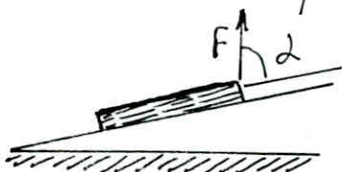
* L'effort global F est donné par :

$$F = a k P$$

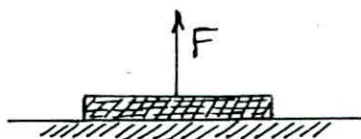
P : poids propre de la pédale

k : coefficient de demoulage = 1,70

a : coefficient donné en fonction de l'orientation de la force F / au flanc de la pièce.



$$\begin{cases} \alpha = 5^\circ \\ a = 1 \end{cases}$$



$$a = 0,75$$

Effort normal



$$a = 3$$

Effort tranchant

Pour notre cas : $a = 0,75$ (F est \perp au flanc de la pédale)

$$P = (2 \times 0,1 \times 0,06 + 0,96 \times 0,06) \times 3,58 \times 2500 = 622,92 \text{ kg}$$

$$F = a k P = 0,75 \times 1,70 \times 622,92 = 794,22 \text{ kg}$$

$$f = \frac{F}{4} = 198,55 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2 k f}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{2 k f}{\pi \bar{\sigma}_a}}$$

$$\text{avec } \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acier FeE24} \end{cases}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{2 \times 1,56 \times 198,55}{3,14 \times 1600}} = 0,35 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$ pour les boucles de levage.

Longueur d'ancrage (CCBA 61)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

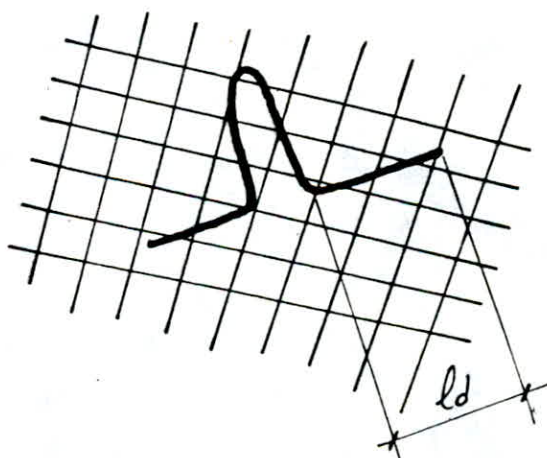
$$\text{avec } \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d \\ \eta_d = 1 \text{ pour } F_c E 24 \end{array} \right\} \Rightarrow \psi_d \approx 1$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_d = 1,25 \times 1 \times 5,9 = 7,375 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{1600}{7,375} = 43,40 \text{ cm}$$

En pratique, on prend $l_d = 45 \text{ cm}$



METRE

On réalisera :

4 x 9 predalles ($L = 3,58 \text{ m}$, $l = 96 \text{ cm}$) ; 4 x 7 predalles ($L = 3,08 \text{ m}$, $l = 90 \text{ cm}$)

8 x 6 predalles ($L = 3,13 \text{ m}$, $l = 90 \text{ cm}$) ; 11 predalles ($L = 2,66 \text{ m}$, $l = 90 \text{ cm}$)

CALCUL DU PLANCHER

I. Généralités :

les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines, dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ces dalles sont planes (horizontales) limitent les étages et sont destinées à :

- supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
- transmettre les efforts verticaux et horizontaux aux éléments porteurs (voiles) qui à leur tour les transmettent aux fondations. On suppose que le plancher est infiniment rigide dans le plan horizontal.
- Assurer une isolation thermique et acoustique pour les différents étages.

CALCUL DES DALLES

Pour le calcul, les dalles sont considérées uniformément chargées et se calculent selon leur mode d'appui.

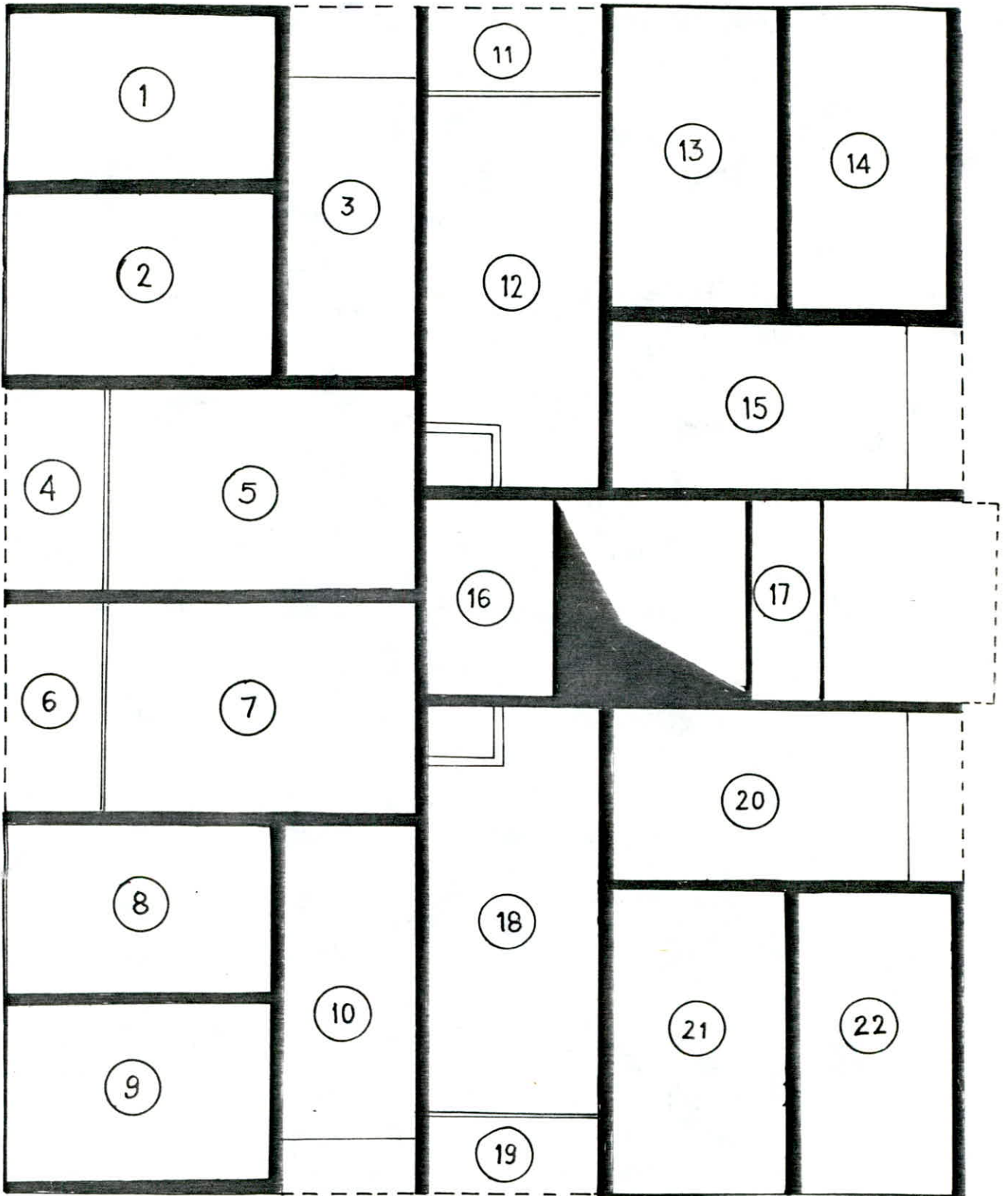
On néglige les ouvertures destinées aux passages des gaines et autres : ...

NB : La disposition des dalles est la même pour tous les planchers.

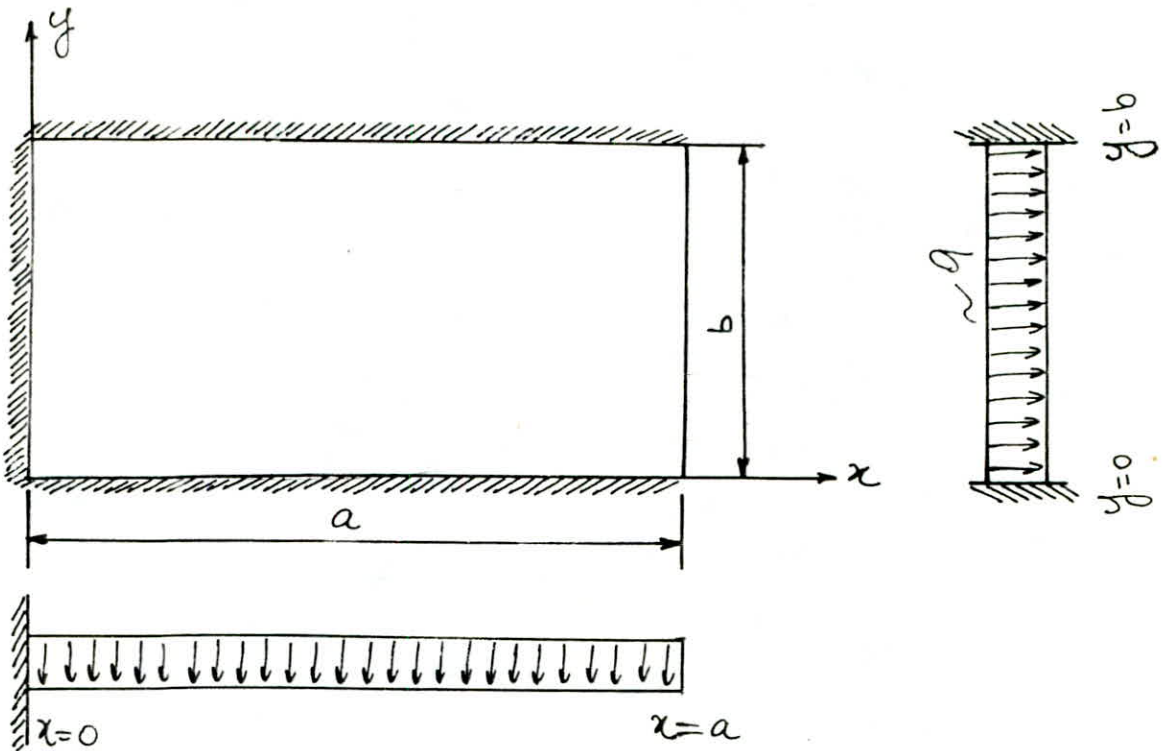
* Selon le mode d'appui on distingue 2 types de dalles :

- Dalles encastrées sur deux (02) côtés.
- Dalles encastrées sur trois (03) côtés.

(voir dessin d'identification des dalles)

IDENTIFICATION DES DALLES

1. Dalles encastrees sur 3 cotes



Methode de calcul

La methode de calcul adoptee pour ce type de dalles est celle de R. BARES, exposee clairement dans son ouvrage: "Tables pour le calcul des dalles et des parois".

Le calcul depend du coefficient de Poisson μ et du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$.

Connaissant ces 2 valeurs (μ, γ) on tire des tableaux les valeurs des coefficients suivants:

w_{bs} : coefficient de fleche.

M_{x_s} = coeff. de moment ds la direction x ($x = \frac{a}{2}$; $y = \frac{b}{2}$)

M_{y_s} = " " " " " " " y ($x = \frac{a}{2}$; $y = \frac{b}{2}$)

$M_{y_{as}}$ = " " " " " " " y ($x = a$; $y = \frac{b}{2}$)

$M_{x_{vs}}$ = " " " " " " " x ($x = 0$; $y = \frac{b}{2}$)

$M_{y_{x=0}}$ = coeff. de moment dans la direction y ($x=0$; $y=\frac{b}{2}$)

$M_{y_{x=a}}$ = " " " " " " " " y ($x=a$; $y=\frac{b}{2}$)

Ces coefficients seront multipliés par :

* $q a^4$ pour avoir la fleche.

* $q a^2$ pour avoir le moment suivant x .

* $q b^2$ pour avoir le moment suivant y .

Application :

$\mu = 15$ (Béton armé)

$\gamma = \frac{a}{b}$; pour des valeurs de γ ne figurant pas dans le tableau on procède par interpolation.

$q = G + 1,2P = 0,469 \text{ t/m}^2$ (pour étage courant)

DALLES : 1, 2, 8, 9, 13, 14, 21 et 22 sont identiques

pour ces dalles, nous avons : $a = 5,39 \text{ m}$ et $b = 3,05 \text{ m}$

d'où $\gamma = \frac{a}{b} = \frac{5,39}{3,05} = 1,767$

$\frac{1}{\gamma} = 0,565 > 0,5 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens.

Détermination de w_{b_s}

$\gamma_1 = 1,5 \Rightarrow w_{b_{s_1}} = 0,0066$ (voir tableau R. Bares)

$\gamma_2 = 2 \Rightarrow w_{b_{s_2}} = 0,0021$

$$w_{b_s} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} w_{b_{s_1}} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} w_{b_{s_2}}$$

$$\frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} = \frac{1,767 - 1,5}{2 - 1,5} = \frac{0,267}{0,5} = 0,534$$

$$\frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} = \frac{1,767 - 2}{1,5 - 2} = 0,466$$

$$wb_s = 0,466 \times 0,0066 + 0,534 \times 0,0021 = 0,0042$$

La fleche aura pour valeur (au milieu du côté libre) :

$$f_{b_s} = wb_s \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,0042 \frac{0,769 \cdot 10 (5,39)^4}{2 \cdot 10^5 (14)^3} = 0,496 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{539}{500} = 1,07 \text{ cm} > f_{b_s}$$

Determination des Moments

$$qa^2 = 0,769 \cdot (5,39)^2 = 22,341 \text{ tm.}$$

$$qb^2 = 0,769 \cdot (3,05)^2 = 7,153 \text{ tm.}$$

δ_1	δ_2	$M_0 = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} M_{01} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} M_{02}$	$M_x = qa^2 M_{0x}$ $M_y = qb^2 M_{0y}$
1,5	2,0		
$M_{0x_{s_1}}$	$M_{0x_{s_2}}$	$M_{0x_s} = 0,0033$	$M_{x_s} = 0,073 \text{ tm}$
0,0047	0,0021		
$M_{0y_{s_1}}$	$M_{0y_{s_2}}$	$M_{0y_s} = 0,0389$	$M_{y_s} = 0,278 \text{ tm}$
0,0370	0,0406		
$M_{0x_{v_s_1}}$	$M_{0x_{v_s_2}}$	$M_{0x_{v_s}} = -0,0189$	$M_{x_{v_s}} = -0,424 \text{ tm}$
-0,0248	-0,0139		
$M_{0y_{v_s_1}}$	$M_{0y_{v_s_2}}$	$M_{0y_{v_s}} = -0,0812$	$M_{y_{v_s}} = -0,581 \text{ tm}$
-0,0793	-0,0830		
$M_{0y_{a_s_1}}$	$M_{0y_{a_s_2}}$	$M_{0y_{a_s}} = 0,0449$	$M_{y_{a_s}} = 0,321 \text{ tm}$
0,0449	0,0450		
$M_{0y_{v_a_1}}$	$M_{0y_{v_a_2}}$	$M_{0y_{v_a}} = -0,0845$	$M_{y_{v_a}} = -0,604 \text{ tm}$
-0,0846	-0,0845		

FERRAILLAGE

Le calcul du ferrailage se fait d'après P. CHARON.

On prend une bande de 1m de largeur sollicitée en flexion simple.

Données :

- diamètre des barres $\phi < \frac{h_t}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm}$
- Contraintes : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$
- L'épaisseur de la dalle : $h_t = 14 \text{ cm}$ ($h = 12 \text{ cm}$)
- $b = 100 \text{ cm}$ (une bande de 1m de largeur)

NB : les moments pris en compte dans les calculs sont les moments max. dans les deux (02) sens : porteur et repartiteur

- $M_{t \max}$ (en travée)
- $M_{a \max}$ (sur appui)

1. Sens porteur

En travée : $M_t = M_{y_a s} = 0,321 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,321 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0119$$

$$\mu = 0,0119 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9512 \\ k = 87,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{87,5} = 32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,321 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9512 \cdot 12} = 1 \text{ cm}^2$$

Sur appui : $M_a = M_{y_{v_a}} = -0,604 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,604 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,02239$$

$$\mu = 0,02239 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9346 \\ k = 61,50 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{61,50} = 45,528 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,604 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9346 \cdot 12} = 1,92 \text{ cm}^2$$

2. Sens repartisseur

$$h_x = 11 \text{ cm}$$

en travée : $M_t = M_{x_s} = 0,073 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,073 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (11)^2} = 0,0032 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9741 \\ k = 178 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{178} = 15,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,073 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9741 \cdot 11} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Sur appui : $M_a = M_{x_{v_s}} = -0,424 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,424 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (11)^2} = 0,0187 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9398 \\ k = 68 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{68} = 41,176 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,424 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9398 \cdot 11} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté

Sens porteur	en travée : 5T8/ml ; e = 20 cm ; A _r = 2,51 cm ² sur appui : 5T8/ml ; e = 20 cm ; A _r = 2,51 cm ²
Sens repartisseur	en travée : 4T8/ml ; e = 25 cm ; A _r = 2,01 cm ² sur appui : 4T8/ml ; e = 25 cm ; A _r = 2,01 cm ²

DALLES : 5 ; 7 ; 12 et 18 sont identiques

$$a = 5,54 \text{ m} ; b = 3,50 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{5,54}{3,50} = 1,582$$

$\frac{1}{\gamma} = 0,63 > 0,5 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

$$\gamma_1 = 1,5 \Rightarrow \omega_{bs_1} = 0,0066$$

$$\gamma_2 = 2,0 \Rightarrow \omega_{bs_2} = 0,0021$$

$$\omega_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \omega_{bs_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \omega_{bs_2}$$

$$\frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} = \frac{1,582 - 2,00}{1,5 - 2,00} = 0,8344$$

$$\frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} = \frac{1,582 - 1,5}{2,0 - 1,5} = 0,1656$$

$$\omega_{bs} = 0,8344 \times 0,0066 + 0,1656 \times 0,0021 = 0,0058$$

$$f_{bs} = \omega_{bs} \frac{q a^4}{E h^3} = 0,0058 \frac{0,769 \cdot 10^9 (5,54)^4}{2 \cdot 10^5 \cdot (14)^3} = 0,765$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,54 \cdot 10^2}{500} = 1,10 \text{ cm} > f_{bs}$$

Determination des moments

$$q a^2 = 0,769 (5,54)^2 = 23,60 \text{ tm}$$

$$q b^2 = 0,769 (3,50)^2 = 9,42 \text{ tm}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des moments en travée et sur appuis dans les 2 sens de la dalle (sens porteur et répartisseur).

.../...

tableau des moments :

δ_1	δ_2	$M = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} M_1 + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} M_2$	$M_x = qa^2 cM_x$ $M_y = qb^2 cM_y$
1,50	2,00		
M_{xs_1}	M_{xs_2}	$M_{xs} = 0,00427$	$M_{xs} = 0,1 \text{ tm}$
0,0047	0,0021		
M_{ys_1}	M_{ys_2}	$M_{ys} = 0,0376$	$M_{ys} = 0,354 \text{ tm}$
0,0370	0,0406		
$M_{xv_s_1}$	$M_{xv_s_2}$	$M_{xv_s} = -0,0299$	$M_{xv_s} = -0,542$
-0,0248	-0,0139		
$M_{yv_s_1}$	$M_{yv_s_2}$	$M_{yv_s} = -0,0799$	$M_{yv_s} = -0,752$
-0,0793	-0,0830		
M_{yas_1}	M_{yas_2}	$M_{yas} = 0,0449$	$M_{yas} = 0,423$
0,0449	0,0450		
M_{yva_1}	M_{yva_2}	$M_{yva} = -0,0845$	$M_{yva} = -0,796$
-0,0846	-0,0845		

FERRAILLAGE

1. Sem porteur

En travée : $M_t = M_{yas} = 0,423 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,423 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0157$$

$$\mu = 0,0157 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9446 \\ k = 75,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{75,5} = 37,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,423 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9446 \cdot 12} = 1,33 \text{ cm}^2$$

sur appui :

$$M_a = M_{y_{va}} = -0,796 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,796 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0296 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9256 \\ k = 52,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{52,0} = 53,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{0,796 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9256 \cdot 12} = 2,56 \text{ cm}^2$$

2. Sem répartisseur

En travée : $M_t = M_{\lambda_s} = 0,1 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0044 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9697 \\ k = 150 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{150} = 18,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9697 \cdot 12} = 0,307 \text{ cm}^2$$

Sur appui : $M_a = M_{\lambda_{vs}} = -0,542 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,542 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0201 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9379 \\ k = 65,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{65,5} = 42,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,542 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9379 \cdot 12} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté

sens porteur	Travée: 6T8/ml ; e = 17 cm ; $A_r = 2,96 \text{ cm}^2$ appui: 6T8/ml ; e = 17 cm ; $A_r = 2,96 \text{ cm}^2$
s. répartisseur	Travée: 4T8/ml ; e = 25 cm ; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ appui: 4T8/ml ; e = 25 cm ; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Dolle 16

$$\left. \begin{array}{l} a = 3,14 \text{ m} \\ b = 2,58 \text{ m} \end{array} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 1,217 \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = 0,82 > 0,5$$

la dalle travaille dans les 2 sens.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_1 = 1,2 \Rightarrow \omega_{bs_1} = 0,0159 \\ \gamma_2 = 1,5 \Rightarrow \omega_{bs_2} = 0,0066 \end{array} \right\} \Rightarrow \omega_{bs} = 0,0153$$

$$f_{bs} = \omega_{bs} \frac{qa^4}{El^3} = \frac{0,0153 \cdot 0,769 \cdot 10 \cdot (3,14)^4 \cdot 10^8}{2 \cdot 10^5 \cdot (14)^3} = 0,208 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{314}{500} = 0,628 \text{ cm} > f_{bs}$$

Determination des moments

γ_1	γ_2	$M_0 = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} M_1 + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_1 - \gamma_2} M_2$	$M_x = qa^2 cM_x$
1,2	1,5		$M_y = qb^2 cM_y$
cM_{xs_1}	cM_{xs_2}	$cM_{xs} = 0,0083$	$M_{xs} = 0,063 \text{ tm}$
0,0086	0,0047		
cM_{ys_1}	cM_{ys_2}	$cM_{ys} = 0,0041$	$M_{ys} = 0,021 \text{ tm}$
0,0327	0,0370		
$cM_{xv_s_1}$	$cM_{xv_s_2}$	$cM_{xv_s} = -0,0379$	$M_{xv_s} = -0,217$
-0,0387	-0,0248		
$cM_{yv_s_1}$	$cM_{yv_s_2}$	$cM_{yv_s} = -0,0737$	$M_{yv_s} = -0,377$
-0,0734	-0,0793		
cM_{yas_1}	cM_{yas_2}	$cM_{yas} = 0,0443$	$M_{yas} = 0,226$
0,0443	0,0449		
cM_{yva_1}	cM_{yva_2}	$cM_{yva} = -0,0847$	$M_{yva} = -0,434$
-0,0848	-0,0846		

FERRAILLAGE

1. Sens porteur

En travée: $M_t = M_{y_{as}} = 0,226 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,226 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0275 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,928 \\ k = 54,5 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{54,5} = 51,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon l} = \frac{0,226 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,928 \cdot 12} = 0,725 \text{ cm}^2$$

Sur appui: $M_a = M_{y_{va}} = -0,434 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,434}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0528 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9038 \\ k = 37,0 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{37,0} = 75,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,434 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9038 \cdot 12} = 1,392 \text{ cm}^2$$

2. Sens repartisseur

En travée: $M_t = M_{x_s} = 0,063 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{0,063 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0023 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9778 \\ k = 210 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{210} = 13,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,063 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9778 \cdot 12} = 0,20 \text{ cm}^2$$

Sur appui: $M_a = M_{x_{vs}} = -0,287 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,287 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0106 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9539 \\ k = 93,50 \Rightarrow \sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \end{cases}$$

$$A = \frac{0,287 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9539 \cdot 12} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté

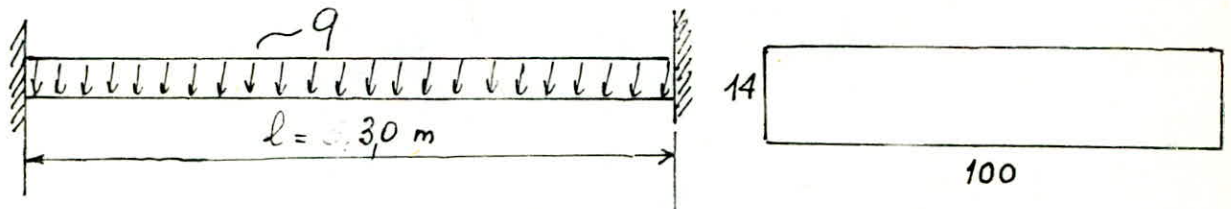
Sens porteur	En travée : 4T8/ml ; $e = 25 \text{ cm}$; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$
	Sur appui : 4T8/ml ; $e = 25 \text{ cm}$; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$
S. repartisseur	En travée : 4T8/ml ; $e = 25 \text{ cm}$; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$
	Sur appui : 4T8/ml ; $e = 25 \text{ cm}$; $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Dalles : 3; 10; 15 et 20 identiques

$$a = 6,30 \text{ m} ; b = 2,98 \text{ m} \Rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 2,114$$

$$\frac{1}{\gamma} = 0,473 < 0,5 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un sens.}$$

On prend une bande de 1 m de largeur ; le calcul se ramène à celui d'une poutre uniformément chargée, semi-encastree à ses 2 extrémités.

• Evaluation de la charge q en t/ml

$$G_1 = 0,894 \times 1,00 = 0,894 \text{ t/ml} \quad \text{--- (dalle)}$$

$$G_2 = 0,795 \text{ t/ml} \quad \text{(garde-corps)}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,689 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,10 \times 1,00 = 0,10 \text{ t/ml}$$

$$q = G + 1,2P = 1,809 \text{ t/ml}$$

• Les Efforts

$$\text{en travée : } M_t = q \frac{l^2}{10} = 1,628 \text{ tm}$$

$$\text{appui : } M_a = -q \frac{l^2}{20} = -0,814 \text{ tm}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 2,713 \text{ t}$$

le ferraillage se fait en flexion simple

Ferraillage en travée

$$\mu = \frac{15 \text{ Mt}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,628 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0605 \Rightarrow \begin{cases} K = 34,0 \\ \varepsilon = 0,9980 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{34} = 82,35 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,628 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9980 \cdot 12} = 5,395 \text{ cm}^2$$

soit 4T10/ml ; $e = 14 \text{ cm}$; $A_r = 5,49 \text{ cm}^2$

Ferraillage aux appuis

$$M_a = -0,814 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 0,814 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0303$$

$$K = 51,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{51,5} = 54,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\varepsilon = 0,9248 \Rightarrow A = \frac{0,814 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9248 \cdot 12} = 2,62 \text{ cm}^2$$

soit 6T8/ml ; $e = 16,5 \text{ cm}$; $A_r = 3,01 \text{ cm}^2$

Armatures de repartition

$$A_{rep} \leq \frac{A}{2} = \frac{5,49}{2} = 2,745 \text{ cm}^2$$

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

Niveau terrasse - dalle revenant à la cage d'escalier

$$a = 8,44 \text{ m} ; b = 2,58 \text{ m} \Rightarrow \frac{1}{\gamma} = 0,306 < 0,5$$

La dalle travaille dans un sens (assimilée à une poutre)

$$q = 9,735 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 0,489 \text{ tm} \Rightarrow A = 1,55 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a = 0,244 \text{ tm} \Rightarrow A = 0,758 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4T8/ml ; e = 25 \text{ cm} \\ A_{rep} = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{rep} \leq \frac{A_t}{2} = 1,005 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4T8/ml ; e = 25 \text{ cm} ; A_r = 2,01$$

Dalles encastrées sur 3 côtés - Tableaux récapitulatifs

1. Efforts

Dalles	1.2.8.9.13.14.21.22	5.7.12.18	16
a	5,39 m	5,54 m	3,14 m
b	3,05 m	3,50 m	2,58 m
γ	1,767	1,582	1,217
f_{bs}	0,496 cm	0,765 cm	0,208 cm
\bar{f}	1,07 cm	1,10 cm	0,629 cm
M_{xs}	0,073 tm	0,100 tm	0,063 tm
M_{xvs}	-0,424 tm	-0,542 tm	-0,287 tm
M_{ys}	0,278 tm	0,354 tm	0,021 tm
M_{yas}	0,321 tm	0,423 tm	0,226 tm
M_{yvs}	-0,581 tm	-0,752 tm	-0,377 tm
M_{yva}	-0,604 tm	-0,796 tm	-0,434 tm

NB: les dalles 3.10.15.20 sont aussi encastrées sur 3 côtés. mais sont étudiées différemment.

2. Ferrillage

Dalles		4.2.8.9.13.14.21.22	5.7.12.18	16
sens porteur	M trancée	0,321 tm	0,423 tm	0,226 tm
	A calculée	1,0 cm ²	1,33 cm ²	0,725 cm ²
	A adoptée	5T8/ml ; e = 20 cm ; A = 2,51	6T8/ml ; e = 17 cm ; A = 2,96 cm ²	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01
	M appui	- 0,604 tm	- 0,796 tm	- 0,424 tm
	A calculée	1,92 cm ²	2,56 cm ²	1,392 cm ²
	A adoptée	5T8/ml ; e = 20 cm ; A = 2,51 cm ²	6T8/ml ; e = 17 cm ; A = 2,96	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01
sens repartiteur	M trancée	0,073 tm	0,10 tm	0,063 tm
	A calculée	0,24 cm ²	0,307 cm ²	0,20 cm ²
	A adoptée	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01
	M appui	- 0,424 tm	- 0,542 tm	- 0,287 tm
	A calculée	1,46 cm ²	1,72 cm ²	0,90 cm ²
	A adoptée	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01	4T8/ml ; e = 25 cm ; A = 2,01

65

2. Dalles encastrées sur 2 côtés

. Dalles 4; 6; 11 et 19 identiques

$$a = 1,74 \text{ m}$$

$$b = 3,50 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{1,70}{3,50} = 0,4971$$

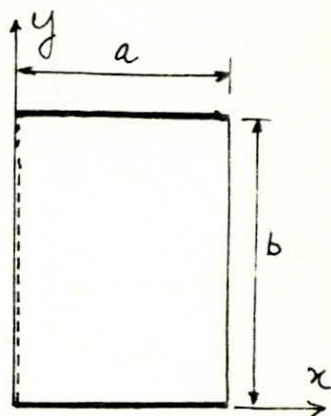
$$\gamma_1 = 0,4 \Rightarrow w_{bs1} = 0,9711$$

$$\gamma_2 = 0,5 \Rightarrow w_{bs2} = 0,4559$$

$$w_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} w_{bs1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} w_{bs2} = 0,4971$$

$$f_{bs} = w_{bs} \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,604 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,50}{500} = 0,70 > f_{bs}$$



Determination des moments

γ_1	γ_2	$M_0 = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} M_{01} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} M_{02}$	$M_x = qa^2 M_{0x}$ $M_y = qb^2 M_{0y}$
0,4	0,5		
M_{0xs1}	M_{0xs2}	$M_{0xs} = 0,0526$	$M_{xs} = 0,122 \text{ tm}$
0,0728	0,052		
M_{0ys1}	M_{0ys2}	$M_{0ys} = 0,0230$	$M_{ys} = 0,217$
0,0194	0,23210		
M_{0yvs1}	M_{0yvs2}	$M_{0yvs} = -0,0554$	$M_{yvs} = -0,522$
-0,0442	-0,0557		
M_{0yas1}	M_{0yas2}	$M_{0yas} = 0,0359$	$M_{yas} = 0,338$
0,0307	0,0361		
M_{0yva1}	M_{0yva2}	$M_{0yva} = -0,0844$	$M_{yva} = -0,795$
-0,0782	-0,0746		

$$qa^2 = 0,769 (1,74)^2 = 2,328 \text{ tm}$$

$$qb^2 = 0,769 (3,50)^2 = 9,420 \text{ tm}$$

Ferraillage:1. Sens porteur

$$M_t = M_{yas} = 0,338 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0125 \Rightarrow \begin{cases} K = 85,5 \\ \varepsilon = 0,9501 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{85,5} = 32,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,338 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9501 \cdot 12} = 1,05 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a = M_{yva} = -0,795 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0295 \Rightarrow \begin{cases} K = 52,5 \\ \varepsilon = 0,9259 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{52,5} = 53,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,795 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 12} = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arit } 6T8/\text{ml}; e = 17 \text{ cm}; A_r = 2,56 \text{ cm}^2$$

2. Sens repartiteur

$$M_t = M_a = M_{xs} = 0,122 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,122 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,0045$$

$$\mu = 0,0045 \Rightarrow \begin{cases} K = 148 \\ \varepsilon = 0,9693 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{148} = 18,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,122 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9693 \cdot 12} = 0,374 \text{ cm}^2$$

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

Dalle 17

$$\left. \begin{array}{l} a = 1,30 \text{ m} \\ b = 2,58 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{1,30}{2,58} = 0,5038$$

$$\gamma_1 = 0,5 \Rightarrow w_{bs1} = 0,4559$$

$$\gamma_2 = 0,6 \Rightarrow w_{bs2} = 0,2316$$

$$w_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} w_{bs1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} w_{bs2} = 0,4473$$

$$f_{bs} = w_{bs} \frac{q a^4}{E h^3} = 0,179 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1,30 \cdot 10^2}{500} = 0,26 \text{ cm} > f_{bs}$$

Determination des Moments

$$q a^2 = 0,769 \cdot (1,30)^2 = 1,2996 \text{ tm}$$

$$q b^2 = 0,769 \cdot (2,58)^2 = 5,1187 \text{ tm}$$

γ_1	γ_2	M_{bx} ; M_{by}	$M_x = q a^2 M_{bx}$ $M_y = q b^2 M_{by}$
0,5	0,6		
M_{bx1}	M_{bx2}	$M_{bx} = 0,0515$	$M_x = 0,067 \text{ tm}$
$0,520 \cdot 10^1$	0,0394		
M_{by1}	M_{by2}	$M_{by} = 0,0233$	$M_y = 0,119 \text{ tm}$
0,0232	0,0267		
M_{bys1}	M_{bys2}	$M_{bys} = 0,0559$	$M_{bys} = 0,286 \text{ tm}$
-0,0557	-0,0612		
M_{byas1}	M_{byas2}	$M_{byas} = 0,0362$	$M_{byas} = 0,185$
0,0361	0,0403		
M_{byva1}	M_{byva2}	$M_{byva} = 0,0846$	$M_{byva} = 0,433$
-0,0846	-0,0852		

Ferraillage :1. Sens porteur :

$$M_t = M_{yos} = 0,185 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0068 \Rightarrow \begin{cases} K = 119 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b' \\ \varepsilon = 0,9627 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,185 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9627 \cdot 12} = 0,572 \text{ cm}^2$$

Arit 4T8/ml ; e = 25 cm ; A_r = 2,01 cm²

$$M_a = M_{yva} = 0,433 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0161 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9438 \\ K = 74,0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{74} = 37,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,433 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9438 \cdot 12} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Arit 4T8/ml ; e = 25 cm ; A_r = 2,01 cm²

2. Sens repartiteur

$$M_t = M_a = M_{x_s} = 0,067 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,067 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12)^2} = 0,00249 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9773 \\ K = 205 \end{cases}$$

$$K = 205 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,067 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 12} = 0,20 \text{ cm}^2$$

Arit 4T8/ml ; e = 25 cm ; A_r = 2,01 cm²

Tableau recapitulatif

Dalles		4 . 6 . 11 . 19	17
a (m)		1,74	1,30
b (m)		3,50	2,58
δ		0,4971	0,5038
f_{bs} cm		0,604	0,149
\bar{f} cm		0,40	0,26
sens porteur	M travée	0,338 tm	0,185 tm
	A calculée	1,05 cm ²	0,572 cm ²
	A adoptée	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²
	M appui	- 0,495 tm	- 0,433 tm
	A calculée	2,55 cm ²	1,36 cm ²
	A adoptée	6T8/ml ; e = 17 cm A = 2,56 cm ²	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²
sens repartiteur	M travée	0,122 tm	0,067 tm
	A ado	0,374 cm ²	0,20 cm ²
	A adoptée	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²
	M appui	0,122 tm	0,067 tm
	A calculée	0,374 cm ²	0,20 cm ²
	A adoptée	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²	4T8/ml ; e = 25 cm A = 2,01 cm ²

Verifications

les verifications se font pour les dalles les plus chargées (ayant les plus grandes dimensions) à savoir les dalles:

3, 10, 15 et 20 ($a = 6,20 \text{ m}$; $b = 3,10 \text{ m}$)

Verifications après 28 jours (lorsque la dalle atteint sa pleine resistance).

1. Fissuration:

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

$\eta = 1,6$ Aciers HA.

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,49}{4 \cdot 100} = 0,0137$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 2891,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 2891,82 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \quad \text{pas de fissuration}$$

2. Contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,49}{100 \times 12} = 0,457 \quad \Rightarrow \begin{cases} K = 33,7 \\ \varepsilon = 0,8973 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \varepsilon h} = 2753,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 83,086 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

3. flèches

les verifications à la flèche sont verifiées pour toutes les dalles (voir tableau)

NB: La charge q du plancher-terrasse est inférieure à celle d'un étage courant. Par mesure de sécurité on adopte le même ferrailage pour le plancher-terrasse

OUVERTURES DANS LES DALLES

les dalles comportant des ouvertures réservées au passage des gaines, conduites d'aération ou de ventilation etc..., nécessitent un renforcement d'acier sur le pourtour de ces ouvertures. Ces armatures de renfort sont destinées à remplacer les aciers interrompus et doivent être prolongés au-delà des ouvertures d'une longueur égale à :

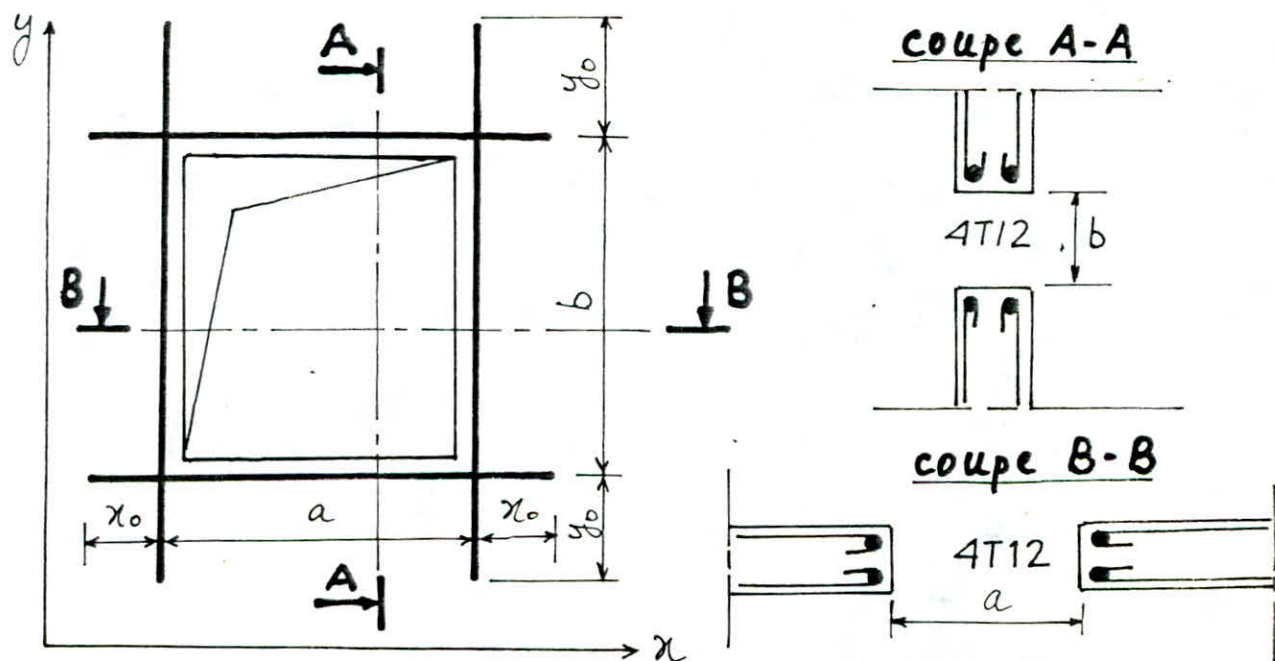
$$x_0 = \frac{a}{4} + ld \quad \text{dans le sens "x"}$$

$$y_0 = \frac{b}{4} + ld \quad \text{dans le sens "y"}$$

la longueur de scellement droit est donnée par :

$$ld = 40 \phi \quad (\text{aciers HA})$$

$$ld = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} ; \text{ on prend } ld = 50 \text{ cm}$$



BANDES NOYÉES

Aux extrémités libres des dalles on prévoit des bandes noyées renforcées (30 x 14) ayant pour but de supporter la maçonnerie.

Le calcul se fait pour la bande la plus chargée (celle qui supporte le mur de façade), et on adopte le même ferrailage pour le reste des bandes noyées.

1. charge de calcul

$$\text{poids propre : } 0,20 \times 0,14 \times 2,5 = 0,070 \text{ t/ml}$$

$$\text{poids du mur : } 2,785 / 3,50 = 0,796 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,866 \text{ t/ml}$$

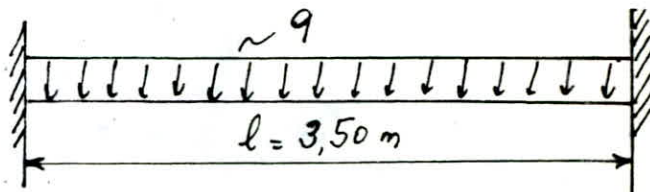
• on tient compte d'un

semi-encastrement

$$M_t = q \frac{l^2}{10} = 1,061 \text{ tm}$$

$$M_a = - q \frac{l^2}{20} = -0,530 \text{ tm}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1,516 \text{ t}$$



Ferrailage :

$$\text{Travée : } M_t = 1,061 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,061 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot (12)^2} = 0,1316 \Rightarrow \begin{cases} K = 20,65 \\ \varepsilon = 0,8595 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{20,65} = 135,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,061 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8595 \cdot 12} = 3,674 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,674 \text{ cm}^2; \text{ Arit } 4T12; A_r = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Affui: } M_a = -0,53 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 0,53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot (12)^2} = 0,0657$$

$$\mu = 0,0657 \Rightarrow \begin{cases} K = 32,35 \\ \varepsilon = 0,8944 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{32,35} = 86,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{0,53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8944 \cdot 12} = 1,764 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arit } 3T10; A_r = 2,35 \text{ cm}^2$$

Verifications:

1. Contraintes

$$w = \frac{100 \cdot A}{b h} = \frac{100 \cdot 4,52}{30 \cdot 12} = 1,255 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8489 \\ K = 18,10 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \varepsilon h} = \frac{1,061 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 12 \cdot 0,8489} = 2304,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2304,30}{18,10} = 127,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

2. Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 12 \frac{5,9}{4200} = 0,238 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,238 \text{ cm}^2$$

3. condition. de non fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{4,52}{2 \cdot 20 \cdot 2} = 0,0376$$

$$\sigma_i = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,0376}{1 + 10 \cdot 0,0376}$$

$$\sigma_1 = 5465,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5465,11 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée

4. Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,516 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 4,813 \text{ kg/cm}^2$$

calcul de σ_b' (aux appuis) :

$$\ddot{\omega} = \frac{100 A}{b l} = \frac{100 \cdot 2,35}{20 \cdot 12} = 0,653 \quad \Rightarrow \begin{cases} K = 27,2 \\ \varepsilon = 0,815 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M a}{A \varepsilon l} = \frac{0,53 \cdot 10^5}{2,35 \cdot 0,8815 \cdot 12} = 2132,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2132,08}{27,20} = 78,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_{b0}' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_{b0}' \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{78,38}{68,5}\right) 5,9 = 19,79 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

$\bar{\tau}_b > \tau_b \Rightarrow$ les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

On prend des armatures transversales normales à la ligne moyenne : (1 cadre + 1 épingle) $\phi 8$

$$\text{soit } A_t = 1,50 \text{ cm}^2$$

Ecartement t

$$t = \frac{\sigma_{at} \cdot z \cdot A_t}{T}$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad ; \quad \rho_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\tau}_b} \end{cases}$$

$$\rho_{\text{sat}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 = 0,66 \\ 1 - \frac{4,813}{9 \cdot 5,9} = 0,982 \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_{\text{sat}} = 0,982$$

$$\bar{\sigma}_{\text{at}} = \rho_{\text{sat}} \cdot \bar{\sigma}_{\text{eu}} = 0,982 \cdot 2400 = 2179,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2179,75 \cdot 7 \cdot 12 \cdot 1,50}{1516 \cdot 8} = 22,65 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_1 < t < \bar{t}_2$$

$$\bar{t}_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 12 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 12 \left(1 - 0,3 \frac{4,813}{5,9} \right) = 9,026$$

on prend $t = 9 \text{ cm}$

5. condition aux appuis

$$A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{Ma}{z} \right) = \frac{1}{2800} \left(1516 - \frac{0,53 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 12} \right)$$

$$A \geq -1,261 \text{ cm}^2$$

$$\text{largeur de l'appui : } c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b_0}'} = \frac{2 \cdot 1516}{20 \cdot 68,5}$$

$$c \geq 1,475 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + r)$$

a = largeur du voile. = 20 cm

d : l'enrobage. = 2 cm

r : rayon de courbure = $5,5 \phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

$$c = 20 - (2 + 6,6) = 11,4 \text{ cm} > 1,475 \text{ cm}$$

6. Adherence

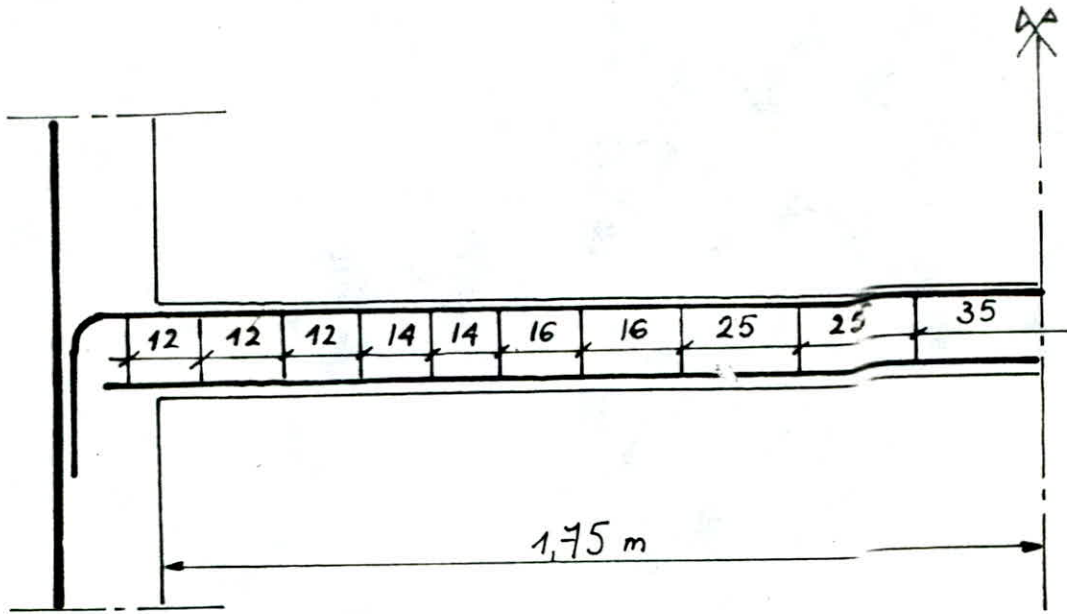
verifié

$$\tau_d = \frac{T}{u p z} = \frac{1,576 \cdot 10^3}{4 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot 7/8 \cdot 12} = 9,57 \text{ kg/cm}^2$$

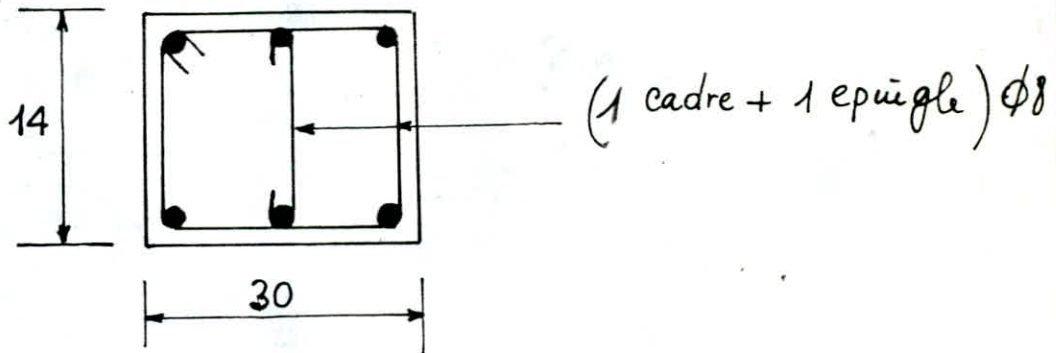
$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_k = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_d > \tau_d$ (vérifiée)

Dessin de Ferrailage



coupe A-A



INERTIES EQUIVALENTES

I. Etude generale sur les refends

La repartition des efforts horizontaux au niveau des refends (voiles) presentant une ou plusieurs files d'ouvertures s'effectue de la même manière que dans les refends pleins; en considerant un refend fictif à la place d'un refend reel.

Definition:

L'inertie equivalente est l'inertie que presenterait un refend plein fictif soumis à la même flèche que le refend reel avec ouvertures.

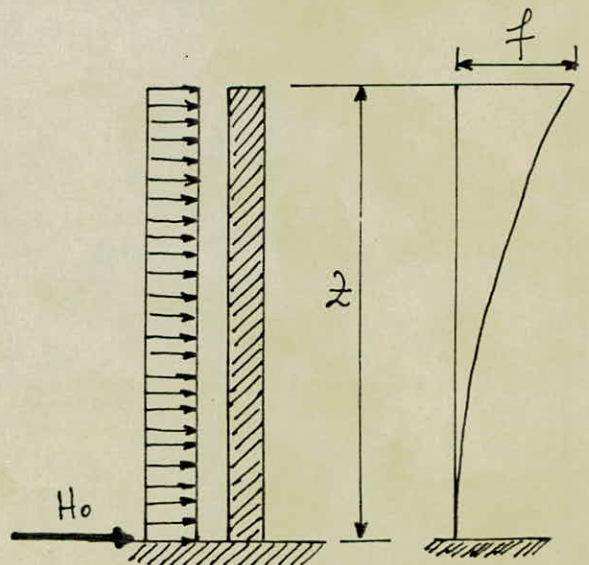
L'expression de cette inertie equivalente depend de la dimension des ouvertures autrement dit depend de l'importance de l'interaction des linteaux dans la stabilité du refend.

Le rôle que joue ces ouvertures dans la stabilité du refend est caracterisé par le degré de monolithisme, noté: " α "

L'expression de la flèche au sommet d'un refend plein, fictif, est donnée par:

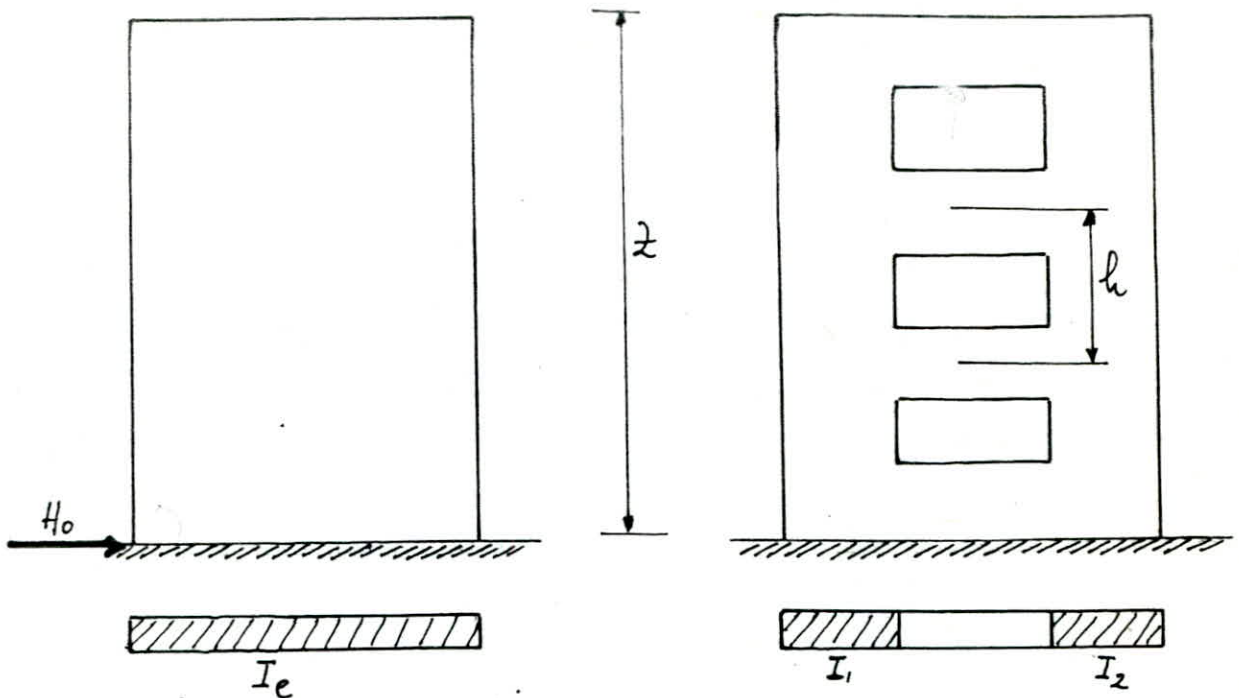
$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{8EI}$$

H_0 . L'effort tranchant à la base du bâtiment.



Refends avec une file d'ouvertures

On considère un refend plein (fictif) et un refend avec une seule file d'ouvertures.



$$f_1 = \frac{H_0 z^3}{8EI_e}$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

$$f_2 = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc \psi_0}{I \alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

$$f_1 = f_2 \Rightarrow I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$\psi_0 = \psi$ à la côte 0

Notations :

H_0 : Effort tranchant à la base du refend.

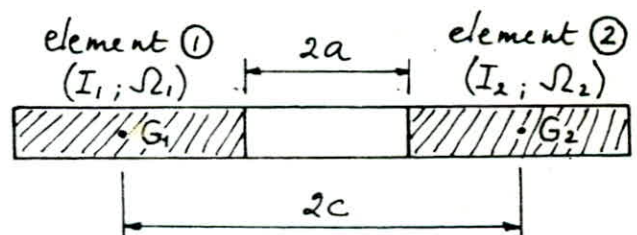
I : Inertie totale du refend

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E' : " " " " " " linteau.

I_1, I_2 : inerties respectives des éléments ① et ② / aux COG G_1, G_2

i : inertie du linteau



$$i = \frac{bh^3}{12} \quad h_l: \text{hauteur du linteau.}$$

a : demi-portée de l'ouverture

c : demi-distance entre COG des 2 éléments du refend.

Ω_1 ; Ω_2 : aires des éléments ① et ②

m : Moment statique de chacun des éléments du refend / au COG de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

h : hauteur de l'étage

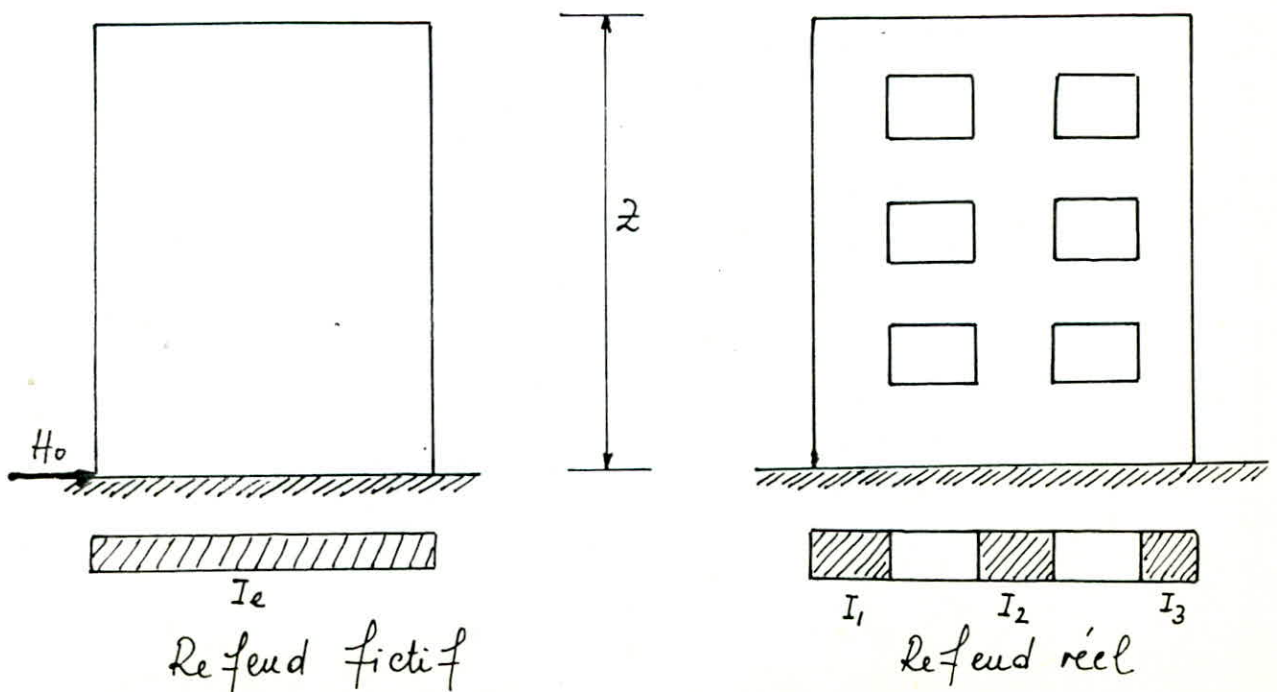
Z : hauteur du bâtiment

α : coefficient de monolithisme du refend

$$\alpha = \omega Z \quad ; \quad \omega = \sqrt{\frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \times \frac{I}{m} \times \frac{c}{a^3 h}}$$

$\psi_0 = \psi$ à la cote 0 ; valeur tirée de l'abaque B 23 b de M. DIVERS

Refends avec deux (02) Files d'ouvertures

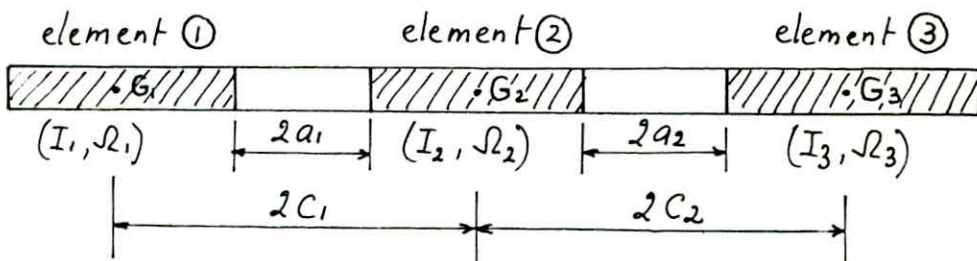


La flèche au sommet de chaque refend est donnée par :

$$f_1 = \frac{H_0 z^3}{8EI_e} \quad \text{pour refend fictif.}$$

$$f_2 = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2 + I_3)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI} \quad \text{p. refend réel}$$

$$f_1 = f_2 \Rightarrow I_e = \frac{I}{\frac{8I}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$



$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 \Omega_i d_i^2$$

I_i : Inertie de l'élément i

Ω_i : Aire " " "

d_i : distance de G_i au CGG de l'ensemble

$$\omega = \sqrt{\frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + I_3) \cdot h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)}$$

Remarque : les linteaux et les refends sont constitués d'un même matériau (béton armé) $\Rightarrow E = E'$

$$\alpha = \omega z$$

Lorsque $\alpha > 4$; on peut remplacer dans les formules les rapports $\frac{\psi_0}{\alpha^2}$ par l'expression :

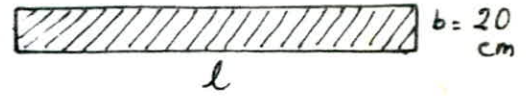
$$\frac{1}{2(\alpha+1)^2 + 2}$$

CALCUL DES INERTIES

1. Refends pleins

$$I = \frac{b l^3}{12}$$

b: largeur (épaisseur du refend)
l: longueur



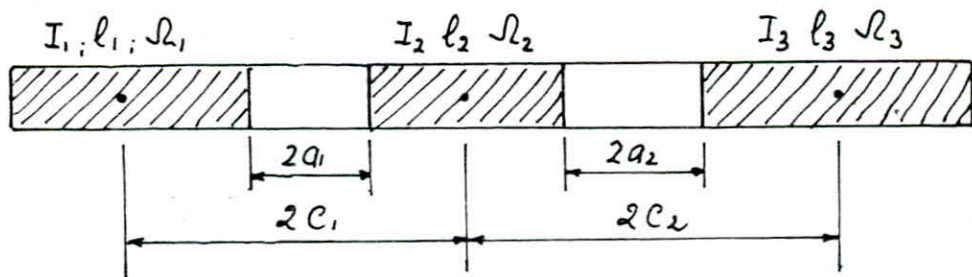
• Voiles transversaux

Voiles	Vt ₁	Vt ₂	Vt ₃	Vt ₄	Vt ₅	Vt ₆	Vt ₇	Vt ₁₂	Vt ₁₃
b (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
l (m)	5,73	4,34	7,67	8,67	7,67	4,34	5,73	1,40	1,40
I (m ⁴)	3,135	1,344	7,52	10,862	7,52	1,344	3,135	0,046	0,046

• Voiles Longitudinaux

Voiles	Vl ₁	Vl ₂	Vl ₃	Vl ₆	Vl ₇	Vl ₈	Vl ₁₀	Vl ₁₁
b (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
l (m)	5,73	4,32	7,67	5,73	4,32	7,67	1,40	1,40
I (m ⁴)	3,135	1,344	7,52	3,135	1,344	7,52	0,046	0,046

2. Refends avec 2 files d'ouvertures



• Voiles : Vl₅ ; Vl₉ ; Vt₈ et Vt₁₁ identiques

$$l_1 = 0,49 \text{ m} ; \Omega_1 = 0,098 \text{ m}^2 ; I_1 = 1,622 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$l_2 = 1,31 \text{ m} ; \Omega_2 = 0,262 \text{ m}^2 ; I_2 = 0,0375 \text{ m}^4$$

$$l_3 = 2,39 \text{ m} ; \Omega_3 = 0,448 \text{ m}^3 ; I_3 = 0,227 \text{ m}^4$$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 \Omega_i d_i^2 = 2,189 \text{ m}^4$$

$$w = \sqrt{\frac{6E'}{E(I_1+I_2+I_3)h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)}$$

i = Moment d'inertie du linteau

$$i = \frac{b h_l^3}{12}; \quad h_l = \text{hauteur du linteau}$$

$$i_1 = b \frac{h_{l1}^3}{12} = \frac{0,2 (0,33)^3}{12} = 5,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4; \quad a_1 = 0,20 \text{ m}$$

$$i_2 = b \frac{h_{l2}^3}{12} = \frac{0,2 (0,69)^3}{12} = 5,475 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4; \quad a_2 = 0,365 \text{ m}$$

$$c_1 = 0,65 \text{ m}; \quad E = E'$$

$$c_2 = 1,29 \text{ m}; \quad h = 2,73 \text{ m (hauteur d'etage)}$$

$$\text{d'où:} \quad w = 1,345$$

$$z = \text{hauteur du batiment} = 31,85 \text{ m}$$

$$\alpha = w \cdot z = 1,345 \cdot 31,85 = 42,838$$

$$\psi_0 = 0,5 - \frac{h\alpha}{\alpha} + \frac{1}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{ch\alpha} \right) \quad (\text{abaque de M. DIVERS})$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{I_1+I_2+I_3} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 2,138 \text{ m}^4$$

• Voiles V_{t9} ; V_{t10} identiques

$$l_1 = 0,35 \text{ m}; \quad \Omega_1 = 0,07 \text{ m}^2; \quad I_1 = 7,146 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$l_2 = 0,50 \text{ m}; \quad \Omega_2 = 0,10 \text{ m}^2; \quad I_2 = 2,083 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$l_3 = 7,54 \text{ m}; \quad \Omega_3 = 1,508 \text{ m}^2; \quad I_3 = 7,144 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i d_i = 12,724 \text{ m}^4$$

$$\omega = \sqrt{\frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + I_3)h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)}$$

$$i_1 = i_2 = \frac{0,2 \cdot (0,69)^3}{12} = 5,475 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a_1 = 0,415 \text{ m} ; c_1 = 0,628 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,465 \text{ m} ; c_2 = 2,475 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \omega = 0,342$$

$$\alpha = \omega \cdot z = 10,902$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 11,791 \text{ m}^4$$

NB: tous les " α " étant > 10 on prendra $\psi_0 = 0,660$
(abaque M. DIVERS)

VL4

$$l_1 = 9,00 \text{ m} ; \Omega_1 = 1,80 \text{ m}^2 ; I_1 = 12,15 \text{ m}^4$$

$$l_2 = 0,60 \text{ m} ; \Omega_2 = 0,12 \text{ m}^2 ; I_2 = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$l_3 = 9,00 \text{ m} ; \Omega_3 = 1,80 \text{ m}^2 ; I_3 = 12,15 \text{ m}^4$$

$$i_1 = i_2 = 5,475 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a_1 = a_2 = 0,465 \text{ m} ; c_1 = c_2 = 5,72 \text{ m} ; E = E'$$

$$\omega = \sqrt{\frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + I_3)h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)} = 0,568$$

$$\alpha = \omega \cdot z = 0,568 \cdot 31,85 = 18,091 > 10 \Rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{I_1 + I_2 + I_3} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 129,843 \text{ m}^4$$

$$I_e = 129,843 \text{ m}^4$$

Determination des centres de masses

des elements soumis aux differents efforts

horizontaux

Pour cela, on choisit un repère orthonormé $(0, x, y)$

X_i : abscisse de l'élément i

Y_i : ordonnée de l'élément i

M_i : masse de l'élément i

Par la suite, on détermine le CDG de n éléments :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

I. Centre de masse des éléments horizontaux

1- Plancher terrasse ; $q = 0,735 \text{ t/m}^2$; $M_i = q \cdot S_i$

Dalles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	12,128	-6,005	8,575	-72,829	103,998
2	12,128	-6,005	5,325	-72,829	64,582
3	13,974	-1,600	7,040	-22,358	98,377
4	4,476	-7,900	1,850	-35,360	8,281
5	17,261	-3,365	1,850	-58,083	31,933
6	4,476	-7,900	-1,850	-35,360	-8,281
7	17,261	-3,365	-1,850	-58,083	-31,933
8	12,128	-6,005	-5,325	-72,829	-64,582
9	12,128	-6,005	-8,575	-72,829	-103,998
10	13,974	-1,300	-7,040	-22,358	-98,377
11	4,476	1,850	9,720	8,281	43,507
				.../...	

12	13,248	1,850	5,665	24,509	75,050
13	1,441	0,900	3,290	1,297	4,741
14	2,161	2,750	2,190	5,943	4,733
15	5,954	1,750	0,000	9,348	0,000
16	2,465	5,930	0,000	14,617	0,000
17	1,441	0,900	-3,290	1,297	-4,741
18	2,161	2,750	-2,190	5,943	-4,733
19	13,248	1,850	-5,665	24,509	-75,050
20	4,476	1,850	-9,720	8,281	-43,507
21	12,128	5,325	10,100	64,582	122,493
22	12,128	8,575	10,100	103,998	122,493
23	13,947	6,990	2,990	97,490	41,702
24	13,947	6,990	-2,990	97,490	-41,702
25	12,128	5,325	-10,100	64,582	-122,493
26	12,128	8,575	-10,100	103,998	-122,493
cage d'escalier	4,437	4,110	0,000	18,237	0,000
Σ	251,848			131,484	0,000

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{131,484}{251,848} = 0,522 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 0$$

2. étage courant ($k = 2, 3, 4, \dots, 10$)

$M_i =$ masse de l'élément i de surface S_i

$$M_i = (G + 1,2P) \cdot S_i$$

dalles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	12,689	-6,005	8,575	-76,197	108,808
2	12,689	-6,005	5,325	-76,197	67,569
3	14,620	-1,600	7,040	-23,392	102,925
4	5,444	-7,900	1,850	-43,008	10,071
5	18,060	-3,365	1,850	-60,772	33,411
6	5,444	-7,900	-1,850	-43,008	-10,071
7	18,060	-3,365	-1,850	-60,772	-33,411
8	12,689	-6,005	-5,325	-76,197	-67,569
9	12,689	-6,005	-8,575	-76,197	-108,808
10	14,620	-1,600	-7,040	-23,392	-102,925
11	5,444	1,850	9,720	10,071	52,916
12	13,861	1,850	5,665	25,643	78,523
13	—	—	—	—	—
14	2,261	2,750	2,190	6,218	4,952
15	6,229	1,570	0,000	9,780	0,000
16	2,579	5,930	0,000	15,293	0,000
17	—	—	—	—	—
18	2,261	2,750	-2,190	6,218	-4,952
19	13,861	1,850	-5,665	25,643	-78,523
20	5,444	1,850	-9,720	10,071	-52,916
21	12,689	5,325	10,100	67,569	128,159
22	12,689	8,575	10,100	108,808	128,159
23	14,620	6,990	2,990	102,194	43,714
24	14,620	6,990	-2,990	102,194	-43,714
25	12,689	5,325	-10,100	67,569	-128,159
26	12,689	5,325	-10,100	67,569	-128,159

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = \frac{65,708}{258,94} = 0,254 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 0$$

3. Niveau 1 (étage courant)

pour ce niveau, nous avons la dalle 16' en plus que les niveaux 2,3,...,10 ; qui se trouve au niveau de l'entrée principale du bâtiment. la dalle 16 est supprimée.

$$\left. \begin{array}{l} M_i = 8,097 \\ X_i = 8,915 \\ Y_i = 0,000 \end{array} \right\} \text{ dalle 16'}$$

pour le niveau 1 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = \frac{122,6}{264,458} = 0,464 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 0$$

————— o —————

II. Centre de masse des éléments verticaux

1. Voiles transversaux

Voiles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
V_{t_1}	7,821	-5,965	10,220	-46,652	79,931
V_{t_2}	5,924	-6,540	6,950	-38,743	41,172
V_{t_3}	10,470	-5,035	3,700	-52,716	38,739
V_{t_4}	11,385	-4,435	0,000	-50,492	0,000
V_{t_5}	10,470	-5,035	-3,700	-52,716	-38,739
V_{t_6}	5,924	-6,540	-6,950	-38,743	-41,172
V_{t_7}	7,821	-5,965	-10,220	-46,652	-79,931
V_{t_8}	6,303	7,440	4,590	46,894	28,931
V_{t_9}	12,101	5,075	1,390	62,804	16,820
$V_{t_{10}}$	12,101	5,075	-1,390	62,804	-16,820
$V_{t_{11}}$	6,303	7,440	-4,590	46,894	-28,931
$V_{t_{12}}$	1,911	0,800	2,990	1,529	5,714
$V_{t_{13}}$	1,911	0,800	-2,990	1,529	-5,714

.../...

2. Voiles Longitudinales

Voiles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
Vl ₁	7,821	10,220	7,355	79,931	57,523
Vl ₂	5,924	6,950	7,730	41,172	45,793
Vl ₃	10,470	3,100	6,695	32,457	70,097
Vl ₄	26,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Vl ₅	6,303	-3,200	7,440	-20,170	46,894
Vl ₆	7,821	10,220	-7,355	79,931	-57,523
Vl ₇	5,924	6,950	-7,730	41,172	-45,793
Vl ₈	10,470	3,100	6,695	-32,457	-70,097
Vl ₉	6,303	-3,200	-7,440	-20,170	-46,894
Vl ₁₀	1,911	1,600	2,190	3,058	4,185
Vl ₁₁	1,911	1,600	-2,190	3,058	-4,185

3. Façades Panneaux

P ₁	6,920	-8,810	6,960	-60,965	48,163
P ₂	6,920	-8,810	-6,960	-60,965	-48,163
P ₃	6,920	6,960	-10,20	48,163	-70,504
P ₄	6,920	6,960	10,20	48,163	70,504
P ₅	3,224	-6,930	1,850	-22,342	5,964
P ₆	3,224	-6,930	-1,850	-22,342	-5,964
P ₇	3,224	1,850	8,360	5,964	26,953
P ₈	3,224	1,850	-8,360	5,964	-26,953
P ₉	2,748	-1,600	8,580	-4,397	23,578
P ₁₀	2,748	-1,600	-8,580	-4,397	-23,578
P ₁₁	2,748	8,580	2,890	23,578	7,942
P ₁₂	2,748	8,580	-2,890	23,578	-7,942
P ₁₃	3,522	6,680	0,000	23,527	0,000

Le centre de gravité de tous les éléments verticaux a pour coordonnées :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = \frac{104,248}{246,423} = 0,435 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 0$$

4. CDG des garde-corps

Notre bâtiment comporte huit (08) garde-corps par étage

$$G = \begin{cases} 2,785 \text{ t} & \text{Loggia} \\ 2,386 \text{ t} & \text{Séchoir} \end{cases}$$

Garde-corps	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	2,368	-1,600	10,280	-3,789	24,343
2	2,368	-1,600	-10,280	-3,789	-24,343
3	2,368	10,280	2,990	24,343	7,080
4	2,368	10,280	-2,990	24,343	-7,080
5	2,785	-8,850	1,850	-24,647	5,152
6	2,785	-8,850	-1,850	-24,647	-5,152
7	2,785	1,850	10,280	5,152	28,630
8	2,785	1,850	-10,280	5,152	-28,630

$$\left(\begin{array}{l} X_G = \frac{2,118}{20,612} = 0,103 \text{ m} \\ Y_G = 0 \end{array} \right)$$

Centre de gravité dans chaque niveau

1. Niveau terrasse

Elements	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
Terrasse	251,848	0,522	0,000	131,484	0,000
Acrotère	37,121	1,825	0,000	67,746	0,000
$\frac{1}{2}$ mur	84,570	0,232	0,000	19,641	0,000
$\frac{1}{2}$ façade	47,773	1,652	0,000	78,921	0,000

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = \frac{297,792}{421,312} = 0,707 \text{ m} ; Y_G = 0$$

2. Niveau étage courant (2, 3, 4, ..., 10)

elements	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
Plancher	258,940	0,254	0,000	65,708	0,000
façade	95,546	1,652	0,000	157,842	0,000
Volée d'escalier	5,486	4,110	0,000	22,547	0,000
Garde-corps	20,612	0,103	0,000	2,123	0,000
Mur	169,140	0,232	0,000	39,282	0,000

$$X_G = \frac{287,502}{549,724} = 0,523 \text{ m} ; Y_G = 0$$

3. Niveau étage 1

elements	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
Plancher	264,459	0,464	0,000	122,600	0,000
mur	88,799	1,864	0,000	165,509	0,000
Volée d'escalier	6,190	5,140	0,000	31,817	0,000
Garde corps	20,612	0,103	0,000	2,123	0,000

$$X_G = 0,847 \text{ m} ; Y_G = 0$$

CENTRE DE TORSION

I. Eléments Longitudinaux

L'abscisse du centre de torsion, dans le repère choisi pour la détermination du centre de masse, est donnée par :

$$x_T = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}}$$

x_i : abscisse de l'élément i .

I_{ei} : inertie équivalente de l'élément i .

elements	I_{ei} (m ⁴)	x_i (m)	$I_{ei} \cdot x_i$
Vl ₁	3,135	10,220	32,040
Vl ₂	1,344	6,950	9,341
Vl ₃	6,920	3,100	21,452
Vl ₄	129,843	0,000	0,000
Vl ₅	2,139	-3,200	-6,845
Vl ₆	3,135	10,220	32,040
Vl ₇	1,344	6,950	9,341
Vl ₈	6,920	3,100	21,452
Vl ₉	2,139	-3,200	-6,845
Vl ₁₀	0,046	1,600	0,074
Vl ₁₁	0,046	1,600	0,074

$$\sum I_{ei} = 157,011 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{ei} x_i = 112,124$$

$$x_T = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}} = \frac{112,124}{157,011} = 0,714 \text{ (m)}$$

$$x_T = 0,714 \text{ m}$$

II. elements transversaux

l'ordonnée du centre de torsion est donnée par :

$$y_T = \frac{\sum I_{ej} \cdot y_j}{\sum I_{ej}}$$

I_{ej} = l'inertie equivalente du refend j

y_j = l'ordonnée du centre de gravité du refend j

elements	I_{ej}	y_j	$I_{ej} \cdot y_j$
Vt ₁	3,135	10,220	32,040
Vt ₂	1,344	6,950	9,341
Vt ₃	6,920	3,700	25,604
Vt ₄	10,454	0,000	0,000
Vt ₅	6,920	-3,700	-25,604
Vt ₆	1,344	-6,950	-9,341
Vt ₇	3,135	-10,220	-32,040
Vt ₈	2,138	4,590	9,813
Vt ₉	11,791	1,390	16,389
Vt ₁₀	11,791	-1,390	-16,389
Vt ₁₁	2,138	-4,590	-9,813
Vt ₁₂	0,046	2,990	0,138
Vt ₁₃	0,046	-2,990	-0,138

$$\sum I_{ej} = 57,006$$

$$\sum I_{ej} \cdot x_j = 0$$

$$y_T = 0$$

EXENTRICITES

Exentricités dans chaque niveau

Niveaux	terrasse	2, 3, ..., 10	1
X_G (m)	0,707	0,523	0,847
Y_G (m)	0,000	0,000	0,000
$E_x = X_T - X_G$	0,0705	0,191	0,433
$E_y = Y_T - Y_G$	0,000	0,000	0,000

La plus grande exentricité se trouve au niveau de l'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{x_{\max}} = 0,191 \\ e_{y_{\max}} = 0,000 \end{array} \right.$$

Prescription du CTC :

- sens longitudinal : $e_x = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{x_{\max}} \\ 5\% \cdot L \end{array} \right.$

$$e_x = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,889 \\ 5\% \cdot 20,64 = 1,032 \text{ m} \end{array} \right.$$

d'où $e_x = 1,032 \text{ m}$

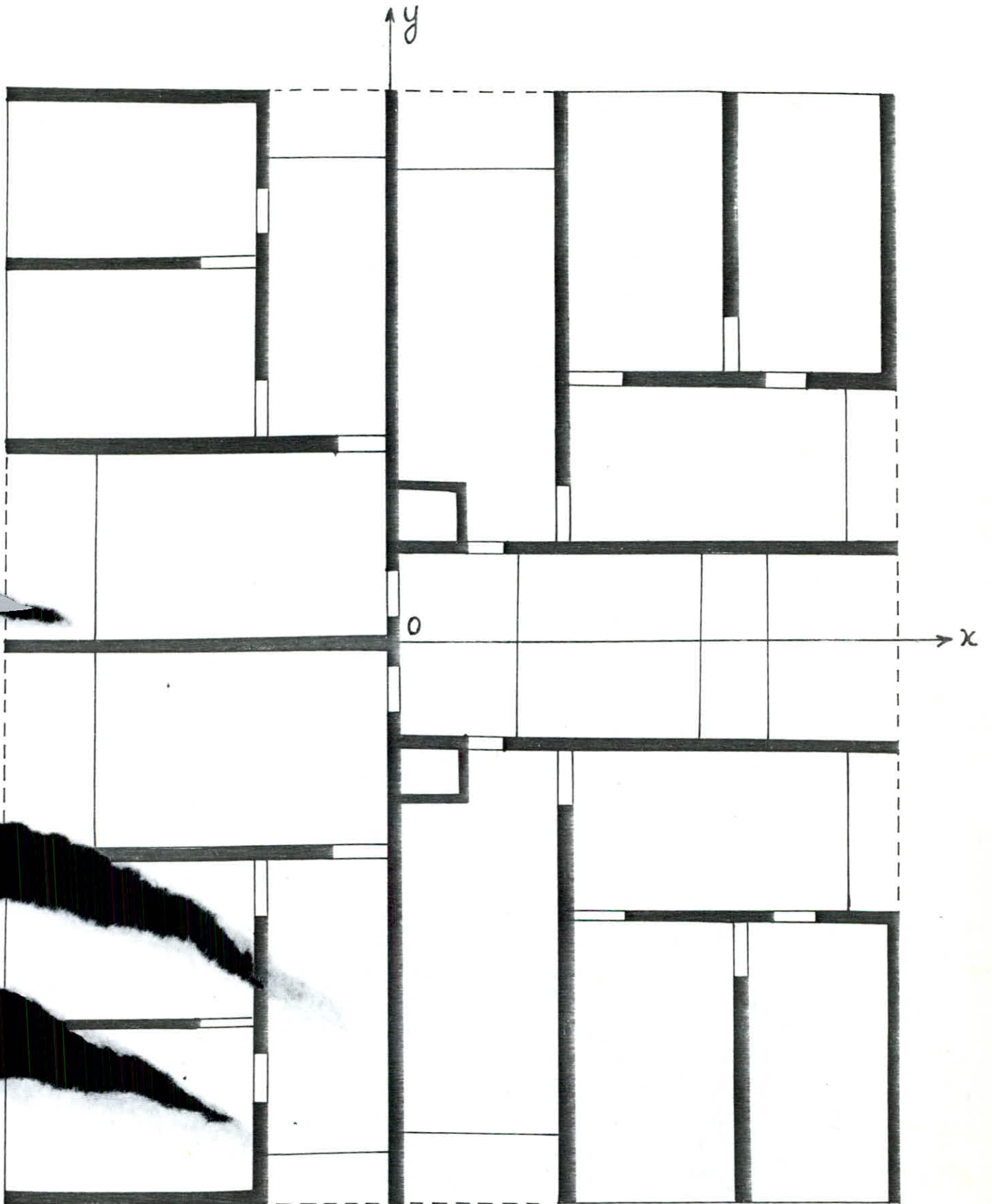
- sens transversal : $e_x = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1,032 \end{array} \right.$

$$e_x = 1,032 \text{ m}$$

L'exentricité accidentelle fixée par le RPA 81 est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$e_x = 1,032 \text{ m}$$

Conclusion: c'est l'exentricité accidentelle qui doit être prise dans les calculs.



ETUDE DYNAMIQUE

PREAMBULE : Le règlement parasismique algérien impose une étude dynamique si une (01) des conditions de l'art. 3.2.11 du RPA n'est pas vérifiée :

Pour notre cas la condition de hauteur n'est pas vérifiée : Notre bâtiment présente une hauteur totale de 31,84 m en Zone III (dépassant 30 m) et une dissymétrie dans un sens.

L'étude dynamique est donc nécessaire.

INTRODUCTION : Lors d'une étude dynamique, l'essentiel est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier. Aussi ce modèle doit refléter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure. Après le choix du modèle, il est préférable de mener les calculs avec une assez bonne précision. L'informatique est devenue de nos jours le moyen le plus performant pour des calculs de ce genre.

CHOIX DU MODELE MATHEMATIQUE

• Pour les ouvrages dont une des dimensions en plan est importante (dépassant 40 m) ; le modèle mathématique à considérer est un portique symétrique à 2 travées.

• Pour les ouvrages élancés, le modèle mathématique retenu est une console encastree à une de ses extrémités.

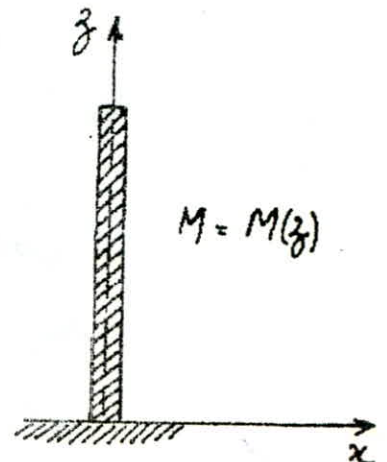
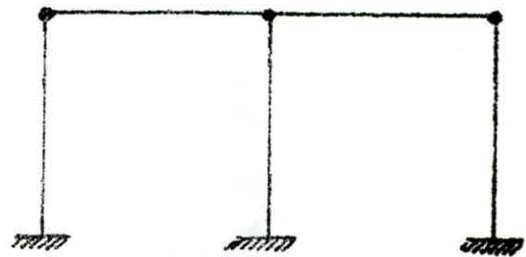
- Lors de la construction d'antennes, pylônes, châteaux d'eau, on pourra choisir un système à masse distribuée ; Autrement dit la console aura une masse uniformément répartie sur toute sa hauteur.

- Le système présente une infinité de degré de liberté.

• Par contre, pour les bâtiments à étages le modèle à considérer est un système à masses concentrées : M_1, M_2, \dots, M_n accrochées à une tige de masse négligeable et d'inertie variable ou constante.

- Il est à noter que ce support n'est autre que le contreventement de la structure.

M_1, M_2, \dots, M_n étant les masses des différents planchers.



NB. : Pour notre cas, c'est ce modèle mathématique que nous adopterons.

CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Pour le modèle mathématique choisi comme étant une console à masses concentrées, il y'a comme méthodes de calcul : une (ou) méthode exacte et des méthodes approchées.

La méthode exacte a pour inconvénient de nécessiter un volume de calculs très importants, qui menés à la main, sont très longs.

En outre, dans tout calcul de structure les Ingénieurs font appel à un grand nombre d'approximations.

La méthode exacte de calcul est donc presque inutile; vu que les méthodes approchées numériques donnent des résultats avec une précision (parfaite) satisfaisante.

Les méthodes approchées servent à déterminer la période du mode fondamental (propre) de la structure, ainsi que le mode de vibration respectif, et cela à l'aide d'une série d'opérations et d'itérations à partir d'une déformée arbitraire.

- Pour la détermination des modes supérieurs, il y'a d'autres méthodes de calcul et d'approximations ayant d'autres hypothèses de calcul.

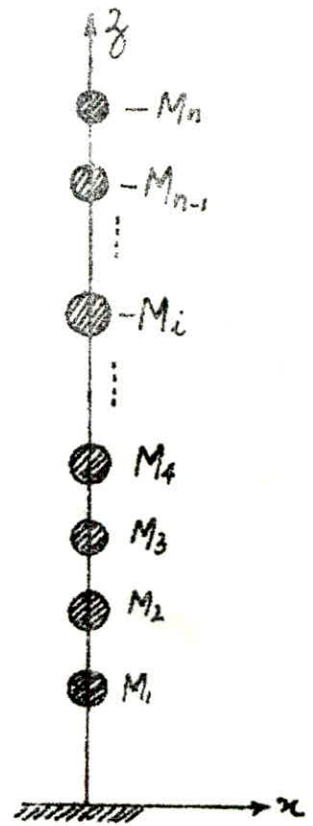
- Les méthodes approchées les plus utilisées, ou leur précision, pour la détermination de la (d) pulsation propre du mode fondamental sont :

- Méthode de RAYLEIGH.
- Méthode de VIANELLO-STOODOLA.
- Méthode de HOLZER.

NB: Pour notre cas, on appliquera la méthode de RAYLEIGH.

HYPOTHESES DE CALCUL

Nous supposons dans notre étude que le seul d° de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration. Nous ne tiendrons compte alors que des déformations en flexion plane. Nous admettrons qu'il n'y'a pas de rotation autour de l'axe vertical du système. Et donc pas d'oscillations couplées.



EXPOSE DE LA METHODE

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation de l'énergie. Elle n'est donc applicable qu'aux systèmes conservatifs. Ceci dit, si on admet que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est aussi négligeable, cette méthode peut être applicable pour le calcul des caractéristiques intrinsèques des structures réelles.

- La loi de conservation de l'énergie pour un système élastique s'écrit :

$$E_T = E_p + E_c = cte$$

E_T = énergie totale ; E_p : énergie potentielle ; E_c : E_c cinétique

On en déduit que :

Lorsque E_p est max, E_c est nulle
et lorsque E_c est max, E_p est nulle

d'où :

$$\left. \begin{array}{l} E_T = E_{p_{max}} + 0 = K \\ E_T = E_{c_{max}} + 0 = K \end{array} \right\} \Rightarrow E_{p_{max}} = E_{c_{max}} = K$$

$$K = cte$$

Cette équation est fondamentale. La méthode de RAYLEIGH en découle. Pour un système à n d° de liberté à masse concentrée, l'énergie cinétique s'écrit :

$$E_{c_{max}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X^2(z_j)$$

avec : ω = pulsation propre du système.

$P_j = M_j \cdot g$ (M_j = Masse à la cote z_j).

$X(z_j)$ = Valeur de la déformée à la cote z_j .

et l'énergie potentielle s'écrit :

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^L E \cdot I(z) \left(\frac{d^2 X}{dz^2} \right) dz$$

Pour le calcul de ω on choisit arbitrairement une déformée. de la déformée on calcule $E_{p_{max}}$. On égale $E_{p_{max}} = E_{c_{max}}$

On tire la valeur de ω et donc la valeur de T .
d'où le choix de la déformée dans l'approximation de cette méthode.

- Le choix peut-être éliminé en utilisant la méthode de la déformée statique. Nous considérons que notre système est soumis à des forces $P_j = M_j \cdot g$ agissant statiquement dans le sens du d° de liberté j .

Soit δ_{stj} les déplacements statiques qui en résultent.

$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$$

δ_{ij} = déplacement en j résultant de l'application de la force unitaire appliquée en i .

En appliquant cette formule on obtiendra les déplacements δ_{st1} ; δ_{st2} ; ...; δ_{stn}

Connaissant les déplacements statiques en chaque point, on peut alors déterminer l'équation de la déformée statique.

Une fois les déplacements statiques calculés on améliorera la précision des résultats en utilisant un procédé itératif de convection de la déformée statique choisie.

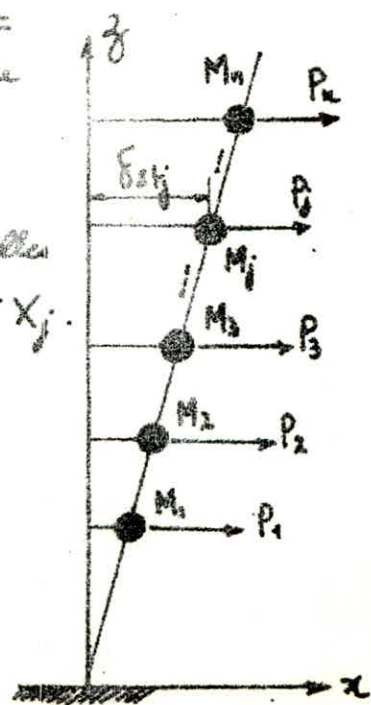
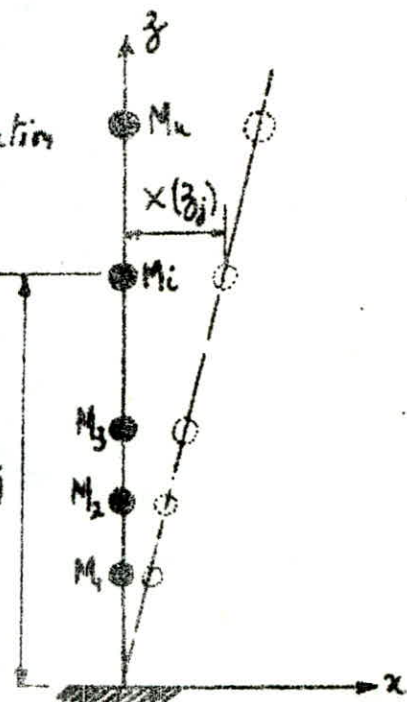
EXPOSE DES DIFFERENTES ETAPES DE CALCUL

Etant donné que la ligne élastique ne coïncide pas avec le mode de vibration, le système sera sollicité par des forces F_j qui seront une représentation approximative des forces réelles d'inertie et qui provoquent des déplacements X_j .
L'énergie potentielle max. qui est le travail de la force d'inertie est :

$$E_{p_{max}} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j X_j$$

et l'énergie cinétique max s'écrit :

$$E_{c_{max}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$$



D'après l'équation fondamentale : $E_{p_{max}} = E_{e_{max}}$

$$\text{d'où : } \omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_j X_j}{\sum_{j=1}^n P_j X_j^2}$$

En admettant que $F_j = P_j$, on calcule la déformée statique du système et la 1^{ère} approximation des déplacements est : $X_{0j} = \delta_{stj}$

On détermine ensuite les coefficients adimensionnels :

$$P_{1j} = \frac{X_{0j}}{X_{0n}} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_{0n} = \text{fleche au sommet de la console.} \\ X_{0n} = \delta_{stn} \end{array} \right.$$

La 1^{ère} correction à faire consiste à calculer une nouvelle force notée F_{1j} telle que : $F_{1j} = P_{1j} \cdot P_j$ (L'indice 1 : 1^{ère} correction ; j : côté j pour avoir $F_{1n} = P$)

Avec la nouvelle force F_{1j} on calcule en 2^{ème} approximation les déplacements : $X_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{ij} \delta_{ij}$
on calcule ensuite : $P_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$

La 2^{ème} correction consiste à calculer $F_{2j} = P_{2j} \cdot P_j$
les calculs s'étaleront pour le processus itératif jusqu'à aboutir à : $S_{mj} = S_{(m-1)j}$

Remarque : Ce procédé itératif est rapidement convergent et au bout de 3 ou 4 itérations on obtient une bonne précision.

On aura alors : $F_{mj} = S_{mj} \cdot P_j$ et $S_{mj} = S_{(m-1)j} = \frac{X_{mj}}{X_{mn}}$

$$\text{d'où : } X_{mj} = S_{mj} \cdot X_{mn}$$

L'équation donnant ω^2 devient :

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j X_{mj}^2} = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n S_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}}{\sum_{j=1}^n S_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}^2} = \frac{g}{X_{mn}}$$

$$\omega^2 = \frac{g}{\lambda_{mn}} \rightarrow \omega = \sqrt{\frac{g}{\lambda_{mn}}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\lambda_{mn}}$$

avec λ_{mn} : déplacement au sommet à la n -ième itération (dernière itération).

Cette période correspond à la période du mode fondamental (propre). D'après le RPA 81, si la période du mode fondamental dépasse (0,5 ÷ 0,70 s) il y'a lieu de tenir compte de l'incidence du 2^e mode. Si la période dépasse 0,70 s il y'a lieu de tenir compte du 2^e et 3^e mode de vibration. Par contre si la période du mode fondamental est inférieure à 0,5 s le calcul des forces sismiques sera fait en considérant seulement le mode fondamental et son incidence.

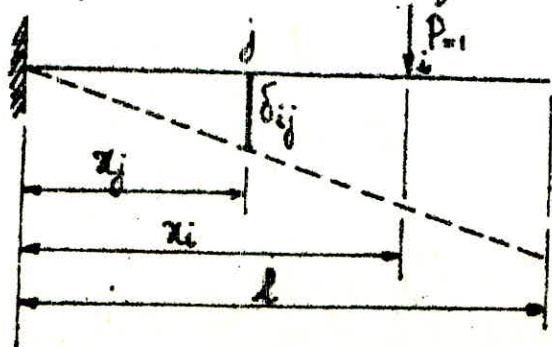
Au niveau des calculs, on calculera le mode fond. c.à.d. la période propre du mode fond. et on vérifiera s'il y'a lieu de considérer les modes supérieurs.

FORMULES DONNANT LES DEPLACEMENTS UNITAIRES

Definition: un déplacement unitaire δ_{ij} est le déplacement d'une section "j" provoqué par une force unitaire agissant sur une section "i".

D'une manière générale:
$$\delta_{ij} = \int_0^{z_j} \frac{m_i m_j}{EI} dx$$

avec m_i = Moment en j dû à la force unitaire appliquée en i
 m_j = Moment en j dû à la force unitaire appliquée en j



• Pour une console:

$$\left. \begin{aligned} m_i &= x_i - x \\ m_j &= x_j - x \end{aligned} \right\} \text{ pour } i \geq j$$

NB. Pour le calcul des δ_{ij} il faudra tenir compte, lors de l'intégration des changements d'inertie le long de la console. (Pour notre cas, pas de changement d'inertie le long de la console)

Les calculs seront facilités par l'existence du théorème de MAXWELL-BETTI d'après lequel: $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Pas de changement d'inertie le long de la console $\Rightarrow I = \text{cte}$

d'où:
$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} m_i m_j dx = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} (x_i - x)(x_j - x) dx$$

$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad \text{pour } i \geq j$
--

DEPLACEMENTS UNITAIRES

Nous avons considéré pour notre structure une épaisseur constante des voiles sur toute la hauteur de bâtiment ainsi que les différentes dimensions, par conséquent l'inertie des voiles reste constante.

• Les déplacements unitaires sont donc donnés par:

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

(avec x_i, x_j cote des différents planchers)

• les valeurs des déplacements unitaires et les \neq valeurs de x_i et x_j sont données dans les tableaux suivants.

NB. les valeurs données dans ces tableaux sont les valeurs de $K \delta_{ij}$. avec $K = EI$

VALEURS DES DEPLACEMENTS UNITAIRES $K \delta_{ij}$ avec $K = EI$

$i \backslash j$	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
01	7,160	19,700	31,520	43,340	55,160	66,980	78,800	90,620	102,440	114,260	126,079
02		63,040	110,320	157,599	204,879	252,159	299,439	346,719	393,999	441,278	488,558
03			212,759	319,139	425,518	531,898	638,277	744,657	851,037	957,416	1063,796
04				504,318	693,437	882,556	1071,676	1260,795	1449,914	1639,033	1828,152
05					914,996	1280,495	1575,994	1871,492	2166,991	2462,490	2757,989
06						1702,073	2127,591	2553,110	2978,628	3404,146	3829,664
07							2702,829	3282,007	3861,184	4440,362	5019,539
08								4034,543	4791,020	5547,497	6303,974
09									5744,496	6701,913	7659,329
10										7879,968	9061,963
11											10488,237

DEPLACEMENTS STATIQUES CORRIGES

		j	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
1 ^{ere} approximation	F_{0j}		443,778	469,001	469,001	469,001	469,001	469,001	469,001	469,001	469,001	469,001	387,097
	$K\delta_{stj}$		$3,35 \cdot 10^5$	$12,63 \cdot 10^5$	$26,74 \cdot 10^5$	$44,90 \cdot 10^5$	$65,65 \cdot 10^5$	$88,93 \cdot 10^5$	$113,6 \cdot 10^5$	$139,41 \cdot 10^5$	$165,86 \cdot 10^5$	$193,51 \cdot 10^5$	$219,47 \cdot 10^5$
	β_{0j}		0,0152	0,0575	0,1218	0,2045	0,2991	0,4047	0,5176	0,6352	0,7557	0,8817	1
2 ^{eme}	F_{1j}		7,231	26,989	57,152	95,95	140,292	189,827	242,760	297,915	354,438	413,525	387,097
	$K\delta_{stj}$		$2,05 \cdot 10^5$	$7,37 \cdot 10^5$	$16,93 \cdot 10^5$	$28,71 \cdot 10^5$	$42,72 \cdot 10^5$	$58,18 \cdot 10^5$	$75,54 \cdot 10^5$	$93,51 \cdot 10^5$	$112,05 \cdot 10^5$	$130,88 \cdot 10^5$	$149,83 \cdot 10^5$
	β_{1j}		0,0136	0,0525	0,1129	0,1916	0,2851	0,3903	0,5091	0,6241	0,7471	0,8735	1
3 ^{eme}	F_{2j}		0,099	1,417	6,458	18,385	40,000	74,091	122,39	185,931	265,065	361,223	387,097
	$K\delta_{stj}$		$1,52 \cdot 10^5$	$5,84 \cdot 10^5$	$12,63 \cdot 10^5$	$21,54 \cdot 10^5$	$32,22 \cdot 10^5$	$44,34 \cdot 10^5$	$57,99 \cdot 10^5$	$71,58 \cdot 10^5$	$86,12 \cdot 10^5$	$100,87 \cdot 10^5$	$115,86 \cdot 10^5$
	β_{2j}		0,0131	0,0504	0,109	0,1859	0,2781	0,3927	0,5005	0,6178	0,7433	0,8706	1
4 ^{eme}	F_{3j}		0,0013	0,071	0,7039	3,418	11,123	23,355	61,258	148,87	197,025	314,487	387,097
	$K\delta_{stj}$		$1,26 \cdot 10^5$	$4,85 \cdot 10^5$	$10,51 \cdot 10^5$	$17,97 \cdot 10^5$	$26,94 \cdot 10^5$	$37,16 \cdot 10^5$	$48,36 \cdot 10^5$	$60,28 \cdot 10^5$	$72,68 \cdot 10^5$	$85,34 \cdot 10^5$	$98,11 \cdot 10^5$
	β_{3j}		0,0128	0,0494	0,1071	0,1831	0,2745	0,3787	0,4929	0,6144	0,7408	0,8698	1

Determination de α_{mn}

Sens transversal : $\alpha_{mn} = \frac{K \delta_{stj}}{K} \text{ (4^e itération)}$

$$\alpha_{mn} = \frac{98,11 \cdot 10^5}{3,85 \cdot 10^6 \cdot 62,812} = 0,0405 \quad K$$

$$T_t = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\alpha_{mn}} = 0,400 \text{ s} < 5 \text{ secondes.}$$

Sens longitudinal : $\alpha_{mn} = \frac{98,11 \cdot 10^5}{3,85 \cdot 10^6 \cdot 52,266} = 0,0487$

$$T_l = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\alpha_{mn}} = 0,438 \text{ s} < 5 \text{ secondes.}$$

Il y'a lieu donc de tenir compte uniquement du mode fondamental et de son incidence.

Determination des Forces sismiques de calcul

Pour cela, on a à déterminer :

- les périodes propres.
- Les formes propres.
- Le facteur de contribution du mode fondamental.
- le facteur d'amplification dynamique moyen.
- Evaluation des forces sismiques.

1. Périodes propres

les périodes propres sont calculées ci-dessus :

$$T_l = 0,438 \text{ s}$$

$$T_t = 0,400 \text{ s}$$

2. Formes propres

les formes propres Δ_k sont les déplacements δ_{stj} qu'on va déduire du tableau précédent en divisant le résultat par $K = EI$.

$K = 2418,262 \cdot 10^5$ sens transversal

$K = 2012,241 \cdot 10^5$ sens longitudinal

k	Δ_k	
	Transversal	Longitudinal
01	$5,2100 \cdot 10^{-4}$	$6,2616 \cdot 10^{-4}$
02	$2,005 \cdot 10^{-3}$	$2,4102 \cdot 10^{-3}$
03	$4,346 \cdot 10^{-3}$	$5,223 \cdot 10^{-3}$
04	$7,431 \cdot 10^{-3}$	$1,9303 \cdot 10^{-3}$
05	$11,140 \cdot 10^{-3}$	0,0134
06	0,0153	0,0185
07	0,0200	0,0240
08	0,0249	0,0300
09	0,0301	0,0361
10	0,0353	0,0424
11	0,0406	0,0488

3. Facteur de contribution

Le Facteur de contribution du mode fondamental est donné par la formule :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \Delta_k}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \Delta_k^2}$$

avec : $\begin{cases} k = \text{rang de l'étage} \\ i = \text{rang du mode} \end{cases}$

NB: pour notre cas $i=1$ (mode fondamental)
et $n=11$

---/---

1. Sens longitudinal

k	$W_k (t)$	Δk	$(\Delta k)^2$	$W_k \cdot \Delta k$	$W_k \cdot \Delta k^2$
01	473,778	$6,2616 \cdot 10^{-4}$	$\approx 0,0000$	0,2967	0,0002
02	469,001	$2,4102 \cdot 10^{-3}$	0,0000	1,1304	0,0027
03	469,001	$5,223 \cdot 10^{-3}$	0,0000	2,4496	0,0128
04	469,001	$8,9303 \cdot 10^{-3}$	0,0001	4,1883	0,0374
05	469,001	0,0134	0,0002	6,2846	0,0842
06	469,001	0,0185	0,0003	8,6765	0,1605
07	469,001	0,0240	0,0006	11,2560	0,2701
08	469,001	0,0300	0,0009	14,0700	0,4221
09	469,001	0,0361	0,0013	16,9303	0,6112
10	469,001	0,0424	0,0018	19,8856	0,8432
11	307,097	0,0488	0,0024	18,8903	0,9218
Σ				104,0583	3,3662

$$\Gamma_{il} = \frac{\sum W_k \cdot \Delta k}{\sum W_k \cdot \Delta k^2}$$

$$\Gamma_{il} = \frac{104,0583}{3,3662} = 30,913$$

Γ_{il} = Facteur de contribution du mode fondamental dans le sens longitudinal.

Nous dressons un tableau identique pour calculer Γ_{it} (facteur de contribution du mode fondamental dans le sens transversal.)

.../...

Sens transversal

k	W_k (t)	Δk	$(\Delta k)^2$	$W_k \cdot \Delta k$	$W_k \cdot \Delta k^2$
01	473,778	$5,210 \cdot 10^{-4}$	$\approx 0,0000$	0,2468	0,0001
02	469,001	$2,005 \cdot 10^{-3}$	0,0000	0,9403	0,0019
03	469,001	$4,346 \cdot 10^{-3}$	0,0000	2,0383	0,0089
04	469,001	$7,431 \cdot 10^{-3}$	0,0001	3,4851	0,0259
05	469,001	$11,140 \cdot 10^{-3}$	0,0001	5,2247	0,0512
06	469,001	0,0153	0,0002	7,1757	0,1098
07	469,001	0,0200	0,0004	9,3800	0,1876
08	469,001	0,0249	0,0006	11,6791	0,2908
09	469,001	0,0301	0,0009	14,1169	0,4249
10	469,001	0,0353	0,0012	16,5557	0,5844
11	387,097	0,0406	0,0016	15,7161	0,6381
				86,5577	2,3306

$$\Gamma_{1t} = \frac{86,5577}{2,3306} = 37,140$$

4. Facteur d'amplification dynamique moyen D_i

A chaque période propre T_i correspond un facteur d'amplification dynamique moyen D_i donné par le spectre de réponse (voir figure 4 - RPA 81)

pour un sol ferme :

$$T_l = 0,438 \text{ s} \longrightarrow D_l = 1,620$$

$$T_t = 0,400 \text{ s} \longrightarrow D_t = 1,650$$

5. EVALUATION DES FORCES SISMQUES

L'effort au niveau k pour le mode i est donné par :

$$F_{ki} = \Gamma_{ik} \cdot W_k \cdot (ABD_i Q) \cdot \Delta_{ki}$$

Pour le mode fondamental ($i=1$):

$$F_{k1} = \Gamma_{1k} \cdot W_k \cdot (ABD_1 Q) \cdot \Delta_{k1}$$

Détermination des coefficients A B et Q

1. Coeff. d'accélération des Zones A : dépend du groupe d'usage de la structure et de la Zone sismique (voir annexe n°1 RPA 81)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1} \\ \text{Zone III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,35$$

2. Coeff. du Comportement de la structure B : dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements, (voir tableau 2 RPA 81) : $B = 1/3$

3. Facteur de Qualité Q : le facteur de qualité du syst. de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

Q est donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \quad (\text{voir RPA 81})$$

q	1	2	3	4	5	6
P _q	0	0,1	0	0	0	0

d'où $Q = 1,1$

FORCES SMIQUES

$$F_k = \Gamma_i W_k (ABD_i Q) \Delta k = K \cdot W_k \Delta k$$

avec $K = \Gamma_i (ABD_i Q)$

$$K = \begin{cases} \Gamma_{il} (ABD_{il} Q) = 30,913 \left(0,35 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,62 \cdot 1,1 \right) = 6,427 \text{ Long.} \\ \Gamma_{it} (ABD_{it} Q) = 37,140 \left(0,35 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,65 \cdot 1,1 \right) = 7,864 \text{ Trans.} \end{cases}$$

k	Sens Longitudinal		Sens transversal	
	$W_k \cdot \Delta k$	F_k (t)	$W_k \cdot \Delta k$	F_k (t)
01	0,2967	1,907	0,2468	1,9401
02	1,1304	7,265	0,9403	7,395
03	2,4496	15,744	2,0313	16,030
04	4,1993	26,918	3,4851	27,408
05	6,2846	40,391	5,2247	41,089
06	8,765	56,333	7,1757	56,432
07	11,256	72,342	9,3900	73,767
08	14,070	90,428	11,6781	91,940
09	16,9303	108,811	14,1169	111,020
10	19,9856	127,905	16,5557	130,199
11	18,8903	121,408	15,7161	123,596

DISTRIBUTION DES CHARGES

HORIZONTALES

Soit une structure dont les efforts horizontaux sont repris par une série de refends.

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges horizontales peut être décomposée comme suit :

- une déformation de translation // à la charge horizontale
- une def.ⁿ de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de torsion.

Hypothèses de base :

- * les refends sont parfaitement encastrés à la base.
- * le produit EI est constant sur toute la hauteur du bâtiment.

de ce fait, l'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'au déplacement qu'il subit. Cet effort est la somme des efforts engendrés par la translation et la rotation.

I. Effort engendré par la translation

1. Effort suivant l'axe y

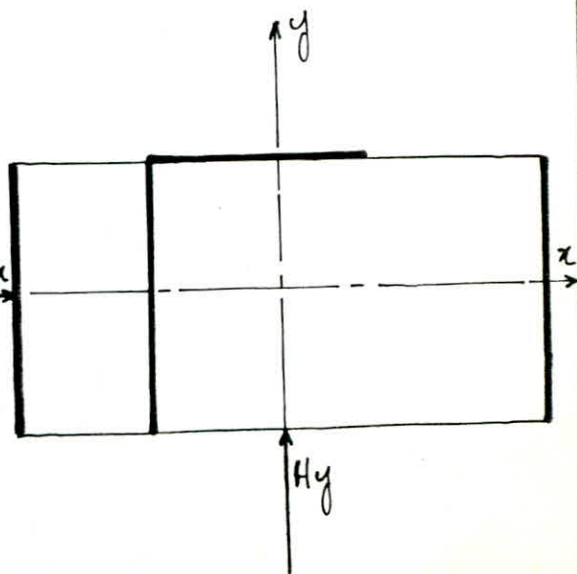
L'effort que reprendrait un refend quelconque "i" est donné

par :

$$R'_{yi} = \frac{H_y \cdot I_{xi}}{\sum_{i=1}^n I_{xi}}$$

2. Effort suivant l'axe x

$$R'_{xi} = \frac{H_x \cdot I_{yi}}{\sum_{i=1}^n I_{yi}}$$



II. Effort engendré par la rotation

Le couple de torsion est égal à : $M = H \cdot e_x$

H : l'effort horizontal.

e_x : distance du centre de torsion.

L'effort que reprendrait un refend "i" est donné par:

$$\left\{ \begin{array}{l} R''_{y_i} = K \alpha x_i I_{x_i} \quad (\text{suivant } y) \\ R''_{x_i} = K \alpha y_i I_{y_i} \quad (\text{suivant } x) \end{array} \right.$$

L'équilibre de l'ensemble $\Rightarrow \sum R''_{y_i} x_i + \sum R''_{x_i} y_i = H \cdot e_x$

Remplaçons R''_{y_i} et R''_{x_i} par leurs expressions:

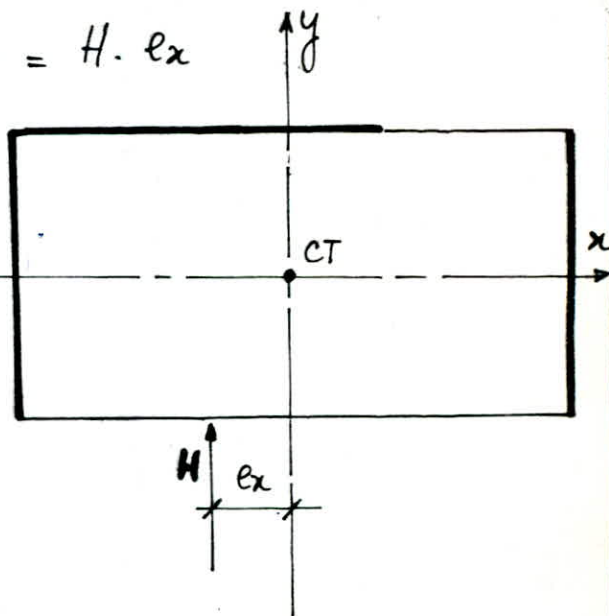
$$\sum K \alpha x_i^2 I_{x_i} + \sum K \alpha y_i^2 I_{y_i} = H \cdot e_x$$

d'où :

$$K \alpha = \frac{H \cdot e_x}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2}$$

$$R''_{y_i} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2}$$

$$R''_{x_i} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2}$$



L'effort global que reprendrait un refend "i" est:

$$R_{y_i} = R'_{y_i} + R''_{y_i}$$

$$R_{x_i} = R'_{x_i} + R''_{x_i}$$

α : l'angle de rotation du plancher

Si la force agit dans le sens "x" on aura :

$$R''_{xi} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{yi} \cdot y_i}{J} ; \quad R''_{yi} = \frac{H \cdot e_y \cdot I_{xi} \cdot x_i}{J}$$

avec : $J = \sum I_{xi} \cdot x_i^2 + \sum I_{yi} \cdot y_i^2$

Par conséquent :

$$\begin{cases} R_{yi} = R'_{yi} \\ R_{xi} = R'_{xi} + R''_{xi} \end{cases}$$

Resultats et notations

- $H = H_L = H_T =$ l'effort total horizontal agissant à la base du bâtiment.
- $H_{xi} =$ l'effort horizontal repris par le refend i , à la base, qd le seisme agit suivant x

$$H_{xi} = H'_{xi} + H''_{xi}$$

$$\begin{cases} H'_{xi} = \frac{H_x \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}} & \text{(translation)} \\ H''_{xi} = \frac{H_x \cdot e_y \cdot y_i \cdot I_{yi}}{J} & \text{(rotation)} \end{cases}$$

- $H_{yi} =$ l'effort horizontal repris repris par le voile i à la base, qd le seisme agit dans le sens y

$$H_{yi} = H'_{yi} + H''_{yi}$$

$$\begin{cases} H'_{yi} = \frac{H_y \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}} & \text{(translation)} \\ H''_{yi} = \frac{H_y \cdot e_x \cdot x_i \cdot I_{xi}}{J} & \text{(rotation)} \end{cases}$$

EFFORTS SISMIQUES HORIZONTAUX
EN CHAQUE NIVEAU

1. Séisme transversal

Niveaux	F_H (t)	ΣF_H (t)	h (m)	$M_{cumulé}$ (t.m)
11	123,596	123,596	31,95	0,000
10	130,199	253,795	28,98	354,721
09	111,020	364,815	26,11	1572,552
08	91,840	456,655	23,24	2130,131
07	73,767	530,422	20,37	3440,731
06	56,432	586,854	17,50	4963,042
05	41,089	627,943	14,63	6603,279
04	27,408	655,351	11,76	8449,150
03	16,030	671,381	8,89	10330,367
02	7,395	678,776	6,02	12257,230
01	1,941	680,717	3,15	14205,318

à la base du bâtiment on a un effort
de : $\rightarrow 680,717 \text{ t}$

NB: pour les forces sismiques F_R
voir étude dynamique

2. Seisme longitudinal

Niveau	F_H (t)	ΣF_H (t)	h (m)	M cumulé (tm)
11	121,408	121,408	31,85	0,000
10	127,805	249,213	28,98	348,441
9	108,811	358,024	26,11	1063,682
8	90,428	448,452	23,24	2091,211
7	72,342	520,794	20,37	3378,268
6	56,333	577,127	17,50	4872,947
5	40,391	617,518	14,63	6529,302
4	26,918	644,436	11,76	8307,578
3	15,744	660,180	8,890	9043,903
2	7,265	667,445	6,02	12045,826
1	1,907	669,352	3,15	13961,393

à la base du bâtiment on a un effort de 669,352 t.

repartition des efforts sur les voiles

1. seisme transversal : $H = 680,717 \text{ t}$; $e_x = 1,032 \text{ m}$; $J = I_x X^2 + I_y Y^2 = 1977,8 \text{ m}^6$

Voiles	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$Y \text{ (m)}$	$I_y \cdot Y \text{ (m}^5\text{)}$	$I_y \cdot Y^2 \text{ (m}^6\text{)}$	$H'_x = \frac{H \cdot I_y}{\sum I_y}$	$H''_x = \frac{H \cdot e_x \cdot Y \cdot I_y}{J}$	$H_x = H'_x + H''_x$
Vt1	3,135	9,168	28,742	263,507	33,975	10,178	44,153
Vt2	1,344	5,918	7,954	47,071	14,565	2,096	16,661
Vt3	7,520	2,668	20,063	53,529	81,497	7,105	88,602
Vt4	10,682	0,000	0,000	0,000	117,716	0,000	117,716
Vt5	7,520	-4,732	-35,585	168,387	81,497	-12,601	81,497
Vt6	1,344	-7,982	-10,607	84,664	14,565	-3,756	14,565
Vt7	3,135	-11,232	-35,212	395,505	33,975	-12,469	33,975
Vt8	2,139	3,558	7,611	27,078	23,181	2,695	25,876
Vt9	11,791	0,358	4,211	1,511	127,783	1,495	129,278
Vt10	11,791	-2,422	-28,558	69,167	127,783	-10,113	127,783
Vt11	2,139	-5,622	-12,025	67,607	23,181	-4,258	23,181
Vt12	0,046	1,958	0,090	0,176	0,499	0,032	0,531
Vt13	0,046	-4,022	-0,185	0,744	0,499	-0,066	0,499

2. Seisme longitudinal $H = 669,352t$; $e_y = 1,032m$; $J = 1993,807t$

Remarque: D'après la repartition des efforts dus aux forces sismiques, on constate que le voile Vl_1 reprend, à lui seul, presque 80% de l'effort total. On a décomposé ce voile en deux parties (2 voiles pleins) : Vl'_1 ; Vl''_1 de même longueur $l = 8,95m$

$$I = 11,949 m^4$$

Voiles	$I_x (m^4)$	$X (m)$	$I_x \cdot X$	$I_x \cdot X^2$	H_y'	H_y''	H_y
Vl_1	3,135	9,168	28,742	263,507	40,149	10,008	50,157
Vl_2	1,344	5,918	7,954	47,701	17,212	2,770	19,982
Vl_3	7,520	2,668	20,063	53,529	96,306	6,986	103,295
Vl'_1	11,949	0,000	0,000	0,000	153,027	0,000	153,027
Vl''_1	11,949	0,000	0,000	0,000	153,027	0,000	153,027
Vl_6	3,135	9,168	28,742	263,507	40,149	10,008	50,157
Vl_7	1,344	5,918	7,954	47,701	17,212	2,770	19,982
Vl_8	7,520	2,668	20,068	53,529	96,306	6,989	103,295
Vl_9	2,139	-4,232	-9,052	38,309	27,393	-3,152	24,241
Vl_{10}	0,046	0,568	0,026	0,015	0,590	0,009	0,599
Vl_{11}	0,046	0,568	0,026	0,015	0,590	0,009	0,599

EFFORT H(t) à chaque niveau et pour chaque voile

Seisme transversal

etages voiles	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Vt1	8,013	16,455	23,653	29,608	34,390	38,049	40,713	42,490	43,530	44,009	44,135
Vt2	3,025	6,212	8,929	11,177	12,982	14,364	15,369	16,040	16,432	16,631	16,661
Vt3	16,087	33,034	47,484	59,438	69,040	76,385	81,733	85,300	87,387	88,349	88,602
Vt4	21,408	43,889	63,087	78,969	91,726	101,484	108,599	113,329	116,102	117,380	117,716
Vt5	14,797	30,385	43,676	54,672	63,503	70,260	75,179	78,460	80,379	81,265	81,479
Vt6	2,645	5,430	7,806	9,771	11,349	12,557	13,436	14,022	14,365	14,523	14,565
Vt7	6,169	12,667	18,208	22,792	26,474	29,290	31,341	32,709	33,509	33,878	33,975
Vt8	4,698	9,647	13,868	17,359	20,163	22,308	23,870	24,912	25,521	25,802	25,876
Vt9	23,473	47,199	69,284	86,725	100,735	111,452	119,255	124,461	127,505	128,909	129,278
Vt10	23,201	47,642	69,482	85,722	99,570	110,163	117,876	123,021	126,030	127,419	127,783
Vt11	4,209	8,645	12,423	15,551	18,063	19,985	21,384	22,317	22,863	23,115	23,171
Vt12	0,096	0,198	0,285	0,356	0,414	0,458	0,490	0,511	0,524	0,529	0,531
Vt13	0,091	0,186	0,267	0,335	0,389	0,430	0,460	0,480	0,492	0,498	0,499

EFFORT M à chaque niveau et pour chaque voile

Seisme transversal

M: t.m.

etages Voiles	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Vt1	22,999	70,223	138,107	223,082	321,781	430,982	547,829	669,775	794,706	921,011	1047,679
Vt2	8,692	26,510	52,137	84,215	121,473	162,698	206,807	252,842	300,001	347,532	395,549
Vt3	46,170	140,977	277,286	447,843	645,988	865,213	1099,787	1344,598	1595,399	1848,960	2103,248
Vt4	61,441	187,402	368,402	595,103	858,357	1149,616	1461,269	1786,523	2119,736	2456,617	2794,462
Vt5	42,467	129,672	255,022	411,931	594,185	795,831	1011,595	1236,775	1467,463	1700,693	1934,590
Vt6	7,591	23,175	45,578	73,621	106,193	142,231	180,793	221,036	262,263	303,944	345,746
Vt7	17,705	54,059	106,316	171,729	247,710	331,772	421,721	515,596	611,766	708,996	806,504
Vt8	13,483	41,170	80,971	130,792	188,659	252,693	321,190	392,688	465,933	539,985	614,249
Vt9	67,368	205,699	404,544	653,444	942,554	1262,421	1604,683	1961,886	2327,825	2697,794	3068,822
Vt10	66,587	203,319	399,863	645,885	931,651	1247,819	1586,123	1939,193	2300,899	2666,592	3033,329
Vt11	12,080	36,891	72,545	117,176	169,017	226,374	287,746	351,796	417,413	483,753	550,282
Vt12	0,276	0,844	1,662	2,683	3,872	5,186	6,592	8,059	9,563	11,081	12,605
Vt13	0,261	0,795	1,561	2,523	3,639	4,873	6,193	7,571	8,983	10,412	11,844

EFFORT $H(t)$ à chaque niveau et pour chaque voile

Seisme Longitudinal

etages Voiles	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VL ₁	9,098	18,647	26,828	33,604	39,025	43,246	46,273	48,290	49,470	50,014	50,157
VL ₂	3,624	7,440	10,688	13,388	15,547	17,229	18,435	19,238	19,708	19,925	19,982
VL ₃	18,736	38,459	55,251	69,206	80,396	89,063	95,296	99,450	101,880	103,001	103,295
VL ₄	27,756	56,975	81,851	102,525	119,064	131,943	141,177	147,331	150,930	152,591	153,027
VL ₄ '	27,756	56,975	81,851	102,525	119,064	131,943	141,177	147,331	150,930	152,591	153,027
VL ₅	4,969	10,199	14,652	18,353	21,313	23,619	25,272	26,373	27,018	27,315	27,393
VL ₆	9,098	18,647	26,828	33,604	39,025	43,246	46,273	48,290	49,470	50,014	50,157
VL ₇	3,624	7,440	10,688	13,388	15,547	17,229	18,435	19,238	19,708	19,925	19,982
VL ₈	18,736	38,459	55,251	69,206	80,396	89,063	95,296	99,450	101,880	103,001	103,295
VL ₉	4,969	10,199	14,652	18,353	21,313	23,619	25,272	26,373	27,018	27,315	27,393
VL ₁₀	0,109	0,223	0,320	0,401	0,466	0,516	0,553	0,577	0,591	0,597	0,599
VL ₁₁	0,109	0,223	0,320	0,401	0,466	0,516	0,553	0,577	0,591	0,597	0,599

EFFORT M à chaque niveau et pour chaque voile

M (t.m)

Seisme Longitudinal

etages Voiles	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VL ₁	26,111	79,628	156,625	253,068	365,070	489,186	621,989	760,582	902,560	1046,101	1190,051
VL ₂	10,401	31,754	62,428	100,852	145,472	194,919	247,827	303,040	359,602	416,787	474,135
VL ₃	53,772	164,150	322,720	521,341	752,078	1007,789	1281,188	1566,610	1859,005	2154,618	2451,075
VL ₄	79,660	243,178	478,090	772,337	1114,051	1492,727	1897,905	2320,745	2753,914	3191,850	3631,038
VL ₄	79,660	243,178	478,090	772,337	1114,051	1492,727	1897,905	2320,745	2753,914	3191,850	3631,038
VL ₅	14,261	43,532	85,583	138,257	199,425	267,211	339,742	415,443	492,974	571,367	649,986
VL ₆	26,111	79,628	156,625	253,068	365,070	489,186	621,989	760,582	902,560	1046,101	1190,051
VL ₇	10,401	31,754	62,428	100,852	145,472	194,919	247,827	303,040	359,602	416,787	474,135
VL ₈	53,772	164,150	322,720	521,341	752,078	1007,789	1281,188	1566,610	1859,005	2154,618	2451,075
VL ₉	14,261	43,532	85,583	138,257	199,425	267,211	339,742	415,443	492,974	571,368	649,986
VL ₁₀	0,313	0,953	1,871	3,022	4,360	5,840	7,428	9,084	10,780	12,493	14,212
VL ₁₁	0,313	0,953	1,871	3,022	4,360	5,840	7,428	9,084	10,780	12,493	14,212

121

ETUDE AU VENT

- Les actions climatiques (neige et vent) sont données par NV65
- le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction et sont horizontales (normales aux éléments)
- Le comportement de l'ouvrage, dans la direction parallèle à l'action du vent, est celui d'une console verticale encadrée au sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.
- le vent correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisé par sa période propre fondamentale (de l'ordre de quelques secondes).
- L'action du vent dépend de :
 - * La vitesse du vent
 - * La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
 - * L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
 - * Des dimensions de l'élément considéré.
 - * forme de la paroi de l'élément (plane ou courbe ...)

Pression dynamique

On doit envisager dans nos calculs une pression dynamique

q donné par :

$$q = \frac{V^2}{16,3}$$

V = vitesse du vent

V étant inconnue on détermine q par la relation empirique :

$$q = K_m \cdot K_s \cdot \delta \cdot q_H$$

K_m : coefficient tenant compte de l'effet de masque.

K_s : coefficient tenant compte de l'effet de site.

δ : coeff. tenant compte des dimensions de la surface sollicitée

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

$$q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60} \quad (H \text{ comprise entre } 0 \text{ et } 500 \text{ m})$$

q_{10} : $70 \text{ daN/m}^2 = 70 \text{ kg/m}^2 = p.$ dynamique de base (à 10 m de hauteur)

Actions du vent

les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique "R" dont la direction est généralement celle du vent.

Cette résultante R se décompose en 3 forces :

- Trainée T : action horizontale dans la direction du vent.
- Derivée L : Perpendiculaire à T, dans le plan horizontal.
- Portance U : action ascendante (direction verticale) produit un effet de soulèvement et éventuellement un effet de renversement.

1. VENT TRANSVERSAL

- . perpendiculaire à la grande face (20,64 m).
- . Notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire dont la hauteur $H > 30 \text{ m}$ ($H = 31,85 \text{ m}$; acrotère comprise)
- les Règles NV 65 simplifiées ne sont pas applicables.

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

D'après cette relation, les efforts varient en hauteur.

a- coefficient de traînée : C_t

$$C_t = 1,3 \gamma_0$$

γ_0 : donnée par le diagramme NV65 figure RIII 10 (p. 145)
et est fonction du rapport $\lambda_a = \frac{H}{a}$; $\frac{b}{a} \Rightarrow \gamma_0 = 0,965$

$$C_t = 1,255$$

b. coefficient de majoration dynamique β

lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations
et dépend de la période propre de la construction et du
niveau considéré.

$$\beta = \theta (1 + \eta \tau) > 1$$

η : coefficient de reprise = f (période T)

τ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau
(fig RIII 4 - page 83 - NV65)

θ : coefft global dépendant du type de la construction
pour bâtiment à usage d'habitation.

* calcul de la période T

$$T_t = 0,08 \frac{H}{\sqrt{b}} \sqrt{\frac{H}{H+b}} = 0,459 \text{ s} \Rightarrow \eta_t = 0,3$$

* calcul de θ

$$\theta = 0,70 + 0,01 (H_s - 30) \quad 30 < H_s < 60 \text{ m}$$

$$\theta = 0,719$$

* calcul de τ

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terrasse	
τ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,356	0,35	0,344	0,342	0,338	0,332	0,326	—

calcul de $\beta = 1 + \gamma Z$

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Terrame	
β	0,797	0,797	0,797	0,797	0,796	0,794	0,793	0,793	0,793	0,792	0,789	—

2. coefficient de dimension δ

donné par le diagramme RIII2 page 63 - NV65.

plus grande dimension = 20,64 m $\Rightarrow \delta = 0,79$.

2. Pression du vent q

depend de la region et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré.

Dans notre cas : $q = \delta q_H$

e = coeff: D_e

Le maitre-couple D_e est la projection orthogonale de la surface considérée, sur un plan \perp à la direction du vent.

$$D_e = 20,66 \text{ m}$$

CONCLUSION :

Vent normal : $T_n = C_t \cdot \delta \cdot \beta \cdot q_n \cdot D_e = 20,483 \beta q_n$

Vent extreme : $1,75 T_n = 1,75 \times 20,483 \beta q_n$

$$q_n = \delta q_H \quad (K_m = K_s = 1 \text{ Zone II})$$

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$$

d'où :

Vent normal : $16,182 \beta q_H$

Vent extreme : $28,318 \beta q_H$

pour q_H voir abaque CIII4 page 54 - NV65.

1. Trainee T

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	Terrasse
q_H normal	91,2	88,2	85,2	82,3	79	75,5	71,40	67,10	62,30	57,0	94,5
T_n (kg/m)	1168,8	1126,9	1093,3	1056,1	1015,03	972,5	920,15	865,39	803,48	785,13	126,546
q_H extrem	159,5	154,1	149	144	138,1	132	125	116,9	109	100	165,5
T_e (kg/m)	3577,2	3460,5	3345,9	3233,6	3105,1	2975,4	2821,18	2638,3	2460,07	2256,9	3697,76

2. Efforts de Derivée L

cette force prend en consideration l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Ces vibrations ne se manifestent que pour des vitesses du vent ≤ 25 m/s

$$V = \frac{De}{ST}$$

S: Nb de STROUHAL : $0,25 < S < 0,30$

T: periode de vibration propre de la construction.

NB: D'après les commentaires de l'art. 143 page 78. NV65

L est négligeable.

3. Efforts de portance U

$$U = C_u \cdot S_u \cdot q_H$$

S_u : projection horizontal de la construction.

C_u = coefficient de portance = $C_i - C_e$

C_e = coeff! de pression extérieur à la terrasse

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma = 9,985 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,46 \quad ; \quad C_i = 0,327$$

$U = 28,874t$ négligeable devant
G bâtiment.

VENT TRANSVERSAL - Repartition des efforts sur les refends

V_{tiles}	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$Y \text{ (m)}$	$I_y \cdot Y$	$I_y \cdot Y^2$	$H'_x = \frac{H \cdot I_y}{\sum I_y} \text{ (t)}$	$H''_x = \frac{H \cdot ex \cdot I_y \cdot Y}{J}$	$H_x = H'_x + H''_x$
Vt1	3,135	9,168	28,742	263,507	0,136	0,041	0,177
Vt2	1,344	5,918	7,954	47,071	0,048	0,011	0,059
Vt3	7,520	2,668	20,063	53,529	0,327	0,028	0,355
Vt4	10,682	0,000	0,000	0,000	0,464	0,000	0,464
Vt5	7,520	-4,732	-35,585	168,387	0,327	-0,050	0,327
Vt6	1,344	-7,982	-10,607	84,664	0,048	-0,015	0,048
Vt7	3,135	-11,232	-35,212	395,505	0,136	-0,050	0,136
Vt8	2,139	3,558	7,611	27,078	0,093	0,011	0,104
Vt9	11,791	0,358	4,221	1,511	0,512	0,006	0,518
Vt10	11,791	-2,422	-28,558	69,167	0,512	-0,040	0,512
Vt11	2,139	-5,622	-12,025	67,607	0,093	-0,017	0,093
Vt12	0,046	1,958	0,090	0,176	0,002	0,000	0,002
Vt13	0,046	-4,022	-0,185	0,744	0,002	0,000	0,002

Σ 62,632 1178,946

$$\begin{cases} e_x = 1,032 \text{ m} \\ H = 2491 \text{ t} \end{cases}$$

$$J = I_x x^2 + I_y y^2 = 1983,807 \text{ t}$$

127

VENT LONGITUDINAL - Repartition des efforts sur les refends

Vrilles	$I_x (m^4)$	X (m)	$I_x X$	$I_x X^2$	$H'_y (t)$	$H''_y (t)$	$H_y = H'_y + H''_y$
Vl ₁	3,135	9,168	28,742	263,507	0,153	0,038	0,191
Vl ₂	1,344	5,918	7,954	47,701	0,065	0,011	0,076
Vl ₃	7,520	2,668	20,063	53,529	0,366	0,027	0,393
Vl ₄	11,949	0,000	0,000	0,000	0,582	0,000	0,582
Vl ₄	11,949	0,000	0,000	0,000	0,582	0,000	0,582
Vl ₅	2,139	-4,232	-9,052	38,309	0,104	-0,012	0,104
Vl ₆	3,135	9,168	28,742	263,507	0,153	0,038	0,191
Vl ₇	1,344	5,918	7,954	47,701	0,065	0,011	0,076
Vl ₈	7,520	2,668	20,063	53,529	0,366	0,027	0,393
Vl ₉	2,139	-4,232	-9,052	38,309	0,104	-0,012	0,104
Vl ₁₀	0,046	0,568	0,026	0,015	0,002	0,000	0,002
Vl ₁₁	0,046	0,568	0,026	0,015	0,002	0,000	0,002

Σ 52,266

804,861

$$\left\{ \begin{array}{l} e_y = 1,032 \text{ m} \\ H = 2,545 \text{ t} \\ J = 1993,907 \text{ t} \end{array} \right.$$

128

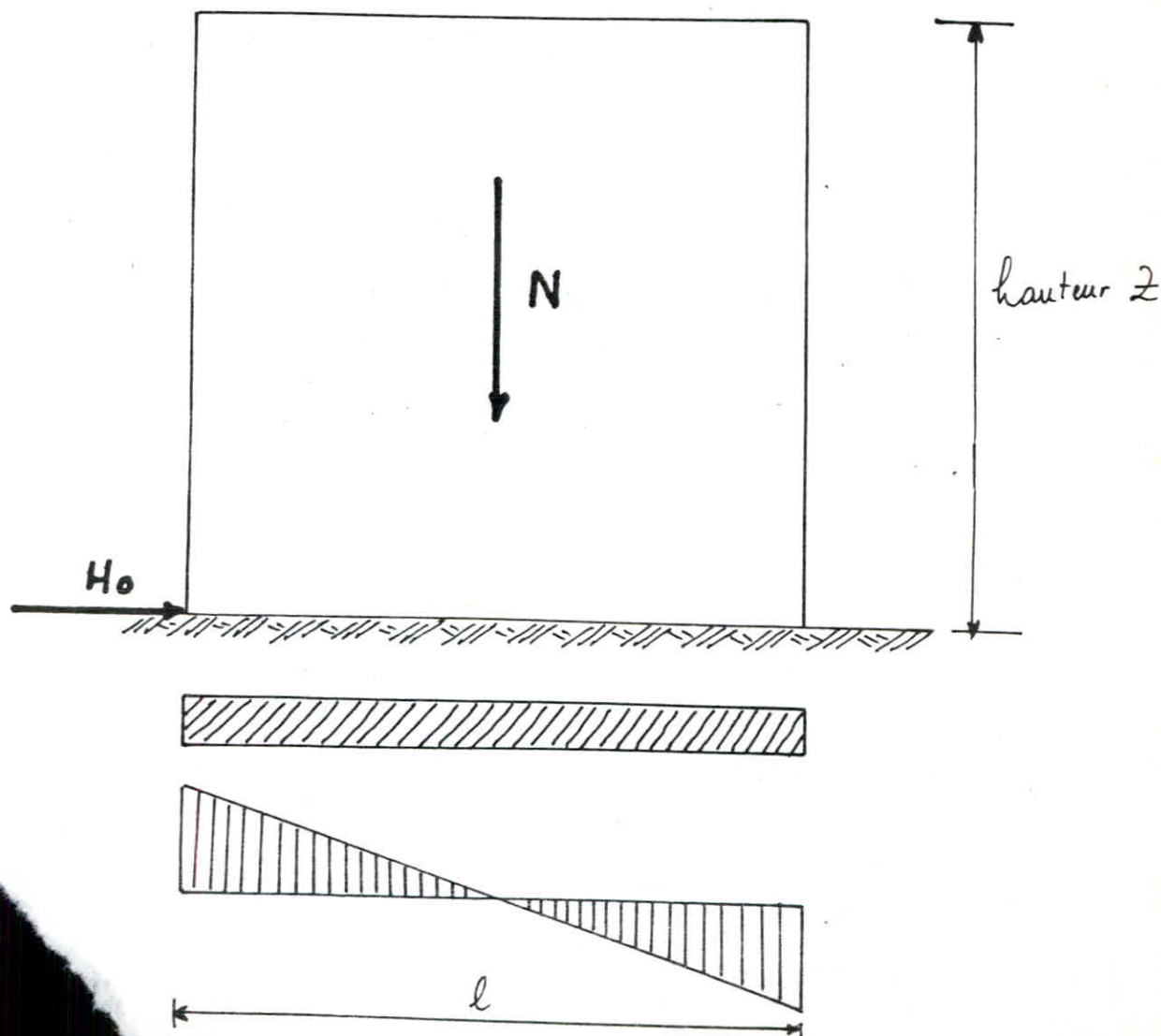
NB: les efforts dus aux vent sont negligables.

EVALUATION DES SOLLICITATIONS DANS LES REFENDS

En general, les refends sont soumis à 3 types de sollicitations :

- * Sous l'effet des charges verticales, le refend est soumis à un effort normal N .
- * Sous l'effet des charges horizontales, le refend est soumis à un effort tranchant T , et un moment flechissant M .

I. REFENDS PLEINS



les refends pleins sont calculés comme une poutre encasturée à la base soumise aux forces sismiques

H_0 : force sismique agissant à la base

F_{ki} : force sismique sollicitant le voile i au niveau k .

$$F_{ki} = \frac{H_i \cdot F_H}{H_0}$$

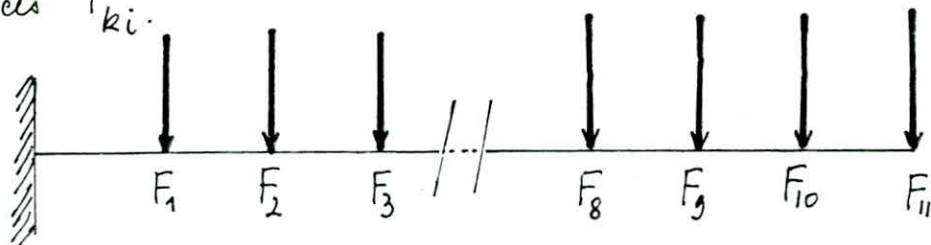
H_i : Effort sismique repri par le voile i .

F_H : Effort sismique à chaque niveau.

Remarque : dans les 2 sens, nous avons des voiles de mêmes caractéristiques géométriques. Nous étudierons les voiles les plus défavorables.

1. Voiles transversaux

chaque voile i est assimilé à une console soumise aux forces F_{ki} .



On étudie à titre d'exemple le voile VT_1 .

$$M_0 = 2,87 (F_1 + 2F_2 + 3F_3 + \dots + 10F_{10}) = 2,87 \sum_{i=1}^{11} nF_n$$

$$M_1 = 2,87 (F_2 + 2F_3 + 3F_4 + \dots + 9F_{10} + 10F_{11})$$

$$M_2 = 2,87 \cdot \sum_{i=3}^{11} (n-2) F_n$$

⋮

$$M_{10} = 2,87 (F_{10} + 2F_{11})$$

$$M_{11} = 2,87 \cdot F_{11}$$

$$M_{11} = 0$$

M_i = Moment au niveau i

F_i sont déjà calculés
(voir efforts sismiques)

Pour le reste des voiles transversaux, on resume les résultats dans un tableau.

voiles M	$V_{t1}; V_{t7}$	$V_{t2}; V_{t6}$	$V_{t3}; V_{t5}$	V_{t4}	$V_{t12}; V_{t13}$
M_0	1048,124	395,495	2103,225	2791,078	12,634
M_1	921,402	347,678	1848,940	2453,663	11,104
M_2	795,042	299,998	1595,381	2114,213	9,580
M_3	670,059	252,838	1344,586	1784,434	8,073
M_4	548,061	206,804	1099,778	1459,610	6,604
M_5	431,166	162,965	865,207	1148,476	5,195
M_6	321,919	121,473	645,985	857,734	3,877
M_7	223,177	84,214	447,843	595,000	2,686
M_8	138,168	52,136	277,256	368,359	1,662
M_9	70,255	26,510	140,977	83,856	0,378
M_{10}	23,009	8,682	46,170	61,341	0,276
M_{11}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

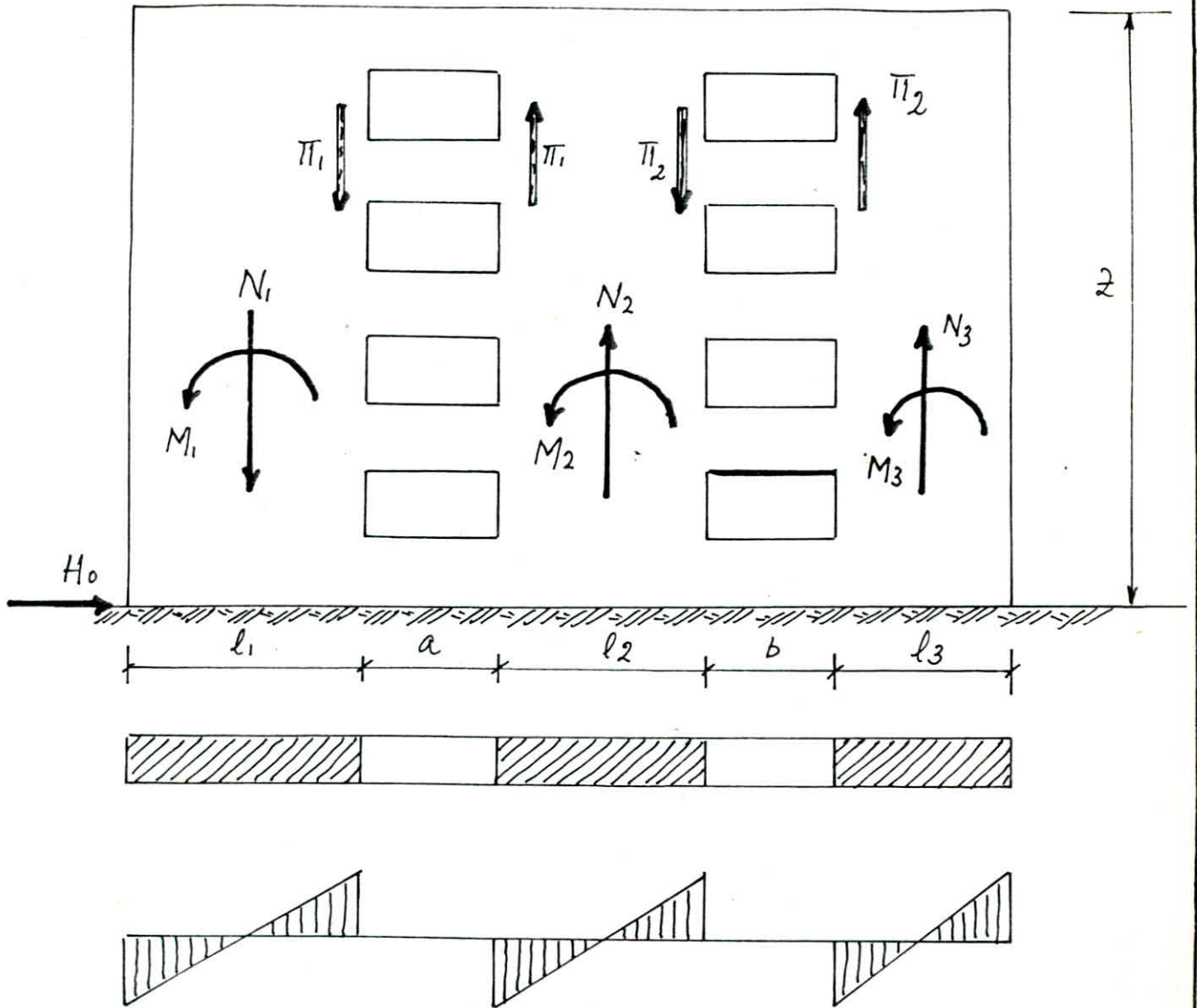
Remarque: Même chose pour les voiles longitudinaux on se limite à étudier les voiles les plus défavorables.

2. Voiles Longitudinaux

On résume les moments M_k dans le tableau suivant

M \ Voiles	Vl_1, Vl_6	Vl_2, Vl_7	Vl_3, Vl_8	Vl_4, Vl_9	Vl_{10}, Vl_{11}
M_0	1215,413	474,081	2450,857	3475,266	14,204
M_1	1069,164	416,758	2154,543	3054,897	12,485
M_2	923,325	359,600	1858,931	2635,751	10,771
M_3	779,047	303,035	1566,535	2221,185	9,078
M_4	638,156	247,819	1281,113	1818,274	7,425
M_5	503,054	194,910	1007,614	1428,692	5,840
M_6	376,639	145,463	752,003	1067,540	4,360
M_7	262,338	100,843	521,341	739,209	3,022
M_8	163,596	62,423	305,500	457,584	1,871
M_9	109,015	40,810	164,150	232,748	0,953
M_{10}	28,407	10,401	53,772	76,244	0,313
M_{11}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

II. Refends avec 2 Files d'ouvertures



(diagramme des contraintes)

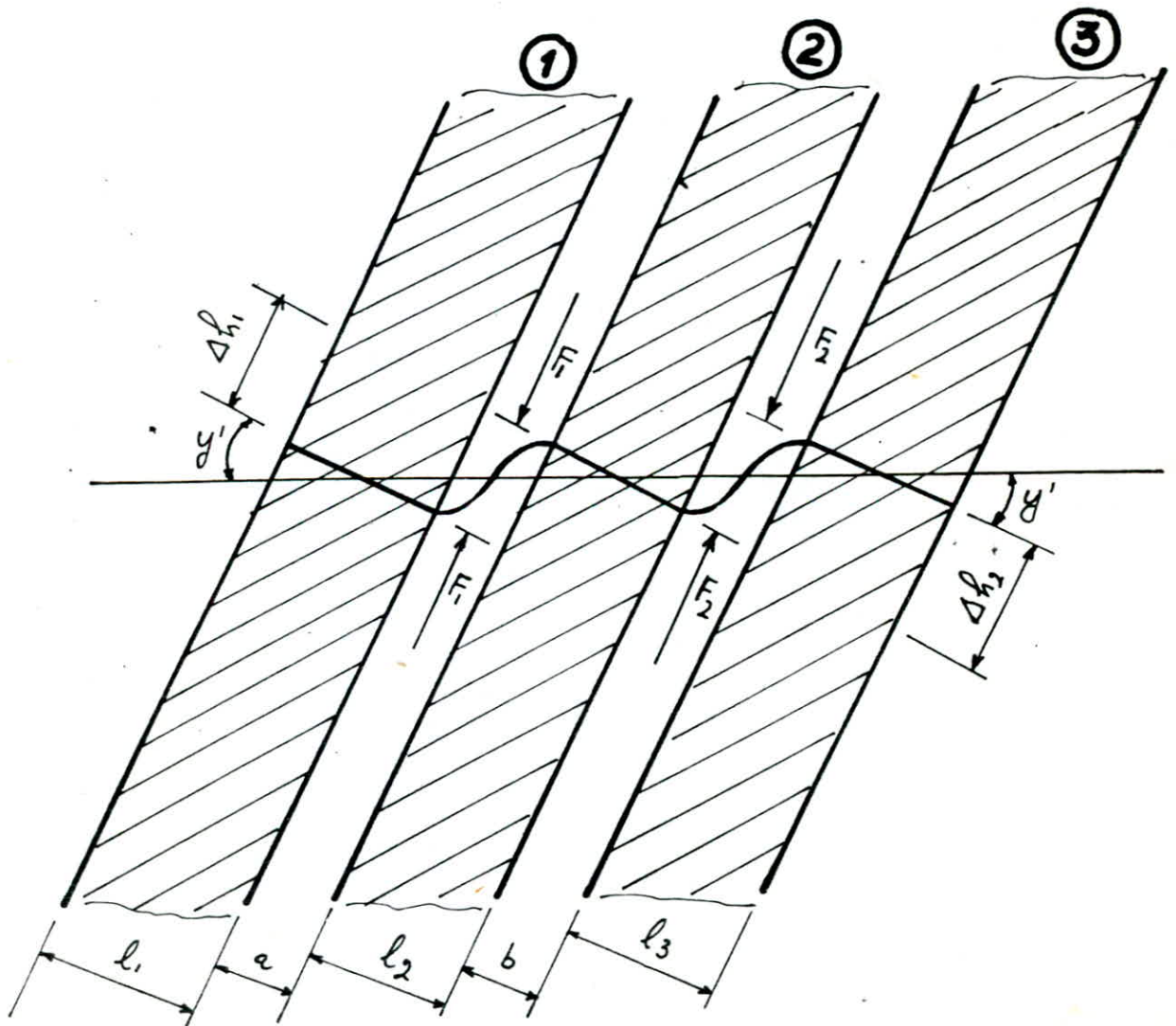
La méthode utilisée pour le calcul de ce type de refend est celle exposée par ALBERT FUENTES, dans son ouvrage : calcul pratique des ossatures en Béton armé. Cette méthode se base sur les principales hypothèses suivantes

- les éléments de refend, liés par les linteaux devront avoir le même déplacement lorsque le refend subit un effort horizontal.
- Ces éléments ont une inertie constante sur toute la hauteur du bâtiment.

- Et sont parfaitement encastrés à leur base.

L'égalité des déplacements dans un même plan horizontal entraîne l'égalité des rotations dans ce même plan, et donc l'égalité des pentes des linteaux au droit des éléments de refends. Le point de moment nul dans les linteaux sera au milieu.

Le partage des efforts horizontaux dans les éléments se fait proportionnellement aux inerties de ces derniers, en outre il y a correction des moments fléchissants qui en résultent, compte tenu des réactions dans les linteaux.



Exposé de la méthode :

Les ouvertures étant superposées sur toute la hauteur du refend créent un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Une telle disposition est incompatible avec l'hypothèse : voile indéformable.

Le refend est formé d'un ensemble d'éléments reliés par les linteaux de faible raideur relative, encastrés de part et d'autre (à leurs extrémités) dans les éléments du refend. Cela nous permet d'envisager les points suivants :

a- / Que 2 points A_1 et A_2 des fibres moyennes des éléments de refend ① et ②, situés dans un même plan horizontal (plancher) avant déformation restent dans un même plan horizontal et ont même déplacement déformation.

b- / Qu'une section plane A_1B_1 ou A_2C_1 perpendiculaire à la fibre moyenne reste plane et perpendiculaire à la déformée après déformation.

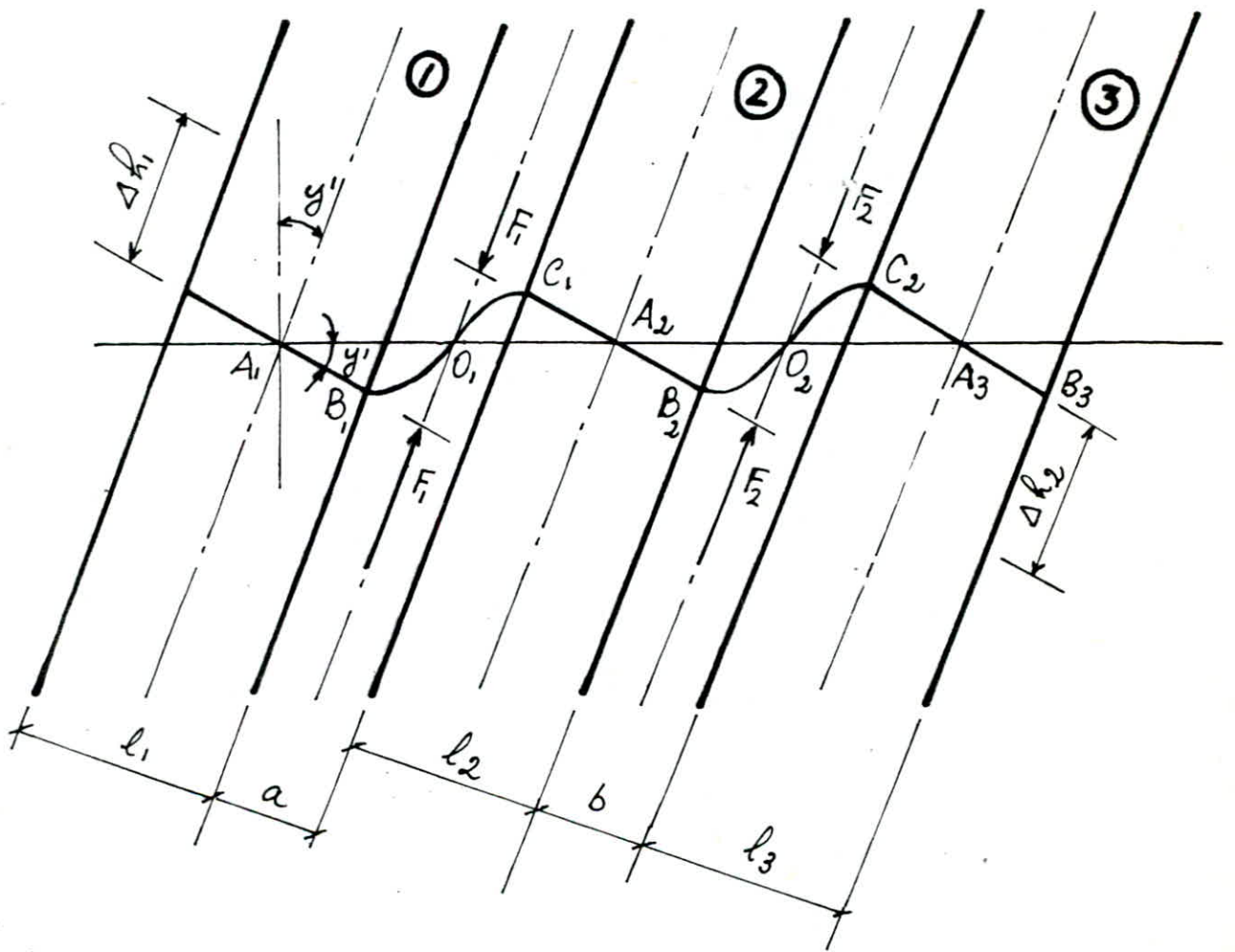
- On suppose que le point d'inflexion du linteau "1" se situe au milieu de a
- Δh_1 = déplacement constaté entre les points B_1, C_1 sous l'effet de la rotation γ' des éléments du refend reliés par le linteau "1".
- 2 efforts F_1 égaux et opposés sont créés au point O_1 milieu de a .

Au droit de O_1 la flèche s'écrit :

$$\frac{F_1 \left(\frac{a}{2}\right)^3}{3Ei} = \frac{\Delta h_1}{2}$$

i = inertie du linteau ; F_1 = Effort tranchant dans le linteau.

$$\text{d'où } F_1 = \frac{3Ei \cdot \Delta h_1}{2a^3/8} = \frac{12Ei \Delta h_1}{a^3}$$



Le moment en B_1 ou C_1 est :

$$M_{B_1} = F_1 \cdot \frac{a}{2} = \frac{6Ei \cdot \Delta h_1}{a^2} = M_{C_1}$$

En admettant un point de moment nul en O_1 milieu de a ;

$$\Delta h_1 = \frac{l_1 + 2a + l_2}{2} y_1$$

remplaçons Δh_1 par sa valeur dans l'expression de F_1 :

$$F_1 = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y'$$

$$\text{et } M_{B_1} = M_{C_1} = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y' \cdot \frac{a}{2}$$

$$M_{B_1} = \frac{3Ei}{a^2} (l_1 + 2a + l_2) y' = M_{C_1}$$

Le moment au droit de A_1 / la fibre moyenne neutre est:

$$M_{A_1} = F_1 \frac{l_1 + a}{2} = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1) y'$$

• Pour le linteau (2), par analogie on a:

$$\frac{F_2 (b/2)^3}{3Ei} = \frac{\Delta h_2}{2} \Rightarrow F_2 = \frac{12Ei \cdot \Delta h_2}{b^3}$$

$$\Delta h_2 = \frac{l_2 + 2b + l_3}{2} y' \Rightarrow F_2 = \frac{6Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y'$$

$$M_{B_2} = M_{C_2} = \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y' = F_2 \cdot \frac{b}{2}$$

Le moment / à la fibre neutre de l'élément (3) est:

$$M_{A_3} = F_2 \cdot \frac{l_3 + b}{2} = \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y'$$

• Dans l'élément (2), le moment de correction dû aux forces F_1 et F_2 est donné par:

$$M_{A_2} = F_1 \cdot \frac{a + l_2}{2} + F_2 \cdot \frac{b + l_2}{2}$$

$$M_{A_2} = 3Ei \left[\frac{(l_1 + 2a + l_2) (a + l_2)}{a^3} + \frac{(l_2 + 2b + l_3) (b + l_2)}{b^3} \right] y'$$

Les valeurs des moments de correction dans les différents éléments de refends en fonction de la rotation y' du niveau considéré, sont :

$$\textcircled{1}: M_1 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1) y'$$

$$\textcircled{2}: M_2 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_2) y' + \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_2) y'$$

$$\textcircled{3}: M_3 = \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_3) y'$$

on pose: $K_1 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1)$

$$K'_1 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_2)$$

$$K_2 = \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_2)$$

$$K'_2 = \frac{3Ei}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_3)$$

$$M_1 = K_1 y' \text{ ----- l'element } \textcircled{1}$$

$$M_2 = (K'_1 + K_2) y' \text{ ----- } \text{ " } \textcircled{2}$$

$$M_3 = K'_2 y' \text{ ----- } \text{ " } \textcircled{3}$$

L'égalité des déplacements et des rotations à tous les étages de hauteur h , impose le partage de la somme des moments de correction d'un même niveau proportionnellement aux inerties des éléments du refend. D'où la possibilité de déterminer les moments dans chaque élément en fonction de la rotation y' de l'étage considéré.

On calcule par récurrence la rotation du refend d'inertie $\sum I_i$, à un niveau quelconque en partant du Sommet.

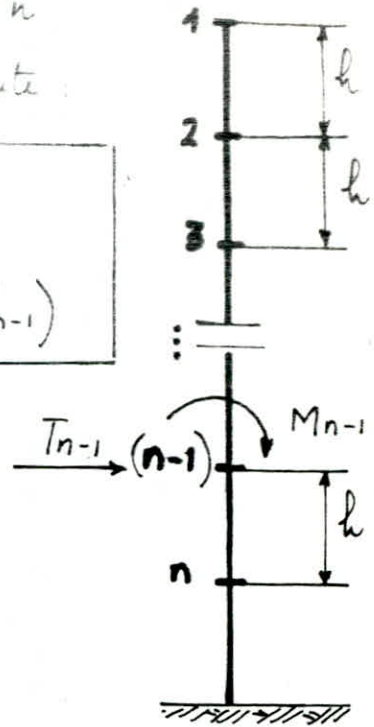
La valeur du moment au niveau n est donnée par la formule suivante :

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - (\Sigma K + \Sigma K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

M_{n-1} : Moment de console en $(n-1)$; sous effort extérieur total.

T_{n-1} : Effort tranchant ... ; ---

M_n : Moment corrigé au dessus du linteau de rang n .



• Les rotations y'_1, y'_2, \dots, y'_n sont liées par la relation de récurrence suivante :

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{h}{\Sigma EI} + T_{n-1} \frac{h^2}{\Sigma 2EI} - \Sigma (K + K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h}{\Sigma EI}$$

Evaluation des moments :

on a à calculer deux (02) moments pour chaque niveau :

- l'un au droit du parement supérieur du linteau

$$M_n = M_{ext} - \Sigma (K + K') \cdot (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

- l'autre au droit du parement inférieur

$$M_n = M_{ext} - \Sigma (K + K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n)$$

On étudie à titre d'exemple le voile V_{t8}

Voile V_{t8}

Caractéristiques géométriques

$$l_1 = 0,49 \text{ m} ; I_1 = 1,622 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 ;$$

$$l_2 = 1,31 \text{ m} ; I_2 = 0,0375 \text{ m}^4 ;$$

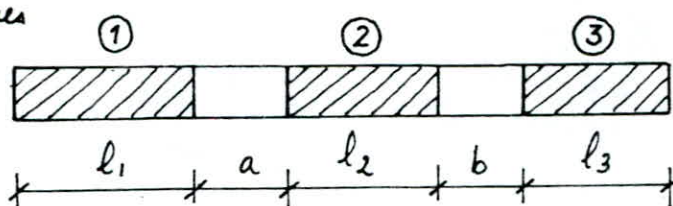
$$l_3 = 2,39 \text{ m} ; I_3 = 0,227 \text{ m}^4 ;$$

$$a = 0,40 \text{ m} ; i_1 = 5,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$b = 0,73 \text{ m} ; i_2 = 5,475 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

4,698	→	1	11	→	4,698
4,949	→	2	10	→	9,647
4,220	→	3	9	→	13,868
3,491	→	4	8	→	17,359
2,804	→	5	7	→	20,163
2,145	→	6	6	→	22,308
1,562	→	7	5	→	23,870
1,042	→	8	4	→	24,912
0,609	→	9	3	→	25,521
0,281	→	10	2	→	25,802
0,074	→	11	1	→	25,876
		12	0		

Forces sismiques
 $H(t)$



Efforts tranchants
 $T = \sum H(t)$

On résume les forces sismiques $H(t)$, les efforts tranchants $T = \sum H(t)$ et les moments (t_m) en chaque niveau dans le tableau suivant:

Niveaux	0	1	2	3	4
H (t)	-	4,698	4,949	4,220	3,491
T (t)	25,876	4,698	9,647	13,868	17,359
M (tm)	614,249	0,000	13,483	41,170	80,971

5	6	7	8	9	10	11
2,804	2,145	1,562	1,042	0,609	0,281	0,074
20,163	22,308	23,870	24,912	25,521	25,802	25,876
130,792	188,659	252,683	321,19	392,688	465,933	539,985

Calcul des coefficients K_i et K'_i

$$K_1 = \frac{3Ei_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1) = 0,065 E$$

$$K'_1 = \frac{3Ei_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (b + l_2) = 0,125 E$$

$$K_2 = \frac{3Ei_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_2) = 0,444 E$$

$$K'_2 = \frac{3Ei_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) (b + l_3) = 0,680 E$$

Determination des rotations y'_i

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{h}{\Sigma EI} + T_{n-1} \frac{h^2}{\Sigma 2EI} - \Sigma (K + K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h}{\Sigma EI}$$

$$\frac{h}{\Sigma EI} = \frac{10,785}{E} ; \quad \frac{h^2}{\Sigma 2EI} = \frac{15,476}{E}$$

$$\Sigma (K + K') \frac{h}{\Sigma EI} = 14,177$$

Cette relation de récurrence nous permet d'écrire le système d'équations suivant :

$$y'_1 = y'_2 + M_1 \frac{10,785}{E} + T_1 \frac{15,476}{E} - 14,177 y'_1$$

$$y'_2 = y'_3 + M_2 \frac{10,785}{E} + T_2 \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + y'_2)$$

$$y'_3 = y'_4 + M_3 \frac{10,785}{E} + T_3 \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + y'_2 + y'_3)$$

⋮

$$y'_i = y'_{i+1} + M_i \frac{10,785}{E} + T_i \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_i)$$

⋮

$$y'_{10} = y'_{11} + M_{10} \frac{10,785}{E} + T_{10} \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{10})$$

$$y'_{11} = y'_{12} + M_{11} \frac{10,785}{E} + T_{11} \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{11})$$

A la base la rotation est nulle (Encastrement) $\Rightarrow y'_{12} = 0$

En remplaçant M_i et T_i par leurs valeurs on obtient :

$$y'_2 = 15,177 y'_1 - 72,706/E$$

$$y'_3 = 15,177 y'_2 + 14,177 y'_1 - 658,640/E$$

$$y'_4 = 15,177 y'_3 + 14,177 (y'_1 + y'_2) - 658,640/E$$

$$y'_5 = 15,177 y'_4 + 14,177 (y'_1 + y'_2 + y'_3) - 1141,920/E$$

$$y'_6 = 15,177 y'_5 + 14,177 (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_4) - 1722,634/E$$

$$y'_7 = 15,177 y'_6 + 14,177 (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_5) - 2379,926/E$$

$$y'_8 = 15,177 y'_7 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_6) - 3094,598/E$$

---/---

$$y'_9 = 15,177 y'_8 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_7) - 3849,572/E$$

$$y'_{10} = 15,177 y'_9 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_8) - 4636,994/E$$

$$y'_{11} = 15,177 y'_{10} + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_9) - 5424,399/E$$

$$y'_{12} = 15,177 y'_{11} + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_{10}) - 6224,195/E = 0$$

Système à 11 équations 11 inconnues. Résolu par ordinateur (Service informatique - ETC). Nous donnerons à la fin de ce chapitre le programme en langage BASIC)

Solutions du système :

$$y'_1 = 0,167073 \cdot 10^{-5}$$

$$y'_2 = 0,449462 \cdot 10^{-5}$$

$$y'_3 = 0,733571 \cdot 10^{-5}$$

$$y'_4 = 0,975024 \cdot 10^{-5}$$

$$y'_5 = 0,117239 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_6 = 0,132766 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_7 = 0,144410 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_8 = 0,152662 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_9 = 0,158899 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{10} = 0,158842 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{11} = 0,151687 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{12} = 0$$

les rotations cumulées sont :

$$y_1^* = 0,167073 \cdot 10^{-5}$$

$$y_2^* = 0,616535 \cdot 10^{-5}$$

$$y_3^* = 1,350106 \cdot 10^{-5}$$

$$y_4^* = 2,325130 \cdot 10^{-5}$$

$$y_5^* = 3,49752 \cdot 10^{-5}$$

$$y_6^* = 4,825180 \cdot 10^{-5}$$

$$y_7^* = 6,269280 \cdot 10^{-5}$$

$$y_8^* = 7,795900 \cdot 10^{-5}$$

$$y_9^* = 9,384890 \cdot 10^{-5}$$

$$y_{10}^* = 10,973310 \cdot 10^{-5}$$

$$y_{11}^* = 12,490180 \cdot 10^{-5}$$

Evaluation des moments

• Parements supérieurs des linteaux

$$M_n = M_{ext} - \sum (K+K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$$M_1 = 0 \quad ; \quad M_7 = 31,724 \text{ tm}$$

$$M_2 = 5,832 \text{ tm} \quad ; \quad M_8 = 34,101 \text{ tm}$$

$$M_3 = 12,937 \text{ tm} \quad ; \quad M_9 = 35,691 \text{ tm}$$

$$M_4 = 19,146 \text{ tm} \quad ; \quad M_{10} = 36,172 \text{ tm}$$

$$M_5 = 24,318 \text{ tm} \quad ; \quad M_{11} = 37,485 \text{ tm}$$

$$M_6 = 28,497 \text{ tm} \quad ; \quad M_{12} = 42,287 \text{ tm}$$

• Parements inférieurs des linteaux

$$M_1 = -7,651 \text{ tm} \quad ; \quad M_7 = -34,400 \text{ tm}$$

$$M_2 = -14,750 \text{ tm} \quad ; \quad M_8 = -35,807 \text{ tm}$$

$$M_3 = -20,655 \text{ tm} \quad ; \quad M_9 = -37,073 \text{ tm}$$

$$M_4 = -25,503 \text{ tm} \quad ; \quad M_{10} = -36,567 \text{ tm}$$

$$M_5 = -29,370 \text{ tm} \quad ; \quad M_{11} = -31,977 \text{ tm}$$

$$M_6 = -32,300 \text{ tm} \quad ; \quad M_{12} = +42,287 \text{ tm}$$

$$M_n = M_{ext} - \sum (K+K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n)$$

Repartition des moments sur les elements de refends

coefficient de repartition : $f_i = \frac{I_i}{\sum I_j}$

$$f_1 = \frac{I_1}{\sum I} = 6,097 \cdot 10^{-3}$$

$$f_2 = 0,141$$

$$f_3 = 0,8534$$

les moments sollicitant les 3 elements de refend sont donnés dans le tableau suivant :

Moments sollicitant les 3 elements de refend :

NIVEAU		M	M ₁	M ₂	M ₃	unité
1	M _{sup}	0,000	0,000	0,000	0,000	t.m
	M _{inf}	-7,651	-0,044	-1,079	-6,529	"
2	M _{sup}	5,832	0,036	0,822	4,977	"
	M _{inf}	-14,750	-0,090	-2,080	-12,588	"
3	M _{sup}	12,937	0,079	1,824	11,040	"
	M _{inf}	-20,655	-0,126	-2,912	-17,627	"
4	M _{sup}	19,146	0,117	2,700	16,339	"
	M _{inf}	-25,503	-0,155	-3,596	-21,764	"
5	M _{sup}	24,318	0,148	3,429	20,753	"
	M _{inf}	-29,370	-0,179	-4,141	-25,064	"
6	M _{sup}	28,497	0,174	4,018	24,319	"
	M _{inf}	-32,300	-0,197	-4,554	-27,565	"
7	M _{sup}	31,724	0,193	4,473	27,073	"
	M _{inf}	-34,400	-0,210	-4,850	-29,357	"
8	M _{sup}	34,101	0,208	4,808	29,102	"
	M _{inf}	-35,807	-0,218	-5,049	-30,558	"
9	M _{sup}	35,691	0,215	5,032	30,459	"
	M _{inf}	-37,073	-0,226	-5,227	-31,638	"
10	M _{sup}	36,567	0,221	5,100	30,869	"
	M _{inf}	-36,567	-0,223	-5,156	-31,206	"
11	M _{sup}	37,485	0,229	5,285	31,990	"
	M _{inf}	-31,977	-0,195	-4,509	-27,299	"
12 base	M _{sup}	42,287	0,258	5,962	36,088	"
	M _{inf}	42,287	0,258	5,962	36,088	"

Efforts tranchants et moments d'encastrement dans les linteaux

Linéau ①

$$F_i = \frac{6Ei_1 (l_1 + 2a + l_2)}{a^3} y_i'$$

$$F_1 = 0,850t$$

$$F_2 = 2,287t$$

$$F_3 = 3,733t$$

$$F_4 = 4,961t$$

$$F_5 = 5,965t$$

$$F_6 = 6,756t$$

$$F_7 = 7,348t$$

$$F_8 = 7,768t$$

$$F_9 = 8,085t$$

$$F_{10} = 8,082t$$

$$F_{11} = 7,718t$$

$$M_{e_i} = F_i \cdot \frac{a}{2} = 0,2 F_i$$

Linéau ②

$$F_i = \frac{6Ei_2 (l_2 + 2b + l_3)}{a^3} y_i'$$

$$F_1 = 2,537t$$

$$F_2 = 6,825t$$

$$F_3 = 11,139t$$

$$F_4 = 14,806t$$

$$F_5 = 17,803t$$

$$F_6 = 20,161t$$

$$F_7 = 21,929t$$

$$F_8 = 23,192t$$

$$F_9 = 24,129t$$

$$F_{10} = 24,120t$$

$$F_{11} = 23,034t$$

$$M_{e_i} = F_i \cdot \frac{b}{2} = 0,365 F_i$$

Nous résumons plus tard les valeurs des efforts tranchants et les moments d'encastrement dans les linteaux, dans un tableau.

Efforts verticaux (N) dans les éléments du refend.

$$N_1 = \sum F_1 ; \quad N_2 = \sum (F_2 - F_1) ; \quad N_3 = -\sum F_2$$

Nous donnons également les valeurs des efforts verticaux (N) de les éléments de refend, dans des tableaux.

On vérifie ; à la base du voile que :

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2 N_1 e_1 + 2 N_3 e_2 = M_{ext.}$$

1- Efforts tranchants et Moments d'encastrement dans les linteaux

Linteaux	Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	F (t)	0,850	2,287	3,733	4,961	5,965	6,756	7,348	7,768	8,085	8,082	7,718
	F _{cumulé}	0,850	3,137	6,870	11,831	17,796	24,552	31,900	39,668	47,753	55,835	63,553
	M (tm)	0,170	0,627	1,374	2,366	3,559	4,910	6,390	7,934	9,551	11,167	12,711
2	F (t)	2,537	6,825	11,139	14,806	17,803	20,161	21,929	23,192	24,129	24,120	23,034
	F _{cumulé}	2,537	9,362	20,501	35,307	53,110	73,271	95,200	118,382	142,511	166,631	189,665
	M (tm)	0,926	3,417	7,483	12,887	19,385	26,744	34,748	43,209	52,017	60,820	69,228

2- Efforts verticaux (N) dans les elements de refend

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F ₁ (t)	0,850	2,287	3,733	4,961	5,965	6,756	7,348	7,768	8,085	8,082	7,718
F ₂ (t)	2,537	6,825	11,139	14,806	17,803	20,161	21,929	23,192	24,129	24,120	23,034
N ₁ (t)	0,850	3,137	6,870	11,831	17,796	24,552	31,900	39,668	47,753	55,835	63,553
N ₂ (t)	1,687	6,225	13,631	23,476	35,314	49,719	63,300	78,714	94,758	110,796	126,112
N ₃ (t)	-2,537	-9,362	-20,501	-35,307	-53,110	-73,271	-95,200	-118,382	-142,511	-166,631	-189,665

Verif: $0,258 + 5,968 + 36,088 + 2 \times 63,553 \times 0,65 + 2 \times 189,665 \times 1,29 = 614,249 \approx 614,242$

Vt₉ et Vt₁₀

caracteristiques geometriques

$$l_1 = 0,35 \text{ m} ; I_1 = 7,146 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$l_2 = 0,50 \text{ m} ; I_2 = 2,083 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$l_3 = 7,54 \text{ m} ; I_3 = 7,144 \text{ m}^4$$

$$a = 0,83 \text{ m} ; i_1 = i_2 = 5,475 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$b = 0,93 \text{ m} ;$$

Efforts tranchants et Moments extérieurs en chaque niveau

NIV.	H (t)	T (t)	M (tm)
1	23,473	23,473	0,000
2	24,727	48,199	67,368
3	21,087	69,284	205,699
4	17,442	86,725	404,544
5	14,009	100,735	653,444
6	10,717	111,452	942,554
7	7,803	119,256	1262,421
8	5,205	124,461	1604,683
9	3,044	127,505	1961,886
10	1,404	128,909	2327,725
11	0,369	129,278	2697,794

à la base :

$$T = 129,278 \text{ t}$$

$$M = 3068,822 \text{ tm}$$

calcul des coefficients K_i et K'_i

$$K_1 = \frac{3Ei_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1) = 0,0851 E$$

$$K'_1 = \frac{3Ei_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_2) = 0,0959 E$$

$$K'_2 = \frac{3Ei_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3)(b + l_3) = 1,712 E$$

$$K_2 = \frac{3Ei_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3)(b + l_2) = 0,299 E$$

Les rotations :

$$y'_{n-1} = y'_{cn} + M_{n-1} \frac{0,402}{E} + T_{n-1} \frac{0,776}{E} - (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \cdot 0,876$$

d'où le système d'équations suivant :

$$y'_2 = 1,876 y'_1 - 13,520/E$$

$$y'_3 = 1,876 y'_2 - 0,876 y'_1 - 54,845/E$$

$$y'_4 = 1,876 y'_3 - 0,876 (y'_1 + y'_2) - 122,601/E$$

$$y'_5 = 1,876 y'_4 - 0,876 (y'_1 + y'_2 + y'_3) - 212,580/E$$

$$y'_6 = 1,876 y'_5 - 0,876 (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4) - 320,708/E$$

$$y'_7 = 1,876 y'_6 - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_5) - 443,103/E$$

$$y'_8 = 1,876 y'_7 - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_6) - 576,184/E$$

$$y'_9 = 1,876 y'_8 - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_7) - 716,772/E$$

$$y'_{10} = 1,876 y'_9 - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_8) - 862,121/E$$

$$y'_{11} = 1,876 y'_{10} - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_9) - 1010,037/E$$

$$y'_{12} = 1,876 y'_{11} - 0,876 (y'_1 + \dots + y'_{10}) - 1158,977/E = 0$$

Solutions du système :

$$y'_1 = 0,102417 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_2 = 0,153340 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_3 = 0,220009 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_4 = 0,284983 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_5 = 0,386657 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_6 = 0,341414 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_7 = 0,419405 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_8 = 0,437966 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_9 = 0,435684 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{10} = 0,399084 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{11} = 0,287364 \cdot 10^{-4}$$

Evaluation des moments

Paroi supérieure du linteau

$$M_n = M_{ext} - \sum (k+k')(y'_1 + \dots + y'_{n-1})$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -10,513 \text{ tm.}$$

$$M_3 = 11,214 \text{ tm.}$$

$$M_4 = 42,759 \text{ tm.}$$

$$M_5 = 74,950 \text{ tm.}$$

$$M_6 = 104,439 \text{ tm.}$$

$$M_7 = 130,282 \text{ tm.}$$

$$M_8 = 153,617 \text{ tm.}$$

$$M_9 = 177,993 \text{ tm.}$$

$$M_{10} = 212,421 \text{ tm.}$$

$$M_{11} = 278,907 \text{ tm.}$$

$$M_{12} = 431,416 \text{ tm.}$$

Paroi inférieure

$$M_n = M_{ext} - \sum (k+k')(y'_1 + \dots + y'_n)$$

$$M_1 = -77,881 \text{ tm.}$$

$$M_2 = -127,117 \text{ tm.}$$

$$M_3 = -156,086 \text{ tm.}$$

$$M_4 = -173,950 \text{ tm.}$$

$$M_5 = -184,671 \text{ tm.}$$

$$M_6 = -189,585 \text{ tm.}$$

$$M_7 = -188,645 \text{ tm.}$$

$$M_8 = -179,210 \text{ tm.}$$

$$M_9 = -153,527 \text{ tm.}$$

$$M_{10} = -91,062 \text{ tm.}$$

$$M_{11} = +60,388 \text{ tm.}$$

$$M_{12} = +431,416 \text{ tm.}$$

Repartition des moments sur les éléments du refend

$$f_i = \frac{I_i}{\sum I_i}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} f_1 = 10^{-4} \\ f_2 = 2,915 \cdot 10^{-4} \\ f_3 = 0,9997. \end{cases}$$

Nous résumons les moments dans les éléments de refend dans le tableau suivant :

Moments collectant les 3 elements de refend

Niveau	-	M	M ₁	M ₂	M ₃	Unité
1	M _{sup}	0,000	0,000	0,000	0,000	cm
	M _{inf}	-37,881	-0,008	-0,023	-37,858	"
2	M _{sup}	-10,513	-0,001	-0,003	-10,510	"
	M _{inf}	-127,417	-0,013	-0,037	-127,079	"
3	M _{sup}	11,214	0,001	0,003	11,211	"
	M _{inf}	-156,086	-0,016	-0,045	-156,039	"
4	M _{sup}	42,759	0,004	0,012	42,746	"
	M _{inf}	-173,950	-0,017	-0,051	-173,898	"
5	M _{sup}	74,950	0,007	0,022	74,928	"
	M _{inf}	-184,671	-0,018	-0,054	-184,616	"
6	M _{sup}	104,439	0,010	0,030	104,408	"
	M _{inf}	-189,585	-0,019	-0,055	-189,528	"
7	M _{sup}	130,282	0,013	0,038	130,243	"
	M _{inf}	-188,645	-0,019	-0,055	-188,588	"
8	M _{sup}	153,617	0,015	0,045	153,571	"
	M _{inf}	-179,210	-0,018	-0,052	-179,156	"
9	M _{sup}	177,993	0,018	0,052	177,940	"
	M _{inf}	-153,527	-0,015	-0,045	-153,481	"
10	M _{sup}	212,421	0,021	0,062	212,357	"
	M _{inf}	-91,062	-0,009	-0,027	-91,035	"
11	M _{sup}	278,907	0,028	0,081	278,823	"
	M _{inf}	60,388	0,006	0,018	60,370	"
12 base	M _{sup}	431,416	0,043	0,126	431,287	"
	M _{inf}	431,416	0,043	0,126	431,287	"

Efforts tranchants et moments d'encastrement dans les linteaux

Linéau ①

$$F_i = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y_i'$$

$$F_i = 502548,06 y_i'$$

$$\text{d'où : } F_1 = 5,147 t$$

$$F_2 = 7,706 t$$

$$F_3 = 11,057 t$$

$$F_4 = 14,322 t$$

$$F_5 = 17,158 t$$

$$F_6 = 19,431 t$$

$$F_7 = 21,077 t$$

$$F_8 = 21,996 t ; F_9 = 21,909 t$$

$$F_{10} = 20,056 t$$

$$F_{11} = 14,441 t$$

$$M_{e_i} = F_i \frac{a}{2} = 0,415 F_i$$

Linéau ②

$$F_i = \frac{6Ei_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y_i'$$

$$F_i = 1409043,839 y_i'$$

$$\text{d'où : } F_1 = 14,431 t$$

$$F_2 = 21,606 t$$

$$F_3 = 31,000 t$$

$$F_4 = 40,155 t$$

$$F_5 = 48,107 t$$

$$F_6 = 54,482 t$$

$$F_7 = 59,096 t$$

$$F_8 = 61,672 t$$

$$F_9 = 61,430 t$$

$$F_{10} = 56,233 t$$

$$F_{11} = 40,491 t$$

$$M_{e_i} = 0,465 F_i = F_i \frac{b}{2}$$

Efforts verticaux (N) dans les éléments de refend

$$N_1 = \sum F_1$$

$$N_2 = \sum (F_2 - F_1)$$

$$N_3 = - \sum F_2$$

À la base du voile on vérifie que :

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2 N_1 C_1 + 2 N_3 C_2 = M_{ext.}$$

————— 0 —————

Efforts tranchants et moments d'encastrement dans les linteaux

Linteaux	niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	F (t)	5,147	7,706	11,057	14,322	17,158	19,431	21,077	21,996	21,909	20,056	14,441
	F cumulée	5,147	12,853	23,910	38,232	55,390	74,821	95,898	117,894	139,803	159,859	174,30
	M (tm)	2,136	5,334	9,923	15,866	22,987	31,051	39,798	48,926	58,018	66,341	72,335
2	F (t)	14,431	21,606	31,000	40,155	48,107	54,482	59,096	61,672	61,430	56,233	40,491
	F cumulée	14,431	36,037	67,037	107,192	155,299	209,781	268,877	330,549	391,979	448,212	486,703
	M (tm)	6,710	16,757	31,172	49,844	72,214	97,541	125,028	153,705	182,270	208,419	227,247

Efforts verticaux (N) dans les elements de refend

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F₁ (t)	5,147	7,706	11,057	14,322	17,158	19,431	21,077	21,996	21,909	20,056	14,441
F₂ (t)	14,431	21,606	31,000	40,155	48,107	54,482	59,096	61,672	61,430	56,233	40,491
N₁ (t)	5,147	12,853	23,910	38,232	55,390	74,821	95,898	117,894	139,803	159,859	174,30
N₂ (t)	9,284	23,184	43,127	68,960	99,909	134,960	172,979	212,655	252,176	288,353	314,403
N₃ (t)	-14,431	-36,037	-67,037	-107,192	-155,299	-209,781	-268,877	-330,549	-391,979	-448,212	-486,703

Verif. : $431,416 + 2 \cdot 174,3 \cdot 0,628 + 2 \cdot 488,703 \cdot 2,475 = 3069,42t \approx 3068,822t = M_{ext}$

$V_{l9} ; V_{l5}$

- . Mêmes caractéristiques géométriques que V_{t8} .
- . Mais les moments et donc les rotations dans les différents niveaux différents.

Efforts tranchants et Moments extérieurs en chaque niveau

Niveaux	H (t)	T (t)	M (tm)
1	4,969	4,969	0,000
2	5,230	10,199	14,261
3	4,453	14,652	43,532
4	3,701	18,353	85,583
5	2,961	21,313	138,257
6	2,305	23,619	199,425
7	1,653	25,272	267,211
8	1,102	26,373	339,742
9	0,644	27,018	415,433
10	0,297	27,315	492,974
11	0,078	27,393	571,368
12 à la base	—	27,393	649,989

Détermination des K_i

$$K_1 = 0,065 E$$

$$K_2 = 0,444 E \quad (\text{voir } V_{t8})$$

$$K'_1 = 0,125 E$$

$$K'_2 = 0,680 E$$

les rotations y'_i

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{10,785}{E} + T_{n-1} \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + \dots + y'_{n-1})$$

d'où :

$$y'_2 = 15,177 y'_1 - 76,900/E$$

$$y'_3 = 15,177 y'_2 + 14,177 y'_1 - 311,645/E$$

$$y'_4 = 15,177 y'_3 + 14,177 (y'_1 + y'_2) - 696,247/E$$

$$y'_5 = 15,177 y'_4 + 14,177 (y'_1 + y'_2 + y'_3) - 1207,044/E$$

$$y'_6 = 15,177 y'_5 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_4) - 1820,943/E$$

$$y'_7 = 15,177 y'_6 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_5) - 2516,326/E$$

$$y'_8 = 15,177 y'_5 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_6) - 3272,98/E$$

$$y'_9 = 15,177 y'_6 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_7) - 4072,266/E$$

$$y'_{10} = 15,177 y'_9 + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_8) - 4898,575/E$$

$$y'_{11} = 15,177 y'_{10} + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_9) - 5739,452/E$$

$$y'_{12} = 15,177 y'_{11} + 14,177 (y'_1 + \dots + y'_{10}) - 6586,139/E$$

$$\text{avec } y'_{12} = 0$$

Solutions du système :

$$y'_1 = 0,146704 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_7 = 0,152883 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_2 = 0,475234 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_8 = 0,161551 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_3 = 0,775292 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_9 = 0,167028 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_4 = 0,103058 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{10} = 0,169409 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_5 = 0,123945 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{11} = 0,160655 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_6 = 0,140458 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{12} = 0$$

• Evaluation des moments

parement sup. des linteaux

$$M_n = M_{ext} - \Sigma (K+K') (y'_1 + \dots + y'_{n-1})$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 0,169 \text{ tm}$$

$$M_3 = 13,678 \text{ tm}$$

$$M_4 = 20,226 \text{ tm}$$

$$M_5 = 25,707 \text{ tm}$$

$$M_6 = 30,117 \text{ tm}$$

$$M_7 = 33,583 \text{ tm}$$

$$M_8 = 36,105 \text{ tm}$$

$$M_9 = 37,817 \text{ tm}$$

$$M_{10} = 38,871 \text{ tm}$$

$$M_{11} = 39,688 \text{ tm}$$

$$M_{12} = 44,740 \text{ tm}$$

Parement inférieur

$$M'_n = M_{ext} - \Sigma (K+K') (y'_1 + \dots + y'_n)$$

$$M'_1 = -8,092 \text{ tm}$$

$$M'_2 = -15,593 \text{ tm}$$

$$M'_3 = -21,825 \text{ tm}$$

$$M'_4 = -26,967 \text{ tm}$$

$$M'_5 = -31,051 \text{ tm}$$

$$M'_6 = -34,203 \text{ tm}$$

$$M'_7 = -36,426 \text{ tm}$$

$$M'_8 = -37,874 \text{ tm}$$

$$M'_9 = -38,670 \text{ tm}$$

$$M'_{10} = -38,706 \text{ tm}$$

$$M'_{11} = -33,881 \text{ tm}$$

$$M'_{12} = 44,740 \text{ tm}$$

Repartition des moments sur les elements de refend

$$f_i = \frac{I_i}{\Sigma I}$$

$$\text{d'où} \quad \therefore \quad f_1 = 6,097 \cdot 10^{-3}$$

$$f_2 = 0,141 \quad ; \quad f_3 = 0,8534$$

Moments sollicitant les 3 elements de refend

Niv.	-	M	M ₁	M ₂	M ₃	unité
1	M _{sup}	0,000	0,000	0,000	0,000	tm
	M _{inf}	-8,092	-0,049	-1,141	-6,906	"
2	M _{sup}	6,169	0,038	0,870	5,265	"
	M _{inf}	-15,593	-0,095	-2,199	-13,307	"
3	M _{sup}	13,678	0,093	1,929	11,673	"
	M _{inf}	-21,825	-0,133	-3,077	-19,625	"
4	M _{sup}	20,226	0,123	2,852	17,938	"
	M _{inf}	-31,051	-0,164	-3,802	-23,014	"
5	M _{sup}	25,707	0,157	3,625	21,938	"
	M _{inf}	-31,051	-0,189	-4,378	-26,499	"
6	M _{sup}	30,117	0,184	4,246	25,702	"
	M _{inf}	-34,203	-0,209	-4,823	-29,189	"
7	M _{sup}	33,593	0,205	4,735	29,660	"
	M _{inf}	-36,426	-0,222	-5,136	-31,086	"
8	M _{sup}	36,105	0,220	5,091	30,912	"
	M _{inf}	-37,874	-0,231	-5,340	-32,322	"
9	M _{sup}	37,817	0,231	5,332	32,273	"
	M _{inf}	-38,670	-0,236	-5,452	-33,001	"
10	M _{sup}	38,871	0,237	5,481	33,173	"
	M _{inf}	-38,706	-0,236	-5,458	-33,032	"
11	M _{sup}	39,688	0,242	5,596	33,870	"
	M _{inf}	-33,881	-0,207	-4,777	-28,914	"
12	M _{sup}	44,740	0,273	6,308	38,181	"
	base M _{inf}	44,740	0,273	6,308	38,181	"

Efforts tranchants et moments d'encastrement dans les linteaux

Linteaux	niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	F (t)	0,899	2,418	3,945	5,244	6,307	7,147	7,779	8,220	8,499	8,620	8,175
	F cumulée	0,899	3,317	7,262	12,506	18,813	25,960	33,739	41,959	50,458	59,078	67,253
	M (tm)	0,190	0,663	1,452	2,501	3,763	5,192	6,748	8,392	10,092	11,816	13,451
2	F (t)	2,683	7,217	11,773	15,650	18,821	21,329	23,216	24,532	25,363	25,725	24,396
	F cumulée	2,683	9,900	21,673	37,323	56,144	77,473	100,689	125,221	150,584	179,309	200,705
	M (tm)	0,979	3,614	7,911	13,623	20,493	29,278	36,751	45,706	54,963	64,353	73,257

Efforts verticaux (N) dans les elements de refend

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F₁ (t)	0,899	2,418	3,945	5,244	6,307	7,147	7,779	8,220	8,499	8,620	8,175
F₂ (t)	2,683	7,217	11,773	15,650	18,821	21,329	23,216	24,532	25,363	25,725	24,396
N₁ (t)	0,899	3,317	7,262	12,506	18,813	25,960	33,739	41,959	50,458	59,078	67,253
N₂ (t)	1,784	6,583	14,411	24,817	37,331	51,513	66,950	83,262	100,126	117,231	133,432
N₃ (t)	-2,683	-7,217	-11,773	-15,650	-18,821	-21,329	-23,216	-24,532	-25,363	-25,725	-24,396

Verification : $M_1 + M_2 + M_3 + 2 N_1 C_1 + 2 N_3 C_2 = 650,013 \text{ tm} \approx M_{ext} = 649,999$

V_{t11}

. Mêmes caractéristiques géométriques que V_{t8}

Efforts tranchants et moments extérieurs en chaque niveau

Niveaux	H (t)	T (t)	M (tm)
1	4,208	4,208	0,0001
2	4,434	8,645	12,080
3	3,781	12,423	36,891
4	3,128	15,551	72,545
5	2,512	18,063	117,176
6	1,922	19,975	169,017
7	1,399	21,314	226,374
8	0,933	22,317	277,746
9	0,546	22,763	351,796
10	0,252	23,115	417,413
11	0,066	23,191	473,753
12 (base)	—	23,191	550,292

. Les rotations y_i

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{10,785}{E} + T_{n-1} \frac{15,476}{E} - 14,177 (y'_1 + \dots + y'_{n-1})$$

Solutions du système :

$$y'_1 = 0,149633 \cdot 10^{-5} ;$$

$$y'_2 = 0,402773 \cdot 10^{-5} ;$$

$$y'_3 = 0,657243 \cdot 10^{-5} ;$$

$$y'_4 = 0,873476 \cdot 10^{-5} ;$$

$$y'_5 = 0,105028 \cdot 10^{-4} ;$$

$$y'_6 = 0,118931 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_7 = 0,129368 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_8 = 0,136701 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_9 = 0,143340 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{10} = 0,143359 \cdot 10^{-4}$$

$$y'_{11} = 0,135953 \cdot 10^{-4} ; y'_{12} = 0$$

Moments sollicitant les 3 elements de refend

Niv.	—	M	M ₁	M ₂	M ₃	Unité
1	M _{sup}	0,000	0,000	0,000	0,000	t·m
	M _{inf}	-6,852	-0,042	-0,966	-5,847	"
2	M _{sup}	5,228	0,032	0,737	4,462	"
	M _{inf}	-13,216	-0,081	-1,863	-11,279	"
3	M _{sup}	11,595	0,071	1,635	9,895	"
	M _{inf}	-18,502	-0,113	-2,609	-15,790	"
4	M _{sup}	17,152	0,105	2,418	14,638	"
	M _{inf}	-22,848	-0,139	-3,222	-19,498	"
5	M _{sup}	21,783	0,133	3,071	18,590	"
	M _{inf}	-26,312	-0,160	-3,710	-22,455	"
6	M _{sup}	25,529	0,156	3,600	21,786	"
	M _{inf}	-28,936	-0,176	-4,080	-24,694	"
7	M _{sup}	28,421	0,173	4,007	24,254	"
	M _{inf}	-30,821	-0,188	-4,346	-26,303	"
8	M _{sup}	30,551	0,186	4,308	26,072	"
	M _{inf}	-32,048	-0,195	-4,519	-27,350	"
9	M _{sup}	32,002	0,195	4,512	27,311	"
	M _{inf}	-32,722	-0,200	-4,614	-27,925	"
10	M _{sup}	32,895	0,201	4,638	28,073	"
	M _{inf}	-32,753	-0,200	-4,618	-27,951	"
11	M _{sup}	33,597	0,205	4,736	28,663	"
	M _{inf}	-28,670	-0,175	-4,042	-24,467	"
12	M _{sup}	37,859	0,231	5,338	32,309	"
	base M _{inf}	37,859	0,231	5,338	32,309	"

Efforts tranchants et moments d'encastrement dans les Linteaux

Linteaux	Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	F (t)	0,762	2,049	3,344	4,445	5,344	6,052	6,583	6,956	7,192	7,295	6,918
	F cumulée	0,762	2,811	6,155	10,600	15,944	21,996	28,579	35,535	42,727	50,022	56,940
	M (tm)	0,152	0,562	1,231	2,120	3,187	4,399	5,716	7,107	8,545	10,004	11,388
2	F (t)	2,273	6,116	9,980	13,264	15,949	18,061	19,645	20,758	21,463	21,769	20,645
	F cumulée	2,273	8,389	18,369	31,633	47,582	65,643	85,288	106,046	127,509	149,278	169,923
	M (tm)	0,830	3,062	6,705	11,546	17,367	23,960	31,130	38,707	46,541	54,486	62,022

Efforts verticaux (N) dans les elements de refend

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F₁ (t)	0,762	2,049	3,344	4,445	5,344	6,052	6,583	6,956	7,192	7,295	6,918
F₂ (t)	2,273	6,116	9,980	13,264	15,949	18,061	19,645	20,758	21,463	21,769	20,645
N₁ (t)	0,762	2,811	6,155	10,600	15,944	21,996	28,579	35,535	42,727	50,022	56,940
N₂ (t)	3,035	5,578	12,214	21,033	31,638	43,647	56,709	70,511	84,782	99,256	112,983
N₃ (t)	-2,273	-6,116	-9,980	-13,264	-15,949	-18,061	-19,645	-20,758	-21,463	-21,769	-20,645

Verification: $M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1C_1 + 2N_3C_2 = 550,212 = M_{ext}$.

CHARGES VERTICALES

les charges verticales sont la combinaison des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation S .

le RPA néglige les charges sismiques verticales, elles ne seront donc pas prises en considération.

NB: Pour les voiles avec 2 files d'ouvertures, il est à noter que les charges verticales ne sont pas centrées. d'où l'existence des moments au niveau des trumeaux dus essentiellement à l'excentrement de la charge verticale de la ligne moyenne du trumeau.

Cet excentrement est dû à la participation des linteaux au transport de ces charges.

En fait, dans notre cas, ces excentrement ne provoquent que des moments négligeables, ce qui nous a incité à supposer que les charges verticales sont centrées.

Théorie de DAVIDOVICI:

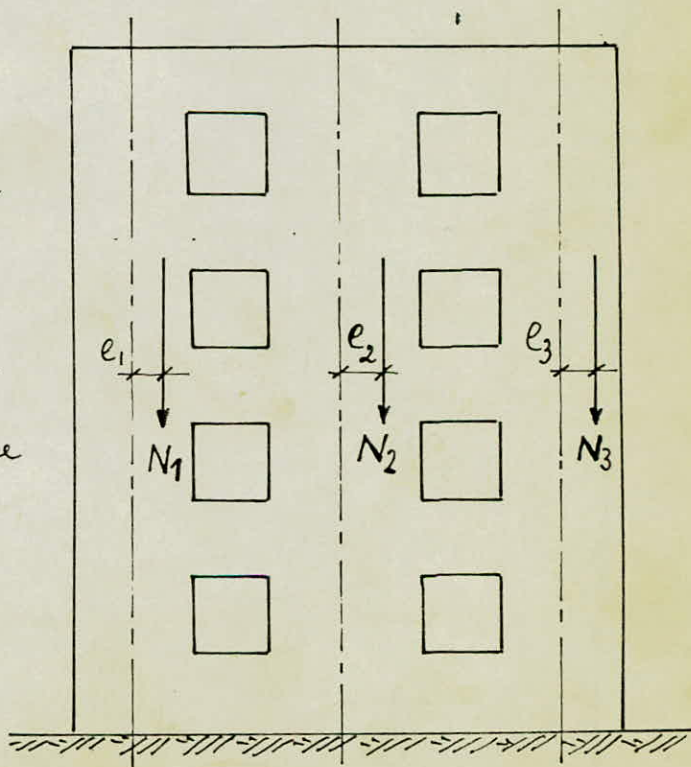
cette théorie est clairement expliquée dans l'ouvrage de M. DIVERS

les excentricités e_i seront déterminées par la statique

$$M_1 = N_1 \cdot e_1$$

$$M_2 = N_2 \cdot e_2$$

$$M_3 = N_3 \cdot e_3$$



charges verticales revenant ...
.. à chaque voile

les charges sont données par metre lineaire.

1. Voiles : V_{t1} ; V_{t7} ; V_{l1} ; V_{l6}

• Niveau terrasse

$$P. \text{ plancher} = \frac{5,33 + 2,26}{4} \times 3,07 \times \frac{0,615}{5,33} = 0,672 \text{ t/ml}$$

$$P. \text{ Acrotère} = \frac{5,33 \times 0,368}{5,33} = 0,368 \text{ t/ml}$$

$$\text{surcharge} = \frac{5,33 + 2,26}{4} \times 3,07 \times \frac{0,1}{5,33} = 0,109 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } G = 1,040 \text{ t/ml} ; P = 0,109 \text{ t/ml}$$

• Niveaux 10, 9, ..., 1, RDC

$$P. \text{ plancher} = 0,611 \text{ t/ml}$$

$$P.P \text{ du voile} = \frac{7,821}{5,33} = 1,467 \text{ t/ml}$$

$$\text{surcharge} = A. \frac{0,175}{5,33} = 0,191 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } G = 2,078 \text{ t/ml} ; P = 0,191 \text{ t/ml}$$

NB: pour les autres voiles on se limite à donner uniquement les résultats.

2. Voiles : V_{t2} ; V_{t6} ; V_{l2} ; V_{l7}

$$\text{• Niveau terrasse : } \begin{cases} G = 1,344 \text{ t/ml} \\ P = 0,218 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{• Niveaux 10, 9, ..., 1, RDC : } \begin{cases} G = 2,689 \text{ t/ml} \\ P = 0,382 \text{ t/ml} \end{cases}$$

3. Voiles : V_{t3} ; V_{t5}

$$\text{• terrasse : } G = 1,548 \text{ t/ml} ; P = 0,238 \text{ t/ml}$$

$$\text{• Niveaux 10, 9, ..., 1, RDC : } \begin{cases} G = 2,68 \text{ t/ml} \\ P = 0,451 \text{ t/ml} \end{cases}$$

4. Voile : VL4

terrasse : $G = 1,529 \text{ t/ml}$; $P = 0,235 \text{ t/ml}$

Niveaux : 10, 9, ..., 1, RDC } $G = 2,598 \text{ t/ml}$
 $P = 0,473 \text{ t/ml}$

5. VL8 ; VL11 ; VL5 ; VL9

terrasse : $G = 1,341 \text{ t/ml}$; $P = 0,201 \text{ t/ml}$

Niveaux 10, 9, ..., 1, RDC : $G = 2,317 \text{ t/ml}$; $P = 0,352 \text{ t/ml}$

6. VL9 ; VL10

terrasse : $G = 0,918 \text{ t/ml}$; $P = 0,122 \text{ t/ml}$

Niveaux 10, 9, ..., 3, 2 : $G = 1,915 \text{ t/ml}$; $P = 0,226 \text{ t/ml}$

Niveaux 1, RDC : $G = 2,063 \text{ t/ml}$; $P = 0,273 \text{ t/ml}$

7. VL3 ; VL8

terrasse : $G = 1,525 \text{ t/ml}$; $P = 0,235 \text{ t/ml}$

Niveaux 10, 9, ..., 1, RDC : $G = 2,66 \text{ t/ml}$; $P = 0,445 \text{ t/ml}$

8. VL4

terrasse : $G = 1,249 \text{ t/ml}$; $P = 0,193 \text{ t/ml}$

N^x 10, 9, ..., 1, RDC : $G = 2,337 \text{ t/ml}$; $P = 0,363 \text{ t/ml}$

9. VL12 ; VL13 ; VL10 ; VL11

tout soumis uniquement à leurs poids propres

$$\text{P.P. du voile} = \frac{1,911}{1,40} = 1,365 \text{ t/ml}$$

Voiles avec 2 files d'ouvertures

Pour les voiles avec 2 files d'ouvertures, on va déterminer l'effort normal revenant à chaque (ou) trumeau.

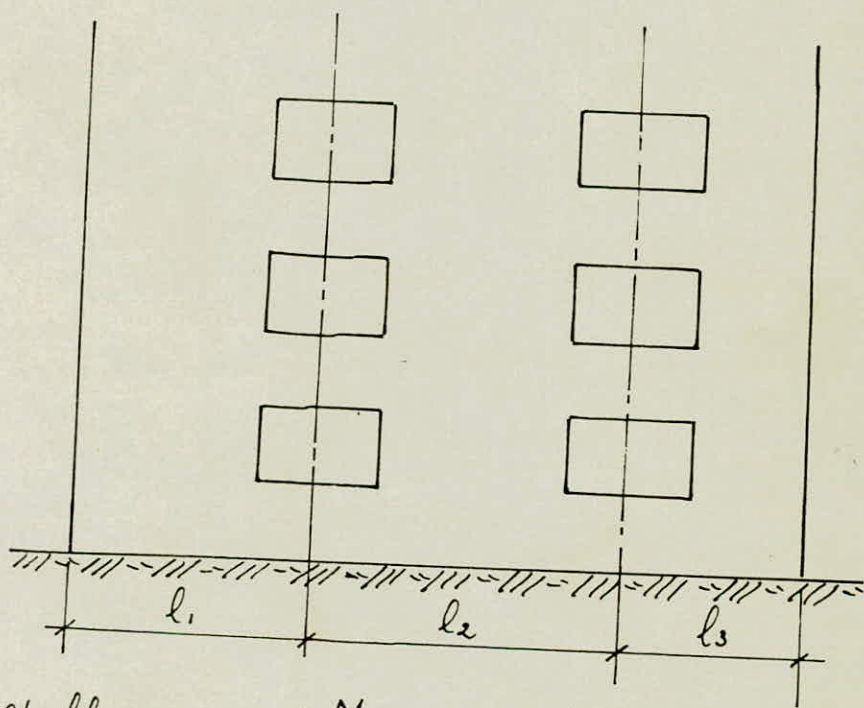
F_i = charge verticale revenant à chaque trumeau.

$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l}$$

F : charge verticale revenant à tout le voile

l : longueur totale du voile

l_i = longueur du trumeau i + $\frac{1}{2}$ longueur du linteau



l'effort normal N_j dans le trumeau, dû aux forces $N_i = F_i$ est la somme de toutes les forces F_i du sommet jusqu'à l'étage considéré (cumul).

$$N_j = \sum_{k=1}^i F_k$$

pour chaque voile, nous résumons les résultats dans un tableau.

CHARGES VERTICALES

V_{t_1} ; V_{t_7} ; V_{l_1} ; V_{l_6}

charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
G	$F_i(t)$	5,543	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076	11,076
	$N_i(t)$	5,543	16,619	27,695	36,771	49,847	60,923	71,999	83,075	94,151	105,227	116,303	127,379
P	$F_i(t)$	0,581	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018	1,018
	$N_i(t)$	0,581	1,599	2,617	3,635	4,653	5,671	6,689	7,707	8,725	9,743	10,761	11,779

V_{t_2} ; V_{t_6} ; V_{l_2} ; V_{l_7}

charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
G	$F_i(t)$	7,164	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332	14,332
	$N_i(t)$	7,164	21,496	35,828	50,160	64,492	78,824	93,156	107,488	121,820	136,152	150,484	164,816
P	$F_i(t)$	1,162	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036	2,036
	$N_i(t)$	1,162	3,198	5,234	7,270	9,306	11,342	13,378	15,414	17,450	19,486	21,522	23,558

charges verticales

Voiles : V_{t3} et V_{t5}

charge	Effort	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R0c
G	F_i (t)	11,873	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556	20,556
	N_i (t)	11,873	32,429	52,985	73,541	94,097	114,653	135,209	155,765	176,321	196,877	217,433	237,989
P	F_i (t)	1,825	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459	3,459
	N_i (t)	1,825	5,284	8,743	12,202	15,661	19,120	22,579	26,038	29,497	32,956	36,415	39,874

Voile : V_{t4}

charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	R0c
G	F_i	13,256	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525	22,525
	N_i	13,256	35,781	58,306	80,831	103,356	125,881	148,406	170,931	193,456	215,981	238,506	261,031
P	F_i	2,037	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101	4,101
	N_i	2,037	6,138	10,239	14,340	18,441	22,542	26,643	30,744	34,845	38,946	43,047	47,148

CHARGES VERTICALES

Voiles : vl₃ ; vl₈

charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
G	Fi (t)	11,697	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402	20,402
	Ni (t)	11,697	32,099	52,501	72,903	93,305	113,707	134,109	154,511	174,913	195,315	215,717	236,119
P	Fi (t)	1,802	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413	3,413
	Ni (t)	1,802	5,215	8,628	12,041	15,454	18,867	22,280	25,693	29,106	32,519	35,932	39,345

Voiles : vl₁ ; vl₄

charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
G	Fi (t)	25,530	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768	47,768
	Ni (t)	25,530	73,298	121,066	168,834	216,602	264,37	312,138	359,906	407,674	455,442	503,210	550,978
P	Fi (t)	3,945	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420	7,420
	Ni (t)	3,945	11,365	18,785	26,205	33,625	41,045	48,465	55,885	63,305	70,725	78,145	85,565

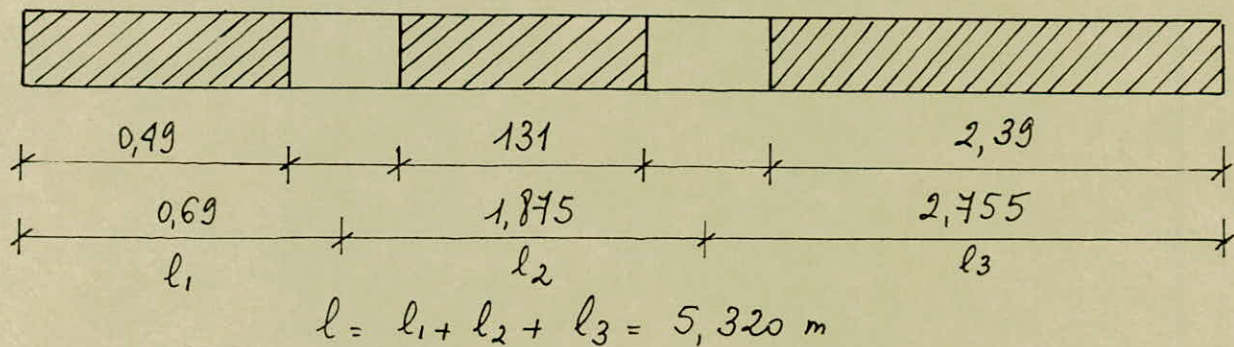
Voiles : $V_{t_{12}}$; $V_{t_{13}}$; $V_{l_{10}}$; $V_{l_{11}}$ (P=0)

CHARGE	EFFORT	11	10	09	08	07	06
G	$F_i(t)$	1,911	1,911	1,911	1,911	1,911	1,911
	$N_i(t)$	1,911	3,822	5,733	7,644	9,555	11,466

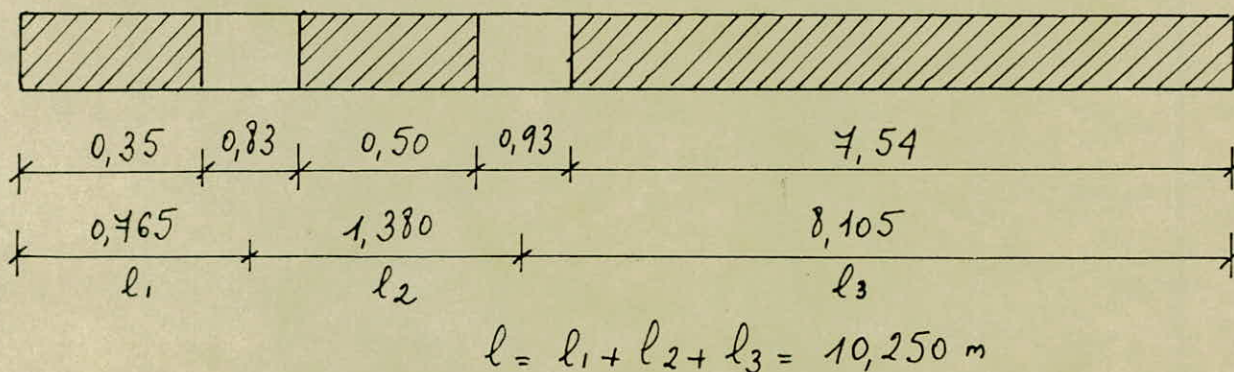
	05	04	03	02	01	ROC
	1,911	1,911	1,911	1,911	1,911	1,911
	13,347	15,288	17,199	19,110	21,021	22,932

VOILES AVEC OUVERTURES

Voiles : V_{t_8} ; $V_{t_{11}}$; V_{l_5} ; V_{l_9}



Voiles : V_{t_3} et $V_{t_{10}}$



Voiles avec ouvertures - charges verticales

Voiles : V_{t8} ; V_{t11} ; V_{t5} ; V_{t9}

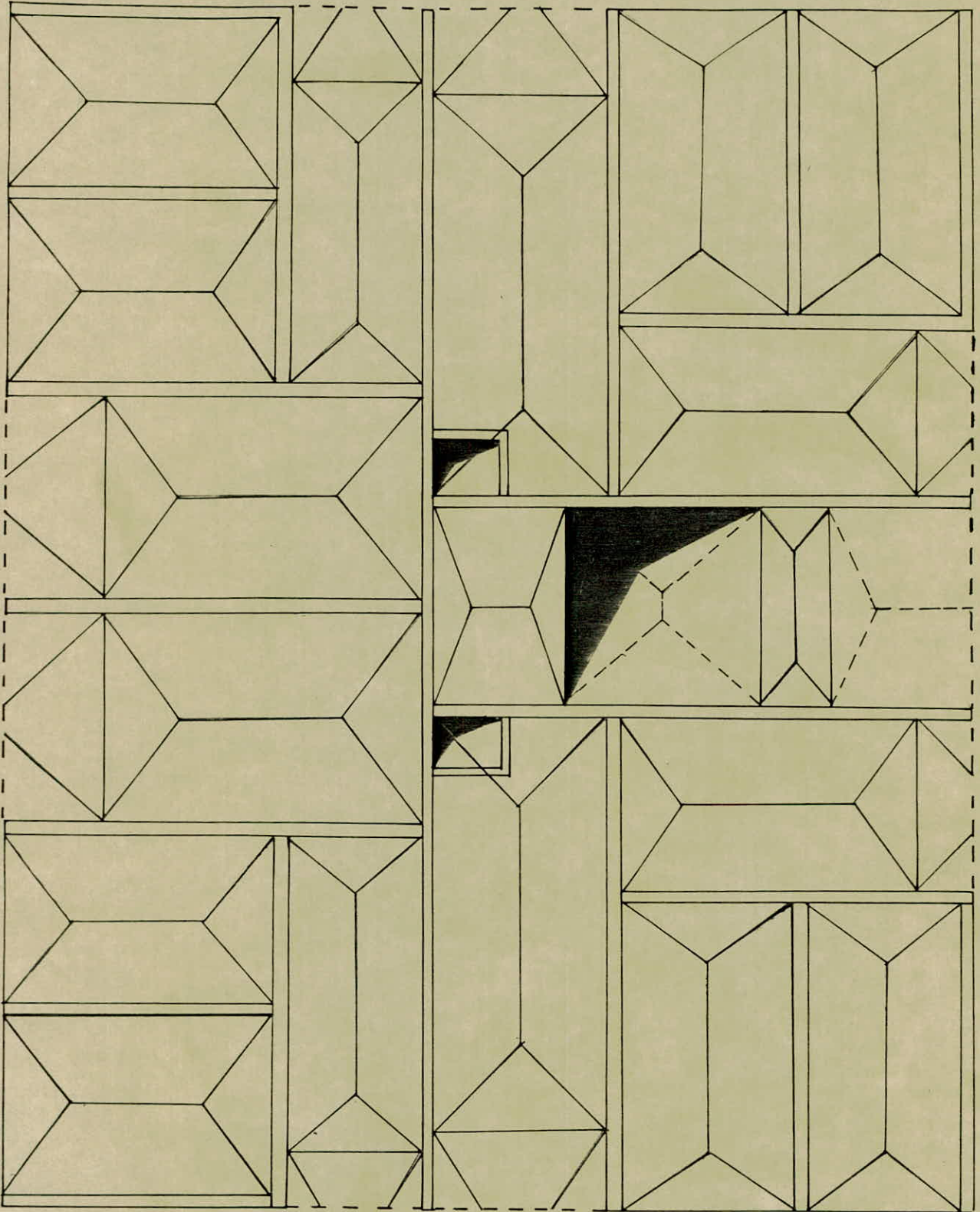
170

Elements	charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	
Trumeau ①	G	F_i	0,927	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	1,599	
		N_i	0,927	2,526	4,125	5,724	7,323	8,922	10,521	12,120	13,719	15,318	16,917	18,516	
	P	F_i	0,139	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243
		N_i	0,139	0,382	0,625	0,868	1,111	1,354	1,597	1,840	2,083	2,326	2,569	2,812	
Trumeau ②	G	F_i	2,514	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	4,344	
		N_i	2,514	6,858	11,202	15,546	19,890	24,234	28,578	32,922	37,266	41,610	45,954	50,298	
	P	F_i	0,377	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	0,660	
		N_i	0,377	1,037	1,697	2,357	3,017	3,677	4,337	4,997	5,657	6,317	6,977	7,637	
Trumeau ③	G	F_i	3,694	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	6,383	
		N_i	3,694	10,077	16,460	22,843	29,226	35,609	41,992	48,375	54,758	61,141	67,524	73,907	
	P	F_i	0,554	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	
		N_i	0,554	1,524	2,494	3,464	4,434	5,404	6,374	7,344	8,314	9,284	10,254	11,224	

Voiles avec ouvertures - charges verticales

Voiles: V_{E3} ; V_{E10}

Elements	charge	Effort	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	
Trumeau ①	G	F_i	0,702	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	1,465	
		N_i	0,702	2,167	3,632	5,097	6,562	8,027	9,492	10,957	12,422	13,887	15,465	15,465	
	P	F_i	0,099	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173	0,173
		N_i	0,099	0,272	0,445	0,618	0,791	0,964	1,137	1,310	1,483	1,656	1,865	1,865	
Trumeau ②	G	F_i	1,267	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	2,643	
		N_i	1,267	3,910	6,553	9,196	11,939	14,482	17,125	19,768	22,411	25,054	27,901	27,901	
	P	F_i	0,178	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	
		N_i	0,178	0,490	0,902	1,114	1,426	1,738	2,050	2,362	2,674	2,986	3,363	3,363	
Trumeau ③	G	F_i	7,349	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	15,330	16,514	
		N_i	7,349	22,679	38,009	53,339	68,669	83,999	99,329	114,659	129,989	145,319	161,833	161,833	
	P	F_i	1,033	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	1,809	2,185
		N_i	1,033	2,842	4,651	6,460	8,269	10,078	11,887	13,696	15,505	17,314	19,499	19,499	

Repartition des charges verticales

SUPERPOSITION DES CHARGES et SURCHARGES

Les sollicitations à prendre en compte sont:

- * Sollicitations du 1^{er} genre : $G + 1,2P$
- * Sollicitations du 2^e genre : $\begin{cases} G + P + E \\ 0,8G + E \end{cases}$

G = charges permanentes.

P : surcharges d'exploitation.

E : seisme horizontal.

- Le seisme horizontal peut agir dans un sens, comme il peut agir dans l'autre d'où :

$$G + P + \vec{E} ; G + P + \overleftarrow{E}$$

$$0,8G + \vec{E} ; 0,8G + \overleftarrow{E}$$

- Sollicitations du 1^{er} genre → les sections sont soumises à la compression.

- Sollicitations du 2^e genre → les sections sont soumises à la flexion composée.

- Seul le seisme horizontal provoque des moments dans les refends

I. Voiles pleins

- On étudie les voiles pleins puis les voiles avec ouvertures

• Les résultats seront donnés directement dans des tableaux.

- G et P et E (moments) sont déjà calculés pour chaque voile (voir chap. précédents).

$$V_{t_1} - V_{t_7}$$

Combinaison	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	5,543	16,619	27,695	38,771	49,847	60,923	71,999	83,075	94,151	105,227	116,303	127,379
P (t)	0,581	1,599	2,617	3,635	4,653	5,671	6,689	7,707	8,725	9,743	10,761	11,779
G+1,2P (t)	6,240	18,538	30,835	43,133	55,431	67,728	80,026	92,323	104,621	119,919	129,216	141,514
G+P (t)	6,124	18,218	30,312	42,406	54,500	66,594	78,688	90,712	102,876	114,970	127,064	139,158
0,8G (t)	4,434	13,295	22,156	31,017	39,878	48,738	57,599	66,460	75,321	84,182	93,042	101,903
E (tm)	0,000	23,009	70,255	138,168	223,177	321,919	431,166	548,061	670,059	795,042	921,402	1048,124

$$V_{t_1} - V_{t_6}$$

Seules les valeurs de E different du tableau ci-dessus.

E (tm)	0,000	28,407	109,015	163,596	262,338	376,639	503,054	638,156	779,047	923,325	1069,164	1215,413
---------------	-------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------	----------

$$V_{t2} - V_{t6}$$

combinaison	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	7,146	21,496	35,828	50,160	64,492	78,824	93,156	107,488	121,820	136,152	150,484	164,816
P (t)	1,162	3,198	5,234	7,270	9,306	11,342	13,376	15,414	17,450	19,486	21,522	23,558
G+1,2P	1,540	25,334	42,109	58,884	75,659	92,434	109,210	125,985	142,760	159,535	176,308	193,086
G + P	1,308	24,694	41,062	57,430	73,798	90,166	106,534	122,902	139,270	155,638	172,006	188,374
0,8 G	5,717	17,197	28,662	40,128	51,594	63,059	74,525	85,990	97,456	108,922	120,387	131,853
E (tm)	0,000	1,612	26,510	52,136	78,214	121,473	162,965	206,704	252,838	299,991	347,678	395,495

$$V_{L2} - V_{L7}$$

Seules les valeurs de E diffèrent du tableau ci-dessus.

E (tm)	0,000	10,401	40,800	62,423	100,843	145,463	194,910	247,819	303,035	359,600	416,758	474,081
--------	-------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Vt3 - Vt5

Comb.	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	11,873	32,429	52,985	73,541	94,097	114,653	135,209	155,767	176,321	196,877	217,433	237,889
P (t)	1,825	5,284	8,743	12,202	15,661	19,120	22,579	26,038	29,497	32,956	36,415	39,874
G+1,2P	14,063	38,770	63,477	88,183	112,890	137,597	162,304	187,065	211,717	236,424	261,131	285,838
G+P	13,698	37,713	61,728	85,743	109,758	133,773	157,788	181,803	205,812	229,833	253,848	277,863
0,8 G	9,498	25,943	42,388	58,833	75,278	91,722	108,167	124,612	141,057	157,502	173,946	190,391
E (tm)	0,000	46,170	140,977	277,256	447,843	645,985	865,207	1099,771	1344,586	1595,381	1748,940	2103,225

Vt4

comb.	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	13,256	35,781	58,306	80,831	103,356	125,881	148,406	170,931	193,456	215,981	238,506	261,031
P (t)	2,037	6,138	10,239	14,340	18,441	22,542	26,643	30,744	34,845	38,946	43,047	47,148
G+1,2P	15,700	43,147	70,593	98,039	125,495	152,931	180,378	207,824	235,270	262,716	290,162	317,609
G+P	15,293	41,919	68,545	95,171	121,797	148,423	175,049	201,675	228,301	254,927	281,553	308,179
0,8 G	10,605	28,625	46,645	64,665	82,685	100,705	118,725	136,745	154,765	172,785	190,805	208,825
E (tm)	0,000	61,341	83,856	368,359	595,00	857,734	1148,476	1459,610	1784,434	2117,213	2453,663	2791,078

$$Vl_3 - Vl_8$$

comb.	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	11,697	32,099	52,501	72,903	93,305	113,707	134,109	154,511	174,913	195,313	215,717	236,119
P (t)	1,702	5,215	8,628	12,041	15,454	18,867	22,280	25,693	29,106	32,519	35,932	39,345
G+1,2 P	13,399	37,314	61,129	84,944	108,759	132,574	156,389	180,204	204,019	227,834	251,649	275,464
G + P	13,499	37,314	61,129	84,944	108,759	132,574	156,389	180,204	204,019	227,834	251,649	275,464
0,8 G	9,358	25,679	42,001	58,322	74,644	90,966	107,287	123,609	139,930	156,252	172,574	188,895
E (tm)	0,000	53,772	164,150	305,500	521,341	752,003	1007,614	1281,113	1566,535	1958,931	2454,543	2450,157

$$Vl_4' - Vl_4''$$

comb.	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	25,530	73,298	121,066	168,834	216,602	264,370	312,138	359,906	407,674	455,442	503,210	550,978
P (t)	3,945	11,365	18,785	26,205	33,625	41,045	48,465	55,885	63,305	70,725	78,145	85,565
G+1,2 P	30,264	86,936	143,609	200,280	256,952	313,624	370,296	426,968	483,640	540,312	596,984	653,656
G + P	29,475	84,663	139,851	195,039	250,227	305,415	360,603	415,791	470,979	526,167	581,355	636,543
0,8 G	20,424	58,638	96,853	135,067	173,282	211,496	249,710	287,925	326,139	364,354	402,568	440,782
E (tm)	0,000	76,244	232,749	457,584	739,209	1067,540	1428,69	1818,274	2221,185	2635,751	3054,897	3475,266

177

$$V_{t_{10}} - V_{t_{11}}$$

Pour ces 2 voiles $P=0$

Effort	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	1,911	3,822	5,733	7,644	9,555	11,466	13,377	15,288	17,199	19,110	21,021	22,932
OBG	1,529	3,058	4,586	6,111	7,644	9,173	10,702	12,230	13,759	15,288	16,817	18,346
E (tm)	0,000	0,313	0,953	1,871	3,022	4,360	5,840	7,425	9,078	10,771	12,485	14,205

$$V_{t_{12}} - V_{t_{13}}$$

Seules les valeurs de E different du tableau ci-dessus.

		→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	
E (tm)	0,000	0,276	0,378	1,662	3,877	5,195	6,604	8,073	9,580	11,104	12,634	

↑
2,686

NB: E = 2,686 tm au niveau 7
 E = 3,877 tm " " 8
 E = 5,195 tm " " 9 etc...

II. Voiles avec ouvertures

Même chose que pour les voiles pleines, seulement les efforts sismiques engendrent des efforts normaux dans les trumeaux.

V_{t8} : trumeau ①

Combinaison	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	0,927	2,526	4,125	5,724	7,323	8,922	10,521	12,120	13,719	15,318	16,917	18,516
P (t)	0,139	0,312	0,625	0,968	1,111	1,354	1,597	1,840	2,083	2,326	2,569	2,812
E (t)	0,950	3,137	6,870	11,831	17,796	24,552	31,900	39,668	47,753	55,835	63,553	71,271
G+1,2P	1,094	2,994	4,875	6,766	8,656	10,547	12,437	14,328	16,219	18,109	20,000	21,890
G+P+E	1,916	6,045	11,620	18,423	26,230	34,828	44,018	53,628	63,555	73,479	83,039	92,599
G+P+E	0,216	-0,229	-2,120	-5,239	-9,362	-14,276	-19,782	-25,708	-31,951	-38,191	-44,040	-49,943
0,8G+E	1,592	5,158	10,170	16,410	23,654	31,690	40,317	49,364	58,728	68,089	77,087	86,084
0,8G+E	-0,108	-1,116	-3,570	-7,252	-11,938	-17,414	-23,483	-29,972	-36,778	-43,581	-50,019	-56,458

Vt8 (suite)

combinaisons		11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Trumeau ②	G (t)	2,514	6,858	11,202	15,546	19,890	24,234	28,578	32,922	37,266	41,610	45,954	50,298
	P (t)	0,377	1,037	1,697	2,357	3,017	3,677	4,337	4,997	5,657	6,317	6,977	7,637
	E (t)	1,687	6,225	13,631	23,476	35,314	48,719	63,300	78,714	94,758	110,796	126,112	141,428
	G+1,2P	2,966	9,267	13,237	18,590	23,510	28,646	33,782	38,918	44,054	49,190	54,326	59,462
	G+P+ \vec{E}	4,578	14,120	26,530	41,390	58,221	76,630	96,215	116,633	137,681	158,723	179,043	199,369
	G+P+ \overleftarrow{E}	1,204	1,670	-0,732	-5,572	-12,407	-20,808	-30,385	-40,795	-51,935	-62,869	-73,181	-83,493
	0,8G+ \vec{E}	3,698	11,551	22,593	35,913	51,226	68,106	86,162	105,052	124,571	144,084	162,975	181,666
	0,8G+ \overleftarrow{E}	0,324	-0,899	-4,669	-11,039	-19,402	-29,332	-40,439	-52,376	-64,945	-77,508	-89,349	-101,190
Trumeau ③	G (t)	3,694	10,077	16,460	22,843	29,226	35,609	41,992	48,375	54,758	61,141	67,524	73,907
	P (t)	0,554	1,524	2,494	3,464	4,434	5,404	6,374	7,344	8,314	9,284	10,254	11,224
	E (t)	2,537	9,362	20,501	35,307	53,110	73,271	95,200	118,382	142,511	166,631	189,665	212,699
	G+1,2P	4,359	11,906	19,453	27,000	34,547	42,094	49,641	57,188	64,735	72,282	79,829	87,376
	G+P+ \vec{E}	6,785	20,963	39,455	61,614	86,770	114,284	143,566	174,101	205,583	237,056	267,443	297,830
	G+P+ \overleftarrow{E}	1,711	2,239	-1,547	-9,000	-19,450	-32,258	-46,834	-62,663	-79,439	-96,206	-111,887	-127,568
	0,8G+ \vec{E}	5,492	17,424	33,669	53,581	76,491	101,758	126,794	157,082	186,317	215,544	243,684	271,825
	0,8G+ \overleftarrow{E}	0,411	-1,300	-7,333	-17,033	-29,729	-44,784	-61,606	-79,682	-98,705	-117,718	-135,646	-153,573

$V_{t,11}$

combinaisons		11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Trumeau ①	G (t)	0,927	2,526	4,125	5,724	7,323	8,922	10,521	12,120	13,719	15,318	16,917	18,516
	P (t)	0,139	0,392	0,625	0,168	1,111	1,354	1,597	1,840	2,083	2,326	2,569	2,812
	E (t)	0,762	2,811	6,155	10,600	15,944	21,996	28,579	35,535	42,727	50,522	56,940	63,958
	G+1,2P	1,094	2,914	4,875	6,766	8,656	10,547	12,437	14,328	16,219	18,109	20,000	21,890
	G+P+E	1,828	5,719	10,905	17,192	24,378	32,272	40,697	49,495	58,529	67,666	76,426	85,186
	G+P+E	0,304	0,097	-1,405	-4,008	-7,710	-11,720	-16,461	-21,575	-26,925	-32,378	-37,454	-42,530
	0,8G+E	1,504	4,832	9,455	15,179	21,802	29,134	36,996	45,231	53,702	62,276	70,474	78,671
	0,8G+E	-0,20	-0,790	-2,155	-6,021	-10,086	-14,859	-20,162	-25,839	-31,752	-37,768	-43,406	-49,045
Trumeau ②	G (t)	2,514	6,858	11,202	15,546	19,890	24,234	28,578	32,922	37,266	41,610	45,954	50,298
	P (t)	0,377	1,037	1,697	2,357	3,017	3,677	4,337	4,997	5,657	6,317	6,977	7,637
	E (t)	3,035	5,571	12,214	21,033	31,638	43,647	56,707	70,511	84,782	99,256	112,913	126,710
	G+1,2P	2,966	9,267	13,231	18,590	23,510	28,646	33,782	39,918	44,054	43,190	54,326	59,462
	G+P+E	5,926	13,473	25,113	38,936	54,545	71,558	89,622	108,430	127,705	147,193	165,914	184,645
	G+P+E	-0,144	2,317	0,685	-3,130	-8,731	-15,736	-23,792	-32,592	-41,859	-51,329	-60,052	-68,775
	0,8G+E	5,046	11,064	21,176	33,470	47,550	63,034	79,569	96,849	114,595	132,544	149,746	166,948
	0,8G+E	-1,024	-0,092	-3,252	-8,596	-15,726	-24,260	-33,845	-44,173	-54,969	-65,968	-76,220	-86,472

V_{t11} - Trumeau ③

combinaison	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	3,694	10,077	16,460	22,843	29,226	35,609	41,992	48,375	54,758	61,141	67,524	73,907
P (t)	0,544	1,524	2,494	3,464	4,434	5,404	6,374	7,344	8,314	9,214	10,254	11,224
E (t)	2,273	8,389	18,369	31,633	47,582	65,643	85,288	106,046	127,509	149,278	169,923	190,568
G + 1,2P	4,359	11,906	19,453	27,000	34,547	42,094	49,641	57,188	64,735	72,282	79,829	87,376
G + P + \vec{E}	6,511	19,990	37,326	57,940	81,242	106,656	133,654	161,765	190,581	219,703	247,701	275,699
G + P + \overleftarrow{E}	1,965	3,212	0,585	-5,326	-13,922	-24,630	-36,922	-50,327	-64,435	-78,953	-92,145	-105,437
0,8G + \vec{E}	5,228	16,451	31,537	49,907	70,963	94,130	118,882	144,746	171,315	198,191	223,942	249,694
0,8G + \overleftarrow{E}	0,682	-0,327	-5,201	-13,359	-24,201	-37,156	-51,694	-67,346	-83,503	-100,365	-115,904	-131,442

V_{l5} - V_{l9} : Trumeau ①

combinaisons	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	0,927	2,526	4,125	5,724	7,323	8,922	10,521	12,120	13,719	15,318	16,917	18,516
P (t)	0,139	0,382	0,625	0,868	1,111	1,354	1,597	1,840	2,083	2,326	2,569	2,812
E (t)	0,899	3,317	7,262	12,506	18,843	25,960	33,739	41,959	50,458	59,078	67,273	75,428
G + 1,2P	1,094	2,984	4,875	6,766	8,656	10,547	12,437	14,328	16,219	18,109	20,000	21,890
G + P + \vec{E}	1,965	6,225	12,072	19,098	27,247	36,236	45,857	55,919	66,260	76,722	86,759	96,756
G + P + \overleftarrow{E}	0,167	-0,409	-2,512	-5,944	-10,379	-15,684	-21,621	-27,999	-34,656	-41,434	-47,787	-54,100
0,8G + \vec{E}	1,641	5,338	10,562	17,085	24,671	33,098	42,156	51,655	61,433	71,332	80,807	90,241
0,8G + \overleftarrow{E}	-0,157	-1,296	-3,962	-7,927	-12,955	-18,822	-25,322	-32,263	-39,483	-46,824	-53,739	-60,615

$V_{l5} - V_{l9}$

Combinations		11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Trumeau ②	G (t)	2,514	5,858	11,202	15,546	19,890	24,234	28,578	32,922	37,266	41,160	45,954	50,298
	P (t)	0,377	1,037	2,167	2,357	3,017	3,677	4,337	4,997	5,657	6,317	6,977	7,627
	E (t)	1,784	6,583	14,741	24,818	37,331	51,513	66,950	83,262	100,126	117,231	133,432	149,673
	G + 1,2P	2,966	9,267	13,738	18,590	23,510	28,646	33,782	38,918	44,054	49,190	54,326	59,462
	G + P + \vec{E}	4,675	14,478	27,340	42,720	60,238	79,424	99,865	121,181	143,049	164,708	186,363	207,608
	G + P + \overleftarrow{E}	1,107	4,342	-1,542	-6,914	-14,424	-23,602	-34,035	-45,343	-57,203	-69,754	-80,501	-91,738
	0,8G + \vec{E}	3,195	12,069	23,403	37,254	53,243	70,960	89,812	109,600	129,239	150,159	170,105	189,911
	0,8G + \overleftarrow{E}	0,227	-1,097	-5,479	-12,380	-21,419	-32,126	-44,088	-56,924	-70,313	-84,303	-96,579	-109,435
Trumeau ③	G (t)	3,594	10,077	16,460	22,843	29,226	35,609	41,992	48,375	54,758	61,141	67,524	73,907
	P (t)	0,544	1,524	2,494	3,464	4,434	5,404	6,374	7,344	8,314	9,284	10,254	11,224
	E (t)	2,683	9,900	21,673	37,323	56,144	77,473	100,689	125,221	150,584	176,309	200,705	225,101
	G + 1,2P	4,359	11,906	19,453	27,000	34,547	42,094	49,641	57,188	64,735	72,282	79,829	87,376
	G + P + \vec{E}	6,921	21,501	40,627	63,630	89,804	118,486	149,055	180,940	213,656	246,734	278,483	310,232
	G + P + \overleftarrow{E}	1,551	1,701	-2,719	-11,061	-22,484	-36,460	-52,323	-69,502	-87,512	-105,884	-122,927	-139,970
	0,8G + \vec{E}	5,638	17,962	34,841	55,597	79,525	105,960	134,283	163,921	194,390	225,222	254,724	284,227
	0,8G + \overleftarrow{E}	0,272	-1,838	-8,505	-19,049	-32,763	-48,986	-67,095	-86,521	-106,778	-127,396	-146,686	-165,975

$$V_{t9} - V_{t10}$$

Combinations		11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Trumeau ①	G (t)	8,702	2,167	3,632	5,097	6,562	8,027	9,492	10,957	12,422	13,887	15,465	17,043
	P (t)	0,099	0,272	0,445	0,618	0,791	0,964	1,137	1,310	1,483	1,656	1,865	2,074
	E (t)	5,147	12,853	23,940	38,232	55,390	74,821	95,898	117,894	139,803	159,859	174,300	188,741
	G + 1,2 P	0,821	2,493	4,166	5,839	7,511	9,184	10,856	12,529	14,202	15,874	17,703	19,532
	G + P + \vec{E}	5,948	15,292	27,987	43,947	62,743	83,812	96,527	130,161	153,708	175,402	191,630	207,868
	G + P + \overleftarrow{E}	-4,346	-10,414	-19,833	-32,517	-48,037	-65,830	-75,269	-105,627	-125,898	-144,316	-156,970	-169,624
	0,8 G + \vec{E}	5,709	14,587	26,816	42,310	60,640	81,243	103,492	126,660	149,741	170,969	186,672	202,375
	0,8 G + \overleftarrow{E}	-4,585	-11,119	-21,004	-34,154	-50,140	-68,399	-88,304	-109,128	-129,865	-148,749	-161,928	-175,107
Trumeau ②	G (t)	1,267	3,910	6,553	9,196	11,839	14,482	17,125	19,768	22,411	25,054	27,901	30,748
	P (t)	0,178	0,490	0,802	1,114	1,426	1,738	2,050	2,362	2,674	2,986	3,363	3,740
	E (t)	9,284	23,184	43,127	68,060	99,909	134,960	172,979	212,655	252,176	288,353	314,403	340,453
	G + 1,2 P	1,481	4,498	7,515	10,506	13,550	16,658	19,585	22,602	25,620	28,637	31,937	35,236
	G + P + \vec{E}	10,729	27,584	50,482	79,270	113,174	151,180	192,154	234,785	277,261	316,393	345,667	374,941
	G + P + \overleftarrow{E}	-7,839	-18,784	-35,772	-58,650	-86,644	-118,740	-153,804	-190,525	-227,094	-260,313	-283,139	-305,905
	0,8 G + \vec{E}	10,298	26,312	48,369	76,437	109,380	146,546	186,679	228,470	270,105	308,396	336,724	365,051
	0,8 G + \overleftarrow{E}	-8,271	-20,066	-37,885	-61,603	-90,438	-123,374	-159,279	-196,840	-234,247	-268,310	-292,082	-315,855

$$(V_{t9} - V_{t10}) - \text{Trumeau } \textcircled{3}$$

combinaison	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
G (t)	7,349	22,678	38,009	53,339	68,669	83,999	99,329	114,659	129,989	145,319	161,833	178,347
P (t)	1,033	2,842	4,651	6,460	8,269	10,078	11,887	13,696	15,505	17,314	19,499	21,684
E (t)	14,431	36,037	67,037	107,192	155,299	209,781	268,877	330,549	391,979	448,212	488,703	529,194
G + 1,2 P	8,589	26,088	43,590	61,091	78,592	96,093	113,593	131,054	148,595	166,096	185,232	204,368
G + P + \vec{E}	22,813	61,557	109,697	166,991	232,237	303,858	380,093	458,904	537,473	610,845	670,035	729,225
G + P + \overleftarrow{E}	-6,049	-10,517	-24,377	-47,393	-78,361	-115,704	-157,661	-202,194	-246,485	-285,579	-307,371	-329,163
0,8 G + \vec{E}	20,310	54,179	97,444	149,863	210,234	276,980	348,340	422,276	495,970	564,467	618,169	671,872
0,8 G + \overleftarrow{E}	-8,552	-17,895	-36,630	-64,521	-100,364	-142,582	-189,414	-238,822	-287,988	-331,957	-359,237	-386,516

FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles ayant participé au contreventement du bâtiment seront calculés en flexion composée. Ils sont donc soumis à :

- un effort normal N .
- un Moment fléchissant M .

CALCUL DU FERRAILLAGE

Nous avons 2 cas à envisager :

1. Section partiellement comprimée (PC)

$$e_0 = M/N > e_1 = \frac{ht}{6}$$

on fait intervenir la théorie du moment fictif

$$M_0 = M_{\text{fictif}} = M + N \cdot f$$

où f : distance du centre de gravité de la section au COG des aciers tendus.

$$f = \frac{ht}{2} - d \quad ht = \text{longueur du voile}$$

2. Section entièrement comprimée (EC)

$$e_0 < e_1$$

- En que l'effort normal N est un effort de compression si ($N > 0$ d'après les combinaisons des différentes sollicitations)
- les efforts dus au séisme horizontal sont importants
- $N < 0$ surtout pour les voiles avec ouvertures (dans les trumeaux) \Rightarrow section tendue. (SET).

Prescriptions relatives au Ferrailage (CTC)

Chaque voile doit comporter 3 sortes d'armatures :

- * Armatures verticales.
- * Armatures horizontales.
- * Armatures transversales.

- Partie courante : le pourcentage minimum est donné par :

0,15 %	si	$\tau_b \leq 0,025 \sigma_{28}'$	}	dans les 2 sens
0,25 %	si	$0,025 \sigma_{28}' < \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}'$		

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

le % min des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5 %.

- L'Espacement des barres horizontales et verticales est inférieur au min des valeurs : $1,5b$; 30 cm

$$s \leq \min(1,5b ; 30 \text{ cm})$$

b : largeur du voile.

- Le diamètre des barres horizontales et verticales est limité par :

$$\phi \leq \frac{e}{10}$$

e : épaisseur du voile

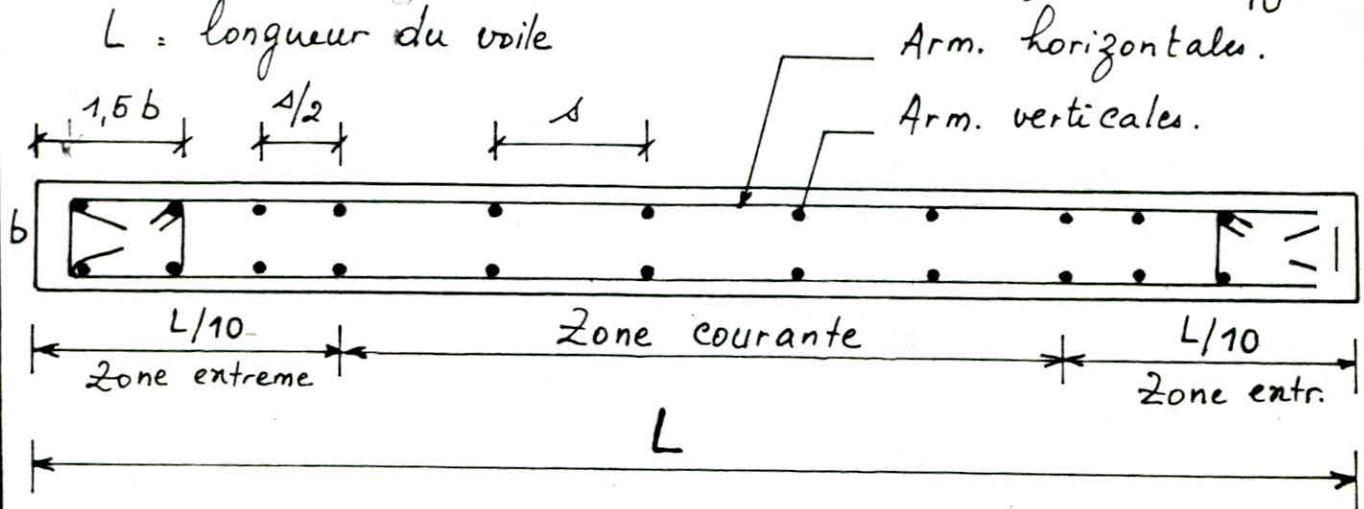
- les 2 nappes des armatures horizontales et verticales sont reliées avec au moins 4 épingles $\phi 6 / \text{m}^2$.

- les barres horizontales sont disposées vers l'extérieur

- les extrémités des voiles pleins (ou trumeaux) doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $(b \times 1,5b)$
- les dispositions du ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixées pour un poteau de rive des ossatures autostables en zone I
- Pour ces potelets, les armatures longitudinales sont

$$\text{tels que : } \left\{ \begin{array}{l} w_{\min} = 0,9 \% \\ \phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

- Zones extrêmes : les barres verticales sont ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile : $t \leq e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit à la moitié sur une longueur de $\frac{L}{10}$



Le % des armatures horizontales est donné par :

$$w_h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \\ \frac{2}{3} w_{\text{vertical}} \end{array} \right.$$

- Armatures transversales : \perp aux faces des voiles
La contrainte de compression $\bar{\sigma}_b'$ calculée sera comparée à $\bar{\sigma}_b' \times \frac{3}{4}$.

D'après le DTU : si $\bar{\sigma}_b' > \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$ les armatures transversales pour la partie centrale du refend ne sont pas nécessaires, sauf pour la ligature des A_v dans les extrémités du refend on prévoit :

des épaves $\Phi 8$ d'écartement $e \leq 15 \Phi_{\text{vertical}}$

si $\bar{\sigma}_b' < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$ les A_t seront prises forfaitairement
4 épaves / m^2 : $\Phi 8$

• Potelets : les A_t sont fixées par le % suivant :

$$w_t \geq \frac{1,5}{1000} \theta_1 \theta_2 \frac{\overline{\sigma}_m'}{\overline{\sigma}_b'} \quad (\text{Art. 32.2 CCBA 68})$$

$\theta_1 = 1,4$ (Potelet supposé comme un poteau de rive)

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

$$l_c = 0,9 l_0$$

$l_0 =$ hauteur d'étage = 2,81 m

$c = 3$ cm l'enrobage

$a = 20$ cm (épaisseur du voile)

• Contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_b' (SP_2) = 1,25 \overline{\sigma}_b' (SP_1) = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acier : } \overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}_{en}$$

Remarque : Le séisme agit dans un sens comme il peut agir dans l'autre, de ce fait les voiles seront ferrailés symétriquement.

I. Voiles pleins

* Voiles V_{l1} ; V_{l6} ; V_{t1} et V_{t7}

• ces voiles ont mêmes caractéristiques géométriques.

• Vu la hauteur de notre bâtiment (34,86 m) et le nb d'étages (10); Nous avons une variation sensible des efforts suivant la hauteur du bâtiment.

De ce fait, nous avons divisé notre bâtiment en trois (03) Niveaux, à savoir :

Niveau I : RDC ; 1^{er} ; 2^e ; et 3^e étage.

Niveau II : 4^e ; 5^e ; 6^e et 7^e étage.

Niveau III : 8^e ; 9^e et 10 étage.

D'après les superpositions des charges et surcharges

on a :

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 101,903 \text{ t} \\ N_{\max} = 141,514 \text{ t} \\ M = 1215,413 \text{ t} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{1215,413}{101,903} = 11,927 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{kt}{6} = \frac{5,73}{6} = 0,955 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC)

$$f = \frac{kt}{4} = \frac{5,73}{4} = 1,432 \text{ m}$$

$$M_b = M + N_{\min} \cdot f = 1215,413 + 101,903 \cdot 1,432$$

$$M_b = 1361,389 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1361,389 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (429,75)^2} = 0,1316$$

$$h = \frac{3kt}{4} = \frac{3 \cdot 5,73}{4} = 4,297 \text{ m}$$

$$\mu = 0,1316 \Rightarrow \begin{cases} K = 20,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{4200}{20,6} = 203,89 \text{ kg/cm}^2 \\ \varepsilon = 0,8596 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 203,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers tendus

$$A_{f_s} = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1361,389 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8596 \cdot 429,75} = 87,747 \text{ cm}^2$$

$$A_{f_c} = A_{f_s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 63,492 \text{ cm}^2$$

on refait les calculs avec N_{\max}

$$N_{\max} = 141,514 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 141,514 \text{ t}$$

$$M_b = M + N_{\max} \cdot f = 1418,132 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,1371$$

$$\text{d'où } K = 20,05 \Rightarrow \sigma_b' = \frac{4200}{20,05} = 209,476 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b'$$

$\sigma_b' > \bar{\sigma}_b' \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' b h t}{N'_{\max}} = \frac{205,5 \cdot 20 \cdot 573}{141,514 \cdot 10^3} = 16,642$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \cdot \rho = 1,123$$

$$\text{avec } \delta' = \frac{d'}{h t}$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2$$

$$\text{et } d = d' = \frac{h t}{4}$$

$$\beta = \frac{6M}{N' \cdot h t} = \frac{6 \cdot 1215,413 \cdot 10^5}{141,514 \cdot 10^3 \cdot 573} = 8,993$$

$$\text{d'où } D = 5,814$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = 6,649$$

$$\omega' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = -1,705$$

$\omega' < 0$ (pourcentage d'acier < 0) \Rightarrow les armat. ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{\min}$

$$A_{\max} = 63,482 \text{ cm}^2 \text{ (celle calculée avec } N_{\min}\text{)}$$

$$\% \text{ acier} = \frac{A}{b \frac{h t}{2}} = \frac{2 \times 63,482}{20 \times 573} = 1,1\% > 0,5\%$$

Ferraillage des potelets

$$\% \text{ min} = 1,0\% \text{ (poteau de rive en zone II) (CTC)}$$

$$\cdot A \geq \frac{1 \times (b \times 1,5 b)}{100} = \frac{1 \times 20 \times 1,5 \times 20}{100} = 6,0 \text{ cm}^2$$

$$\cdot \phi \geq 14 \text{ cm}$$

• L'écartement est : $\frac{s}{2}$ tq : $s < \min(1,5b ; 30 \text{ cm})$
 d'où $s < 30 \text{ cm}$

Ces conditions nous permettent d'adopter le ferrailage suivant :
 2 potelets $\rightarrow 2(6T16)$ soit $A = 12,06 \text{ cm}^2$

Zone entre potelets :

Elle sera ferrillée par la section d'acier :

$$A = 2(63,482 - 12,06) = 102,844 \text{ cm}^2$$

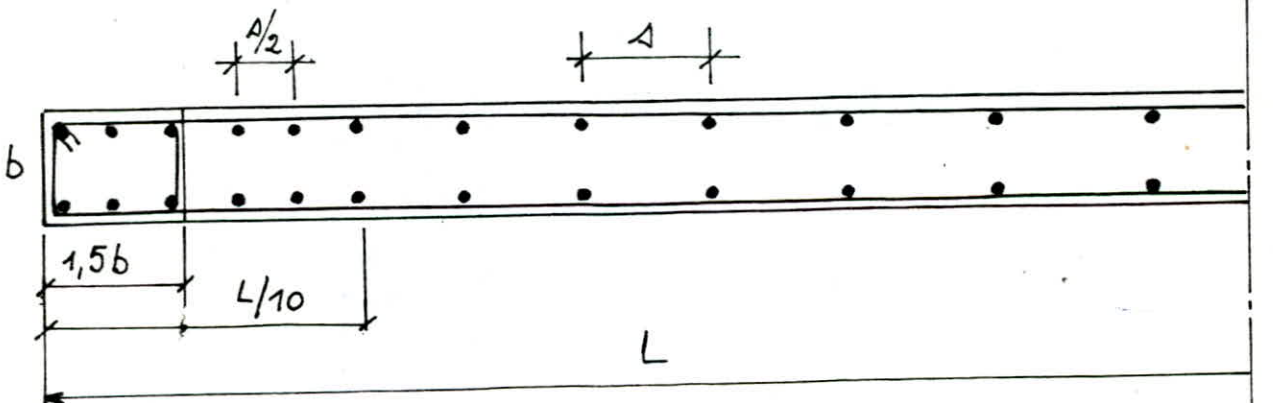
sur une longueur de :

$$L = 573 - 2(30) = 513 \text{ cm}$$

$s < 30 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $s = 20 \text{ cm} \Rightarrow \frac{s}{2} = 10 \text{ cm}$

soit **26 T 16 / face**

L'écartement $s = 20 \text{ cm}$ à partir de $\frac{L}{10}$ de l'extrémité.
 $\frac{s}{2} = 10 \text{ cm}$ à $\frac{L}{10}$ de l'extrémité.



$$L = 573 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm} ; s = 20 \text{ cm}$$

2- Armatures horizontales

le % des armat. horizontales est donne par :

$$w_h \geq \max \begin{cases} 0,5\% \\ \frac{2}{3} w_v = (0,88\%) \cdot \frac{2}{3} \end{cases}$$

$$w_v = \frac{2(12,06 + 52,26)}{20 \times 573/2} = 0,88\%$$

$$w_h \geq \max(0,5\%; 0,60\%) \Rightarrow w_h \geq 0,5\%$$

$$w_{h \min} = 0,5\%$$

$$w_h = \frac{A}{b \times 1m} = 0,6\% \Rightarrow A = \frac{0,6 \times 20 \times 100}{100} = 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 12 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Arit: } \boxed{8710/\text{ml et par face; } e = 12,5 \text{ cm}}$$

$$A_r = 2(6,28) = 12,56 \text{ cm}^2.$$

3. Armatures transversales

calcul de $\bar{\sigma}_b'$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{N}{b h_t} + \frac{M}{I} v = \frac{141,514 \cdot 10^3}{20 \cdot 573} + \frac{1048,124 \cdot 10^5}{3,135 \cdot 10^8} \times 296,5$$

$$v = \frac{h_t}{2}; \quad h_t = 573 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b' = 108,134 \text{ kg/cm}^2 \quad (N = N_{\max})$$

$$\frac{3}{4} \bar{\sigma}_b' = 154,125 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \text{les armatures}$$

transversales seront prises forfaitairement :

4 épouges $\Phi 8/\text{m}^2$

* Potelets

$$w_{t \min} = \frac{1,5}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \frac{\bar{\sigma}_m'}{\bar{\sigma}_{b0}'} \quad (\bar{\sigma}_m' = \bar{\sigma}_b')$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ poteau de rive}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0,9 \cdot 2,87}{4 \times 20 - 3} = 5,69$$

$$\text{d'où } w_{t \min} = 0,018 = 1,8\%$$

$$w_t = \frac{V_t}{t \cdot B'}$$

V_t : Volume des armatures transversales dans leur plan.

t : l'espacement des A_t .

B' : section du beton = $20 \times 30 = 600 \text{ cm}^2$ (potelet).

$V_t = \text{section} \times \text{longueur}$

$$V_t = [(30 + 20) \times 2 + 20] \times A_t = 120 A_t$$

d'où $w_t = \frac{120 A_t}{t \cdot B'} \Rightarrow A_t = \frac{w_t \cdot t \cdot B'}{120}$

$$A_{t \min} = \frac{w_{t \min} \cdot t \cdot B'}{120} = \frac{0,018 \times 10 \times 600}{120} = 0,9 \text{ cm}^2$$

soit : (un cadre + une epingle) $\Phi 8$

$$A_{t_r} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Tableau recapitulatif

Potelets	2(6T16) $e = 10 \text{ cm}$	2(8T10) / ml $e = 12,5 \text{ cm}$	10(catep) $\Phi 8$ / ml
Partie centrale	2(26T16) $e = 20 \text{ cm}$	2(8T10) / ml $e = 12,5 \text{ cm}$	(4ep) $\Phi 8$ / m ²
	A. verticales	A. horizontals	A. transversals

. NIVEAU II :

$$\begin{cases} N_{\min} = 66,46 \text{ t} \\ N_{\max} = 92,323 \text{ t} \\ M = 548,061 \text{ tm} \end{cases}$$

$$e_0 = 8,246 \text{ m} > e_1 = 0,955 \text{ m}$$

→ section partiellement comprimée.

$$M_0 = 643,265 \text{ tm.}$$

$$M_0 = 643,265 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0622 \Rightarrow \begin{cases} K = 33,5 \\ \varepsilon = 0,9969 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{4200}{33,5} = 125,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_{fs}^f = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 39,735 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc}^f = A_{fs}^f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 23,911 \text{ cm}^2$$

- calcul avec $N_{\max} = 92,323 \text{ t} \Rightarrow M_0 = 680,314 \text{ tm}$
d'où $\mu = 0,0658 \Rightarrow \begin{cases} K = 32,3 \\ \varepsilon = 0,8943 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_b' = 130,031 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_{fs}^f = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 42,146 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc}^f = A_{fs}^f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 20,164 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{\max} = 23,911 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A}{b \frac{ht}{2}} = 0,42\% < w_{\min} = 0,5\%$$

$$\text{on prend } w = 0,5\% \Rightarrow A = 28,65 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des potelets :

même chose que pour le niveau I, sauf pour

le diamètre on prend : $\Phi 14 \Rightarrow A = 9,23 \text{ cm}^2$

Zone entre potelets :

$$A = 2(28,65 - 9,23) = 38,840 \text{ cm}^2$$

sur une longueur de 513 cm.

$$\text{soit } 40T12 ; e = 25 \text{ cm } (12,5 \text{ cm}) \quad A_r = 45,2 \text{ cm}^2$$

2- Armatures horizontales:

$$w_h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \\ \frac{2}{3} w_v = 0,49\% \end{array} \right\} \Rightarrow w_h = 0,5\%$$

$$w_h = \frac{A}{b \times 1m} \times 100 = 0,5 \Rightarrow A = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit: } 16T10 = 2(8T10) / \text{ml}, A_r = 12,70 \text{ cm}^2 \\ e = 9 \text{ cm}$$

3. Armatures transversales

$$\sigma_b = \frac{N}{bh_t} + \frac{Mv}{I} = 58,442 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

\Rightarrow ferrailage forfaitaire: 4 epüngls $\phi 8 / \text{m}^2$

* Potelets:

Meme chose que pour le niveau I.

tableau recapitulatif

Potelets	2(6T14) e = 12,5 cm	2(8T10) e = 9 cm	10(cater) $\phi 8 / \text{ml}$
p. centrale	2(20T12); e = 25	2(8T10) e = 9 cm	4 epüngls $\phi 8 / \text{m}^2$
	A. verticales	A. horizontales	A. transversales

• Niveau III

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 31,017 \text{ t.} \\ N_{\max} = 43,133 \text{ t.} \\ M = 138,168 \text{ t.} \end{array} \right.$$

Deja pour le niveau II nous avons adopte un ferrailage min ($w = 0,5\%$). On adoptera donc le meme ferrailage que pour le niveau II.

* Voiles : V_{t2} ; V_{t6} ; V_{l2} ; V_{l7}

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 131,853 \text{ t} \\ N_{\max} = 193,086 \text{ t} \\ M = 444,081 \text{ tm} \end{cases}$$

$$e_0 = 3,6 \text{ m} > e_1 = 0,723 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$cK = 617,142 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,1040 \Rightarrow \begin{cases} K = 24,1 \Rightarrow \sqrt{b'} < \sqrt{b} \\ \varepsilon = 0,8721 \end{cases}$$

$$A_{f_s}^f = 51,763 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{f_c}^f = 20,369 \text{ cm}^2$$

• $N_{\max} = 193,086 \text{ t} \Rightarrow cK = 683,599 \text{ tm}$

$$\text{d'où } \mu = 0,1152 \Rightarrow \begin{cases} K = 22,55 \Rightarrow \sqrt{b'} < \sqrt{b} \\ \varepsilon = 0,8669 \end{cases}$$

$$A_{f_s}^f = 57,68 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{f_c}^f = 11,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 20,369 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A}{b h t / 2} = 0,469 \% < 0,5 \%$$

$$\text{on prend } w = 0,5 \% \rightarrow A = \frac{b h t w}{2} = 21,70 \text{ cm}^2$$

• Ferraillage des potelets

$$\phi = 14 \text{ mm} ; \text{ on prend : } 6T14 ; e = 12,5 \text{ cm}$$

• Partie centrale

$$A = 2(21,7 - 9,23) = 24,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{ait } 30T12 ; e = 25 \text{ cm} ; A =$$

2. Armatures horizontales

$$w_h \geq \max(0,5 \% ; \frac{2}{3} w_v) = 0,66 \%$$

$$w_h = 0,66 \% \Rightarrow A = \frac{0,66 \times b \times 100}{100} = 13,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{ait } 20T10 = 2(10T10 / ml) ; e = 9 \text{ cm} ; A_r = 15,70 \text{ cm}^2$$

3. Armatures transversales

$$\sigma_b' = \frac{N}{bh_t} + \frac{M}{I} v = 99,799 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

ferrailage forfaitaire : 4 epingles $\Phi 8 / m^2$

A_t pour les potelets :

$$\omega_{t \min} = 1,72 \%$$

$$A_{t \min} = \frac{\omega_{t \min} \cdot t \cdot B'}{120} = 0,86 \text{ cm}^2$$

ait (un cadre + une epingle) $\Phi 8$; $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$

NB: pour le niveau I, nous avons pris un % min des aciers, on adoptera donc le meme ferrailage sur toute la hauteur du voile.

tableau recapitulatif

Potelets	2(6T14) ; e = 12,5 cm	2(10T10/ml) e = 9 cm	10 (cater) $\Phi 8 / ml$
partie centrale	2(15T12) ; e = 25	2(10T10/ml) e = 9 cm	4 ep $\Phi 8 / m^2$
	A. verticales	A. horizontales	A. transversales

* Voiles : Vl_4' ; Vl_4''

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 440,782 \text{ t.} \\ N_{\max} = 653,656 \text{ t.} \\ M = 3475,266 \text{ tm.} \end{cases}$$

$$e_0 = 7,88 \text{ m} > e_1 = 1,942 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$N_{\min} = 440,782 \text{ t} \Rightarrow K_0 = 4461,476 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } \mu = 0,1768 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8430 \\ K = 16,85 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_b'' \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_b'' \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b_0}' \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right) 1,5 = 645,424 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' b h t}{N_{\min}} = \frac{645,424 \cdot 20 \cdot 895}{440,782 \cdot 10^3} = 26,21$$

$$\delta' = \frac{d}{h t} = 0,25 \quad \left(d = d' = \frac{h t}{4}\right)$$

$$\beta = \frac{6M}{N \cdot h t} = 5,285$$

$$D = 0,30 (\beta - \rho) - 0,9 (1 - \beta) (1 - 2\delta')^2 = 11,95$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \cdot \rho = 1,769$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = 19,925$$

$$w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = -2,99$$

$w' < 0 \Rightarrow$ le béton à lui seul peut reprendre les efforts extérieurs.

Le Ferrailage se fait suivant les prescriptions du CTC

- calcul de τ_b

$$T = 153,027 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{1,4T}{bz} = \frac{1,4 \cdot 153,027 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 895} = 13,678 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 \bar{\sigma}_{28}' < \tau_b < 0,12 \bar{\sigma}_{28}' \rightarrow w_{\min} = 0,25\%$$

zone I : $\bar{a} \frac{L}{10} = 89,5 \text{ cm}$ de l'extrémité du voile

zone II : Partie centrale ; $l_2 = L - 2 \frac{L}{10} = 716 \text{ cm}$

$$A_{1\min} = \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 89,5}{100} = 8,95 \text{ cm}^2$$

soit $(\underbrace{6T14 + 8T10}_{\text{potelets}})$; $e = 14 \text{ cm}$

$$A_{2\min} = \frac{0,25 \times 20 \times 716}{100} = 35,8 \text{ cm}^2$$

soit $2(24T10)$; $e = 24 \text{ cm}$; $A_r = 37,44 \text{ cm}^2$

2. Armatures horizontales

$$w_h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \\ \frac{2}{3} w_v = 0,39\% \end{array} \right\} \Rightarrow w_h = 0,5\%$$

$$\text{d'où } A_{\min} = \frac{20 \times 100 \times 0,5}{100} = 10 \text{ cm}^2$$

soit $20T10 = 2(10T10) / ml$; $e = 9 \text{ cm}$

3. Armatures transversales

- partie centrale :

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{N}{bh} + \frac{M}{I} v = 166,669 \text{ kg/cm}^2 > \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

on prévoit des épauilles $\Phi 8$, $e \leq 15 \Phi_{\text{vert.}} = 15 \text{ cm}$

Potelets

$$w_{t_{\min}} = \frac{1,5}{1000} \cdot 1,4 \times 5,69 \times \frac{166,669}{68,5} = 2,9\%$$

$$A_{t_{\min}} = \frac{w_{t_{\min}} \cdot t \cdot B'}{120} = \frac{0,029 \times 10 \times 600}{120} = 1,45 \text{ cm}^2$$

soit (1 cadre + une epuigle) $\Phi 8/\text{ml}$; $A_r = 1,50 \text{ cm}^2$

NB: On adopte le meme ferrailage sur toute la hauteur du voile

Tableau recapitulatif

potelets	$2(6T14)$; $e = 14 \text{ cm}$	$(10T10) 2/\text{ml}$ $e = 9 \text{ cm}$	$10 (\text{ca} + \text{ep}) \Phi 8/\text{ml}$
partie centrale	$2(28T10)$; $e = 27 \text{ cm}$	$2(10T10)/\text{ml}$ $e = 9 \text{ cm}$	epuigle $\Phi 8$ $e = 15 \text{ cm}$
	A. verticales	A. horizontales	A. transversales

NB: pour le reste des voiles pleins
on donnera uniquement les
tableaux recapitulatifs de Ferrailage.

• Voile V_{t4}

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 209,825 \text{ t.} \\ N_{\max} = 317,607 \text{ t.} \\ M = 2791,078 \text{ tm.} \end{cases}$$

• ferrailage min : $w_{\min} = 0,5\% \Rightarrow$ on adoptera le même ferrailage sur toute la hauteur du voile.

Potelets	2(6T14) $e = 13 \text{ cm}$	2(10T10) / ml $e = 9 \text{ cm}$	10(ca+ep) $\phi 8$ / ml
partie centrale	2(28T10) ; $e = 26$	2(10T10) / ml $e = 9 \text{ cm}$	epiangles $\phi 8$ $e = 15$
	A. verticales	A. horizontales	A. transversals

* Voiles V_{t3} ; V_{t5} ; V_{l3} ; V_{l8}

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 190,391 \text{ t} \\ N_{\max} = 285,838 \text{ t} \\ M = 2450,857 \text{ tm} \end{cases}$$

$w_{\min} = 0,5\% \Rightarrow$ même ferrailage sur toute la hauteur du voile.

Potelets	2(6T14) ; $e = 12,5$	2(10T10) / ml $e = 9 \text{ cm}$	10(ca+ep) $\phi 8$ / ml
Partie centrale	2(27T10) ; $e = 25$	2(10T10) / ml $e = 9 \text{ cm}$	4 ep. $\phi 8$ / m ²
	A. verticales	A. horizontales	A. transversals

* Voiles : V_{l10} ; V_{l11} ; V_{l12} ; V_{l13}

$$\text{Niveau I : } \begin{cases} N_{\min} = 18,346 \text{ t.} \\ N_{\max} = 22,932 \text{ t.} \\ M = 14,204 \text{ tm.} \end{cases}$$

longueur des voiles = 1,40 m \Rightarrow seront considérées comme des poteaux.

1. Armatures verticales :

$$w_{\min} = 1\% \Rightarrow A_{\min} = \frac{b h t w}{2} = 14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2(7T14) \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$e < 30 \text{ cm}$ (zone III)

2. Armatures horizontales :

$$w_h = \max(0,5\% ; \frac{2}{3} w_v = 1,027\%) = 1,027\%$$

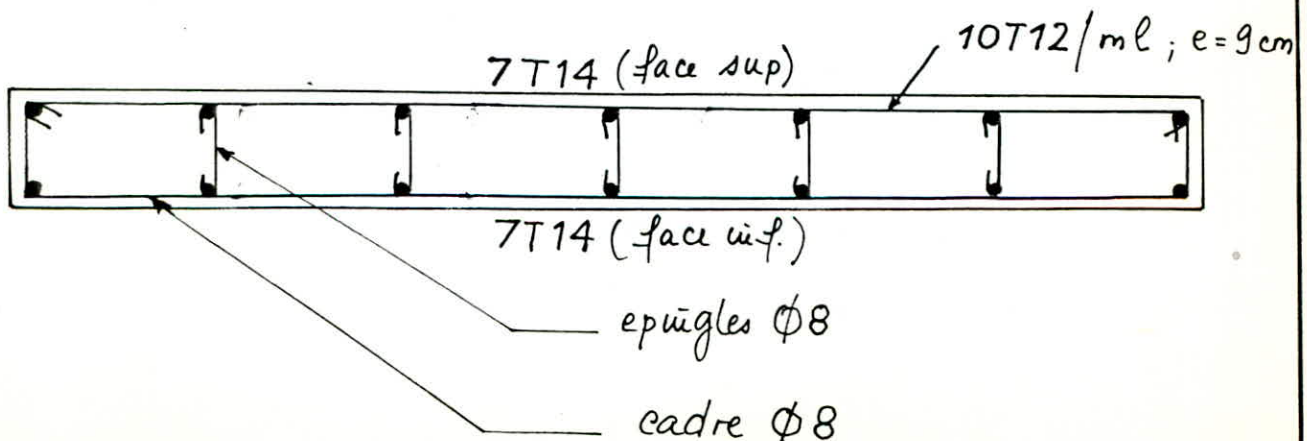
$$A = \frac{20 \times 100 \times 1,027}{100} = 20,54 \text{ cm}^2$$

soit 2(10T12/ml) ; $e = 9 \text{ cm}$

3. Armat. transversales

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{N}{b h t} + \frac{M}{I} v = 29,905 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

\Rightarrow ferrailage forfaitaire : (cadre + epingles) $\phi 8$



II. Voiles avec 2 files d'ouvertures

- Voiles à 2 files d'ouvertures \Rightarrow 3 trumeaux.
- Le ferrailage de ces voiles consiste à ferrailer les trumeaux.

* Voiles : V_{l5} ; V_{l9} ; V_{t8} ; V_{t11}

Trumeau ①

$$M = 0,273 \text{ tm}$$

$$N_{\min} = -60,615 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 96,756 \text{ t}$$

$l = 0,49 \text{ m} \Rightarrow$ Il sera ferrailé comme un poteau.

$$w_{\min} = 1\% \text{ (poteau en Zone II)}$$

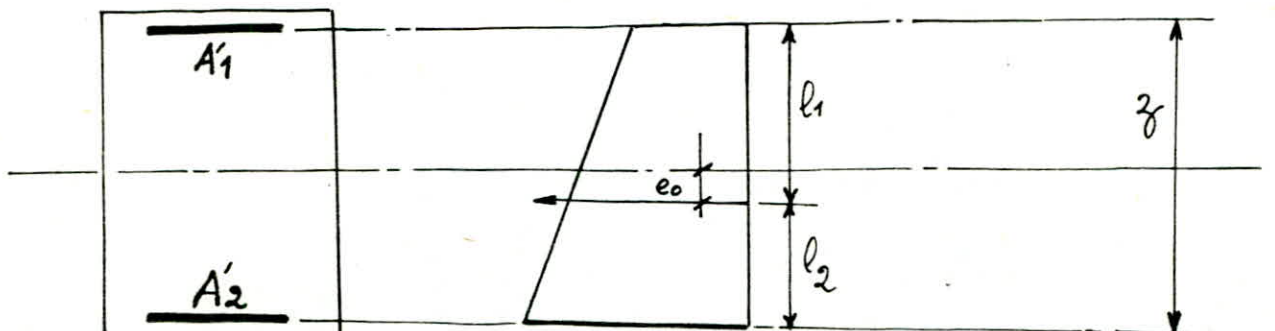
$$A_{\min} = \frac{1 \times b \cdot h \cdot t}{100} = \frac{20 \times 49}{100} = 9,8 \text{ cm}^2 \text{ (section minimale d'acier)}$$

$$N = -60,615 \text{ t (effort de traction)}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 5,04 \cdot 10^{-3} \text{ m} < e_1 = \frac{h \cdot t}{6} \Rightarrow \text{section entièrement tendue (SET)}$$

$$l_1 = \frac{l}{2} + e_0 - d_1 = 12,76 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{l}{2} - e_0 - d_2 = 11,8 \text{ cm}$$



$$\left. \begin{aligned} \text{d'où } A_1 &= \frac{N l_2}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 6,95 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= \frac{N l_1}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 7,48 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A = A_1 + A_2 = 14,43 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_{\min} &= 9,80 \text{ cm}^2$$

On reprend les calculs avec $N = N_{\max} = 96,756 \text{ t}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,282 \text{ cm} \ll e_1 = \frac{h_t}{6} = 8,16 \text{ cm}$$

\Rightarrow la section est entièrement comprimée (SEC)

calcul des coefficients :

$$\frac{h_t}{2} = \frac{0,49}{2} = 24,5 \text{ cm} > e_0 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \times 1,5$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b' = 106,301 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_t}{N} = 1,077 \quad ; \quad \delta' = \frac{d}{h_t} = 0,25$$

$$\beta = \frac{e_0}{e_1} = 0,034$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta)^2 \cdot \rho = 0,073$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 = 0,330$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = 0,043$$

$$w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} < 0 \Rightarrow A_{\min}$$

On prend donc $A_{\max} = 14,43 \text{ cm}^2$

$$\text{ait : } \boxed{2(6T14) ; e = 8 \text{ cm}}$$

$$A_1' = A_2' = 6T14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

2-Armatures horizontales

$$w_h \geq \left(0,5\% ; \frac{2}{3} w_v = 1,25\%\right) = 1,25\%$$

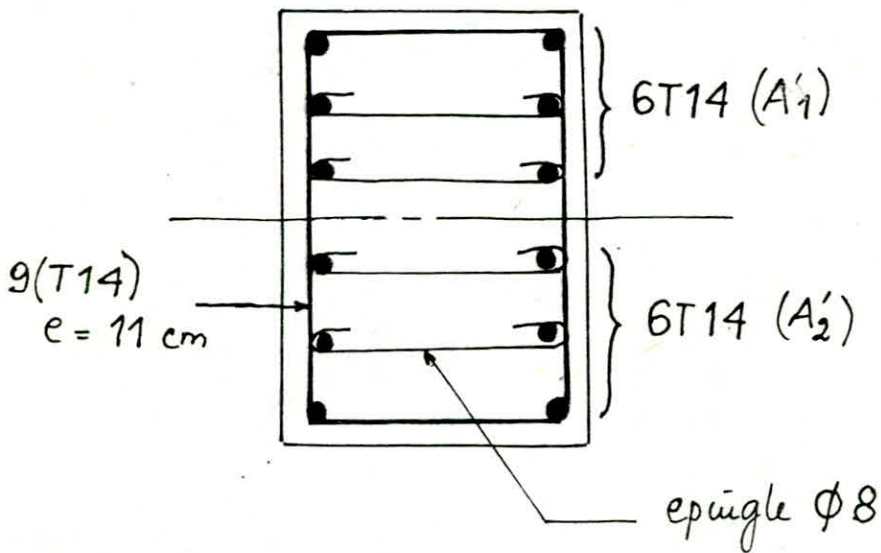
$$\omega_h = 1,25\% \Rightarrow A_{min} = \frac{20 \times 100 \times 1,25}{100} = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arêt: } 2T14 \quad 2(9T14) / \text{ml} ; e = 11 \text{ cm}$$

3° Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{N}{b \cdot h \cdot t} + \frac{M}{I} \cdot v = 52,80 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

\Rightarrow ferrailage forfaitaire : (epingle + cadre) $\phi 8$



Trumeau ②

$$M = 6,308 \text{ tm}$$

$$N_{min} = -109,435 \text{ t}$$

$$N_{max} = 207,608 \text{ t}$$

$$l = 1,31 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6,308 \cdot 10^5}{109,435 \cdot 10^3} = 5,76 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h \cdot t}{6} = \frac{131}{6} = 21,83 \text{ cm}$$

\Rightarrow l'effort de traction passe entre les armatures \Rightarrow section entièrement tendue (SET).

$$l_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d_1 = 38,51 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_2 = 26,99 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{N l_2}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 10,740 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= \frac{N l_1}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 15,32 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A = A_1 + A_2 = 26,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{CTC}) = \frac{20 \times 131}{100} = 26,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 2(9T14) ; A_r = 27,72 \text{ cm}^2$$

2. Armatures horizontales

$$w_h \geq (0,5\% ; \frac{2}{3} w_v = 0,7\%) = 0,7\%$$

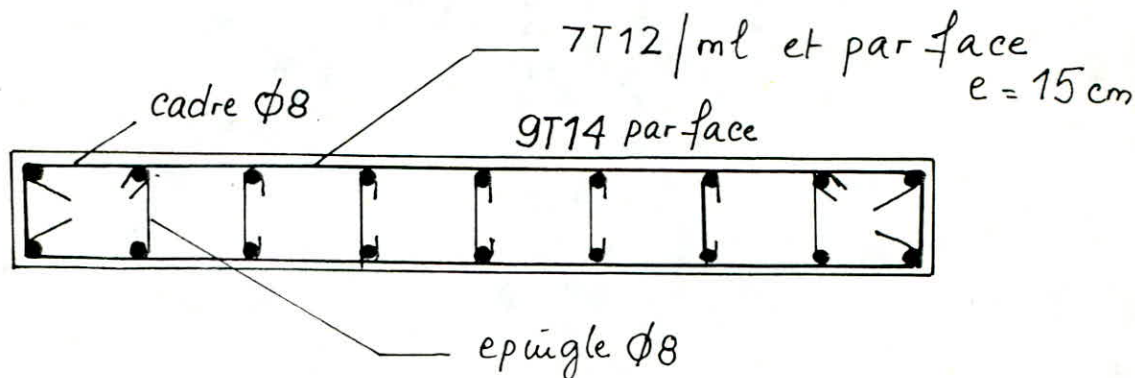
$$A_{\min} = \frac{20 \times 100 \times 0,7}{100} = 14 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2(7T12) / \text{ml} ; A_r = 15,82 \text{ cm}^2 ; e = 15 \text{ cm}$$

3. Armat. transversale

$$\sigma_b' = 52,80 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$$

\Rightarrow forfaitairement : (cadre + epingle) $\phi 8$



Trumeau ③

$$M = 38,181 \text{ tm}$$

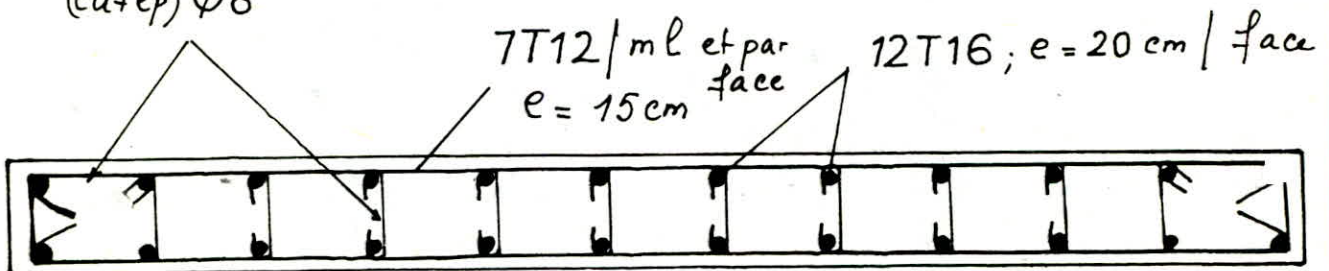
$$N_{\min} = -165,975 \text{ t}$$

$$l = 2,39 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 310,232 \text{ t}$$

- section entièrement tendue (SET).
- On donne directement le dessin de ferrailage.

(ca+ep) $\Phi 8$



Par le calcul nous avons trouvé les valeurs suivantes :

A. verticales : $47,8 \text{ cm}^2$ (ferrailage min - CTC). $A_r = 48,24 \text{ cm}^2$

A. horizontales : $A_{\min} = 13,4 \text{ cm}^2$; $A_r = 15,82 \text{ cm}^2$.

A. transversales : forfaitairement : cadre + ep $\text{u} \text{g} \text{l} \Phi 8$

• Voiles : Vtg ; Vt10

Trumeau ①

$$l_1 = 0,35 \text{ m}$$

$$M = 0,043 \text{ tm}$$

$$N_{\min} = -175,107 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 207,858 \text{ t}$$

le calcul se ramène à un tirant :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 41,692 \text{ cm}^2$$

soit 21T16

(toutes les vérifications sont effectuées)

Trumeau II :

$$M = 0,126 \text{ tm.}$$

$$N_{\min} = -315,855 \text{ t.}$$

$$N_{\max} = 374,941 \text{ t.}$$

$$\text{tirant} \rightarrow A = \frac{N}{\sigma_a} = 75,2 \text{ cm}^2$$

Arêt 38T16

NB. Dans la zone sans coupure, des simples cadres $\phi 10$ (armat. transversales) sont suffisants. Par contre dans la zone de jonction, il y'a lieu d'assurer la couture de toutes les barres, sous peine de voir des fissures se développer du fait de la mise en jeu de l'adhérence : Il faut prévoir des epüngls supplémentaires $\phi 10$.

Trumeau III

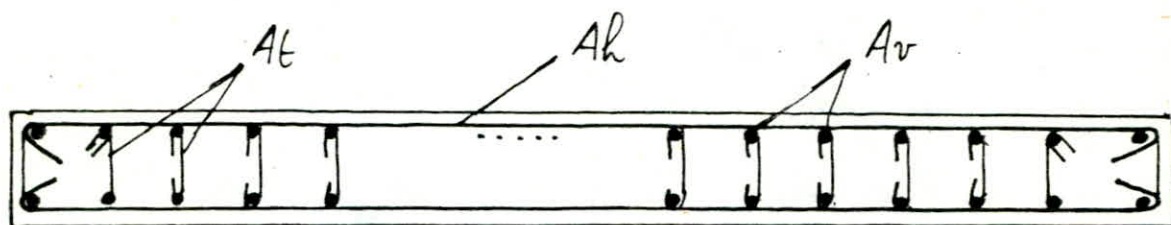
$$N_{\max} = 729,225 \text{ t}$$

$$N_{\min} = -386,516 \text{ t}$$

$$M = 431,297 \text{ tm}$$

$$l = 7,54 \text{ m}$$

section entièrement tendue comprimée
(SET)



Armat. verticales : 46T16 = 2(23T16) ; $e = 22 \text{ cm}$

Armat. horizontales : 2(10T10/ml) ; $e = 9 \text{ cm}$

Armat. transversales : (cadre + epüngls) $\phi 8$

Ferraillage du voile peripherique

Conformement aux nouveau reglement CTC, on prévoit un voile peripherique entre le niveau des fondations (Radier) et le niveau du plancher haut du vide sanitaire; destiné à ceinturer les voiles et assurer un bon chaînage et par consequent il crée un système d'infrastructure très rigide.

Ce voile a pour dimensions :

- hauteur, $h = 2,00 \text{ m}$

- Largeur (épaisseur), $e = 25 \text{ cm} = (20 + 5) \text{ cm}$

les 5 cm vont servir d'appui pour les predalles du plancher haut du vide sanitaire.

Ce voile sera ferrailé constructivement d'après le CTC.

1. Armatures longitudinales filantes superieures et inf.

donnés par :

$$A \geq (0,20 \%) b$$

b: section transversale du voile peripherique.

$$A \geq 0,20 \% \times 25 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

soit :

$$A_{\text{verticale}} = 5T12/\text{ml} \text{ et par face}$$

2. Armatures longitudinales de peau

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par metre lineaire

soit :

$$A_{\text{horizontale}} = 5T8/\text{ml} \text{ et par face}$$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

On distingue 2 types de linteaux :

- * Linteaux encastrés dans les éléments de refend à leurs extrémités (linteaux reliant les trumeaux).
- * Linteaux en consoles (aux extrémités des refends).

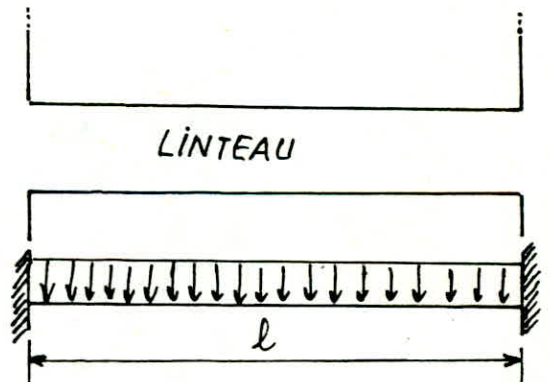
Les linteaux se calculent comme des poutres en Flexion simple.

Ils sont soumis :

- aux charges permanentes G : dues au poids propre du linteau et au poids propre du plancher qui lui revient; soit : q_G (t/ml)
- à la surcharge d'exploitation du plancher P soit : q_P (t/ml)
- à la surcharge due au seisme horizontal S_H .
soit : q_{SH} (t/ml)

1. Moment Flechissant

Le linteau est supposé comme une poutre encastree à ses 2 extrémités



À l'encastrement : $M_e = -q \frac{l^2}{12}$

En travée : $M_t = q \frac{l^2}{24}$

$$M = M_G + M_P + M_{SH}$$

Le moment M est max à l'encastrement.

$$M_{\max} = \frac{q_G l^2}{12} + \frac{q_P l^2}{12} + T_{SH} \frac{l}{2}$$

avec $T_{SH} = 1,5 \pi$ (majorée de 50% ; préconisée par le)
CTC

$$M_{\max} = (q_G + q_P) \frac{l^2}{12} + 1,5 \pi \frac{l}{2}$$

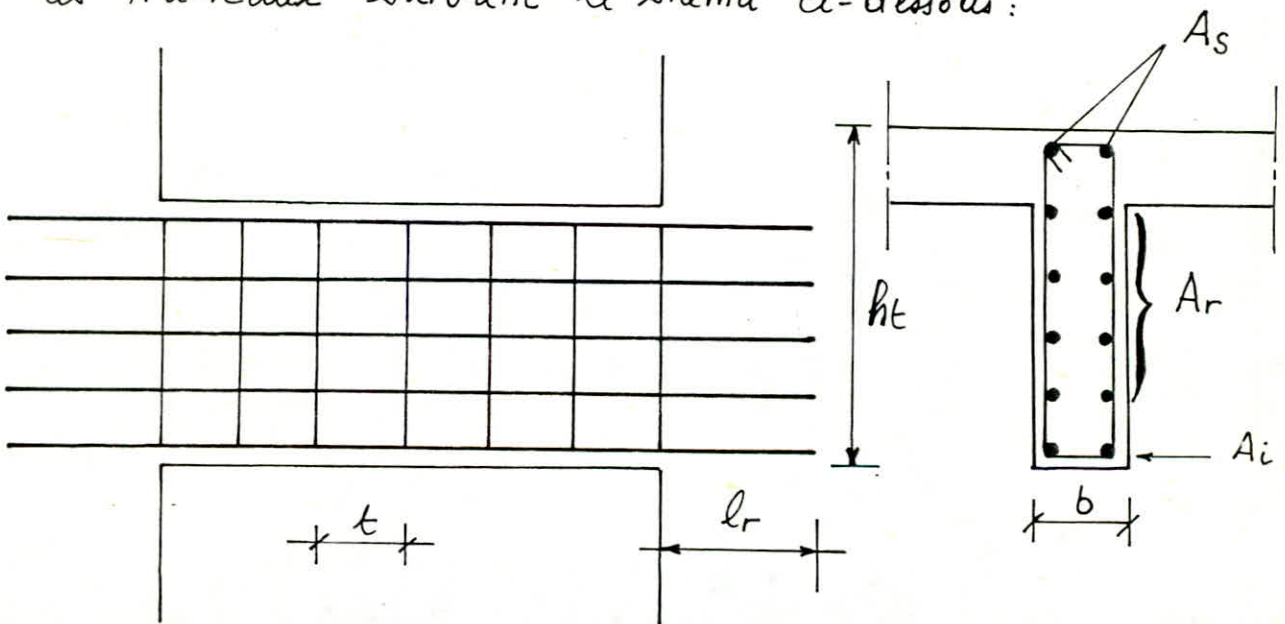
2. Effort tranchant

$$T = T_G + T_P + T_{SH}$$

$$T = (q_G + q_P) \frac{l}{2} + 1,5 \pi$$

Prescriptions relatives au Ferrailage des linteaux .CTC

les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant le schéma ci-dessous :

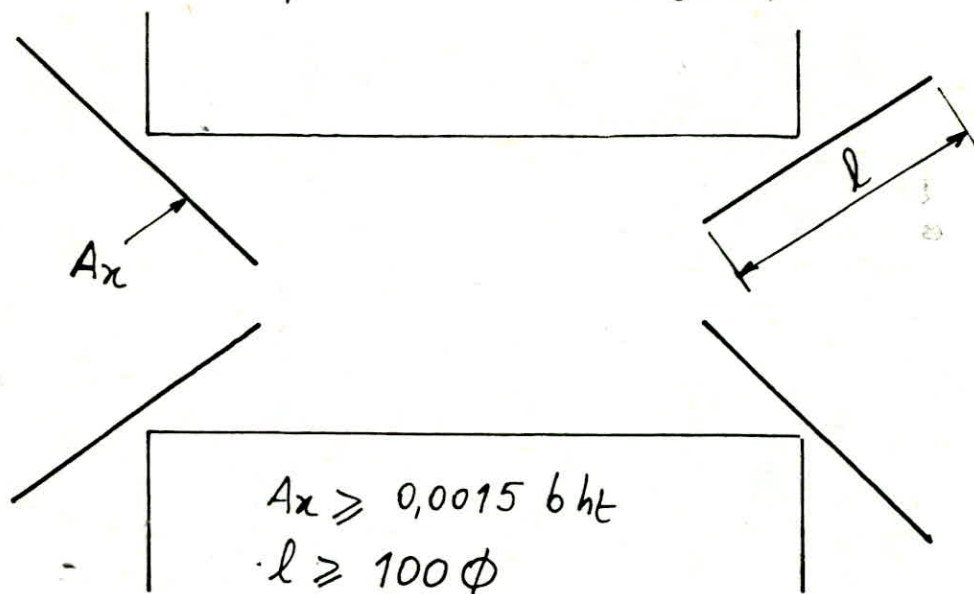


avec : $t \leq \frac{ht}{4}$; $lr \geq \frac{ht}{4} + 90 \phi$

les sections minimales d'aciers sont données par :

- Aciers supérieurs et inférieurs : $(A_s \text{ et } A_i)_{\min} \geq 0,0015 b h_t$
- Aciers de répartition : $A_r_{\min} \geq 0,002 b h_t$
- Aciers transversaux : $A_t_{\min} \geq 0,0025 b \cdot t$

- Si $\tau_b \geq 0,006 \bar{\sigma}_{28}'$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles ; comme suit :



La contrainte de cisaillement : $\tau_\ell = \frac{1,4T}{b \cdot z}$

- Si $\tau_\ell > 0,06 \bar{\sigma}_{28}' \Rightarrow$ nécessité d'armat. supplémentaires

Verifications

1. Cond. de non Fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

2. Cond. de non Fissuration :

$$\max(\bar{\sigma}_1; \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$$

3. Contraintes :

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b' ; \bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a ; \tau_d = \frac{T}{npz} < \bar{\tau}_d$$

avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

4. Flèches :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_e} ; \frac{A}{b h_t} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

Vt8 ; Vt11 ; Vl5 ; Vl9 (Linteaux)

charges revenant aux voiles

$$* q_G = G_1 + G_2$$

$$G_1 = \text{poids propre du linteau} = 0,2 \times 2,47 \times 2,5 = 1,235 \text{ t/ml}$$

$$G_2 = \text{p. du plancher} = 4,205 \times 2,5 \times 0,14 = 1,472 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } q_G = 2,707 \text{ t/ml}$$

$$* q_p = 0,384 \times 4,205 = 1,615 \text{ t/ml}$$

$$* q_{SH} = 1,5 \pi$$



Linteaux	Vt8	Vt11	Vl5	Vl9
①	8,082	7,295	8,175	8,175
②	23,035	21,769	24,396	24,396

valeurs de π (effort tranchant)
en tonnes

NB: à titre d'exemple on étudie le linteau ①

$$M_e = M_G + M_p + M_{SH} = 5,135 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,00153 \Rightarrow \begin{cases} \tilde{\omega} = 0,0101 \% \\ k = 265 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{4200}{265} = 15,885 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_{ca} = \tilde{\omega} b h = \frac{0,0101 \times 20 \times 245}{100} = 0,495 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 247 = 7,41 \text{ cm}^2 \quad (A_{\min} = 0,0015 b h_t)$$

$$\text{ait: } 4T16; A_r = 8,04 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

$$\text{on prend des barres } \phi 12 \Rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t \cdot z}{T} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{epacement réglementaire } \bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h \\ h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_t = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b z} = 4,568 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{avec } z = \frac{7}{8}h)$$

$$\text{d'où } \bar{t} = \max(49 \text{ cm}; 207,06 \text{ cm}) = 207,06 \text{ cm}$$

$$* t < \frac{h_t}{4} = 61,75 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } A_{t_{\min}} \text{ (CTC)} = 0,0025 b t = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{t_{\min}} \text{ (CTC)}$$

Armatures de repartition

$$A_r = 0,002 b h_t = 0,002 \times 20 \times 247 = 9,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{ait: } 10T12 = 2(5T12); A_r = 11,31 \text{ cm}^2$$

Aciers obliques: A_x

$$\tau_b = 4,568 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,066 \sigma_{28}' = 16,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b < 0,066 \sigma_{28}' \\ \tau_b < 0,066 \sigma_{28}' \Rightarrow \text{pas} \\ \text{d'armat. obliques} \end{array} \right\}$$

Verifications* Condition de non fragilité :

$$A \geq 69 \cdot 10^{-2} b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 7,124 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifié})$$

* Non fissuration :

$$\sigma_1 = 8592,803 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2956,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1; \sigma_2) = 8592,803 \text{ kg/cm}^2$$

* Entraînement des armatures

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} < \bar{\tau}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{13591}{17,59 \times \frac{7}{8} \times 245} = 3,6042 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

* fliche

$$\frac{h_t}{l} = 247/80 = 3,087 > \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{bh} = 8,04/20 \times 245 = 1,641 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,0102$$

NB: Nous résumons les résultats pour tous les linteaux dans le tableau suivant :

---/---

Lintheaux

Voiles	l (m)	ht (m)	M (tm)	T (t)	Z kg/cm ²	Acal cm ²	As = Ai (cm) ²	Ar ≈	Ar (cm ²)	At (cm ²)	t (cm)	Ax (cm ²)
Vt8	0,80	2,47	5,079	13,952	4,568	0,495	4T16 ; 8,04	10T12	11,31	1,57	30	/
	0,73	0,83	12,767	35,829	37,872	4,384	4T14 ; 6,15	4T12	4,52	"	8	2T14
Vt11	0,80	2,47	4,607	12,761	4,568	0,495	4T16 ; 8,04	10T12	11,31	"	30	/
	0,73	0,83	12,074	33,932	37,872	4,384	4T14 ; 6,15	6T12	4,52	"	8	2T14
Vt9	0,83	0,83	12,563	30,650	30,650	4,072	4T14 ; 6,15	4T12	4,52	"	10	2T14
	0,93	0,83	39,499	86,135	86,135	13,532	8T16 ; 16,08	4T12	4,52	2,26	5	2T14
Vt10	0,83	0,83	12,563	30,650	30,650	4,072	4T14 ; 6,15	4T12	4,52	"	10	2T14
	0,93	0,83	39,499	86,135	86,135	13,532	8T16 ; 16,08	4T12	4,52	2,26	5	2T14
Vl5	0,80	2,47	5,135	13,991	4,568	0,495	4T16 ; 8,04	10T12	11,31	1,57	30	/
	0,73	0,83	13,512	37,872	37,872	4,384	4T14 ; 6,15	4T12	4,52	"	8	2T14
Vl9	0,80	2,47	5,135	13,991	4,568	0,495	4T16 ; 8,04	10T12	11,31	"	30	/
	0,73	0,83	13,512	37,872	37,872	4,384	4T14 ; 6,15	4T12	4,52	"	8	2T14

Tous les lintheaux sont encastres
aux 2 extremités

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES MINIMALES (DTU)

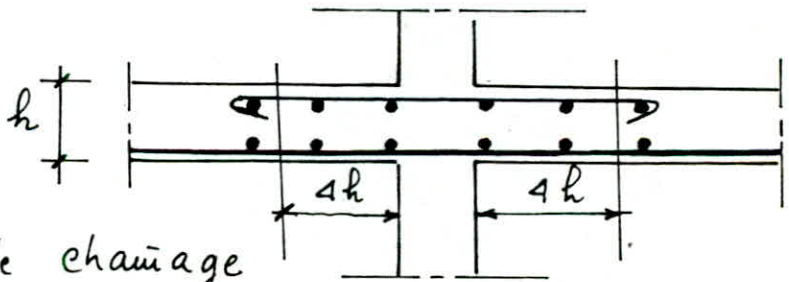
Afin de répondre aux différentes sollicitations provoquées par les phénomènes de retrait, phénomènes thermiques et climatiques, il y'a lieu de prévoir un minimum d'armatures

Chainage de plancher

Un chaînage de plancher doit être établi dans les cas suivants :

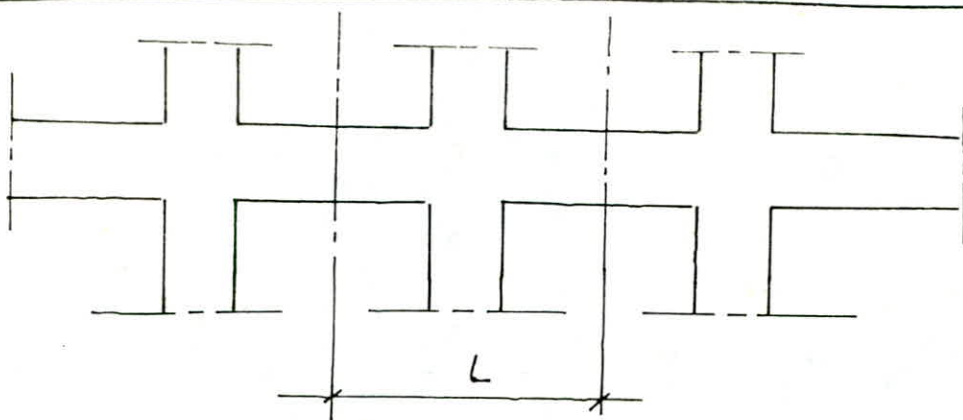
- Au croisement de chaque mur avec un plancher
- En ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façades maçonnées.

* Ce chaînage de plancher est constitué par des aciers qui trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que par ceux qui se trouvent dans une bande de plancher inférieure à 4 fois l'épaisseur du plancher et ce, de part et d'autre du mur.

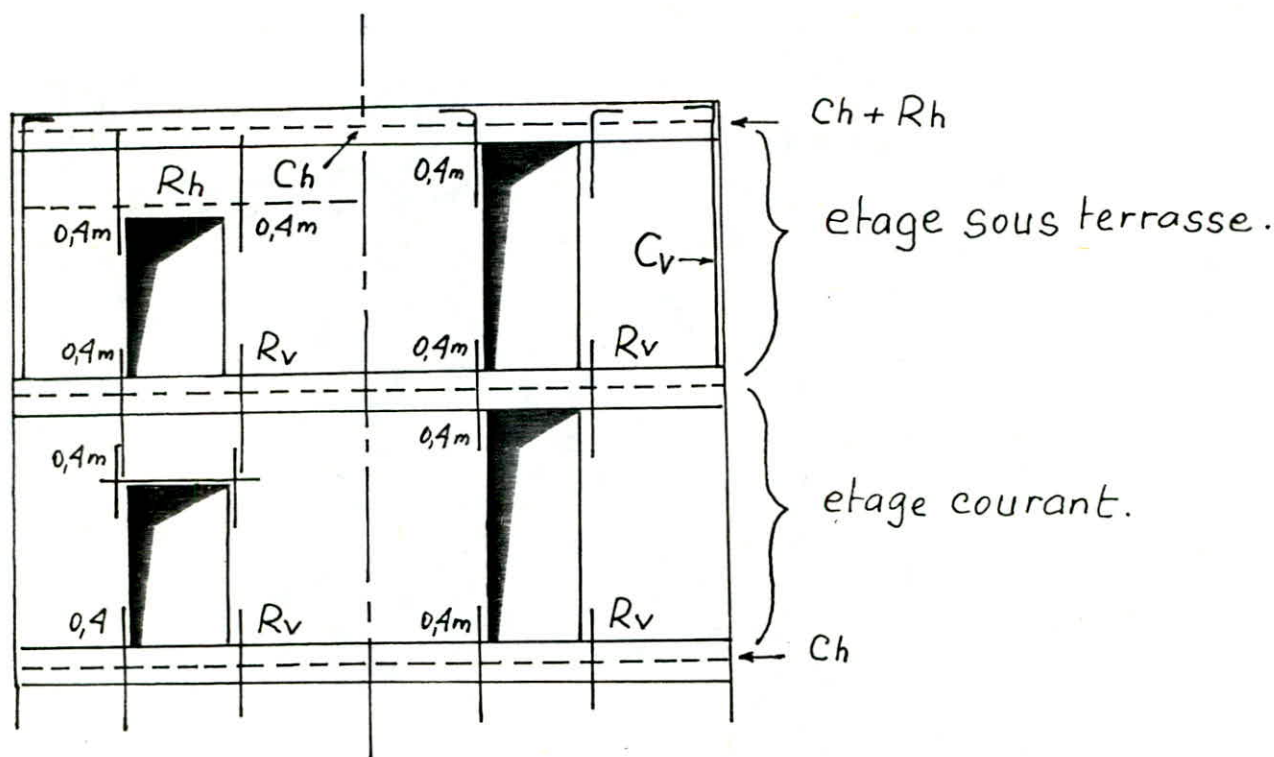


- La section d'acier de chaînage est fixée à $1,5 \text{ cm}^2$ au minimum dans les cas suivants:
 - chaînage entre un plancher et un mur de pignon, un mur contre terre, façade maçonnée ...
- Dans les autres cas :

$$A \geq 0,28L \quad L : \text{en mètres}$$



Armatures des murs intérieurs



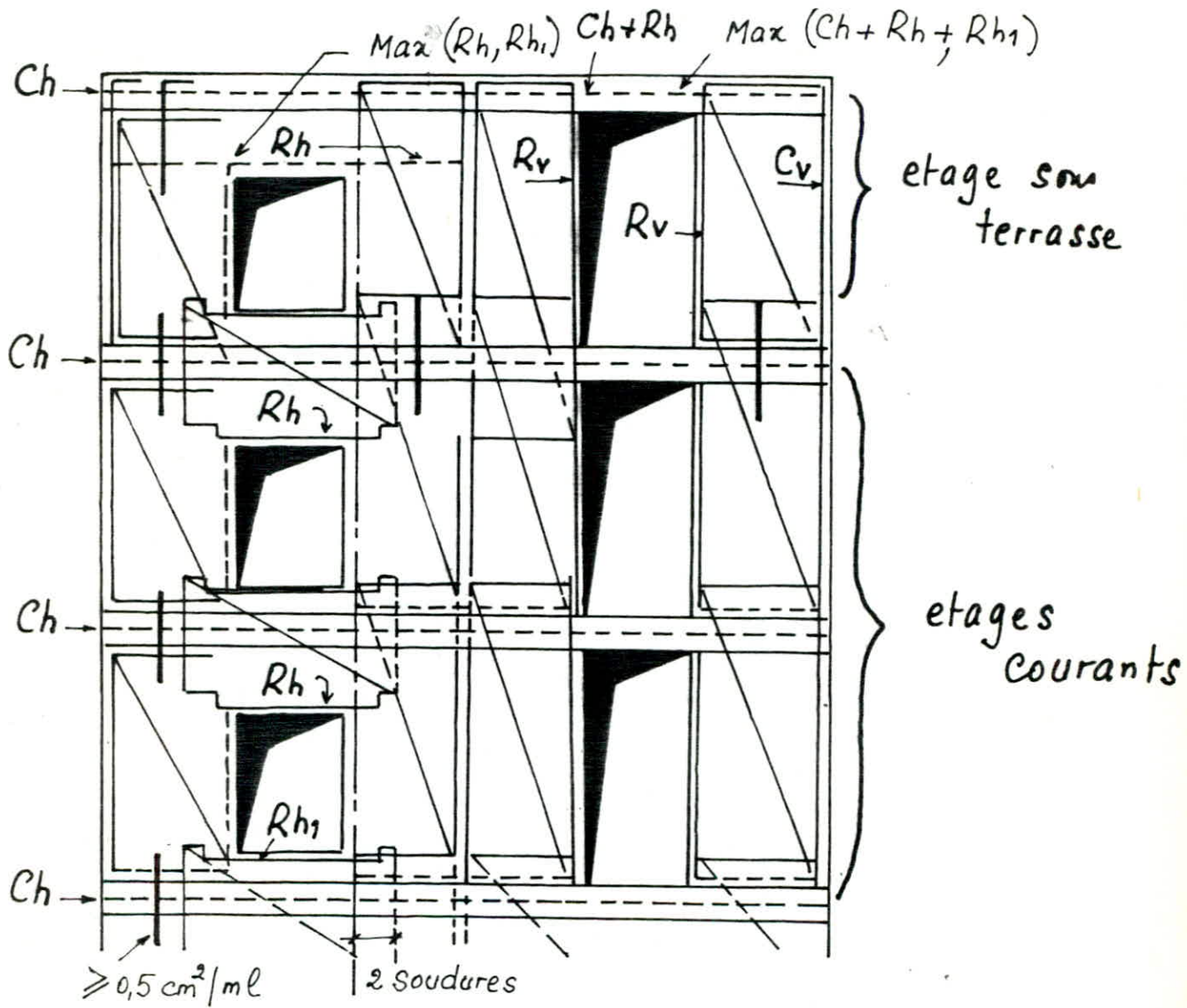
Legende :

Ch: chaînage horizontal. Cv: - vertical.
 Rh: renforcement horizontal. Rv: - vertical.

Dans les etages courants : Des armatures verticales locales d'une section minimale de $0,95 \text{ cm}^2$ doivent être placées dans les angles des ouvertures, ces aciers doivent border l'ouverture sur au moins $0,4 \text{ m}$ avec ancrage ou recouvrement à l'autre extrémité (Rv).

Pour etages sous terrain : $C_v \geq 1,5 \text{ cm}^2$
 $R_h \geq 1,5 \text{ cm}^2$ (voir figure)

Armatures des murs extérieurs



Legende :

C_v : chaînage vertical $\geq 1,50 \text{ cm}^2$.

Ch : " horizontal.

R_v = Renforcement vertical au voisinage des baies

R_h = Renforcement horiz! sous terrasse $\geq 2,35 \text{ cm}^2$

$R_v \geq 0,85 \text{ cm}^2$; $R_{h1} \geq 1 \text{ cm}^2$.

DEFORMATIONS

Pour les constructions en béton armé, les conditions de service ou les prescriptions réglementaires imposent une limitation de la flèche sous les charges de calcul, verticales ou horizontales.

1. Charges verticales :

Dans le cas des charges verticales, ce sont les éléments horizontaux (planchers) dont la déformation est excessive qui entraînent des désordres dans les cloisons et les revêtements, et les poutres de grande portée, nécessitant au bétonnage une contre-flèche pour compenser la flèche due aux charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

2. Charges horizontales :

Dans le cas des ch. horizontales, ce sont les éléments verticaux assurant le contreventement de la structure (voiles) qui vont reprendre ces efforts.

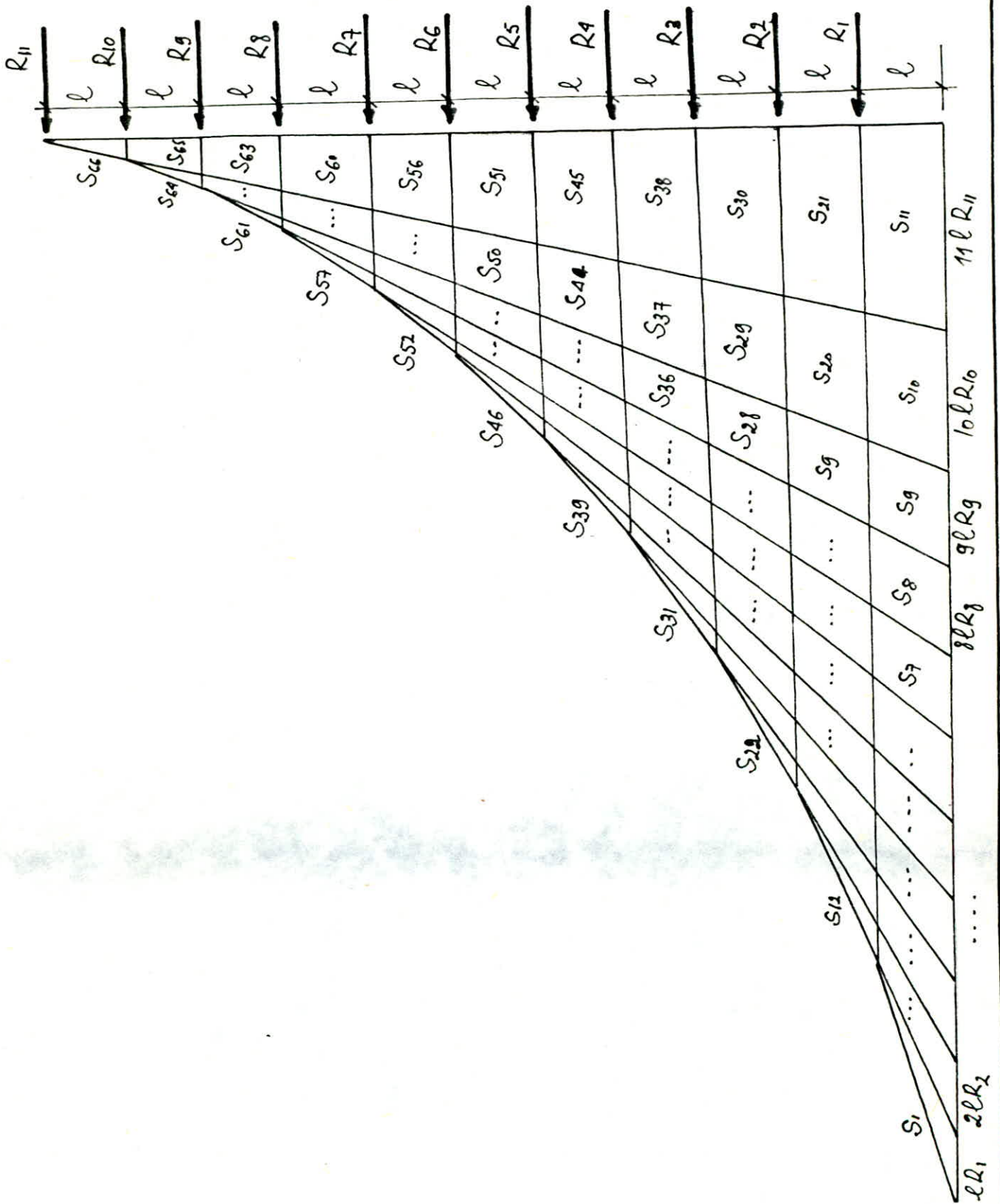
Il faut donc déterminer avec une bonne précision - (à une approximation admissible près) - la déformation qui sera atteinte sous l'effet des forces horizontales instantanées (séisme) pour les différents refends.

Méthode de calcul

Le calcul des déformations se fait par la méthode du "moment des aires" exposé par A. FUENTES dans son ouvrage : Calcul pratique des ossatures de Bâtiments en Béton Armé.

Exposé de la methode

considerons un voile soumis à l'action d'une serie de forces horizontales $R_1; R_2; R_3; \dots, R_n$ (11 Niveaux)



1. FLECHES

Aient $f_1, f_2, f_3, \dots, f_{11}$ les fleches aux niveaux 1, 2, ..., 11 respectivement definiées par les formules suivantes :

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^{11} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_2 = \frac{\sum_{i=1}^{21} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_3 = \frac{\sum_{i=1}^{30} S_i d_i}{EI}$$

$$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^{38} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{45} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_6 = \frac{\sum_{i=1}^{51} S_i d_i}{EI}$$

$$f_7 = \frac{\sum_{i=1}^{56} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_8 = \frac{\sum_{i=1}^{60} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_9 = \frac{\sum_{i=1}^{63} S_i d_i}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{\sum_{i=1}^{65} S_i d_i}{EI} \quad \bullet \quad f_{11} = \frac{\sum_{i=1}^{66} S_i d_i}{EI}$$

avec : d_i = distance du centre de gravité de la surface S_i au niveau considéré.

I = Moment d'inertie du voile considéré.

E = Module de deformation longitudinal du beton.

$E = 21000 \sqrt{f_j'}$ pour les charges instantanées ou rapidement variables (charges sismiques)

f_j' = Résistance à la compression à $j = 28$ jours.

$$f_{28}' = 270 \text{ bars} = 275,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } E = 21000 \cdot 275,40 = 348,50 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{E = 348,50 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2}$$

2- DEPLACEMENTS

Les déplacements sont donnés par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{l} \\ \text{avec } \psi_1 = \frac{f_1}{l} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} i = \text{rang du plancher} \\ i = 1, 2, 3, \dots, n \\ l = \text{hauteur d'étage} \end{array}$$

Déplacement admissible

le déplacement admissible $\bar{\Delta}$ est donné par le complément parasismique algérien.

Dans les bâtiments à usage d'habitation et assimilés (Bureaux, écoles, etc...) le déplacement admissible est donné par :

$$\bar{\Delta} = \frac{1,3 h}{1000} \quad h = \text{hauteur d'étage.}$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1,3 \times 2,84}{1000} = 3,692 \cdot 10^{-3} \text{ m} \approx 3,70 \text{ mm}$$

Si Δ est le déplacement relatif de niveau évalué à partir des forces de calcul (forces sismiques) dans l'hypothèse d'un comportement linéaire et structure rigide en béton armé non fissuré, on vérifie : $\Delta < \bar{\Delta}$

NB: Pour les refends avec ouvertures on suppose que tous les éléments du refend subissent le même déplacement (l'effort horizontal sollicitant le voile étant le même pour tous les éléments du refend.)

Méthode de calcul simplifiée

. Pour le calcul, on utilise une méthode simplifiée nous permettant d'annuler plusieurs étapes de calcul.

Le nombre de sections S_i sera limité à vingt et un (21) au lieu de soixante six (66).

Le bras de levier sera noté par d_{ij} .

avec $i =$ correspond à l'aire A_i .

$j =$ niveau considéré.

Les expressions des fleches f_j deviennent :

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^2 A_i d_{i1}}{EI} \quad * \quad f_2 = \frac{\sum_{i=1}^4 A_i d_{i2}}{EI} \quad * \quad f_3 = \frac{\sum_{i=1}^6 A_i d_{i3}}{EI}$$

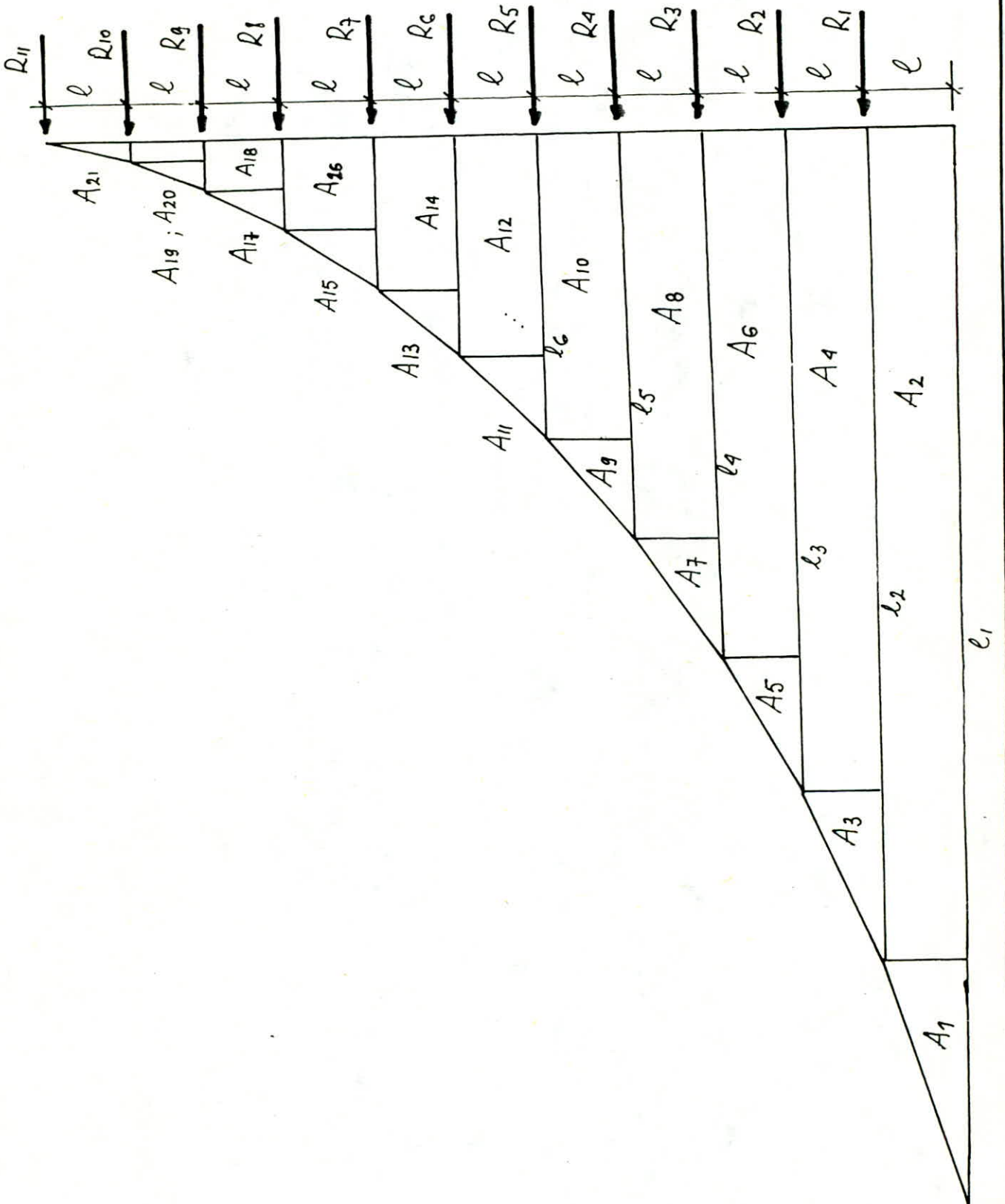
$$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^8 A_i d_{i4}}{EI} \quad * \quad f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{10} A_i d_{i5}}{EI} \quad * \quad f_6 = \frac{\sum_{i=1}^{12} A_i d_{i6}}{EI}$$

$$f_7 = \frac{\sum_{i=1}^{14} A_i d_{i7}}{EI} \quad * \quad f_8 = \frac{\sum_{i=1}^{16} A_i d_{i8}}{EI} \quad * \quad f_9 = \frac{\sum_{i=1}^{18} A_i d_{i9}}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{\sum_{i=1}^{20} A_i d_{i10}}{EI} \quad * \quad f_{11} = \frac{\sum_{i=1}^{21} A_i d_{i11}}{EI}$$

NB: les valeurs des d_i sont les mêmes pour tous les refends, pour un niveau considéré.

Nous dressons donc un tableau donnant les valeurs des d_i pour chaque niveau k .



Determination des Sections A_i

l : hauteur d'étage, prise entre COG de deux planchers voisins.

$$A_1 = (l_1 - l_2) l/2$$

$$A_2 = l_2 \cdot l$$

$$A_3 = (l_2 - l_3) l/2$$

$$A_4 = l_3 \cdot l$$

$$A_5 = (l_3 - l_4) l/2$$

$$A_6 = l_4 \cdot l$$

$$A_7 = (l_4 - l_5) l/2$$

$$A_8 = l_5 \cdot l$$

$$\vdots$$

$$\vdots$$

$$A_{2i+1} = (l_{i+1} - l_{i+2}) l/2$$

$$A_{2i} = l_{i+1} \cdot l$$

$$\vdots$$

$$\vdots$$

$$A_{19} = (l_{10} - l_{11}) l/2$$

$$A_{20} = l_{11} \cdot l$$

$$A_{21} = \frac{l_{11} \cdot l}{2} = \frac{A_{20}}{2}$$

Determination des longueurs de sections l_i

$$l_1 = l [R_1 + 2R_2 + 3R_3 + \dots + iR_i + \dots + 11R_{11}] = l \sum_{k=1}^{11} k R_k$$

$$l_2 = l [R_2 + 2R_3 + 3R_4 + \dots + (i-1)R_i + \dots + 10R_{11}] = l \sum_{k=2}^{11} (k-1) R_k$$

$$l_3 = l [R_3 + 2R_4 + 3R_5 + \dots + (i-2)R_i + \dots + 9R_{11}] = l \sum_{k=3}^{11} (k-2) R_k$$

$$l_4 = l \sum_{k=4}^{11} (k-3) R_k$$

$$\vdots$$

$$l_i = l \sum_{k=i}^{11} [k - (i-1)] R_k$$

$$\vdots$$

$$l_9 = l \sum_{k=9}^{11} (k-8) R_k = l (R_9 + 2R_{10} + 3R_{11})$$

$$l_{10} = l [R_{10} + 2R_{11}]$$

$$l_{11} = l \cdot R_{11}$$

FORCES SISMQUES - VOILES LONGITUDINAUX

$\frac{V_{nlk}}{k}$	V_{l_1}	V_{l_2}	V_{l_3}	V_{l_4}'	V_{l_4}''	V_{l_5}	V_{l_6}	V_{l_7}	V_{l_8}	V_{l_9}	$V_{l_{10}}$	$V_{l_{11}}$
01	0,143	0,057	0,294	0,417	0,417	0,078	0,143	0,057	0,294	0,078	0,002	0,002
02	0,544	0,207	1,121	1,590	1,590	0,297	0,544	0,207	1,121	0,297	0,007	0,007
03	1,180	0,470	2,430	3,445	3,445	0,644	1,180	0,470	2,430	0,644	0,014	0,014
04	2,017	0,804	4,154	5,890	5,890	1,102	2,017	0,804	4,154	1,102	0,024	0,024
05	3,027	1,206	6,233	8,831	8,831	1,653	3,027	1,206	6,233	1,653	0,036	0,036
06	4,221	1,682	8,693	12,326	12,326	2,305	4,221	1,682	8,693	2,305	0,050	0,050
07	5,421	2,160	11,164	15,829	15,829	2,961	5,421	2,160	11,164	2,961	0,065	0,065
08	6,776	2,700	13,955	19,787	19,787	3,701	6,776	2,700	13,955	3,701	0,081	0,081
09	8,154	3,248	16,792	23,809	23,809	4,453	8,154	3,248	16,792	4,453	0,097	0,097
10	9,577	3,815	19,723	27,965	27,965	5,230	9,577	3,815	19,723	5,230	0,114	0,114
11	9,898	3,624	18,736	26,566	26,566	4,969	9,898	3,624	18,736	4,969	0,109	0,109
I (m⁴)	3,135	1,344	7,520	11,949	11,949	2,139	3,135	1,344	7,520	2,139	0,046	0,046

CALCUL DES DEPLACEMENTS

VOILES LONGITUDINAUX

Par raison de symétrie dans le sens longitudinal, les forces sismiques sollicitant les voiles de mêmes caractéristiques géométriques sont égales.

$$V_{L1} ; V_{L6}$$

$$\left. \begin{array}{l} I = 3,135 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 = 3,135 \text{ m}^4 \\ E = 348,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2 \end{array} \right) \Rightarrow EI = 1092,5475 \cdot 10^4 \text{ t m}^2$$

Nous désignons par k le rang du plancher et par R_k , F_k et ψ_k les forces sismiques, les fleches et les déplacements respectivement du plancher considéré.

k	R_k	l_k	AIRES		F_k	ψ_k (mm)
			A_{zi+1}	A_{zi}		
01	0,143	1215,413	419,734	3068,500	$4,765 \cdot 10^4$	0,166
02	0,544	1069,164	418,554	2649,942	:	:
03	1,180	923,325	414,077	2235,835	:	:
04	2,017	779,047	404,357	1831,507	:	:
05	3,027	638,156	387,745	1443,762	:	:
06	4,221	503,053	362,811	1080,951	:	:
07	5,421	376,638	328,041	752,910	:	:
08	6,776	262,338	283,392	469,517	:	:
09	8,154	163,595	227,576	241,941	:	:
10	9,577	84,300	160,413	81,528	$308,02 \cdot 10^4$:
11	9,898	28,407	40,764	—	$353,44 \cdot 10^4$	1,582

NB : le déplacement ψ_k croît linéairement avec la hauteur du bâtiment. Ceci dit que :

$$\psi_{\max} = \psi_{k=11} = \frac{f_{11} - f_{10}}{l}$$

Il y'a donc lieu de vérifier uniquement : $\psi_{11} < \bar{\Delta}$

Pour cela on détermine f_{10} et f_{11} seulement.

Pour les voiles VL_1 et VL_6 (voir tableau précédent) on vérifie

lieu que $\psi_{11} = 1,582 \text{ mm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ mm}$

d'où $\forall k (k=1, 2, \dots, 11) : \psi_k < \bar{\Delta}$

$VL_2 ; VL_7$

$$I = 1,344 \text{ m}^4 \Rightarrow EI = 468,384 \cdot 10^4 \text{ t. m}^2$$

k	R_k	l_k	AIRES		f_k	ψ_k (mm)
			A_{zi+1}	A_{zi}		
01	0,057	474,08	164,514	1196,095	$4,336 \cdot 10^4$	0,151
02	0,207	416,758	164,043	1032,052	:	:
03	0,470	359,600	162,344	869,707	:	:
04	0,804	303,034	158,470	711,237	:	:
05	1,206	247,818	151,846	559,391	:	:
06	1,682	194,910	141,913	417,478	:	:
07	2,160	145,463	128,060	289,420	:	:
08	2,700	100,843	110,268	179,151	:	:
09	3,249	62,422	88,028	91,122	:	:
10	3,915	31,750	61,274	29,848	$279,631 \cdot 10^4$:
11	3,624	10,400	14,924	—	$320,784 \cdot 10^4$	1,434

On vérifie lieu que : $\psi_{11} < \bar{\Delta}$

donc ; $\forall k (k=1, 2, \dots, 11) : \psi_k < \bar{\Delta}$

$Vl_3 : Vl_8$

$$I = 7,520 \text{ m}^4 \Rightarrow EI = 2620,72 \cdot 10^4 \text{ t m}^2$$

k	R_k	l_k	AIRES		f_k	ψ_k (mm)
			A_{2i+1}	A_{2i}		
01	0,294	2451,000	850,831	6183,538	$4,0069 \cdot 10^{-4}$	0,139
02	1,121	2154,543	848,409	5335,129	:	:
03	2,430	1958,930	839,173	4495,955	:	:
04	4,154	1566,535	819,161	3676,794	:	:
05	6,233	1281,113	784,942	2891,852	:	:
06	8,693	1007,614	733,603	2158,248	:	:
07	11,164	752,003	662,000	1496,248	:	:
08	13,955	521,341	570,042	926,206	:	:
09	16,792	322,720	455,098	471,107	:	:
10	19,723	164,149	316,782	154,325	$258,3655 \cdot 10^{-4}$:
11	18,736	53,772	77,162	—	$296,389 \cdot 10^{-4}$	1,324

On vérifie bien que :

$$\psi_{\max} = \psi_{k=11} = 1,324 \text{ mm} < \bar{\Delta}$$

d'où :

$$\forall k (k=1,2,\dots,11) : \psi_k < \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 3,70 \text{ mm}$$

$$Vl_4' ; Vl_4''$$

$$\left. \begin{array}{l} I = 11,949 \text{ m}^4 \\ E = 348,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow EI = 4164,2265 \cdot 10^4 \text{ t m}^2$$

k	R _k	l _k	AIRES		f _k	ψ _k (mm)
			A _{2i+1}	A _{2i}		
01	0,417	3475,265	1206,390	8767,620	3,575 · 10 ⁻⁴	0,125
02	1,590	3054,920	1202,960	7564,660	:	:
03	3,445	2635,770	1189,862	6374,799	:	:
04	5,890	2221,184	1161,489	5213,315	:	:
05	8,838	1816,486	1112,971	4100,343	:	:
06	12,326	1428,691	1040,171	3060,172	:	:
07	15,829	1066,262	939,645	2121,527	:	:
08	19,787	739,208	808,260	1313,266	:	:
09	23,809	457,584	645,279	667,986	196,849 · 10 ⁻⁴	:
10	27,965	232,748	449,166	218,820	230,550 · 10 ⁻⁴	1,174
11	26,566	76,244	109,410	—	264,480 · 10 ⁻⁴	1,182

On vérifie que : $\psi_{11} = 1,182 \text{ mm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ mm}$
 donc $\forall \psi_k : \psi_k < \bar{\Delta} \quad (k=1, 2, \dots, 11)$

NB: pour le reste des voiles, on donne uniquement le déplacement max : $\psi_{\max} = \psi_{11}$

* Voiles Vl_5 ; Vl_9

$$I = 2,139 \text{ m}^4$$

$$\psi_{\max} = \psi_{11} = 1,234 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ cm}$$

* Voiles : Vl_{10} ; Vl_{11}

$$I = 0,046 \text{ m}^4$$

$$\psi_{\max} = 1,258 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ cm}$$

2- Déplacements des voiles transversaux

les déplacements des voiles transversaux de mêmes caractéristiques géométriques que les voiles longitudinales déjà calculés, et moins sollicités que ces derniers, sont vérifiés.

Vt_1 ; Vt_7 : voir Vl_1 ; Vl_6

Vt_2 ; Vt_6 : voir Vl_2 ; Vl_7

Vt_3 ; Vt_5 : voir Vl_3 ; Vl_8

Vt_8 ; Vt_{11} : voir Vl_5 ; Vl_9

Vt_{12} ; Vt_{13} : voir Vl_{10} ; Vl_{11}

on calcule uniquement les voiles transversaux :

Vt_4 et $(Vt_9 - Vt_{10})$

et on donne directement le déplacement max.

FORCES SISMQUES - VOILES TRANSVERSAUX

unité : t

voile k	Vt1	Vt2	Vt3	Vt4	Vt5	Vt6	Vt7	Vt8	Vt9	Vt10	Vt11	Vt12/13
01	8,017	3,025	16,087	21,373	14,797	2,645	6,169	4,698	23,473	23,201	4,208	0,096
02	8,445	3,197	16,947	22,515	15,588	2,786	6,498	4,949	24,727	24,441	4,434	0,102
03	7,201	2,717	14,45	19,199	13,292	2,375	5,541	4,220	21,084	20,840	3,791	0,087
04	5,957	2,248	11,954	15,812	10,995	1,965	4,584	3,491	17,442	17,240	3,128	0,072
05	4,785	1,805	9,601	12,756	8,832	1,578	3,682	2,804	14,009	13,847	2,512	0,058
06	3,660	1,381	7,345	9,759	6,756	1,207	2,817	2,145	10,717	10,593	1,922	0,044
07	2,665	1,006	5,348	7,105	4,919	0,879	2,051	1,562	7,803	7,713	1,399	0,032
08	1,778	0,671	3,567	4,740	3,281	0,586	1,368	1,042	5,205	5,145	0,933	0,021
09	1,040	0,392	2,086	2,772	1,919	0,343	0,800	0,609	3,044	3,009	0,546	0,013
10	0,840	0,181	0,963	1,279	0,885	0,158	0,369	0,281	1,404	1,388	0,252	0,006
11	0,126	0,048	0,253	0,336	0,232	0,042	0,097	0,074	0,369	0,364	0,066	0,002
I (m ⁴)	3,135	1,344	7,520	10,682	7,520	1,344	3,135	2,139	11,791	11,791	2,139	0,046

NB : 01 : plancher terrasse

pour Vt13 : Idem Vt12

* Vt4

$$I = 10,682 \text{ m}^4$$

$$\psi_{\max} = \psi_{11} = 1,025 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ cm}$$

* Voiles : Vt9 ÷ Vt10

$$I = 11,791 \text{ m}^4$$

$$\psi_{\max} = \psi_{11} = 1,003 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 3,70 \text{ cm}.$$

Conclusion :

Tous les déplacements des voiles sont admissibles et engendrent donc des efforts parasitaires négligeables.

La structure est donc très rigide.

FONDITIONS

Le choix du type de fondation est fonction de la qualité du sol et de la charge apportée par le bâtiment.

Une étude préalable du sol a donné les résultats suivants.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars à une profondeur de } 2,0 \text{ m.}$$

- Si on envisage des fondations superficielles, les charges appliquées sont importantes et font que la distance entre tranchées des semelles filantes est trop faible pour qu'une bonne exécution puisse être entreprise.
- Nous avons donc opté pour un radier général d'autant plus que les tassements différentiels sont vérifiés.

1. Dégression des surcharges

0	—	S_0	
1	—	$S_0 + S_1$	
2	—	$S_0 + S_1 + 0,9 S_2$	
3	—	$S_0 + S_1 + 0,9 S_2 + 0,85 S_3$	
4	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,80 S_4$	
5	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,75 S_5$	
6	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,70 S_6$	
7	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,65 S_7$	
8	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,60 S_8$	
9	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,55 S_9$	
10	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,55 (S_9 + S_{10})$	
11	—	$S_0 + S_1 + \dots + 0,55 (S_9 + S_{10} + S_{11})$	

Au niveau des fondations le cumul des surcharges est :

$$P = S_0 + S_1 + 0,9 S_2 + 0,85 S_3 + 0,80 S_4 + 0,75 S_5 + 0,70 S_6 + \dots \\ \dots + 0,65 S_7 + 0,60 S_8 + 0,55 (S_9 + S_{10} + S_{11}).$$

S_i = surcharge d'exploitation au niveau i

$$S_i = \begin{cases} 100 \text{ kg/m}^2 & (i=0) \\ 175 \text{ kg/m}^2 & (i=1, 2, \dots, 11) \end{cases}$$

A_i = surface du plancher i

$$A_i = \begin{cases} 388,238 \text{ m}^2 & (i=0, 1, \dots, 10) \\ 396,90 \text{ m}^2 & (i=11) \end{cases}$$

$$\text{d'où } S_i = \begin{cases} 38,823 \text{ t} & (i=0) \\ 67,941 \text{ t} & (i=1, 2, \dots, 10) \\ 69,457 \text{ t} & (i=11) \end{cases}$$

$$P = 38,823 + 67,941 (1 + 0,9 + 0,85 + 0,80 + 0,75 + 0,70 + \dots + \\ \dots + 0,65 + 0,60 + 0,55 + 0,55) + 0,55 \cdot 69,457$$

$$P = 607,652 \text{ t}$$

2. Poids propre du bâtiment

$$G = 5876,836 \text{ t} \approx 5880 \text{ t}$$

$$G = 5880 \text{ t}$$

3. charge de calcul

La charge de calcul est donnée par :

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

$$N = 6609,182 \text{ t}$$

4. Surface nécessaire du radier

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bar} \quad (\bar{\sigma} \text{ à une profondeur de } 2,0 \text{ m})$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S_{nec}} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{nec} \geq \frac{6609,182 \cdot 10^3}{1,80 \cdot 10^4} = 367,146 \text{ m}^2$$

5. Surface totale du radier

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante avec un débord de 50 cm du voile périphérique

$$S_r = 40,87 + 396,90 = 437,77 \text{ m}^2 > S_{nec}$$

$$S_r = 437,77 \text{ m}^2$$

6. Pression sous le radier

On ne tient pas compte du poids propre du ~~propre~~ radier

$$p = \frac{N}{S_r} = \frac{6609,182 \cdot 10^3}{437,77 \cdot 10^4} = 1,51 \text{ kg/cm}^2$$

7. Predimensionnement du radier

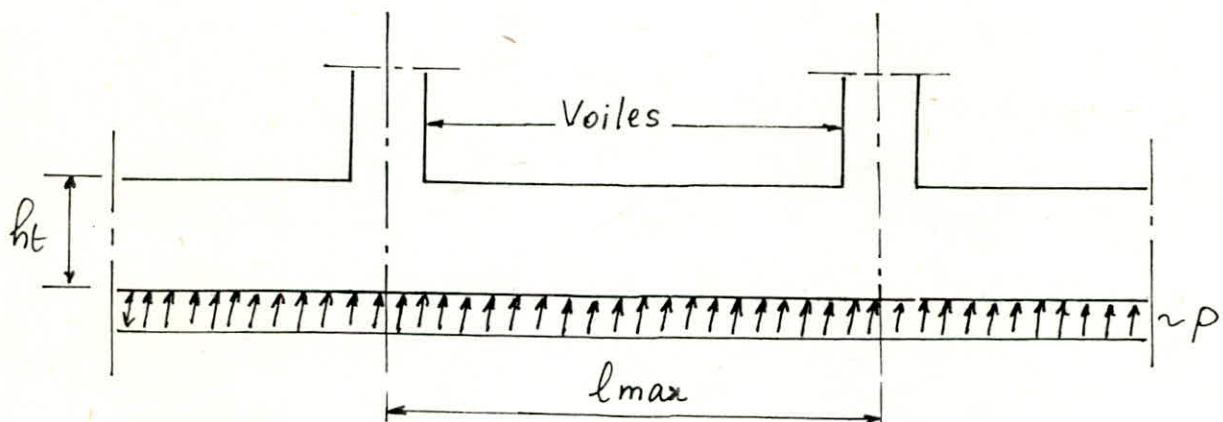
Etant donné qu'il n'est pas commode de mettre des étriers dans une dalle, l'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,1 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{d'où } z \geq \frac{T_{max}}{1,1 b \bar{\sigma}_b}$$

$$T_{max} = \frac{P l_{max}}{2} = \frac{1,51 \cdot 370 \cdot 100}{2} = 27,935 \text{ t}$$

T_{max} = l'effort tranchant max développé entre 2 voiles parallèles voisins distants d'une longueur max = l_{max}



Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

$$(b = 100 \text{ cm}) : \quad z \geq \frac{27,935 \cdot 10^3}{1,1 \times 100 \times 5,9} = 43,04 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8}{7} z = 49,19 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$h_t = h + 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

8. Verification de la contrainte du sol

On tient compte du poids propre du radier

$$P_r = 437,77 \times 0,55 \times 2,5 = 601,933 \text{ t}$$

$$N = 6609,182 \text{ t}$$

$$N_t = N + P_r = 7211,115 \text{ t}$$

p' = contrainte du sol (pression)

$$p' = \frac{N_t}{S_r} = \frac{7211,115 \cdot 10^3}{437,77 \cdot 10^4} = 1,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol}$$

9. Poinçonnement

La verification se fait pour le voile le plus sollicité :

$$Vl_4' \text{ et } Vl_4'' : \quad l = 8,95 \text{ m}$$

$$G = 550,978 \text{ t} \Rightarrow q_G = \frac{550,978}{8,95} = 61,56 \text{ t/ml}$$

$$P = 85,565 \text{ t} \Rightarrow q_P = \frac{85,565}{8,95} = 9,56 \text{ t/ml}$$

$$q = q_G + 1,2P = 73,032 \text{ t/ml}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par :

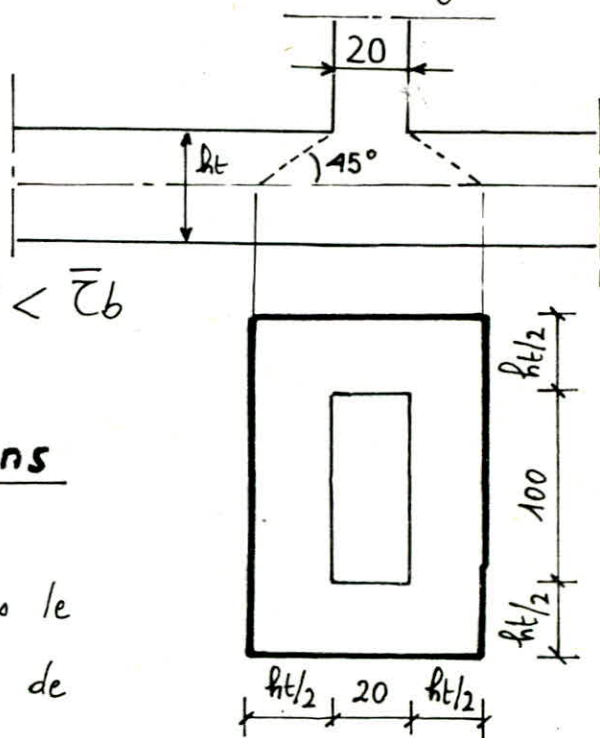
$$1,5 \frac{q}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,48 \text{ kg/cm}^2$$

P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$P_c = 2[(100 + h_t) + (20 + h_t)]$$

$$P_c = 2(155 + 75) = 460 \text{ cm}$$

$$1,5 \frac{73,032 \cdot 10^3}{460 \cdot 55} = 4,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



10. calcul des efforts dans le radier

Pour le calcul des efforts dans le radier on utilise la méthode de CAQUOT exposée dans l'annexe 41. CCBA 68.

Le calcul se fait pour des bandes de 1 m de largeur et de hauteur $h_t = 55 \text{ cm}$, qu'on assimile à des poutres simplement appuyées sur les voiles et uniformément chargées par $q = 15,10 \text{ t/m}^2$.

En admettant les simplifications admises dans l'article A11-4 CCBA 68, à savoir la négligence de la solidarité avec les murs intermédiaires $\Rightarrow k_n = k_s = 0$

11. Stabilité du radier sous les sollicitations du 2^{ème} genre

On vérifie la stabilité du radier en calculant les contraintes dues au moment de renversement M et de l'effort normal N_2

$$N_2 = G + P + S_v = G + P = 5880 + 607,652 = 6487,652 \text{ t}$$

$$P_r = 601,933 \text{ t}$$

$$N_2 + P_r = 7089,585 \text{ t}$$

$$N_2 = 7089,585 \text{ t (poids propre du radier compris)}$$

Le moment de renversement au niveau des fondations est:

$$M + Th$$

M : Moment au niveau du RDC

T : Effort tranchant au niveau du RDC

h : hauteur du vide sanitaire = 1,50 m

a/ Sens transversal

$$l = 19,23 + 2 \cdot 0,50 = 20,23 \text{ m} ; \quad v = \frac{l}{2} = 10,115 \text{ m}$$

$$M = 14205,318 + 680,717 \times 1,50 =$$

$$I_x = \frac{20,23 \times (21,64)^3}{12} = 17083,876 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} v \quad (\sigma_1 > \sigma_2)$$

$$\text{on vérifie que : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{7089,585}{437,770} + \frac{\quad}{17083,876} \times 10,115 = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{7089,585}{437,770} - \frac{\quad}{17083,876} \times 10,115 = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(\quad) + \quad}{4} = \quad \text{kg/cm}^2 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

b/ sens longitudinal

$$l = 20,64 + 2 \cdot 0,50 = 21,64 \text{ m} ; \quad v = \frac{l}{2} = 10,82 \text{ m}$$

$$M = 13961,393 + 669,352 \times 1,50 =$$

$$I_y = \frac{(20,23)^3 \cdot 21,64}{12} = 14930,132 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{7089,585}{437,77} + \frac{\quad}{14930,132} \cdot 10,82 = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = \quad \text{kg/cm}^2 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

12. charges de calcul du radier

on determine la reaction du sol sous le radier sans tenir compte du poids de ce dernier.

a. sollicitations du 2^e genre

* Sens transversal

$$q_1 = \sigma_1 - \frac{P_r}{S_r} = \quad - \frac{601,933}{437,770} = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q_2 = \sigma_2 - \frac{P_r}{S_r} = \quad - \frac{601,933}{437,770} = \quad \text{kg/cm}^2$$

* Sens longitudinal

$$q_1 = \quad - \frac{601,933}{437,77} = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q_2 = \quad - \frac{601,933}{437,77} = \quad \text{kg/cm}^2$$

b. sollicitations du 1^{er} genre

$$q(SP_1) = 15,10 \text{ t/m}^2 = 1,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

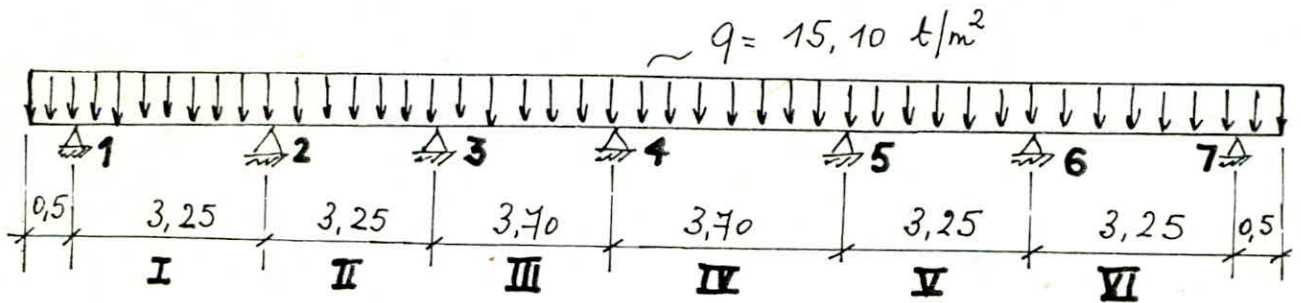
$$q(SP_2) = \quad \text{kg/cm}^2$$

Les charges du 1^{er} genre sont plus défavorables que celles du 2^e genre : $q_{\max} = q(SP_i) = 1,51 \text{ kg/cm}^2$.

13. Schéma statique - Efforts dans le radier

Le schéma statique de calcul n'est autre qu'une poutre continue de longueur l , uniformément chargée.

1^o - COUPE A-A



Formules utilisées :

$$\text{Moments aux appuis : } \begin{cases} M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) \\ M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

• Travée de rive avec console

1. Nœuds de rive (1 et 7)

$$K_w = 0$$

M_e = Moment à gauche et à droite des appuis 1 et 7

M'_w = Moment isostatique de la console.

$$K_w = 0 \Rightarrow D = K_e + K_w = K_e$$

$$M_{e1} = M'_e \cdot 0 + M'_w \cdot 1 = M'_w$$

$$M_{w1} = M'_e \cdot 0 + M'_w \cdot 1 = M'_w \quad \Rightarrow \quad M_{e1} = M_{w1} = M'_w$$

$$M'_w = q \frac{l^2}{2} = 15,10 \frac{(0,5)^2}{2} = 1,888 \text{ tm}$$

$$M_{e1} = M_{w1} = 1,888 \text{ tm.}$$

2. Noeuds voisins de rive (2-6)

$$l'w_2 = \chi_1 l w_2 ; \quad \chi_1 = 1 - \frac{K_{s_1} + K_{n_1}}{7,5 K_{e_1}} = 1 \quad (K_s = K_n = 0)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} l'w_2 = l w_2 \\ l'e_2 = l e_2 \quad \text{si le noeud 3 est de rive.} \\ l'e_2 = 0,8 l e_2 \quad \text{sinon.} \end{cases}$$

Moments d'inertie des poutres aboutissant au noeud 2 sont
egaux $\Rightarrow M_{w_2} = M_{e_2} = \frac{l'e_2 \cdot M'e_2}{l'w_2 + l'e_2} + \left(M'w_2 - \frac{M_{w_1}}{2,125} \right) \cdot \frac{l'w_2}{l'w_2 + l'e_2}$

$$l'w_2 = l w_2 = 3,25 \text{ m}$$

$$l'e_2 = 0,8 l e_2 = 0,8 \cdot 3,25 = 2,600 \text{ m}$$

$$M'w_2 = q \frac{l'w_2^2}{8,5} = \frac{15,10 \cdot (3,25)^2}{8,5} = 18,764 \text{ tm}$$

$$M'e_2 = q \frac{l'e_2^2}{8,5} = \frac{15,10 \cdot (2,60)^2}{8,5} = 12,009 \text{ tm}$$

$$M_{w_2} = M_{e_2} = 12,009 \frac{2,6}{3,25 + 2,6} + \left(18,764 - \frac{1 \cdot 1,889}{2,125} \right) \frac{3,25}{3,25 + 2,6}$$

$$M_{w_2} = M_{e_2} = 15,291 \text{ tm}$$

3. Noeuds intermediaires (3, 4 et 5)

$$M_{w_i} = M_{e_i} = q \frac{(l'w_i^3 + l'e_i^3)}{8,5 (l'w_i + l'e_i)}$$

Noeuds 3 et 5 :

$$l'w = 0,8 l w = 0,8 \cdot 3,25 = 2,60 \text{ m.}$$

$$l'e = 0,8 l e = 0,8 \cdot 3,70 = 2,96 \text{ m.}$$

$$M_{w_3} = M_{e_3} = \frac{15,10 (2,6^3 + 2,96^3)}{8,5 (2,6 + 2,96)} = 13,902 \text{ tm}$$

• Noeud 4

$$l'w = l'e = 0,8 \cdot 3,70 = 2,96 \text{ m}$$

$$Mw_4 = Me_4 = \frac{15,10 \cdot 2 \cdot (2,96)^3}{8,5 \cdot 2 \cdot (2,96)} = 15,567 \text{ tm}$$

$$Mw_4 = Me_4 = 15,567 \text{ tm}$$

• Moments en travées

M_{0i} : Moments isostatiques ($i = \text{I, II, ... , VI}$)

$$M_{0\text{I}} = M_{0\text{II}} = M_{0\text{V}} = M_{0\text{VI}} = q \frac{l^2}{8} = \frac{15,10 (3,25)^2}{8} = 19,937 \text{ tm}$$

$$M_{0\text{III}} = M_{0\text{IV}} = \frac{15,10 \times (3,70)^2}{8} = 25,840 \text{ tm}$$

$$M_{t\text{I}} = M_{0\text{I}} - \frac{Mw_1 + Me_2}{2} = 19,937 - \frac{1,888 + 15,291}{2}$$

$$M_{t\text{I}} = 11,348 \text{ tm} = M_{t\text{VI}}$$

$$M_{t\text{III}} = M_{0\text{III}} - \frac{Mw_3 + Me_4}{2} = 25,840 - \frac{19,902 + 15,567}{2}$$

$$M_{t\text{III}} = 11,106 \text{ tm} = M_{t\text{IV}}$$

$$M_{t\text{II}} = M_{0\text{II}} - \frac{Mw_2 + Me_3}{2} = 19,937 - \frac{15,291 + 13,902}{2}$$

$$M_{t\text{II}} = 5,341 \text{ tm} = M_{t\text{V}}$$

2° COL Ferrailage

le ferrailage se fait avec les moments calculés aussi bien sur appuis qu'en travées.

caractéristiques de la section :

$$h_t = 55 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm ; } (d = 5 \text{ cm}).$$

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

1. Ferrailage aux appuis

• Appuis de rive (1 et 7) :

$$M = 1,888 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0040 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9711 \\ k = 158 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 17,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,388 \text{ cm}^2$$

soit : **5T10/ml ; e = 20 cm ; A_r = 3,92 cm²**

• Appuis voisins de rive (2 et 6)

$$M = 15,291 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0327 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9222 \\ k = 49,3 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{49,3} = 56,795 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 11,843 \text{ cm}^2$$

soit : **7T16/ml ; e = 14 cm ; A_r = 14,07 cm²**

• Appuis intermédiaires 3, 4 et 5

$$M = 15,567 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0333 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9216 \\ k = 48,8 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 57,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 12,065 \text{ cm}^2$$

soit : **7T16/ml ; e = 14 cm ; A_r = 14,07 cm²**

2. Ferrailage en travées

• Travées de rive I et IV

$$M = 11,348 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0244 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9320 \\ k = 58,50 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 47,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 8,697 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T16/ml ; e = 20 \text{ cm} ; A_r = 10,05 \text{ cm}^2$

• Travées II et V

$$M = 5,341 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0114 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9522 \\ K = 89,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 31,285 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4,006 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T12/ml ; e = 20 \text{ cm} ; A_r = 5,65 \text{ cm}^2$

• Travées intermédiaires III et IV

$$M = 11,106 \text{ tm} \Rightarrow \mu = 0,0234 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9329 \\ K = 59,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 47,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 8,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T16/ml ; e = 20 \text{ cm} ; A_r = 10,05 \text{ cm}^2$

SENS REPARTITEUR

on prend 25% des sections max. calculées dans le sens porteur.

Soit :

$$\begin{aligned} \text{* Sup appui : } 0,25 (A_{\text{appui}})_{\text{max}} &= 0,25 \times 12,065 \\ &= 3,016 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit $5T10 ; e = 20 \text{ cm} ; A_r = 3,92 \text{ cm}^2$

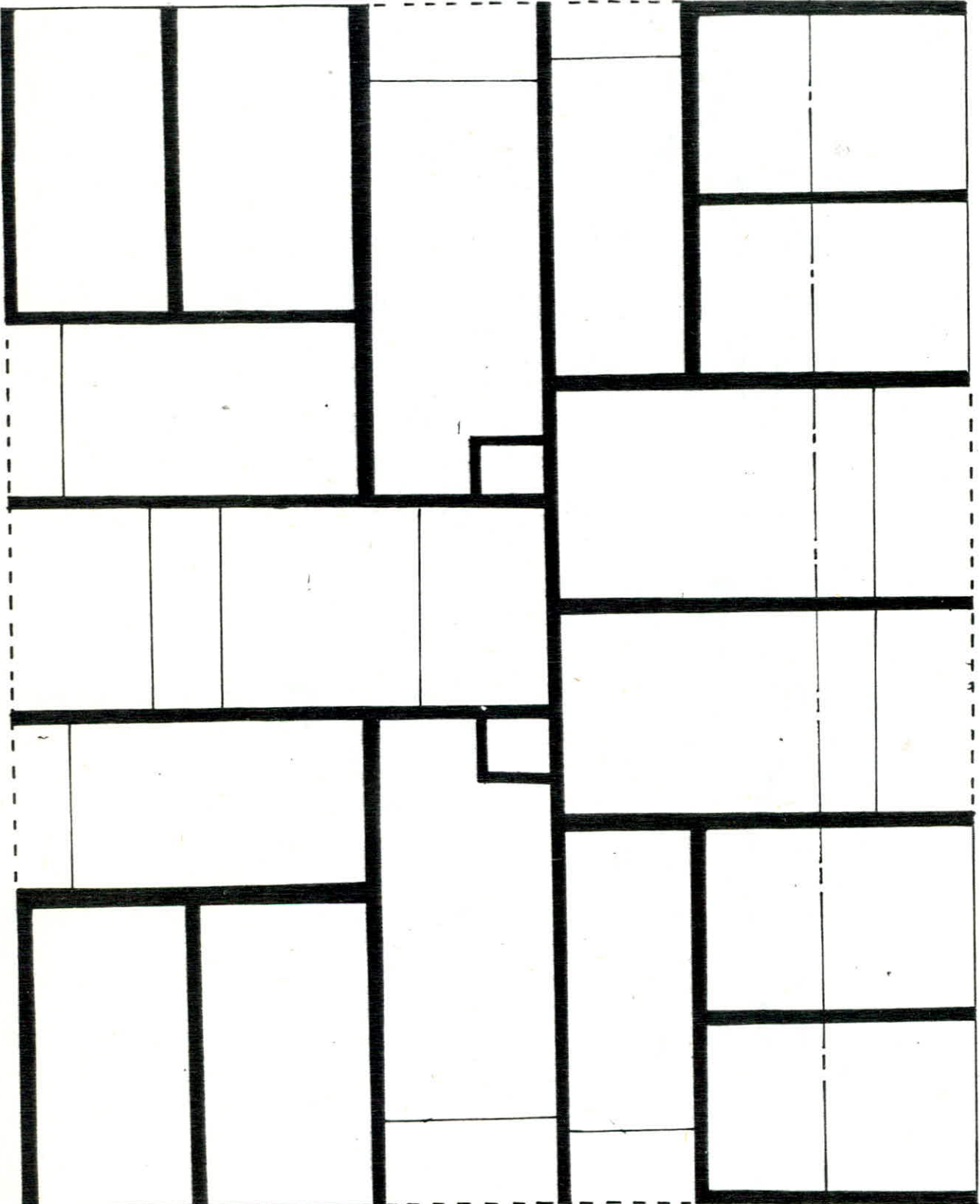
* En travée :

$$0,25 (A_{\text{travée}})_{\text{max}} = 0,25 \times 8,697 = 2,174 \text{ cm}^2$$

Soit : $4T10 ; e = 25 \text{ cm} ; A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

FONDATIONS

A ↓



↑ A

Bibliographie

- C.C.B.A. 68
- N.V. 80
- R.P.A. 81
- Calcul de beton arme et verification des ouvrages P. CHARON.
- Calcul des Tours M. DIVERS
- GUERIN TOME 3 et 4
- Distribution des charges dans les refends A. FUENTES
- Calcul des dalles. BARRES
- DTU 231

